

平成 28 年度

国道 180 号 (福長～菅沢工区)

「2 号橋橋梁予備設計業務委託」
(交付金改良) (O 県債)

報 告 書

【概略設計計算書】

平成 30 年 3 月



中電技術コンサルタント株式会社



目 次

	page
1. 第 1 案 : PC5 径間連続ラーメン箱桁橋.....	1
2. 第 2 案 : PC6 径間連続箱桁橋.....	202
3. 第 3 案 : PC6 径間連続ラーメン箱桁橋.....	380
4. 第 4 案 : 鋼 3 径間連続箱桁橋+PC4 径間連続ラーメン箱桁橋.....	588

1. 第 1 案 : PC5 径間連続ラーメン箱桁橋

§ 1. 上部工の計算
1. 設計条件

1 - 1 設計条件

タイトル	PC5径間連続ラーメン箱桁橋
橋種	アレストコンクリート道路橋
構造形式	PC5径間連続ラーメン箱桁橋
施工法	張出施工
橋長	454.000 [m]
桁長	453.000 [m]
支間長	62.800 + 75.000 + 105.000 + 125.000 + 83.800 [m]
桁がかり長	(左端)0.700 [m] (右端)0.700 [m]
有効幅員	6.750 [m]
幅員	7.640 [m]
活荷重	B活荷重-L

1 - 2 使用材料

(1) 特性値

コンクリート

項目	単位	主桁コンクリート	橋脚コンクリート
設計基準強度	N/mm ²	40.00	24.00
ヤング係数	N/mm ²	3.10*10 ⁴	2.50*10 ⁴
単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50
構造系完成以降のクリープ係数	---	1.50	0.00
乾燥収縮度	---	15.00*10 ⁻⁵	0.00*10 ⁻⁵
線膨張係数	---	10.00*10 ⁻⁶	10.00*10 ⁻⁶

PC鋼材

項目	単位	内ケーブル	横縮ケーブル
PC鋼材名称	---	SWPR7B 12S12.7B	SWPR19 1S21.8
PC鋼材鋼種	---	鋼より線	鋼より線
ヤング係数	N/mm ²	2.00*10 ⁵	2.00*10 ⁵
断面積	mm ²	1184.52	312.90
単位質量	kg/m	9.288	2.482

鉄筋

項目	単位	鉄筋
鉄筋種類	---	SD345
ヤング係数	N/mm ²	2.00*10 ⁵

(1) 上部工設計計算 (PC5 径間連続ラーメン橋)

(1) 主桁寸法

TU =0.3000[m]
WK =0.0000

支点	断面 No.	X [m]	H [m]	TL [m]	B [m]
△	1	0.0000	3.0000	0.5000	0.6000
	2	1.5000	3.0000	0.5000	0.6000
	3	3.1500	3.0000	0.3969	0.5381
	4	6.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	5	10.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	6	14.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	7	18.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	8	22.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	9	26.3000	3.0332	0.2500	0.4500
	10	30.3000	3.1330	0.2500	0.4500
	11	34.3000	3.2992	0.2500	0.4500
	12	38.3000	3.5319	0.2885	0.4731
	13	42.3000	3.8310	0.3269	0.4962
	14	46.3000	4.1967	0.3654	0.5192
	15	49.8000	4.5712	0.3990	0.5394
	16	53.3000	4.9965	0.4327	0.5596
	17	56.8000	5.4728	0.4663	0.5798
	18	57.3000	5.5450	0.4712	0.5827
	19	60.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	20	62.8000	6.0000	0.5000	0.6000
△	21	65.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	22	68.3000	5.4867	0.4706	0.5824
	23	68.8000	5.4059	0.4657	0.5794
	24	71.8000	4.9488	0.4363	0.5618
	25	75.3000	4.4763	0.4020	0.5412
	26	78.8000	4.0693	0.3676	0.5206
	27	82.8000	3.6843	0.3284	0.4971
	28	86.8000	3.3849	0.2892	0.4735
	29	90.8000	3.1711	0.2500	0.4500
	30	94.8000	3.0428	0.2500	0.4500
	31	98.8000	3.0000	0.2500	0.4500
	32	100.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	33	101.8000	3.0000	0.2500	0.4500
	34	105.8000	3.0428	0.2500	0.4500
	35	109.8000	3.1711	0.2500	0.4500
	36	113.8000	3.3849	0.2892	0.4735
	37	117.8000	3.6843	0.3284	0.4971
	38	121.8000	4.0693	0.3676	0.5206
	39	125.3000	4.4763	0.4020	0.5412
	40	128.8000	4.9488	0.4363	0.5618
	41	131.8000	5.4059	0.4657	0.5794
	42	132.3000	5.4867	0.4706	0.5824
	43	135.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	44	136.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	45	137.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	46	138.8000	6.0000	0.5000	0.6000

支点	断面 No.	X [m]	H [m]	TL [m]	B [m]
	47	140.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	48	143.3000	5.6208	0.4712	0.5827
	49	143.8000	5.5607	0.4663	0.5798
	50	147.3000	5.1638	0.4327	0.5596
	51	150.8000	4.8093	0.3990	0.5394
	52	154.3000	4.4972	0.3654	0.5192
	53	158.3000	4.1925	0.3269	0.4962
	54	162.3000	3.9432	0.2885	0.4731
	55	166.3000	3.7493	0.2500	0.4500
	56	170.3000	3.6108	0.2500	0.4500
	57	174.3000	3.5277	0.2500	0.4500
	58	178.3000	3.5000	0.2500	0.4500
	59	180.3000	3.5000	0.2500	0.4500
	60	182.3000	3.5000	0.2500	0.4500
	61	186.3000	3.5214	0.2500	0.4500
	62	190.3000	3.5856	0.2500	0.4500
	63	194.3000	3.6926	0.2500	0.4500
	64	198.3000	3.8424	0.2500	0.4500
	65	202.3000	4.0351	0.2500	0.4500
	66	206.3000	4.2705	0.2500	0.4868
	67	210.3000	4.5488	0.2794	0.5237
	68	213.8000	4.8273	0.3051	0.5559
	69	217.3000	5.1387	0.3309	0.5882
	70	220.3000	5.4316	0.3529	0.6158
	71	223.3000	5.7487	0.3750	0.6434
	72	226.3000	6.0898	0.3971	0.6711
	73	229.3000	6.4550	0.4191	0.6987
	74	231.8000	6.7777	0.4375	0.7217
	75	234.3000	7.1171	0.4559	0.7447
	76	236.8000	7.4733	0.4743	0.7678
	77	240.3000	8.0000	0.5000	0.8000
	78	242.3000	8.0000	0.5000	0.8000
	79	242.8000	8.0000	0.5000	0.8000
	80	243.3000	8.0000	0.5000	0.8000
	81	245.3000	8.0000	0.5000	0.8000
	82	248.8000	7.4733	0.4743	0.7678
	83	251.3000	7.1171	0.4559	0.7447
	84	253.8000	6.7777	0.4375	0.7217
	85	256.3000	6.4550	0.4191	0.6987
	86	259.3000	6.0898	0.3971	0.6711
	87	262.3000	5.7487	0.3750	0.6434
	88	265.3000	5.4316	0.3529	0.6158
	89	268.3000	5.1387	0.3309	0.5882
	90	271.8000	4.8273	0.3051	0.5559
	91	275.3000	4.5488	0.2794	0.5237
	92	279.3000	4.2705	0.2500	0.4868
	93	283.3000	4.0351	0.2500	0.4500
	94	287.3000	3.8424	0.2500	0.4500
	95	291.3000	3.6926	0.2500	0.4500

支点	断面 No.	X [m]	H [m]	TL [m]	B [m]
	96	295.3000	3.5856	0.2500	0.4500
	97	299.3000	3.5214	0.2500	0.4500
	98	303.3000	3.5000	0.2500	0.4500
	99	305.3000	3.5000	0.2500	0.4500
	100	307.3000	3.5000	0.2500	0.4500
	101	311.3000	3.5214	0.2500	0.4500
	102	315.3000	3.5856	0.2500	0.4500
	103	319.3000	3.6926	0.2500	0.4500
	104	323.3000	3.8424	0.2500	0.4500
	105	327.3000	4.0351	0.2500	0.4500
	106	331.3000	4.2705	0.2500	0.4868
	107	335.3000	4.5488	0.2794	0.5237
	108	338.8000	4.8273	0.3051	0.5559
	109	342.3000	5.1387	0.3309	0.5882
	110	345.3000	5.4316	0.3529	0.6158
	111	348.3000	5.7487	0.3750	0.6434
	112	351.3000	6.0898	0.3971	0.6711
	113	354.3000	6.4550	0.4191	0.6987
	114	356.8000	6.7777	0.4375	0.7217
	115	359.3000	7.1171	0.4559	0.7447
	116	361.8000	7.4733	0.4743	0.7678
	117	365.3000	8.0000	0.5000	0.8000
	118	367.8000	8.0000	0.5000	0.8000
△	119	370.3000	8.0000	0.5000	0.8000
	120	373.8000	7.4733	0.4743	0.7678
	121	376.3000	7.1171	0.4559	0.7447
	122	378.8000	6.7777	0.4375	0.7217
	123	381.3000	6.4550	0.4191	0.6987
	124	384.3000	6.0898	0.3971	0.6711
	125	387.3000	5.7487	0.3750	0.6434
	126	390.3000	5.4316	0.3529	0.6158
	127	393.3000	5.1387	0.3309	0.5882
	128	396.8000	4.8273	0.3051	0.5559
	129	400.3000	4.5488	0.2794	0.5237
	130	404.3000	4.2705	0.2500	0.4868
	131	408.3000	4.0351	0.2500	0.4500
	132	412.3000	3.8424	0.2500	0.4500
	133	416.3000	3.6926	0.2500	0.4500
	134	420.3000	3.5856	0.2500	0.4500
	135	424.3000	3.5214	0.2500	0.4500
	136	428.3000	3.5000	0.2500	0.4500
	137	432.3000	3.5000	0.2500	0.4500
	138	436.3000	3.5000	0.2500	0.4500
	139	440.3000	3.5000	0.2500	0.4500
	140	444.3000	3.5000	0.2500	0.4500
	141	447.9500	3.5000	0.3812	0.5288
	142	449.8500	3.5000	0.5000	0.6000
△	143	451.6000	3.5000	0.5000	0.6000

支点	断面 No.	BU [m]	BL [m]	LB [m]	RB [m]
△	1	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	2	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	3	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	4	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	5	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	6	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	7	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	8	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	9	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	10	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	11	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	12	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	13	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	14	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	15	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	16	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	17	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	18	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	19	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
△	20	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	21	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	22	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	23	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	24	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	25	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	26	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	27	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	28	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	29	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	30	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	31	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	32	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	33	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	34	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	35	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	36	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	37	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	38	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	39	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	40	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	41	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	42	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	43	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	44	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
△	45	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	46	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	47	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	48	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	49	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200

(2) 主桁断面諸量

支点	断面 No.	A [m ²]	Yu [m]	Yl [m]	I [m ⁴]	Zu [m ³]	Zl [m ³]
△	1	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	2	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	3	6.9197	1.3275	-1.6725	8.5459	6.4376	-5.1096
	4	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	5	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	6	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	7	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	8	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	9	6.0149	1.2151	-1.8181	7.5186	6.1876	-4.1353
	10	6.1047	1.2579	-1.8750	8.1459	6.4757	-4.3444
	11	6.2543	1.3297	-1.9694	9.2578	6.9621	-4.7008
	12	6.7380	1.4754	-2.0564	11.5172	7.8060	-5.6006
	13	7.3056	1.6513	-2.1798	14.7005	8.9026	-6.7441
	14	7.9663	1.8589	-2.3378	19.1317	10.2921	-8.1836
	15	8.6281	2.0674	-2.5037	24.3659	11.7855	-9.7319
	16	9.3743	2.3016	-2.6949	31.2493	13.5771	-11.5956
	17	10.2113	2.5616	-2.9113	40.2436	15.7106	-13.8235
	18	10.3386	2.6008	-2.9442	41.7328	16.0461	-14.1745
	19	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
△	20	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	21	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	22	10.2656	2.5719	-2.9148	40.6286	15.7970	-13.9386
	23	10.1278	2.5284	-2.8775	39.0066	15.4273	-13.5559
	24	9.3511	2.2817	-2.6671	30.5984	13.4103	-11.4727
	25	8.5490	2.0250	-2.4513	23.1888	11.4515	-9.4598
	26	7.8511	1.8014	-2.2679	17.7640	9.8614	-7.8328
	27	7.1709	1.5856	-2.0987	13.3694	8.4317	-6.3702
	28	6.6042	1.4107	-1.9742	10.3784	7.3568	-5.2570
	29	6.1390	1.2743	-1.8967	8.3936	6.5866	-4.4253
	30	6.0235	1.2192	-1.8236	7.5773	6.2150	-4.1552
	31	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	32	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	33	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	34	6.0235	1.2192	-1.8236	7.5773	6.2150	-4.1552
	35	6.1390	1.2743	-1.8967	8.3936	6.5866	-4.4253
	36	6.6042	1.4107	-1.9742	10.3784	7.3568	-5.2570
	37	7.1709	1.5856	-2.0987	13.3694	8.4317	-6.3702
	38	7.8511	1.8014	-2.2679	17.7640	9.8614	-7.8328
	39	8.5490	2.0250	-2.4513	23.1888	11.4515	-9.4598
	40	9.3511	2.2817	-2.6671	30.5984	13.4103	-11.4727
	41	10.1278	2.5284	-2.8775	39.0066	15.4273	-13.5559
	42	10.2656	2.5719	-2.9148	40.6286	15.7970	-13.9386
	43	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	44	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
△	45	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	46	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	47	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	48	10.4269	2.6378	-2.9830	43.1737	16.3673	-14.4730
	49	10.3131	2.6044	-2.9563	41.8767	16.0794	-14.1652

支点	断面 No.	A [m ²]	Yu [m]	Yl [m]	I [m ⁴]	Zu [m ³]	Zl [m ³]
	50	9.5615	2.3823	-2.7815	33.9168	14.2370	-12.1938
	51	8.8850	2.1809	-2.6283	27.6367	12.6719	-10.5149
	52	8.2785	2.0000	-2.4972	22.7033	11.3514	-9.0916
	53	7.6643	1.8177	-2.3748	18.3693	10.1057	-7.7350
	54	7.1272	1.6604	-2.2828	15.1193	9.1056	-6.6232
	55	6.6594	1.5268	-2.2225	12.7016	8.3192	-5.7149
	56	6.5347	1.4658	-2.1450	11.5731	7.8955	-5.3953
	57	6.4599	1.4293	-2.0984	10.9257	7.6439	-5.2068
	58	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	59	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	60	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	61	6.4543	1.4266	-2.0948	10.8775	7.6249	-5.1926
	62	6.5121	1.4547	-2.1309	11.3745	7.8190	-5.3379
	63	6.6084	1.5018	-2.1909	12.2322	8.1451	-5.5833
	64	6.7432	1.5680	-2.2745	13.4958	8.6072	-5.9336
	65	6.9166	1.6536	-2.3815	15.2304	9.2106	-6.3953
	66	7.4026	1.7738	-2.4967	17.8818	10.0812	-7.1621
	67	8.0697	1.9447	-2.6041	21.9217	11.2727	-8.4182
	68	8.7226	2.1094	-2.7180	26.3904	12.5112	-9.7096
	69	9.4466	2.2886	-2.8500	31.9474	13.9591	-11.2095
	70	10.1286	2.4542	-2.9774	37.7670	15.3888	-12.6844
	71	10.8715	2.6309	-3.1178	44.7610	17.0139	-14.3566
	72	11.6794	2.8187	-3.2711	53.1524	18.8571	-16.2492
	73	12.5561	3.0178	-3.4372	63.2027	20.9433	-18.3881
	74	13.3423	3.1923	-3.5853	73.0639	22.8873	-20.3785
	75	14.1814	3.3747	-3.7424	84.4911	25.0365	-22.5767
	76	15.0757	3.5650	-3.9083	97.7140	27.4096	-25.0015
	77	16.4250	3.8445	-4.1555	119.7435	31.1468	-28.8156
	78	16.4250	3.8445	-4.1555	119.7435	31.1468	-28.8156
△	79	16.4250	3.8445	-4.1555	119.7435	31.1468	-28.8156
	80	16.4250	3.8445	-4.1555	119.7435	31.1468	-28.8156
	81	16.4250	3.8445	-4.1555	119.7435	31.1468	-28.8156
	82	15.0757	3.5650	-3.9083	97.7140	27.4096	-25.0015
	83	14.1814	3.3747	-3.7424	84.4911	25.0365	-22.5767
	84	13.3423	3.1923	-3.5853	73.0639	22.8873	-20.3785
	85	12.5561	3.0178	-3.4372	63.2027	20.9433	-18.3881
	86	11.6794	2.8187	-3.2711	53.1524	18.8571	-16.2492
	87	10.8715	2.6309	-3.1178	44.7610	17.0139	-14.3566
	88	10.1286	2.4542	-2.9774	37.7670	15.3888	-12.6844
	89	9.4466	2.2886	-2.8500	31.9474	13.9591	-11.2095
	90	8.7226	2.1094	-2.7180	26.3904	12.5112	-9.7096
	91	8.0697	1.9447	-2.6041	21.9217	11.2727	-8.4182
	92	7.4026	1.7738	-2.4967	17.8818	10.0812	-7.1621
	93	6.9166	1.6536	-2.3815	15.2304	9.2106	-6.3953
	94	6.7432	1.5680	-2.2745	13.4958	8.6072	-5.9336
	95	6.6084	1.5018	-2.1909	12.2322	8.1451	-5.5833
	96	6.5121	1.4547	-2.1309	11.3745	7.8190	-5.3379
	97	6.4543	1.4266	-2.0948	10.8775	7.6249	-5.1926
	98	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444

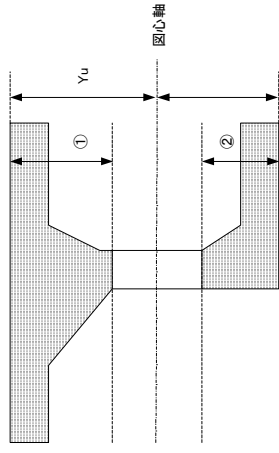
支点	断面 No.	A [m ²]	Yu [m]	Y1 [m]	I [m ⁴]	Zu [m ³]	Z1 [m ³]
	99	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	100	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	101	6.4543	1.4266	-2.0948	10.8775	7.6249	-5.1926
	102	6.5121	1.4547	-2.1309	11.3745	7.8190	-5.3379
	103	6.6084	1.5018	-2.1909	12.2322	8.1451	-5.5833
	104	6.7432	1.5680	-2.2745	13.4958	8.6072	-5.9336
	105	6.9166	1.6536	-2.3815	15.2304	9.2106	-6.3953
	106	7.4026	1.7738	-2.4967	17.8818	10.0812	-7.1621
	107	8.0697	1.9447	-2.6041	21.9217	11.2727	-8.4182
	108	8.7226	2.1094	-2.7180	26.3904	12.5112	-9.7096
	109	9.4466	2.2886	-2.8500	31.9474	13.9591	-11.2095
	110	10.1286	2.4542	-2.9774	37.7670	15.3888	-12.6844
	111	10.8715	2.6309	-3.1178	44.7610	17.0139	-14.3566
	112	11.6794	2.8187	-3.2711	53.1524	18.8571	-16.2492
	113	12.5561	3.0178	-3.4372	63.2027	20.9433	-18.3881
	114	13.3423	3.1923	-3.5853	73.0639	22.8873	-20.3785
	115	14.1814	3.3747	-3.7424	84.4911	25.0365	-22.5767
	116	15.0757	3.5650	-3.9083	97.7140	27.4096	-25.0015
	117	16.4250	3.8445	-4.1555	119.7435	31.1468	-28.8156
	118	16.4250	3.8445	-4.1555	119.7435	31.1468	-28.8156
△	119	16.4250	3.8445	-4.1555	119.7435	31.1468	-28.8156
	120	15.0757	3.5650	-3.9083	97.7140	27.4096	-25.0015
	121	14.1814	3.3747	-3.7424	84.4911	25.0365	-22.5767
	122	13.3423	3.1923	-3.5853	73.0639	22.8873	-20.3785
	123	12.5561	3.0178	-3.4372	63.2027	20.9433	-18.3881
	124	11.6794	2.8187	-3.2711	53.1524	18.8571	-16.2492
	125	10.8715	2.6309	-3.1178	44.7610	17.0139	-14.3566
	126	10.1286	2.4542	-2.9774	37.7670	15.3888	-12.6844
	127	9.4466	2.2886	-2.8500	31.9474	13.9591	-11.2095
	128	8.7226	2.1094	-2.7180	26.3904	12.5112	-9.7096
	129	8.0697	1.9447	-2.6041	21.9217	11.2727	-8.4182
	130	7.4026	1.7738	-2.4967	17.8818	10.0812	-7.1621
	131	6.9166	1.6536	-2.3815	15.2304	9.2106	-6.3953
	132	6.7432	1.5680	-2.2745	13.4958	8.6072	-5.9336
	133	6.6084	1.5018	-2.1909	12.2322	8.1451	-5.5833
	134	6.5121	1.4547	-2.1309	11.3745	7.8190	-5.3379
	135	6.4543	1.4266	-2.0948	10.8775	7.6249	-5.1926
	136	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	137	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	138	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	139	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	140	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	141	7.3515	1.5477	-1.9523	12.3798	7.9987	-6.3412
	142	8.1450	1.6278	-1.8722	13.4862	8.2847	-7.2035
△	143	8.1450	1.6278	-1.8722	13.4862	8.2847	-7.2035

支点	断面 No.	Q1 [m ³]	Q _N [m ³]	Q2 [m ³]	BN [m]
△	1	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	2	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	3	3.1881	3.5566	2.9340	1.0762
	4	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	5	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	6	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	7	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	8	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	9	2.8413	3.0714	2.2291	0.9000
	10	2.9610	3.2195	2.3056	0.9000
	11	3.1617	3.4715	2.4326	0.9000
	12	3.5788	4.0289	2.8659	0.9462
	13	4.0835	4.7411	3.3856	0.9923
	14	4.6810	5.6398	4.0086	1.0385
	15	5.2832	6.6085	4.6516	1.0788
	16	5.9615	7.7779	5.3979	1.1192
	17	6.7169	9.1811	6.2591	1.1596
	18	6.8312	9.4028	6.3922	1.1654
	19	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
△	20	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	21	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	22	6.7486	9.2485	6.3155	1.1647
	23	6.6222	9.0061	6.1716	1.1588
	24	5.9066	7.6899	5.3732	1.1235
	25	5.1641	6.4226	4.5717	1.0824
	26	4.5195	5.4011	3.8962	1.0412
	27	3.8992	4.4850	3.2593	0.9941
	28	3.3976	3.7904	2.7461	0.9471
	29	3.0069	3.2767	2.3348	0.9000
	30	2.8527	3.0855	2.2364	0.9000
	31	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	32	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	33	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	34	2.8527	3.0855	2.2364	0.9000
	35	3.0069	3.2767	2.3348	0.9000
	36	3.3976	3.7904	2.7461	0.9471
	37	3.8992	4.4850	3.2593	0.9941
	38	4.5195	5.4011	3.8962	1.0412
	39	5.1641	6.4226	4.5717	1.0824
	40	5.9066	7.6899	5.3732	1.1235
	41	6.6222	9.0061	6.1716	1.1588
	42	6.7486	9.2485	6.3155	1.1647
	43	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	44	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
△	45	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	46	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	47	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	48	6.9365	9.5995	6.4851	1.1654
	49	6.8388	9.4064	6.3659	1.1596

支点	断面 No.	Q ₁ [m ³]	Q _N [m ³]	Q ₂ [m ³]	BN [m]
	50	6.1905	8.1732	5.5893	1.1192
	51	5.6045	7.1287	4.9073	1.0788
	52	5.0795	6.2479	4.3102	1.0385
	53	4.5518	5.4133	3.7191	0.9923
	54	4.0976	4.7347	3.2116	0.9462
	55	3.7124	4.1868	2.7730	0.9000
	56	3.5419	3.9617	2.6688	0.9000
	57	3.4401	3.8287	2.6060	0.9000
	58	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	59	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	60	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	61	3.4324	3.8187	2.6013	0.9000
	62	3.5110	3.9212	2.6498	0.9000
	63	3.6426	4.0942	2.7304	0.9000
	64	3.8276	4.3408	2.8429	0.9000
	65	4.0668	4.6656	2.9868	0.9000
	66	4.4230	5.2129	3.1735	0.9737
	67	4.9260	6.0189	3.6549	1.0474
	68	5.4131	6.8530	4.1309	1.1118
	69	5.9462	7.8279	4.6645	1.1763
	70	6.4408	8.7924	5.1727	1.2316
	71	6.9709	9.8924	5.7321	1.2868
	72	7.5372	11.1451	6.3468	1.3421
	73	8.1402	12.5694	7.0209	1.3974
	74	8.6712	13.9026	7.6311	1.4434
	75	9.2281	15.3827	8.2879	1.4895
	76	9.8114	17.0238	8.9936	1.5355
	77	10.6727	19.6212	10.0687	1.6000
	78	10.6727	19.6212	10.0687	1.6000
△	79	10.6727	19.6212	10.0687	1.6000
	80	10.6727	19.6212	10.0687	1.6000
	81	10.6727	19.6212	10.0687	1.6000
	82	9.8114	17.0238	8.9936	1.5355
	83	9.2281	15.3827	8.2879	1.4895
	84	8.6712	13.9026	7.6311	1.4434
	85	8.1402	12.5694	7.0209	1.3974
	86	7.5372	11.1451	6.3468	1.3421
	87	6.9709	9.8924	5.7321	1.2868
	88	6.4408	8.7924	5.1727	1.2316
	89	5.9462	7.8279	4.6645	1.1763
	90	5.4131	6.8530	4.1309	1.1118
	91	4.9260	6.0189	3.6549	1.0474
	92	4.4230	5.2129	3.1735	0.9737
	93	4.0668	4.6656	2.9868	0.9000
	94	3.8276	4.3408	2.8429	0.9000
	95	3.6426	4.0942	2.7304	0.9000
	96	3.5110	3.9212	2.6498	0.9000
	97	3.4324	3.8187	2.6013	0.9000
	98	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000

支点	断面 No.	Q ₁ [m ³]	Q _N [m ³]	Q ₂ [m ³]	BN [m]
	99	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	100	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	101	3.4324	3.8187	2.6013	0.9000
	102	3.5110	3.9212	2.6498	0.9000
	103	3.6426	4.0942	2.7304	0.9000
	104	3.8276	4.3408	2.8429	0.9000
	105	4.0668	4.6656	2.9868	0.9000
	106	4.4230	5.2129	3.1735	0.9737
	107	4.9260	6.0189	3.6549	1.0474
	108	5.4131	6.8530	4.1309	1.1118
	109	5.9462	7.8279	4.6645	1.1763
	110	6.4408	8.7924	5.1727	1.2316
	111	6.9709	9.8924	5.7321	1.2868
	112	7.5372	11.1451	6.3468	1.3421
	113	8.1402	12.5694	7.0209	1.3974
	114	8.6712	13.9026	7.6311	1.4434
	115	9.2281	15.3827	8.2879	1.4895
	116	9.8114	17.0238	8.9936	1.5355
	117	10.6727	19.6212	10.0687	1.6000
△	118	10.6727	19.6212	10.0687	1.6000
	119	10.6727	19.6212	10.0687	1.6000
	120	9.8114	17.0238	8.9936	1.5355
	121	9.2281	15.3827	8.2879	1.4895
	122	8.6712	13.9026	7.6311	1.4434
	123	8.1402	12.5694	7.0209	1.3974
	124	7.5372	11.1451	6.3468	1.3421
	125	6.9709	9.8924	5.7321	1.2868
	126	6.4408	8.7924	5.1727	1.2316
	127	5.9462	7.8279	4.6645	1.1763
	128	5.4131	6.8530	4.1309	1.1118
	129	4.9260	6.0189	3.6549	1.0474
	130	4.4230	5.2129	3.1735	0.9737
	131	4.0668	4.6656	2.9868	0.9000
	132	3.8276	4.3408	2.8429	0.9000
	133	3.6426	4.0942	2.7304	0.9000
	134	3.5110	3.9212	2.6498	0.9000
	135	3.4324	3.8187	2.6013	0.9000
	136	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	137	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	138	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	139	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	140	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	141	3.8071	4.3875	3.3936	1.0575
	142	4.0686	4.8318	4.0074	1.2000
△	143	4.0686	4.8318	4.0074	1.2000

断面諸量説明図



Q1、Q2は図心軸に関する上部色付部分(①、②区間)の断面1次モーメント

(3) 橋面寸法

項目	単位	左側	右側
車道幅	m	6.7500	-----
中央分離帯幅	m	-----	-----
歩道幅	m	-----	-----
地覆幅	m	0.4450	0.4450
歩道縁石幅	m	0.0000	0.0000
水切り幅	m	0.1500	0.1500

(4) 橋脚断面諸量

部材 I-J	A [m ²]	I [m ⁴]
20 - 144	1000.0000	1000.0000
144 - 145	30.0000	62.5000
145 - 146	30.0000	62.5000
45 - 147	1000.0000	1000.0000
147 - 148	18.0000	53.5000
148 - 149	18.0000	53.5000
79 - 150	1000.0000	1000.0000
150 - 151	18.0000	53.5000
151 - 152	18.0000	53.5000
118 - 153	1000.0000	1000.0000
153 - 154	30.0000	62.5000
154 - 155	30.0000	62.5000

1 - 4 荷重強度

(1) 自重強度

< 表内で使用する記号 >

主桁 (内空部を考慮) ・橋脚

γ_c : コンクリート単位体積重量

L : 部材長

A_i : 主桁部材 i 端断面積

A_j : 主桁部材 j 端断面積

AV, A : 主桁部材平均断面積

A : 橋脚部材断面積

V : 部材体積 (= $AV \cdot A(A) \times L$)

W_i : 主桁部材 i 端荷重強度 (= $A_i \times \gamma_c$)

W_j : 主桁部材 j 端荷重強度 (= $A_j \times \gamma_c$)

W : 橋脚部材荷重強度 (= $A \times \gamma_c$)

桁がかり

γ_c : コンクリート単位体積重量

L : 桁がかり長

A : 断面積

V : 体積 (= $A \times L$)

W : 荷重強度 (= $A \times L \times \gamma_c$)

横桁

L : 格点から載荷点までの距離

W : 荷重強度

主桁 $\gamma_c = 24.5$ [kN/m³] ※桁がかりの荷重強度の単位は [kN] です。

部材 I-J	L [m]	A _i [m ²]	A _j [m ²]	AV, A [m ²]	V [m ³]	W _i [kN/m]	W _j [kN/m]
左桁がかり	0.7000	---	7.5450	---	5.2815	129.40	---
1 - 2	1.5000	7.5450	7.5450	7.5450	11.3175	184.85	184.85
2 - 3	1.6500	7.5450	6.9197	7.2323	11.9334	184.85	169.53
3 - 4	3.1500	6.9197	5.9850	6.4523	20.3249	169.53	146.63
4 - 5	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
5 - 6	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
6 - 7	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
7 - 8	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
8 - 9	4.0000	5.9850	6.0149	6.0000	23.9998	146.63	147.37
9 - 10	4.0000	6.0149	6.1047	6.0598	24.2392	147.37	149.56
10 - 11	4.0000	6.1047	6.2543	6.1795	24.7178	149.56	153.23
11 - 12	4.0000	6.2543	6.7380	6.4961	25.9845	153.23	165.08
12 - 13	4.0000	6.7380	7.3056	7.0218	28.0872	165.08	178.99
13 - 14	4.0000	7.3056	7.9663	7.6360	30.5439	178.99	195.18
14 - 15	3.5000	7.9663	8.6281	8.2972	29.0403	195.18	211.39
15 - 16	3.5000	8.6281	9.3743	9.0012	31.5043	211.39	229.67
16 - 17	3.5000	9.3743	10.2113	9.7928	34.2748	229.67	250.18
17 - 18	0.5000	10.2113	10.3386	10.2749	5.1375	250.18	253.30
18 - 19	3.0000	10.3386	11.1450	10.7418	32.2254	253.30	273.05
19 - 20	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
20 - 21	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
21 - 22	3.0000	11.1450	10.2656	10.7053	32.1159	273.05	251.51
22 - 23	0.5000	10.2656	10.1278	10.1967	5.0983	251.51	248.13
23 - 24	3.0000	10.1278	9.3511	9.7394	29.2183	248.13	229.10
24 - 25	3.5000	9.3511	8.5490	8.9500	31.3251	229.10	209.45
25 - 26	3.5000	8.5490	7.8511	8.2000	28.7001	209.45	192.35
26 - 27	4.0000	7.8511	7.1709	7.5110	30.0440	192.35	175.69
27 - 28	4.0000	7.1709	6.6042	6.8875	27.5501	175.69	161.80
28 - 29	4.0000	6.6042	6.1390	6.3716	25.4863	161.80	150.40
29 - 30	4.0000	6.1390	6.0235	6.0812	24.3249	150.40	147.58
30 - 31	4.0000	6.0235	5.9850	6.0042	24.0170	147.58	146.63
31 - 32	1.5000	5.9850	5.9850	5.9850	8.9775	146.63	146.63
32 - 33	1.5000	5.9850	5.9850	5.9850	8.9775	146.63	146.63
33 - 34	4.0000	5.9850	6.0235	6.0042	24.0170	146.63	147.58
34 - 35	4.0000	6.0235	6.1390	6.0812	24.3249	147.58	150.40
35 - 36	4.0000	6.1390	6.6042	6.3716	25.4863	150.40	161.80
36 - 37	4.0000	6.6042	7.1709	6.8875	27.5501	161.80	175.69
37 - 38	4.0000	7.1709	7.8511	7.5110	30.0440	175.69	192.35
38 - 39	3.5000	7.8511	8.5490	8.2000	28.7001	192.35	209.45
39 - 40	3.5000	8.5490	9.3511	8.9500	31.3251	209.45	229.10
40 - 41	3.0000	9.3511	10.1278	9.7394	29.2183	229.10	248.13
41 - 42	0.5000	10.1278	10.2656	10.1967	5.0983	248.13	251.51
42 - 43	3.0000	10.2656	11.1450	10.7053	32.1159	251.51	273.05
43 - 44	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05
44 - 45	1.0000	11.1450	11.1450	11.1450	11.1450	273.05	273.05
45 - 46	1.0000	11.1450	11.1450	11.1450	11.1450	273.05	273.05
46 - 47	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05
47 - 48	3.0000	11.1450	10.4269	10.7860	32.3579	273.05	255.46
48 - 49	0.5000	10.4269	10.3131	10.3700	5.1850	255.46	252.67

主桁 $\gamma c = 24.5$ [kN/m²] ※桁がかりの荷重強度の単位は [kN] です。

部材 I-J	L [m]	Ai [m ²]	Aj [m ²]	AV.A [m ²]	V [m ³]	Wi [kN/m]	Wj [kN/m]
49 - 50	3.5000	10.3131	9.5615	9.9373	34.7807	252.67	234.26
50 - 51	3.5000	9.5615	8.8850	9.2233	32.2814	234.26	217.68
51 - 52	3.5000	8.8850	8.5817	8.7851	30.0361	217.68	202.82
52 - 53	4.0000	8.2785	7.6643	7.9714	31.8856	202.82	187.78
53 - 54	4.0000	7.6643	7.1272	7.3958	29.5830	187.78	174.62
54 - 55	4.0000	7.1272	6.6594	6.8933	27.5731	174.62	163.15
55 - 56	4.0000	6.6594	6.5347	6.5970	26.3882	163.15	160.10
56 - 57	4.0000	6.5347	6.4599	6.4973	25.9893	160.10	158.27
57 - 58	4.0000	6.4599	6.4350	6.4475	25.7899	158.27	157.66
58 - 59	2.0000	6.4350	6.4350	6.4350	12.8700	157.66	157.66
59 - 60	2.0000	6.4350	6.4350	6.4350	12.8700	157.66	157.66
60 - 61	4.0000	6.4350	6.4543	6.4446	25.7785	157.66	158.13
61 - 62	4.0000	6.4543	6.5121	6.4832	25.9326	158.13	159.55
62 - 63	4.0000	6.5121	6.6084	6.5602	26.2408	159.55	161.90
63 - 64	4.0000	6.6084	6.7432	6.6758	26.7031	161.90	165.21
64 - 65	4.0000	6.7432	6.9166	6.8299	27.3195	165.21	169.46
65 - 66	4.0000	6.9166	7.4026	7.1596	28.6383	169.46	181.36
66 - 67	4.0000	7.4026	8.0697	7.7362	30.9446	181.36	197.71
67 - 68	3.5000	8.0697	8.7226	8.3961	29.3865	197.71	213.70
68 - 69	3.5000	8.7226	9.4466	9.0846	31.7960	213.70	231.44
69 - 70	3.0000	9.4466	10.1286	9.7876	29.3627	231.44	248.15
70 - 71	3.0000	10.1286	10.8715	10.5000	31.5001	248.15	266.35
71 - 72	3.0000	10.8715	11.6794	11.2754	33.8263	266.35	286.14
72 - 73	3.0000	11.6794	12.5561	12.1177	36.3532	286.14	307.62
73 - 74	2.5000	12.5561	13.3423	12.9492	32.3730	307.62	326.89
74 - 75	2.5000	13.3423	14.1814	13.7618	34.4046	326.89	347.44
75 - 76	2.5000	14.1814	15.0757	14.6285	36.5714	347.44	369.35
76 - 77	3.5000	15.0757	16.4250	15.7504	55.1262	402.41	402.41
77 - 78	2.0000	16.4250	16.4250	16.4250	32.8500	402.41	402.41
78 - 79	0.5000	16.4250	16.4250	16.4250	8.2125	402.41	402.41
79 - 80	0.5000	16.4250	16.4250	16.4250	8.2125	402.41	402.41
80 - 81	2.0000	16.4250	16.4250	16.4250	32.8500	402.41	402.41
81 - 82	3.5000	16.4250	15.0757	15.7504	55.1262	402.41	369.35
82 - 83	2.5000	15.0757	14.1814	14.6285	36.5714	369.35	347.44
83 - 84	2.5000	14.1814	13.3423	13.7618	34.4046	347.44	326.89
84 - 85	2.5000	13.3423	12.5561	12.9492	32.3730	326.89	307.62
85 - 86	3.0000	12.5561	11.6794	12.1177	36.3532	307.62	286.14
86 - 87	3.0000	11.6794	10.8715	11.2754	33.8263	286.14	266.35
87 - 88	3.0000	10.8715	10.1286	10.5000	31.5001	266.35	248.15
88 - 89	3.0000	10.1286	9.4466	9.7876	29.3627	248.15	231.44
89 - 90	3.5000	9.4466	8.7226	9.0846	31.7960	231.44	213.70
90 - 91	3.5000	8.7226	8.0697	8.3961	29.3865	213.70	197.71
91 - 92	4.0000	8.0697	7.4026	7.7362	30.9446	197.71	181.36
92 - 93	4.0000	7.4026	6.9166	7.1596	28.6383	181.36	169.46
93 - 94	4.0000	6.9166	6.7432	6.8299	27.3195	169.46	165.21
94 - 95	4.0000	6.7432	6.6084	6.6758	26.7031	165.21	161.90
95 - 96	4.0000	6.6084	6.5121	6.5602	26.2408	161.90	159.55
96 - 97	4.0000	6.5121	6.4543	6.4832	25.9326	159.55	158.13
97 - 98	4.0000	6.4543	6.4350	6.4446	25.7785	158.13	157.66

主桁 $\gamma c = 24.5$ [kN/m²] ※桁がかりの荷重強度の単位は [kN] です。

部材 I-J	L [m]	Ai [m ²]	Aj [m ²]	AV.A [m ²]	V [m ³]	Wi [kN/m]	Wj [kN/m]
98 - 99	2.0000	6.4350	6.4350	6.4350	12.8700	157.66	157.66
99 - 100	2.0000	6.4350	6.4350	6.4350	12.8700	157.66	157.66
100 - 101	4.0000	6.4350	6.4543	6.4446	25.7785	157.66	158.13
101 - 102	4.0000	6.4543	6.5121	6.4832	25.9326	158.13	159.55
102 - 103	4.0000	6.5121	6.6084	6.5602	26.2408	159.55	161.90
103 - 104	4.0000	6.6084	6.7432	6.6758	26.7031	161.90	165.21
104 - 105	4.0000	6.7432	6.9166	6.8299	27.3195	165.21	169.46
105 - 106	4.0000	6.9166	7.4026	7.1596	28.6383	169.46	181.36
106 - 107	4.0000	7.4026	8.0697	7.7362	30.9446	181.36	197.71
107 - 108	3.5000	8.0697	8.7226	8.3961	29.3865	197.71	213.70
108 - 109	3.5000	8.7226	9.4466	9.0846	31.7960	213.70	231.44
109 - 110	3.0000	9.4466	10.1286	9.7876	29.3627	231.44	248.15
110 - 111	3.0000	10.1286	10.8715	10.5000	31.5001	248.15	266.35
111 - 112	3.0000	10.8715	11.6794	11.2754	33.8263	266.35	286.14
112 - 113	3.0000	11.6794	12.5561	12.1177	36.3532	286.14	307.62
113 - 114	2.5000	12.5561	13.3423	12.9492	32.3730	307.62	326.89
114 - 115	2.5000	13.3423	14.1814	13.7618	34.4046	326.89	347.44
115 - 116	2.5000	14.1814	15.0757	14.6285	36.5714	347.44	369.35
116 - 117	3.5000	15.0757	16.4250	15.7504	55.1262	402.41	402.41
117 - 118	2.5000	16.4250	16.4250	16.4250	41.0625	402.41	402.41
118 - 119	2.5000	16.4250	16.4250	16.4250	41.0625	402.41	402.41
119 - 120	3.5000	16.4250	15.0757	15.7504	55.1262	402.41	369.35
120 - 121	2.5000	15.0757	14.1814	14.6285	36.5714	369.35	347.44
121 - 122	2.5000	14.1814	13.3423	13.7618	34.4046	347.44	326.89
122 - 123	2.5000	13.3423	12.5561	12.9492	32.3730	326.89	307.62
123 - 124	3.0000	12.5561	11.6794	12.1177	36.3532	307.62	286.14
124 - 125	3.0000	11.6794	10.8715	11.2754	33.8263	286.14	266.35
125 - 126	3.0000	10.8715	10.1286	10.5000	31.5001	266.35	248.15
126 - 127	3.0000	10.1286	9.4466	9.7876	29.3627	248.15	231.44
127 - 128	3.5000	9.4466	8.7226	9.0846	31.7960	231.44	213.70
128 - 129	3.5000	8.7226	8.0697	8.3961	29.3865	213.70	197.71
129 - 130	4.0000	8.0697	7.4026	7.7362	30.9446	197.71	181.36
130 - 131	4.0000	7.4026	6.9166	7.1596	28.6383	181.36	169.46
131 - 132	4.0000	6.9166	6.7432	6.8299	27.3195	169.46	165.21
132 - 133	4.0000	6.7432	6.6084	6.6758	26.7031	165.21	161.90
133 - 134	4.0000	6.6084	6.5121	6.5602	26.2408	161.90	159.55
134 - 135	4.0000	6.5121	6.4543	6.4832	25.9326	159.55	158.13
135 - 136	4.0000	6.4543	6.4350	6.4446	25.7785	158.13	157.66
136 - 137	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
137 - 138	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
138 - 139	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
139 - 140	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
140 - 141	3.6500	6.4350	7.3515	6.8932	25.1603	157.66	180.11
141 - 142	1.9000	7.3515	8.1450	7.7482	14.7216	180.11	199.55
142 - 143	1.7500	8.1450	8.1450	8.1450	14.2538	199.55	199.55
右桁がかり	0.7000	8.1450	---	---	5.7015	139.69	---

(2) 橋面荷重

横桁

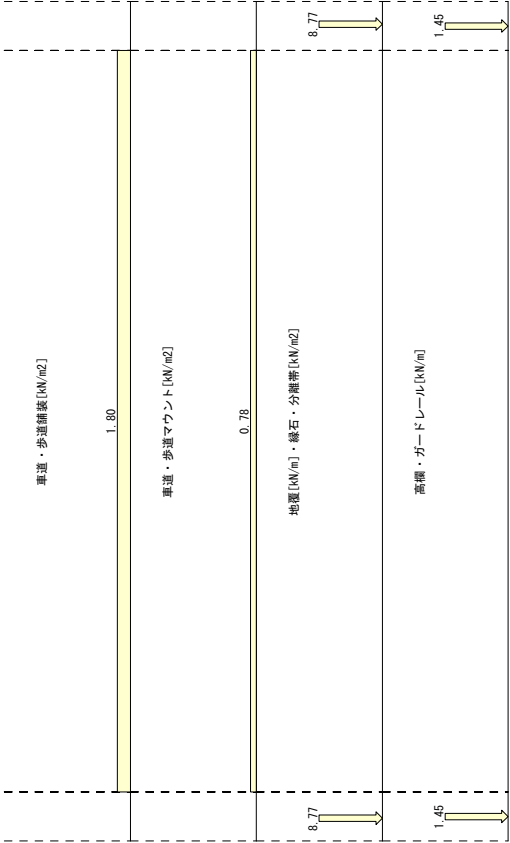
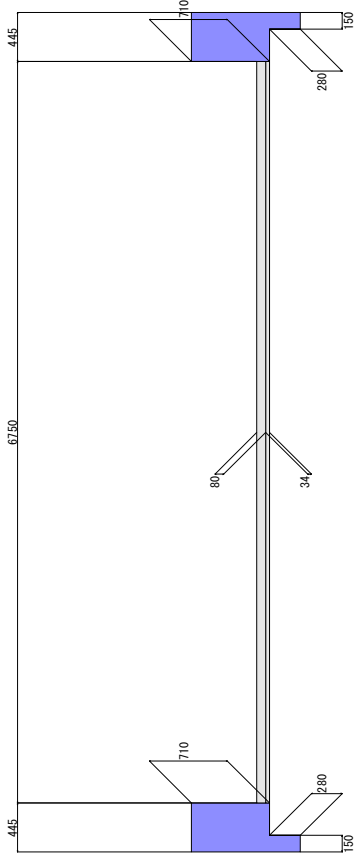
載荷位置		
格点 No.	L [m]	W [kN]
1	0.0000	378.38
10	1.1000	67.62
20	0.0000	2072.70
32	0.0000	63.06
45	0.0000	2072.70
62	0.0000	78.56
79	0.0000	2528.40
99	0.0000	76.29
118	0.0000	2528.40
131	1.4000	88.54
142	1.7500	520.42

橋脚 $\gamma_{c} = 24.5$ [kN/m³]

部材 I-J	L [m]	A [m ²]	V [m ³]	W [kN/m]
20 - 144	3.5491			
144 - 145	1.2500			
145 - 146	20.1000	30.0000	603.0000	735.00
45 - 147	3.5491			
147 - 148	1.2500			
148 - 149	53.9000	18.0000	970.2000	441.00
79 - 150	5.5491			
150 - 151	1.2500			
151 - 152	39.3000	18.0000	707.4000	441.00
118 - 153	5.5491			
153 - 154	1.2500			
154 - 155	18.5000	30.0000	555.0000	735.00

架設機材荷重

架設段階	機材名称	載荷位置 [m]	載荷荷重[kN]	
			機材	主桁自重
Step 1	ワ-ゲ*γ	24.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*γ	96.300	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*γ	104.300	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*γ	175.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*γ	184.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*γ	300.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*γ	309.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*γ	425.800	760.000	0.000
Step 5	吊支保工	98.300	66.060	219.949
Step 5	吊支保工	102.300	66.060	219.949
Step 5	吊支保工	177.800	88.080	315.315
Step 5	吊支保工	182.800	88.080	315.315
Step 5	吊支保工	302.800	88.080	315.315
Step 5	吊支保工	307.800	88.080	315.315



橋梁物の合計値として 0.00 [kN/m]

1 - 5 支点条件

主桁支点

支点 番号	支点 種類	水平 方向	鉛直 方向	回転 方向	水平バネ [kN/m]	鉛直バネ [kN/m]	回転バネ [kN・m/rad]
1	支承	バネ	拘束	自由	7. 00000*10 ³	----	----
2	支承	バネ	拘束	自由	2. 00000*10 ⁴	----	----
3	橋脚	----	----	----	----	----	----
4	橋脚	----	----	----	----	----	----
5	支承	バネ	拘束	自由	2. 00000*10 ⁴	----	----
6	支承	バネ	拘束	自由	7. 00000*10 ³	----	----

橋脚下端支点

支点 番号	橋脚 種類	水平 方向	鉛直 方向	回転 方向	水平バネ [kN/m]	鉛直バネ [kN/m]	回転バネ [kN・m/rad]	連成バネ [kN/rad]
2	仮固定	バネ	バネ	バネ	1. 13000*10 ⁷	5. 20000*10 ⁶	8. 91000*10 ⁶	7. 86000*10 ⁷
3	橋脚	バネ	バネ	バネ	1. 26000*10 ⁷	6. 07000*10 ⁶	1. 25000*10 ⁹	1. 02000*10 ⁸
4	橋脚	バネ	バネ	バネ	1. 26000*10 ⁷	6. 07000*10 ⁶	1. 25000*10 ⁹	1. 02000*10 ⁸
5	仮固定	バネ	バネ	バネ	1. 13000*10 ⁷	5. 20000*10 ⁶	8. 91000*10 ⁶	7. 86000*10 ⁷

(3) 活荷重

活荷重種類： B活荷重-L

衝撃係数： i=10/(25. 0+L)

支点(支間)No.	計算用支間長[m]	支点部i	支間部i
1	62. 800	0. 1139	----
(1)	62. 800	----	0. 1139
2	68. 900	0. 1065	----
(2)	75. 000	----	0. 1000
3	90. 000	0. 0870	----
(3)	105. 000	----	0. 0769
4	115. 000	0. 0714	----
(4)	125. 000	----	0. 0667
5	104. 400	0. 0773	----
(5)	83. 800	----	0. 0919
6	83. 800	0. 0919	----

(4) 温度荷重

	単位	値
温度変化	℃	15. 0
上床版と他の部分の温度差	℃	±5. 0

2. 断面力

曲げモーメント [kN・m]

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D=L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	5959.03	7730.33	5669.71	7752.14	7708.52	5691.53
3	0.00	11942.12	15526.28	11334.56	15572.08	15480.47	11380.36
4	0.00	21821.03	28475.33	20605.91	28566.94	28383.73	20697.52
5	0.00	31679.23	41499.51	29692.61	41649.28	41349.74	29842.38
6	0.00	38585.42	50772.32	35827.30	50980.25	50564.39	36035.23
7	0.00	42539.61	56314.16	39009.98	56580.25	56048.06	39276.98
8	0.00	43541.79	58162.01	39240.66	58486.27	57837.76	39564.91
9	-2315.01	41590.00	56351.72	36517.37	56734.14	55969.30	36899.78
10	-8891.79	36670.57	50924.17	30826.43	51364.75	50483.59	31267.01
11	-18061.58	28552.22	41696.76	21936.58	42195.50	41198.02	22435.33
12	-29779.25	17280.12	28768.32	9892.97	29325.22	28211.41	10449.88
13	-44143.69	2755.35	12084.22	-5407.46	12699.29	11469.16	-4792.39
14	-61378.01	-15245.19	-8044.65	-24694.48	-7371.42	-8717.88	-24021.25
15	-79015.05	-34049.68	-28486.11	-45230.11	-27761.99	-29210.23	-44505.99
16	-99245.81	-55911.79	-51830.68	-69326.41	-51055.66	-52605.69	-68551.40
17	-122294.59	-81055.79	-78311.92	-97196.34	-77486.02	-79137.83	-96370.43
18	-125831.60	-84929.99	-82360.90	-101667.13	-81527.73	-83194.08	-100833.95
19	-148412.30	-103225.56	-100756.09	-122903.45	-99879.29	-101632.89	-122026.66
20L	-169082.09	-118047.24	-115537.24	-139877.63	-114624.09	-116450.39	-138964.48
20R	-135907.64	-118047.24	-115537.24	-139877.63	-114624.09	-116450.39	-138964.48
21	-117359.17	-105342.95	-103039.25	-125879.85	-102125.27	-103953.23	-124965.86
22	-97321.41	-89585.59	-86892.90	-108207.76	-85977.91	-87807.88	-107292.77
23	-94207.09	-86133.30	-83255.02	-104233.85	-82339.87	-84170.17	-103408.70
24	-76796.20	-66893.37	-62866.46	-82708.41	-61950.31	-63782.61	-81792.26
25	-59082.69	-47476.75	-42087.02	-60942.42	-41169.71	-43004.34	-60025.10
26	-43940.16	-31094.99	-24373.10	-42612.96	-23454.61	-25291.58	-41694.48
27	-29515.14	-15821.72	-7697.78	-25533.00	-6777.96	-8617.60	-24613.19
28	-17908.53	-3972.75	5476.09	-12384.91	6397.24	4554.93	-11463.76
29	-8897.39	4674.86	15017.71	-2597.08	15940.20	14095.23	-1674.60
30	-2315.57	10287.26	20932.58	4154.84	21856.40	20008.76	5078.66
31	0.00	12927.52	23283.95	7934.54	24209.10	22358.80	8859.69
32	0.00	13155.61	23258.91	8589.90	24184.56	22333.26	9515.56
33	0.00	12873.99	22643.18	8735.55	23569.33	21717.03	9661.70
34	-2315.58	10090.96	18612.18	6760.70	19539.66	17684.69	7688.19
35	-8897.39	4335.80	11179.17	1318.84	12107.99	10250.35	2247.66
36	-17908.53	-4454.58	1609.04	-8486.97	2539.20	678.89	-7556.82
37	-29515.15	-16446.31	-10875.95	-22540.70	-9944.46	-11807.44	-21609.21
38	-43940.16	-31862.34	-26467.19	-41390.01	-25534.37	-27400.02	-40457.19
39	-59082.69	-48369.02	-42029.40	-61476.98	-41095.41	-42963.39	-60542.99
40	-76796.20	-67910.56	-60533.58	-85098.32	-59598.42	-61468.73	-84163.17
41	-94207.09	-87257.56	-78927.47	-108308.06	-77991.32	-79863.63	-107371.90
42	-97321.41	-90727.69	-82233.44	-112453.29	-81297.11	-83169.76	-111516.96
43	-117359.17	-113099.18	-103589.19	-139066.29	-102651.87	-104526.52	-138128.97
44	-128283.45	-125318.12	-115281.58	-153522.36	-114343.76	-116219.40	-152584.54
45L	-135907.61	-133852.72	-123458.51	-163590.42	-122520.35	-124396.67	-162852.26
45R	-174540.20	-156691.28	-143002.66	-195153.27	-146686.95	-139318.36	-198837.57
46	-165838.88	-146430.31	-133070.22	-183233.78	-136717.18	-129423.26	-186880.74

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D=L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
47	-153298.63	-131621.85	-118742.57	-165999.66	-122333.52	-115151.62	-169590.61
48	-130034.98	-104077.24	-92116.04	-133828.96	-95504.97	-88637.7	-137207.89
49	-126385.52	-99747.42	-87933.43	-128756.30	-91393.69	-84743.16	-132216.56
50	-102571.19	-71435.64	-60606.79	-95494.70	-63936.37	-57277.21	-98824.28
51	-81630.27	-46461.17	-36534.76	-66000.14	-39733.65	-33335.86	-69199.03
52	-63359.46	-24620.68	-15509.85	-40090.65	-18578.06	-12441.64	-43158.86
53	-45515.43	-2855.04	5900.79	-14665.41	2981.94	8819.65	-17584.27
54	-30680.84	14475.28	23964.44	6492.27	21104.95	26733.94	3722.77
55	-18644.64	28811.32	38745.52	23253.70	36125.38	41365.66	20633.56
56	-9241.33	39908.57	50387.02	35960.87	47916.24	52857.81	33490.08
57	-2402.89	47835.06	58895.27	45055.01	56573.84	61216.70	42733.57
58	0.00	52620.12	64472.61	50360.63	62300.54	66644.69	48188.55
59	0.00	53838.68	66331.04	51429.71	64233.64	68428.45	49332.31
60	0.00	54275.14	67287.03	51716.54	65264.31	69309.75	49693.82
61	-2402.52	52800.49	66508.47	49442.45	64635.10	68381.84	47569.09
62	-9237.63	48187.37	62111.99	43941.45	60387.98	63836.00	42217.44
63	-18942.21	40098.88	53886.41	34848.83	52311.75	55461.07	33274.17
64	-31239.78	28811.50	42409.87	22148.72	40984.57	43835.17	20723.42
65	-46183.21	14272.39	27418.66	6013.68	26142.71	28694.61	4737.74
66	-63858.36	-3604.34	8932.71	-13728.54	7806.12	10059.30	-14855.13
67	-8447.17	-25000.61	-13156.30	-37321.75	-14133.54	-12179.06	-38298.99
68	-105051.80	-46808.79	-35595.77	-61359.44	-36442.32	-34749.22	-62205.99
69	-128277.87	-71702.29	-61116.18	-88787.31	-61832.04	-60400.41	-89503.18
70	-150436.48	-95659.34	-85597.66	-115167.09	-82601.51	-84993.81	-115770.94
71	-174830.69	-122192.80	-112632.79	-144851.66	-113124.62	-112401.95	-145343.49
72	-201624.45	-151466.63	-142381.86	-177714.16	-142761.68	-142002.05	-178093.98
73	-230996.03	-183659.09	-175015.76	-213811.71	-175283.56	-174747.96	-214079.51
74	-257580.48	-212854.62	-203990.34	-246493.86	-204164.80	-203815.89	-246668.32
75	-286209.34	-244331.23	-235198.18	-281676.52	-235279.28	-235117.07	-281757.62
76	-317011.13	-278217.43	-268768.54	-319480.75	-268756.30	-268780.78	-319468.51
77	-364047.38	-329969.49	-319993.77	-377082.30	-319850.84	-320136.69	-376939.37
78	-393099.94	-361925.07	-351600.75	-412572.53	-351383.14	-351818.35	-412354.93
79L	-400614.56	-370189.13	-359771.95	-421742.06	-359535.67	-360008.22	-421505.78
79R	-396490.03	-380400.44	-364541.60	-439371.35	-362971.66	-366111.54	-437801.41
80	-389014.69	-371935.36	-356236.35	-429952.52	-354673.09	-357799.62	-428389.25
81	-360119.25	-339175.70	-324105.50	-393447.68	-322568.93	-325642.08	-391911.10
82	-313357.97	-286016.48	-272006.08	-333993.91	-270516.22	-273495.95	-332504.05
83	-282752.59	-251125.16	-237840.07	-294808.47	-236383.58	-239296.57	-293351.98
84	-254320.16	-218643.46	-206056.73	-258210.71	-204633.59	-207479.86	-256787.58
85	-227932.27	-188443.00	-176526.87	-224070.94	-175137.10	-177916.64	-222681.17
86	-198796.34	-155044.38	-143895.43	-186179.79	-142545.70	-145245.16	-184830.06
87	-172238.27	-124564.42	-114140.12	-151473.34	-112830.43	-115449.81	-150163.65
88	-148079.73	-96824.82	-87080.33	-119772.28	-85810.68	-88349.99	-118502.62
89	-126156.79	-71661.61	-62538.52	-90930.92	-61308.90	-63768.13	-89701.30
90	-103205.69	-45360.95	-36033.41	-60700.13	-34850.51	-37216.31	-59517.22
91	-82876.00	-22145.59	-12516.00	-33971.30	-11379.81	-13652.19	-32835.11
92	-62601.43	858.86	10964.85	-7496.74	12047.66	9882.04	-6413.93
93	-45240.51	20343.78	31084.97	14786.29	32114.39	30055.54	15815.71

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
94	-30611.32	36491.09	48046.75	32383.03	49022.79	47070.71	33359.07
95	-18627.97	49386.66	61998.13	46150.60	62920.78	61075.47	47073.26
96	-9237.63	59083.34	73641.28	55470.45	74510.56	72772.01	56339.72
97	-2402.52	65618.89	81838.45	61532.25	82654.33	81022.56	62348.14
98	0.00	69015.96	86491.57	63899.92	87254.07	85729.06	64662.42
99	0.00	69540.72	87491.55	63897.91	88227.36	86755.73	64633.73
100	0.00	69130.79	87448.07	62961.22	88157.19	86738.95	63670.34
101	-2402.52	65963.36	84696.64	58740.26	85352.37	84040.90	59396.00
102	-9237.63	59657.45	78366.54	51380.82	78968.89	77764.19	51983.17
103	-18627.97	50190.41	68438.49	40860.21	68987.45	67889.52	41409.17
104	-30611.32	37524.49	54877.11	27140.57	55372.69	54381.52	27636.15
105	-45240.51	21606.82	37660.32	10143.27	38102.52	37218.13	10585.47
106	-62601.43	2351.54	17075.60	-10585.23	17464.41	16886.78	-10196.42
107	-82876.00	-20423.27	-7152.24	-35128.74	-6816.81	-7487.67	-34793.31
108	-103205.69	-43437.69	-31498.72	-59971.31	-31210.01	-31787.44	-59682.60
109	-126156.79	-69537.41	-58958.64	-88186.02	-58716.63	-59200.65	-87944.01
110	-148079.73	-94528.38	-85122.56	-115232.83	-84920.59	-85324.53	-115030.86
111	-172238.27	-122095.76	-11857.51	-145090.75	-113695.58	-114019.44	-144928.82
112	-198796.34	-152403.48	-145319.62	-177932.72	-145197.73	-145441.52	-177810.82
113	-227932.27	-185629.87	-179674.74	-213948.38	-179592.88	-179756.59	-213866.53
114	-254320.33	-215687.00	-210643.40	-246533.68	-210594.91	-210691.89	-246485.19
115	-282752.78	-248025.19	-243857.70	-281594.15	-243842.58	-243872.83	-281579.02
116	-313358.16	-282772.98	-279328.76	-319267.35	-279310.52	-279337.59	-319285.59
117	-360119.44	-309440.47	-305931.92	-348230.96	-305996.88	-305866.97	-348295.91
118L	-396490.25	-337089.60	-333411.88	-378735.77	-333510.20	-333313.56	-378834.09
118R	-400200.03	-337089.62	-333411.90	-378735.80	-333510.22	-333313.59	-378834.11
119	-363607.88	-310074.61	-306430.91	-349366.00	-306526.29	-306335.53	-349461.39
120	-316536.69	-284294.84	-280464.83	-321478.67	-280556.11	-280373.55	-321569.95
121	-285709.97	-250181.15	-242022.35	-284397.32	-245390.69	-245214.01	-284485.67
122	-257056.16	-218477.05	-212426.67	-249983.83	-212512.08	-212341.26	-250069.24
123	-230446.75	-189054.04	-181759.54	-218101.34	-181842.02	-181677.06	-218183.82
124	-201045.22	-156588.58	-147713.99	-183006.40	-147792.95	-147635.04	-183085.35
125	-174221.53	-127041.78	-116494.66	-151178.04	-116570.09	-116419.22	-151253.48
126	-149797.38	-100235.33	-87918.72	-122443.81	-878990.64	-87846.80	-122515.73
127	-127608.82	-76005.29	-61801.29	-96660.91	-61732.89	-61729.31	-96729.31
128	-104347.84	-50793.32	-34235.71	-70115.56	-34300.00	-34171.42	-70179.86
129	-83708.27	-28666.64	-10013.90	-46754.81	-10074.09	-9953.72	-46815.00
130	-63079.54	-6906.39	13694.83	-23584.17	13639.34	13750.33	-23639.67
131	-45364.47	11334.32	33393.78	-3933.09	33342.98	33444.58	-3983.89
132	-30611.32	26007.21	49014.63	12150.20	48968.52	49060.74	12104.09
133	-18627.97	37304.42	60727.12	24857.78	60685.71	60768.53	24816.37
134	-9237.63	45402.73	68678.39	34366.48	68641.66	68715.11	34329.76
135	-2402.52	50339.92	72879.59	40714.05	72847.56	72911.62	40682.02
136	0.00	52138.63	73324.86	43923.14	73297.52	73352.20	43895.81
137	0.00	50807.67	69999.60	44002.57	69976.96	70022.25	43979.92
138	0.00	46348.30	62884.11	40953.58	62866.16	62902.06	40935.63
139	0.00	38760.53	51960.38	34776.19	51947.13	51973.64	34762.94
140	0.00	28044.35	37215.23	25470.39	37206.67	37223.80	25461.83
141	0.00	15486.10	20367.24	14199.13	20362.96	20371.53	14194.85
142	0.00	7813.96	10228.12	7196.91	10226.07	10230.17	7194.86
143	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	0.00	-5239.82	-5239.82	-5239.82	-5239.82
2	5647.90	2715.55	2671.93	654.93	611.31
3	11288.75	11057.26	10965.65	6865.54	6773.93
4	20514.31	25078.10	24894.89	17208.68	17025.47
5	29542.84	38702.37	38402.83	26895.47	26595.93
6	35619.37	48575.27	48159.41	33630.25	33214.39
7	38743.89	54717.20	54185.01	37413.02	36880.84
8	38916.40	57165.15	56516.64	38243.79	37595.28
9	36134.95	55893.32	55128.48	36058.96	35294.13
10	30385.85	50880.35	49999.20	30782.62	29901.46
11	21437.84	41941.92	40944.44	22181.75	21184.26
12	9336.07	28967.02	27853.21	10091.68	8977.87
13	-6022.52	12100.85	10870.72	-5390.83	-6620.97
14	-25367.71	-8354.15	-9700.61	-25003.99	-26350.45
15	-45954.23	-29203.98	-30652.23	-45947.99	-47396.23
16	-70101.42	-53074.71	-54624.74	-70570.44	-72120.47
17	-98022.24	-80201.79	-81853.60	-99086.20	-100738.01
18	-102500.30	-84352.87	-86019.22	-103659.10	-105325.45
19	-123780.25	-103412.63	-105166.22	-125559.99	-127313.58
20L	-140790.78	-117818.72	-119645.02	-142159.11	-143985.41
20R	-140790.78	-117818.72	-119645.02	-142159.11	-143985.41
21	-126793.83	-105460.77	-107288.73	-128301.36	-130129.33
22	-109122.74	-88239.84	-90069.80	-109554.70	-111384.66
23	-10529.00	-84434.01	-86264.31	-105502.84	-107333.14
24	-83624.56	-63104.36	-64936.66	-82946.31	-84778.61
25	-61859.73	-41370.13	-43204.77	-60225.52	-62060.16
26	-43531.45	-22853.07	-24690.04	-41092.94	-42929.91
27	-26452.82	-5440.36	-7280.00	-23275.58	-25115.22
28	-13306.06	8286.92	6444.62	-9574.07	-11416.38
29	-3519.57	18210.10	16365.13	595.30	-1249.67
30	3231.02	24139.86	22292.23	7362.13	5514.49
31	7009.38	26346.50	24496.19	10997.09	9146.78
32	7664.25	26237.44	24386.13	11568.43	9717.12
33	7809.39	25537.69	23685.38	11630.05	9777.75
34	5833.22	21203.31	19348.33	9351.83	7496.86
35	390.02	13307.28	11449.64	3446.95	1589.31
36	-9417.12	2907.49	1047.18	-7188.52	-9048.83
37	-23472.18	-10579.03	-12442.01	-22243.78	-24106.76
38	-42322.83	-27355.79	-29221.43	-42278.61	-44144.25
39	-62410.97	-44113.29	-45981.21	-63560.80	-65428.78
40	-86033.48	-63964.23	-65834.61	-88529.04	-90399.36
41	-109244.21	-83635.38	-85507.69	-113015.96	-114888.27
42	-113389.61	-87165.30	-89037.95	-117385.15	-119257.80
43	-140003.61	-109931.72	-111806.37	-145408.82	-147283.46
44	-154460.19	-121708.13	-123583.77	-159948.91	-161824.56
45L	-164528.58	-129941.07	-131817.39	-170072.98	-171949.29
45R	-191468.98	-152847.24	-145478.64	-204997.86	-197629.26
46	-179586.82	-142860.33	-135566.42	-193023.89	-185729.97

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
47	-162408.71	-128450.97	-121269.07	-175708.06	-168526.16
48	-130350.02	-100709.68	-93751.81	-142422.60	-135464.73
49	-125296.03	-96348.32	-89427.79	-137171.19	-130250.66
50	-92165.12	-67826.24	-61167.08	-102714.15	-96054.99
51	-62801.24	-42655.30	-36257.52	-72120.68	-65722.89
52	-37022.44	-20625.96	-14489.54	-45206.76	-39070.34
53	-11746.56	1820.59	7658.30	-18745.61	-12907.91
54	9261.76	20806.04	26345.04	3333.86	8872.86
55	25873.84	36402.07	41642.36	20910.25	26150.54
56	38431.65	48525.73	53467.30	34099.57	39041.14
57	47376.44	57409.76	62052.62	43569.49	48212.36
58	52532.71	63257.51	67601.66	49145.53	53489.68
59	53527.11	65224.88	69419.68	50323.55	54518.35
60	53739.26	66289.81	70335.26	50719.33	54764.77
61	51315.82	65688.57	69435.31	48622.56	52369.29
62	45665.47	61388.06	64836.09	43217.53	46665.55
63	36423.49	53176.50	56325.82	34138.92	37288.23
64	23574.03	41631.09	44481.70	21369.94	24220.55
65	7289.63	26486.91	29038.81	5081.94	7633.83
66	-12601.95	7666.75	9919.93	-14994.50	-12741.31
67	-38344.51	-14983.95	-13029.47	-39149.40	-37194.92
68	-60512.89	-37987.88	-36294.78	-63751.55	-62058.45
69	-88071.44	-64143.90	-62712.17	-91815.03	-90383.30
70	-114563.24	-89228.56	-88020.86	-118797.98	-117590.28
71	-144359.82	-116921.96	-115038.29	-149140.83	-148157.16
72	-177334.34	-147385.39	-146625.76	-182717.69	-181958.05
73	-213543.91	-180790.55	-180254.95	-219586.51	-219050.90
74	-246319.41	-210451.86	-210102.95	-252955.38	-252606.47
75	-281595.41	-242386.84	-242224.62	-288865.18	-288702.96
76	-319492.99	-276725.12	-276749.60	-327437.34	-327461.81
77	-377223.25	-329094.61	-329380.46	-386183.14	-386468.99
78	-412790.14	-360592.64	-361027.85	-421564.43	-421999.64
79L	-421978.33	-368736.61	-369209.15	-430706.72	-431179.26
79R	-440941.29	-374446.56	-377586.43	-449276.30	-452416.18
80	-431515.78	-366126.41	-369252.94	-439842.57	-442969.11
81	-394984.25	-333935.99	-337009.14	-403278.16	-406351.31
82	-335483.78	-280397.40	-283377.13	-342385.23	-345364.96
83	-296264.97	-245252.82	-248165.82	-302221.22	-305134.22
84	-259633.85	-212531.68	-215377.95	-264685.67	-267531.94
85	-225460.71	-182104.45	-184883.99	-229648.53	-232428.06
86	-187529.62	-148448.97	-151148.43	-190733.33	-193432.79
87	-152783.03	-117726.53	-120345.91	-155059.75	-157679.13
88	-121041.93	-89755.69	-92294.99	-122447.63	-124986.94
89	-92160.54	-64357.92	-66817.15	-92750.32	-95209.55
90	-61883.03	-36922.29	-39288.10	-61589.01	-63954.82
91	-35107.49	-12545.51	-14817.90	-34000.81	-36273.20
92	-8579.55	11834.06	9668.44	-6627.52	-8793.14
93	13756.86	32625.43	30566.58	16326.75	14267.90

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
94	31406.99	50077.22	48125.14	34413.50	32461.42
95	45227.95	64434.50	62589.19	48586.98	46741.67
96	54601.17	76400.68	74662.13	58229.84	56491.29
97	60716.36	84838.91	83207.13	64532.71	62900.94
98	63137.41	89651.75	88126.74	67060.10	65535.09
99	63162.10	90711.30	89239.68	67117.67	65646.05
100	62252.10	90727.40	89309.16	66240.55	64822.31
101	58084.53	88054.54	86743.07	62098.17	60786.70
102	50778.47	81721.67	80516.97	54735.95	53531.25
103	40311.24	71708.89	70610.96	44130.61	43032.68
104	26644.99	57979.90	56988.73	30243.36	29252.20
105	9701.07	40511.41	39627.01	12994.35	12109.96
106	-10974.05	19493.72	18716.10	-8167.11	-8944.74
107	-35464.17	-5394.55	-6065.41	-33371.05	-34041.91
108	-60260.03	-30391.89	-30969.33	-58864.48	-59441.92
109	-88428.03	-58573.82	-59057.84	-87801.20	-88285.22
110	-115434.80	-85414.97	-85818.91	-115525.24	-115929.18
111	-145252.68	-114882.26	-115206.12	-146115.49	-146439.36
112	-178054.61	-147132.78	-147376.57	-179745.87	-179989.66
113	-214030.24	-182333.22	-182496.93	-216606.86	-216770.58
114	-246582.18	-214050.32	-214147.30	-249940.60	-250037.59
115	-281609.28	-248053.48	-248083.73	-285789.93	-285820.18
116	-319249.11	-284354.17	-284317.69	-324292.76	-324256.28
117	-348166.01	-312188.00	-312058.10	-354487.03	-354357.13
118L	-378637.46	-339593.48	-339396.85	-384917.38	-384720.75
118R	-378637.48	-339593.51	-339396.88	-384917.40	-384720.77
119	-349270.62	-312921.62	-312730.85	-355856.71	-355665.94
120	-321387.40	-286053.36	-285870.80	-327067.20	-326884.65
121	-284308.98	-250295.88	-250119.19	-289390.85	-289214.16
122	-249898.42	-216865.15	-216695.15	-254423.13	-254252.31
123	-218018.87	-185685.04	-185520.08	-222026.84	-221861.89
124	-182927.44	-151075.73	-150917.81	-186368.13	-186210.21
125	-151102.60	-119349.54	-119198.66	-154032.92	-153882.04
126	-122371.89	-90322.82	-90178.98	-124847.92	-124704.08
127	-96592.51	-63809.72	-63672.93	-98669.34	-98532.54
128	-70051.27	-35850.62	-35722.03	-71730.47	-71601.88
129	-46694.62	-11306.43	-11186.06	-48047.34	-47926.96
130	-23528.68	12687.32	12798.31	-24591.68	-24480.70
131	-3882.29	32443.81	32545.41	-4883.05	-4781.45
132	12196.30	47940.96	48033.18	11076.53	11168.74
133	24899.20	59445.65	59528.48	23576.31	23659.14
134	34403.20	67106.23	67179.67	32794.32	32867.77
135	40746.08	70934.80	70998.86	38769.26	38833.32
136	43950.48	70926.08	70980.75	41524.36	41579.04
137	44025.21	67106.26	67151.55	41109.23	41154.51
138	40971.53	59496.22	59532.12	37565.69	37601.59
139	34789.45	48077.93	48104.44	30893.74	30920.25
140	25478.95	32838.22	32855.35	21093.37	21110.50
141	14203.41	14917.50	14926.06	8749.38	8757.95
142	7198.97	4138.22	4142.32	1107.01	1111.12
143	0.00	-6306.27	-6306.27	-6306.27	-6306.27

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)		D+L (min)		D+L (max)		D+L (min)		D+L (max)		D+L (min)	
			+T (+)	+T (-)	+T (+)	+T (-)	+T (+)	+T (-)	+T (+)	+T (-)	+T (+)	+T (-)	+T (+)	+T (-)
47	8155.33	9639.12	11580.47	11617.81	9284.65	9284.65	11580.47	11617.81	9284.65	9284.65	11580.47	11617.81	9284.65	9284.65
48	7362.56	8732.75	10597.05	10634.39	8376.94	8376.94	10597.05	10634.39	8376.94	8376.94	10597.05	10634.39	8376.94	8376.94
49	7235.53	8586.78	10438.17	10475.51	8230.66	8230.66	10438.17	10475.51	8230.66	8230.66	10438.17	10475.51	8230.66	8230.66
50	6383.40	7602.12	9362.66	9400.00	7242.96	7242.96	9362.66	9400.00	7242.96	7242.96	9362.66	9400.00	7242.96	7242.96
51	5592.51	6678.68	8347.47	8384.80	6314.91	6314.91	8347.47	8384.80	6314.91	6314.91	8347.47	8384.80	6314.91	6314.91
52	4856.62	5810.26	7386.39	7423.73	5440.08	5440.08	7386.39	7423.73	5440.08	5440.08	7386.39	7423.73	5440.08	5440.08
53	4075.43	4877.59	6346.92	6384.26	4497.58	4497.58	6346.92	6384.26	4497.58	4497.58	6346.92	6384.26	4497.58	4497.58
54	3350.64	4001.34	5363.22	5400.56	3608.45	3608.45	5363.22	5400.56	3608.45	3608.45	5363.22	5400.56	3608.45	3608.45
55	2675.10	3174.32	4428.77	4466.11	2751.45	2751.45	4428.77	4466.11	2751.45	2751.45	4428.77	4466.11	2751.45	2751.45
56	2028.59	2376.34	3524.29	3561.63	1900.56	1900.56	3524.29	3561.63	1900.56	1900.56	3524.29	3561.63	1900.56	1900.56
57	1391.85	1588.13	2631.64	2668.98	1051.62	1051.62	2631.64	2668.98	1051.62	1051.62	2631.64	2668.98	1051.62	1051.62
58	0.00	804.81	1747.12	1784.45	199.83	199.83	1747.12	1784.45	199.83	199.83	1747.12	1784.45	199.83	199.83
59	0.00	413.75	1307.02	1344.36	228.21	228.21	1307.02	1344.36	228.21	228.21	1307.02	1344.36	228.21	228.21
60	0.00	22.70	868.18	880.84	-658.01	-658.01	868.18	880.84	-658.01	-658.01	868.18	880.84	-658.01	-658.01
61	-1391.57	-760.34	-6.24	-43.58	-1523.39	-1523.39	-6.24	-43.58	-1523.39	-1523.39	-6.24	-43.58	-1523.39	-1523.39
62	-2105.48	-1625.72	-956.72	-919.38	-2476.79	-2476.79	-956.72	-919.38	-2476.79	-2476.79	-956.72	-919.38	-2476.79	-2476.79
63	-2748.38	-2420.09	-1829.31	-1866.65	-3363.81	-3363.81	-1829.31	-1866.65	-3363.81	-3363.81	-1829.31	-1866.65	-3363.81	-3363.81
64	-3402.61	-3225.79	-2706.01	-2743.35	-4265.72	-4265.72	-2706.01	-2743.35	-4265.72	-4265.72	-2706.01	-2743.35	-4265.72	-4265.72
65	-4071.94	-4046.60	-3590.56	-3627.90	-5185.29	-5185.29	-3590.56	-3627.90	-5185.29	-5185.29	-3590.56	-3627.90	-5185.29	-5185.29
66	-4773.58	-4894.71	-4500.36	-4537.70	-6138.82	-6138.82	-4500.36	-4537.70	-6138.82	-6138.82	-4500.36	-4537.70	-6138.82	-6138.82
67	-5531.72	-5809.32	-5460.04	-5497.38	-7149.77	-7149.77	-5460.04	-5497.38	-7149.77	-7149.77	-5460.04	-5497.38	-7149.77	-7149.77
68	-6251.69	-6661.83	-6351.28	-6388.62	-8091.29	-8091.29	-6351.28	-6388.62	-8091.29	-8091.29	-6351.28	-6388.62	-8091.29	-8091.29
69	-7030.69	-7573.37	-7297.23	-7334.57	-9091.91	-9091.91	-7297.23	-7334.57	-9091.91	-9091.91	-7297.23	-7334.57	-9091.91	-9091.91
70	-7750.88	-8406.36	-8156.55	-8193.89	-10001.27	-10001.27	-8156.55	-8193.89	-10001.27	-10001.27	-8156.55	-8193.89	-10001.27	-10001.27
71	-8521.83	-9291.71	-9065.58	-9102.92	-10962.90	-10962.90	-9065.58	-9102.92	-10962.90	-10962.90	-9065.58	-9102.92	-10962.90	-10962.90
72	-9350.57	-10234.06	-10015.92	-10053.26	-11981.45	-11981.45	-10015.92	-10053.26	-11981.45	-11981.45	-10015.92	-10053.26	-11981.45	-11981.45
73	-10241.23	-11238.32	-11025.57	-11062.90	-13061.85	-13061.85	-11025.57	-11062.90	-13061.85	-13061.85	-11025.57	-11062.90	-13061.85	-13061.85
74	-11034.37	-12126.13	-11916.95	-11954.29	-14013.10	-14013.10	-11916.95	-11954.29	-14013.10	-14013.10	-11916.95	-11954.29	-14013.10	-14013.10
75	-11877.28	-13063.71	-12857.32	-12894.66	-15014.12	-15014.12	-12857.32	-12894.66	-15014.12	-15014.12	-12857.32	-12894.66	-15014.12	-15014.12
76	-12773.27	-14054.38	-13850.04	-13887.38	-16068.26	-16068.26	-13850.04	-13887.38	-16068.26	-16068.26	-13850.04	-13887.38	-16068.26	-16068.26
77	-14123.87	-15537.51	-15334.88	-15372.22	-17640.31	-17640.31	-15334.88	-15372.22	-17640.31	-17640.31	-15334.88	-15372.22	-17640.31	-17640.31
78	-14928.69	-16418.07	-16215.83	-16253.17	-18571.76	-18571.76	-16215.83	-16253.17	-18571.76	-18571.76	-16215.83	-16253.17	-18571.76	-18571.76
79L	-15129.90	-16638.21	-16436.00	-16473.34	-18804.63	-18804.63	-16436.00	-16473.34	-18804.63	-18804.63	-16436.00	-16473.34	-18804.63	-18804.63
79R	15051.34	17040.26	19256.71	19270.06	16694.43	16694.43	19256.71	19270.06	16694.43	16694.43	19256.71	19270.06	16694.43	16694.43
80	14850.13	16820.12	19025.66	19039.00	16474.27	16474.27	19025.66	19039.00	16474.27	16474.27	19025.66	19039.00	16474.27	16474.27
81	14045.30	15939.55	18101.38	18114.73	15593.52	15593.52	18101.38	18114.73	15593.52	15593.52	18101.38	18114.73	15593.52	15593.52
82	12694.71	14456.42	16541.52	16554.87	14109.62	14109.62	16541.52	16554.87	14109.62	14109.62	16541.52	16554.87	14109.62	14109.62
83	11798.71	13465.75	15495.81	15509.16	13118.04	13118.04	15495.81	15509.16	13118.04	13118.04	15495.81	15509.16	13118.04	13118.04
84	10955.80	12528.17	14502.98	14516.32	12179.19	12179.19	14502.98	14516.32	12179.19	12179.19	14502.98	14516.32	12179.19	12179.19
85	10162.67	11640.37	13559.68	13573.03	11289.76	11289.76	13559.68	13573.03	11289.76	11289.76	13559.68	13573.03	11289.76	11289.76
86	9272.01	10636.11	12488.48	12501.83	10283.00	10283.00	12488.48	12501.83	10283.00	10283.00	12488.48	12501.83	10283.00	10283.00
87	8443.27	9693.76	11478.75	11492.10	9337.51	9337.51	11478.75	11492.10	9337.51	9337.51	11478.75	11492.10	9337.51	9337.51
88	7671.52	8808.41	10525.54	10538.89	8448.29	8448.29	10525.54	10538.89	8448.29	8448.29	10525.54	10538.89	8448.29	8448.29
89	6952.13	7975.42	9624.17	9637.52	7610.63	7610.63	9624.17	9637.52	7610.63	7610.63	9624.17	9637.52	7610.63	7610.63
90	6173.13	7063.88	8632.22	8645.57	6692.51	6692.51	8632.22	8645.57	6692.51	6692.51	8632.22	8645.57	6692.51	6692.51
91	5453.16	6211.37	7698.60	7711.95	5832.06	5832.06	7698.60	7711.95	5832.06	5832.06	7698.60	7711.95	5832.06	5832.06
92	4695.02	5301.76	6695.53	6708.88	4911.46	4911.46	6695.53	6708.88	4911.46	4911.46	6695.53	6708.88	4911.46	4911.46
93	3993.38	4448.64	5748.41	5761.75	4045.07	4045.07	5748.41	5761.75	4045.07	4045.07	5748.41	5761.75	4045.07	4045.07

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)		D+L (min)		D+L (max)		D+L (min)		D+L (max)		D+L (min)	
			+T (+)	+T (-)	+T (+)	+T (-)	+T (+)	+T (-)	+T (+)	+T (-)	+T (+)	+T (-)	+T (+)	+T (-)
1	0.00	4139.73	5480.05	5494.59	3931.34	3931.34	5480.05	5494.59	3931.34	3931.34	5480.05	5494.59	3931.34	3931.34
2	0.00	3805.64	5081.90	5096.44	3596.62	3596.62	5081.90	5096.44	3596.62	3596.62	5081.90	5096.44	3596.62	3596.62
3	0.00	3450.80	4658.30	4672.84	3239.58	3239.58	4658.30	4672.84	3239.58	3239.58	4658.30	4672.84	3239.58	3239.58
4	0.00	2833.55	3914.93	3929.47	2613.88	2613.88	3914.93	3929.47	2613.88	2613.88	3914.93	3929.47	2613.88	2613.88
5	0.00	2095.55	3027.00	3041.54	1847.32	1847.32	3027.00	3041.54	1847.32	1847.32	3027.00	3041.54	1847.32	1847.32
6	0.00	1357.55	2151.14	2165.68	1005.33	1005.33	2151.14	2165.68	1005.33	1005.33	2151.14	2165.68	1005.33	1005.33
7	0.00	619.55	1287.86	1302.40	156.85	156.85	1287.86	1302.40	156.85	156.85	1287.86	1302.40	156.85	156.85
8	0.00	-118.46	437.51	452.05	-696.85	-696.85	437.51	452.05	-696.85	-696.85	437.51	452.05	-696.85	-696.85
9	-1348.00	-857.93	-401.33	-386.79	-1555.87	-1555.87	-401.33	-386.79	-1555.87	-1555.87	-401.33	-386.79	-1555.87	-1555.87
10	-1941.86	-1603.26	-1233.45	-1247.99	-2423.20	-2423.20	-1233.45	-1247.99	-2423.20	-2423.20	-1233.45	-1247.99	-2423.20	-2423.20
11	-2615.06	-2427.93	-2133.15	-2147.69	-3371.02	-3371.02	-2133.15	-2147.69	-3371.02	-3371.02	-2133.15	-2147.69	-3371.02	-3371.02
12	-3251.68	-3216.02	-2985.67	-3000.21	-4282.33	-4282.33	-2985.67	-3000.21	-4282.33	-4282.33	-2985.67	-3000.21	-4282.33	-4282.33
13	-3939.81	-4055.63	-3880.39	-3894.93	-5244.59	-5244.59	-3880.39	-3894.93	-5244.59	-5244.59	-3880.39	-3894.93	-5244.59	-5244.59
14	-4688.14	-4955.43	-4827.22	-4841.76	-6266.25	-6266.25	-4827.22	-4841.76	-6266.25	-6266.25	-4827.22	-4841.76	-6266.25	-6266.25
15	-5399.63	-5799.45	-5706.63	-5692.09	-7216.37	-7216.37	-5706.63	-5692.09	-7216.37	-7216.37	-5706.63	-5692.09	-7216.37	-7216.37
16	-6171.48	-6703.85	-6641.66	-6627.12	-8226.52	-8226.52	-6641.66	-6627.12	-8226.52	-8226.52	-6641.66	-6627.12	-8226.52	-8226.52

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+) +TF	D+L (max) +T (-) +TF	D+L (min) +T (+) +TF	D+L (min) +T (-) +TF
1	3916.80	5630.07	5600.99	4081.36	4052.28
2	3582.08	5231.92	5202.84	3746.64	3717.56
3	3225.04	4808.33	4779.24	3389.61	3360.52
4	2599.34	4064.96	4035.88	2763.91	2734.83
5	1832.78	3177.03	3147.95	1997.34	1968.26
6	990.79	2301.16	2272.08	1155.36	1126.28
7	142.31	1437.88	1408.80	306.87	277.79
8	-711.39	587.53	558.45	-546.83	-575.91
9	-1570.41	-251.31	-280.39	-1405.85	-1434.93
10	-2437.74	-1083.43	-1112.51	-2273.18	-2302.26
11	-3385.56	-1983.12	-2012.20	-3221.00	-3250.08
12	-4296.87	-2835.64	-2864.72	-4132.31	-4161.39
13	-5259.13	-3730.37	-3759.45	-5094.56	-5123.64
14	-6280.79	-4677.19	-4706.28	-6116.23	-6145.31
15	-7230.91	-5556.61	-5585.69	-7066.34	-7095.43
16	-8241.06	-6491.63	-6520.72	-8076.49	-8105.58
17	-9318.97	-7480.15	-7509.23	-9154.41	-9183.49
18	-9478.87	-7625.46	-7654.54	-9314.31	-9343.39
19	-10472.64	-8530.71	-8559.80	-10308.07	-10337.15
20L	-11325.66	-9308.56	-9337.64	-11161.10	-11190.18
20R	8528.31	10341.91	10341.24	8472.63	8471.96
21	7750.11	9479.98	9479.32	7694.43	7693.77
22	6846.19	8478.89	8478.23	6790.51	6789.84
23	6701.50	8318.37	8317.70	6645.82	6645.16
24	5865.35	7389.33	7388.66	5809.67	5809.01
25	4925.92	6374.37	6373.70	4870.24	4869.57
26	4035.38	5425.17	5424.50	3979.70	3979.03
27	3076.50	4410.22	4409.56	3020.82	3020.15
28	2168.88	3459.92	3459.25	2113.20	2112.53
29	1301.53	2565.38	2564.71	1245.85	1245.18
30	452.43	1706.69	1706.02	396.75	396.09
31	-398.47	865.10	864.44	-454.15	-454.82
32	-782.03	490.01	489.34	-837.71	-838.38
33	-1103.53	179.73	179.07	-1159.21	-1159.88
34	-1966.38	-641.05	-641.72	-2022.06	-2022.72
35	-2840.15	-1413.84	-1414.50	-2895.83	-2896.50
36	-3743.18	-2209.26	-2209.93	-3798.86	-3799.53
37	-4695.47	-3050.44	-3051.11	-4751.15	-4751.81
38	-5706.13	-3948.71	-3949.38	-5761.81	-5762.47
39	-6646.83	-4791.06	-4791.73	-6702.51	-6703.18
40	-7649.20	-5695.65	-5696.32	-7704.89	-7705.55
41	-8564.46	-6527.66	-6528.33	-8620.14	-8620.81
42	-8722.42	-6671.82	-6672.49	-8778.11	-8778.77
43	-9706.68	-7573.63	-7574.29	-9762.36	-9763.03
44	-10214.42	-8040.35	-8041.02	-10270.10	-10270.77
45L	-10552.74	-8351.40	-8352.06	-10608.43	-10609.09
45R	10025.03	12476.02	12401.34	10116.84	10042.16
46	9714.01	12139.63	12064.96	9805.82	9731.15

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
94	3324.05	3627.84	4833.44	4820.09	4846.78	3193.50
95	2669.92	2822.14	3933.99	3920.64	3947.33	2342.88
96	2026.92	2027.77	3046.96	3033.62	3060.31	1497.62
97	1391.57	1240.95	2169.33	2155.99	2182.68	653.90
98	0.00	457.90	1298.09	1284.74	1311.43	-191.94
99	0.00	-9.44	787.84	774.49	801.18	-692.77
100	0.00	-400.49	354.82	341.47	368.17	-1118.66
101	-1391.57	-1183.54	-509.04	-522.38	-495.69	-1975.17
102	-2026.92	-1970.36	-1372.07	-1385.42	-1358.73	-2840.01
103	-2669.92	-2764.73	-2237.65	-2251.00	-2224.30	-3716.30
104	-3324.05	-3570.43	-3109.29	-3122.64	-3095.95	-4607.17
105	-3993.38	-4391.23	-3990.71	-4004.06	-3977.36	-5515.75
106	-4695.02	-5244.34	-4899.19	-4912.54	-4885.85	-6458.69
107	-5453.16	-6153.96	-5859.17	-5872.51	-5845.82	-7459.73
108	-6173.13	-7006.47	-6751.82	-6765.17	-6738.48	-8393.30
109	-6952.13	-7918.01	-7700.10	-7713.45	-7686.76	-9386.72
110	-7671.52	-8751.00	-8562.03	-8575.37	-8548.68	-10290.53
111	-8443.27	-9636.35	-9474.11	-9487.46	-9460.77	-11247.22
112	-9272.01	-10578.70	-10441.11	-10454.46	-10427.77	-12261.44
113	-10162.67	-11582.96	-11468.06	-11481.40	-11454.71	-13338.10
114	-10955.81	-12470.77	-12366.20	-12379.55	-12352.85	-14286.68
115	-11798.72	-13408.35	-13307.02	-13320.36	-13293.67	-15285.43
116	-12694.72	-14399.02	-14300.06	-14313.41	-14286.72	-16337.69
117	-14045.31	-15882.15	-15785.12	-15798.47	-15771.77	-17907.77
118L	-15051.34	-16982.85	-16886.22	-16899.57	-16872.88	-19071.12
118R	15139.88	16729.21	18903.51	18904.68	18902.34	16683.40
119	14133.85	15628.51	17732.23	17733.40	17731.06	15882.25
120	12783.25	14145.38	16151.24	16152.41	16150.07	14096.94
121	11887.26	13154.71	15091.31	15092.49	15090.14	13103.59
122	11044.34	12217.12	14084.99	14086.16	14083.81	12150.12
123	10251.21	11329.32	13128.92	13130.10	13127.75	11244.39
124	9360.55	10325.06	12043.38	12044.55	12042.20	10216.77
125	8531.81	9382.71	11020.36	11021.53	11019.18	9248.92
126	7760.06	8497.35	10054.90	10056.08	10053.73	8335.77
127	7040.67	7664.36	9142.33	9143.50	9141.15	7472.53
128	6261.67	6752.82	8138.59	8139.76	8137.42	6522.32
129	5541.70	5900.32	7194.52	7195.70	7193.35	5627.20
130	4783.56	4990.70	6181.08	6182.26	6179.91	4663.55
131	4081.92	4137.59	5225.12	5226.30	5223.95	3750.19
132	3324.05	3228.25	4214.18	4215.36	4213.01	2773.78
133	2669.92	2422.55	3308.52	3309.70	3307.35	1893.63
134	2026.92	1628.18	2416.34	2417.52	2415.17	1016.96
135	1391.57	841.36	1534.46	1535.64	1533.29	139.67
136	0.00	58.31	659.75	660.93	658.58	-742.23
137	0.00	-723.79	-209.96	-208.78	-211.13	-1631.63
138	0.00	-1505.89	-1075.00	-1073.82	-1076.17	-2829.40
139	0.00	-2287.99	-1886.28	-1885.11	-1887.45	-3435.39
140	0.00	-3070.10	-2683.58	-2682.41	-2684.75	-4349.35
141	0.00	-3824.75	-3446.43	-3445.26	-3447.60	-5231.04
142	0.00	-4257.38	-3881.16	-3879.99	-3882.34	-5732.24
143	0.00	-4672.86	-4297.28	-4296.11	-4298.45	-6212.34

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
94	3220.19	4863.22	4889.92	3236.63	3263.32	
95	2369.58	3963.77	3990.47	2386.02	2412.71	
96	1524.32	3076.75	3103.44	1540.76	1567.45	
97	680.59	2199.12	2225.81	697.03	723.72	
98	-165.25	1327.87	1354.56	-148.80	-122.11	
99	-666.08	817.62	844.32	-649.64	-622.95	
100	-1091.97	384.61	411.30	-1075.53	-1048.84	
101	-1948.48	-479.25	-452.56	-1932.04	-1905.35	
102	-2813.32	-1342.29	-1315.59	-2796.88	-2770.18	
103	-3689.61	-2207.86	-2181.17	-3673.17	-3646.48	
104	-4580.47	-3079.51	-3052.81	-4564.03	-4537.34	
105	-5489.05	-3960.92	-3934.23	-5472.61	-5445.92	
106	-6432.00	-4869.41	-4842.72	-6415.56	-6388.87	
107	-7433.04	-5829.38	-5802.69	-7416.60	-7389.91	
108	-8366.61	-6722.04	-6695.35	-8350.16	-8323.47	
109	-9360.03	-7670.31	-7643.62	-9343.59	-9316.90	
110	-10263.84	-8532.24	-8505.55	-10247.39	-10220.70	
111	-11220.53	-9444.33	-9417.63	-11204.09	-11177.39	
112	-12234.74	-10411.33	-10384.63	-12218.30	-12191.61	
113	-13311.41	-11438.27	-11411.58	-13294.97	-13268.27	
114	-14259.99	-12336.41	-12309.72	-14243.55	-14216.85	
115	-15258.74	-13277.23	-13250.54	-15242.30	-15215.61	
116	-16311.00	-14270.28	-14243.58	-16294.56	-16267.87	
117	-17881.08	-15755.33	-15728.64	-17864.64	-17837.95	
118L	-19044.43	-16856.43	-16829.74	-19027.99	-19001.30	
118R	16681.05	18779.87	18777.52	16558.59	16536.24	
119	15579.90	17608.59	17606.24	15457.43	15455.09	
120	14094.60	16027.60	16025.25	13972.13	13969.78	
121	13101.25	14967.67	14965.33	12978.78	12976.43	
122	12147.77	13961.35	13959.00	12025.31	12022.96	
123	11242.04	13005.28	13002.94	11119.57	11117.23	
124	10214.43	11919.74	11917.39	10091.96	10089.61	
125	9246.58	10896.72	10894.37	9124.11	9121.76	
126	8333.43	9931.26	9928.92	8210.96	8208.61	
127	7470.19	9018.69	9016.34	7347.72	7345.37	
128	6519.98	8014.95	8012.60	6397.51	6395.16	
129	5624.85	7070.88	7068.54	5502.39	5500.04	
130	4661.20	6057.44	6055.10	4538.74	4536.39	
131	3747.84	5101.48	5099.14	3625.38	3623.03	
132	2771.43	4090.54	4088.20	2648.97	2646.62	
133	1891.28	3184.88	3182.54	1768.82	1766.47	
134	1014.62	2292.70	2290.36	892.15	889.80	
135	137.32	1410.82	1408.48	14.86	12.51	
136	-744.58	536.12	533.77	-867.04	-869.39	
137	-1633.97	-333.60	-335.94	-1756.44	-1758.79	
138	-2531.75	-1198.64	-1200.98	-2654.22	-2656.56	
139	-3437.74	-2009.92	-2012.27	-3560.20	-3562.55	
140	-4351.70	-2807.22	-2809.57	-4474.17	-4476.51	
141	-5233.39	-3570.07	-3572.41	-5355.86	-5358.20	
142	-5734.59	-4004.80	-4007.15	-5857.06	-5859.40	
143	-6214.69	-4420.92	-4423.27	-6337.15	-6339.50	

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
47	9247.31	11634.94	11560.26	9339.12	9264.44
48	8339.60	10651.52	10576.85	8431.41	8356.73
49	8193.32	10492.65	10417.97	8285.13	8210.45
50	7205.62	9417.14	9342.46	7297.43	7222.75
51	6277.57	8401.94	8327.26	6369.38	6294.71
52	5402.74	7440.86	7366.19	5494.56	5419.88
53	4460.24	6401.39	6326.71	4552.05	4477.38
54	3571.11	5417.69	5343.02	3662.92	3588.24
55	2714.11	4483.24	4408.57	2805.93	2731.25
56	1863.22	3578.77	3504.09	1955.03	1880.35
57	1014.28	2686.12	2611.44	1106.09	1031.41
58	162.49	1801.59	1726.91	254.30	179.62
59	-265.55	1361.49	1286.82	-173.74	-248.42
60	-695.35	922.65	847.97	-603.53	-678.21
61	-1560.73	48.23	-26.45	-1468.92	-1543.60
62	-2514.13	-902.25	-976.92	-2422.31	-2496.99
63	-3401.15	-1774.84	-1849.51	-3309.34	-3384.02
64	-4303.06	-2651.54	-2726.22	-4211.25	-4285.93
65	-5222.63	-3536.08	-3610.76	-5130.82	-5205.50
66	-6176.16	-4445.89	-4520.57	-6084.35	-6159.03
67	-7187.10	-5405.57	-5480.25	-7095.29	-7169.97
68	-8128.62	-6296.81	-6371.48	-8036.81	-8111.49
69	-9129.25	-7242.76	-7317.43	-9037.44	-9112.12
70	-10038.60	-8102.08	-8176.75	-9946.79	-10021.47
71	-11000.24	-9011.11	-9085.78	-10908.43	-10983.10
72	-12018.79	-9961.45	-10036.13	-11926.98	-12001.66
73	-13099.19	-10971.09	-11045.77	-13007.38	-13082.06
74	-14050.44	-11862.48	-11937.15	-13958.63	-14033.31
75	-15051.46	-12802.85	-12877.53	-14959.65	-15034.33
76	-16105.60	-13795.57	-13870.25	-16013.79	-16088.46
77	-17677.65	-15280.41	-15355.08	-17585.84	-17660.51
78	-18609.10	-16161.36	-16236.04	-18517.28	-18591.96
79L	-18841.97	-16381.53	-16456.21	-18750.16	-18824.84
79R	16707.77	19286.50	19313.19	16724.22	16750.91
80	16487.61	19055.44	19082.14	16504.06	16530.75
81	15606.87	18131.17	18157.86	15623.31	15650.00
82	14122.97	16571.31	16598.00	14139.41	14166.10
83	13131.38	15525.60	15552.29	13147.82	13174.52
84	12192.54	14532.76	14559.46	12208.98	12235.67
85	11303.11	13589.47	13616.16	11319.55	11346.24
86	10296.35	12518.27	12544.96	10312.79	10339.48
87	9350.86	11508.54	11535.23	9367.30	9393.99
88	8461.63	10555.33	10582.02	8478.08	8504.77
89	7623.98	9653.96	9680.65	7640.42	7667.11
90	6705.86	8662.01	8688.70	6722.30	6748.99
91	5845.41	7728.39	7755.08	5861.85	5888.54
92	4924.81	6725.32	6752.01	4941.25	4967.94
93	4058.41	5778.19	5804.88	4074.85	4101.55

軸力		最大張出時 自重		全死荷重 D	D=I (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)
断面 No.										
47		0.00	-2702.78	-3213.18	-2292.36	-2115.09	-4134.00	-1194.27		
48		0.00	-2702.78	-3208.18	-2287.36	-2116.95	-4129.00	-1196.13		
49		0.00	-2702.78	-3206.99	-2286.17	-2117.22	-4127.81	-1196.40		
50		0.00	-2702.78	-3195.73	-2274.91	-2124.61	-4116.55	-1203.79		
51		0.00	-2702.78	-3178.56	-2257.74	-2139.01	-4099.38	-1218.19		
52		0.00	-2702.78	-3155.20	-2234.38	-2161.56	-4076.02	-1240.74		
53		0.00	-2702.78	-2812.72	-2200.18	-2200.18	-3733.54	-1279.36		
54		0.00	-2702.78	-2739.37	-2257.52	-2257.52	-3660.19	-1336.70		
55		0.00	-2702.78	-2652.87	-2660.49	-1732.05	-3573.69	-1739.67		
56		0.00	-2702.78	-2552.31	-2744.57	-1631.49	-3473.13	-1823.75		
57		0.00	-2702.78	-2430.90	-2851.01	-1510.08	-3351.72	-1930.19		
58		0.00	-2702.78	-1832.08	-3439.95	-911.26	-2752.90	-2519.13		
59		0.00	-2702.78	-1828.21	-3440.24	-907.39	-2749.03	-2519.42		
60		0.00	-2702.78	-1825.38	-3440.26	-904.56	-2746.20	-2519.44		
61		0.00	-2702.78	-1822.50	-3494.37	-901.68	-2743.32	-2573.55		
62		0.00	-2702.78	-1823.54	-3494.29	-902.72	-2744.36	-2573.47		
63		0.00	-2702.78	-2115.48	-3206.69	-1194.66	-3036.30	-2285.87		
64		0.00	-2702.78	-2176.95	-3152.74	-1256.13	-3097.77	-2231.92		
65		0.00	-2702.78	-2254.28	-3085.84	-1333.46	-3175.10	-2165.02		
66		0.00	-2702.78	-2334.49	-3019.55	-1413.67	-3255.31	-2098.73		
67		0.00	-2702.78	-2411.32	-2959.13	-1490.50	-3332.14	-2038.31		
68		0.00	-2702.78	-2473.96	-2912.15	-1553.14	-3394.78	-1991.33		
69		0.00	-2702.78	-2530.76	-2872.89	-1609.94	-3451.58	-1952.07		
70		0.00	-2702.78	-2575.08	-2843.42	-1654.26	-3495.90	-1922.60		
71		0.00	-2702.78	-2617.28	-2415.13	-1696.46	-3538.10	-1494.31		
72		0.00	-2702.78	-2654.62	-2393.73	-1733.80	-3575.44	-1472.91		
73		0.00	-2702.78	-2690.30	-2376.89	-1769.48	-3611.12	-1456.07		
74		0.00	-2702.78	-2898.89	-2366.11	-1978.07	-3819.71	-1445.29		
75		0.00	-2702.78	-2908.54	-2358.13	-1987.72	-3829.36	-1437.31		
76		0.00	-2702.78	-2915.80	-2353.06	-1994.98	-3836.62	-1432.24		
77		0.00	-2702.78	-2921.86	-2350.57	-2001.04	-3842.68	-1429.75		
78		0.00	-2702.78	-2923.19	-2351.30	-2002.37	-3844.01	-1430.48		
79L		0.00	-2702.78	-2923.27	-2352.32	-2002.45	-3844.09	-1431.50		
79R		0.00	-2005.07	-2044.36	-1900.17	-1323.34	-2765.38	-1179.15		
80		0.00	-2005.07	-2044.34	-1900.19	-1323.32	-2765.36	-1179.17		
81		0.00	-2005.07	-2044.06	-1900.50	-1323.04	-2765.08	-1179.48		
82		0.00	-2005.07	-2042.78	-1901.93	-1321.76	-2763.80	-1180.90		
83		0.00	-2005.07	-2041.27	-1903.62	-1320.25	-2762.29	-1182.60		
84		0.00	-2005.07	-2039.24	-1905.99	-1318.22	-2760.26	-1184.97		
85		0.00	-2005.07	-2036.69	-1908.91	-1315.67	-2757.71	-1187.89		
86		0.00	-2005.07	-2032.92	-1913.32	-1311.90	-2753.94	-1192.30		
87		0.00	-2005.07	-2028.40	-1918.75	-1307.38	-2749.42	-1197.73		
88		0.00	-2005.07	-2023.08	-1925.16	-1302.06	-2744.10	-1204.14		
89		0.00	-2005.07	-1960.70	-1932.96	-1239.68	-2681.72	-1211.94		
90		0.00	-2005.07	-1947.62	-1943.36	-1226.60	-2668.64	-1222.34		
91		0.00	-2005.07	-1933.78	-1956.06	-1212.76	-2654.80	-1235.04		
92		0.00	-2005.07	-1916.59	-1973.73	-1195.57	-2637.61	-1252.71		
93		0.00	-2005.07	-1898.05	-2065.95	-1177.03	-2619.07	-1344.93		

軸力		最大張出時 自重		全死荷重 D	D=I (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min)	D+L (min) +T (+)
断面 No.										
1		0.00	-606.84	-606.84	-391.77	-606.84	-821.91	-391.77		
2		0.00	-606.84	-634.63	-419.56	-582.56	-849.70	-367.49		
3		0.00	-606.84	-634.77	-419.70	-582.56	-849.84	-367.49		
4		0.00	-606.84	-635.06	-419.99	-582.56	-850.13	-367.49		
5		0.00	-606.84	-635.38	-420.31	-582.56	-850.45	-367.49		
6		0.00	-606.84	-635.72	-420.65	-582.56	-850.79	-367.49		
7		0.00	-606.84	-635.97	-420.90	-582.56	-851.04	-367.49		
8		0.00	-606.84	-636.20	-421.13	-582.56	-851.27	-367.49		
9		0.00	-606.84	-636.38	-421.31	-582.56	-851.45	-367.49		
10		0.00	-606.84	-636.46	-421.39	-582.56	-851.53	-367.49		
11		0.00	-606.84	-636.44	-421.37	-582.56	-851.51	-367.49		
12		0.00	-606.84	-636.32	-421.24	-582.56	-851.39	-367.49		
13		0.00	-606.84	-635.93	-420.86	-582.73	-851.00	-367.65		
14		0.00	-606.84	-634.21	-419.14	-584.12	-849.28	-369.05		
15		0.00	-606.84	-633.06	-417.99	-584.94	-848.13	-369.86		
16		0.00	-606.84	-632.07	-417.00	-585.51	-847.14	-370.44		
17		0.00	-606.84	-631.26	-416.19	-592.99	-846.33	-377.92		
18		0.00	-606.84	-632.01	-416.94	-593.04	-847.08	-377.97		
19		0.00	-606.84	-631.83	-416.76	-593.26	-846.90	-378.19		
20L		0.00	-606.84	-631.78	-416.71	-593.31	-846.85	-378.24		
20R		0.00	-1710.81	-1807.15	-1658.56	-1164.74	-2449.56	-1016.15		
21		0.00	-1710.81	-1806.91	-1658.80	-1164.50	-2449.31	-1016.39		
22		0.00	-1710.81	-1796.63	-1659.85	-1154.23	-2439.04	-1017.45		
23		0.00	-1710.81	-1792.33	-1660.11	-1153.79	-2438.60	-1017.71		
24		0.00	-1710.81	-1796.19	-1662.19	-1149.92	-2434.74	-1019.79		
25		0.00	-1710.81	-1786.54	-1665.96	-1144.13	-2428.95	-1023.56		
26		0.00	-1710.81	-1778.49	-1671.75	-1136.08	-2420.90	-1029.34		
27		0.00	-1710.81	-1766.89	-1680.68	-1124.48	-2409.29	-1038.27		
28		0.00	-1710.81	-1623.74	-1821.13	-981.33	-2266.14	-1178.73		
29		0.00	-1710.81	-1618.87	-1823.71	-976.47	-2261.28	-1181.30		
30		0.00	-1710.81	-1616.02	-1824.18	-973.61	-2258.42	-1181.77		
31		0.00	-1710.81	-1613.85	-1824.36	-971.44	-2256.25	-1181.95		
32		0.00	-1710.81	-1613.21	-1824.40	-970.81	-2255.62	-1182.00		
33		0.00	-1710.81	-1612.67	-1824.44	-970.27	-2255.08	-1182.04		
34		0.00	-1710.81	-1611.78	-1820.94	-969.37	-2254.19	-1178.53		
35		0.00	-1710.81	-1627.70	-1805.30	-985.29	-2270.10	-1162.89		
36		0.00	-1710.81	-1641.62	-1792.84	-999.21	-2284.03	-1150.43		
37		0.00	-1710.81	-1651.82	-1760.35	-1009.42	-2294.23	-1117.94		
38		0.00	-1710.81	-1686.70	-1752.19	-1044.29	-2329.10	-1109.78		
39		0.00	-1710.81	-1690.46	-1747.34	-1048.06	-2332.87	-1104.93		
40		0.00	-1710.81	-1693.21	-1743.76	-1050.81	-2335.62	-1101.35		
41		0.00	-1710.81	-1694.84	-1741.69	-1052.43	-2337.24	-1099.28		
42		0.00	-1710.81	-1695.05	-1741.48	-1052.64	-2337.45	-1099.08		
43		0.00	-1710.81	-1695.93	-1740.40	-1053.52	-2338.34	-1097.99		
44		0.00	-1710.81	-1696.14	-1740.13	-1053.74	-2338.55	-1097.73		
45L		0.00	-1710.81	-1696.20	-1740.06	-1053.79	-2338.61	-1097.65		
45R		0.00	-2702.78	-3214.62	-2117.30	-2293.80	-4135.44	-1196.48		
46		0.00	-2702.78	-3214.33	-2116.32	-2293.51	-4135.15	-1195.50		

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	-821.91	-4792.76	-5222.90	-4792.76	-5222.90
2	-797.63	-4820.55	-5250.70	-4768.48	-5198.63
3	-797.63	-4782.33	-5212.47	-4730.12	-5160.26
4	-797.63	-4727.98	-5158.12	-4675.48	-5105.63
5	-797.63	-4728.30	-5158.44	-4675.48	-5105.63
6	-797.63	-4728.64	-5158.78	-4675.48	-5105.63
7	-797.63	-4728.89	-5159.03	-4675.48	-5105.63
8	-797.63	-4729.12	-5159.26	-4675.48	-5105.63
9	-797.63	-4729.36	-5159.45	-4675.48	-5105.63
10	-797.63	-4729.38	-5159.52	-4675.48	-5105.63
11	-797.63	-4729.36	-5159.50	-4675.48	-5105.63
12	-797.63	-4743.54	-5173.69	-4689.79	-5119.93
13	-797.80	-4757.47	-5187.61	-4704.26	-5134.40
14	-799.19	-4770.05	-5200.19	-4719.96	-5150.11
15	-800.01	-4781.42	-5211.56	-4733.30	-5163.44
16	-800.59	-4792.95	-5223.10	-4746.40	-5176.54
17	-808.06	-4804.67	-5234.81	-4766.39	-5196.53
18	-808.11	-4807.20	-5237.34	-4768.23	-5198.38
19	-808.33	-4817.75	-5247.89	-4779.18	-5209.32
20L	-808.38	-4817.70	-5247.84	-4779.23	-5209.38
20R	-2300.96	-5521.55	-6806.37	-5372.96	-6657.77
21	-2301.21	-5521.31	-6806.12	-5373.20	-6658.02
22	-2302.26	-5500.10	-6784.91	-5363.32	-6648.13
23	-2302.52	-5497.83	-6782.65	-5361.75	-6646.57
24	-2304.60	-5483.02	-6767.84	-5352.89	-6637.70
25	-2308.37	-5464.47	-6749.29	-5343.89	-6628.71
26	-2314.15	-5443.66	-6728.47	-5336.91	-6621.73
27	-2323.09	-5417.46	-6702.28	-5331.26	-6616.07
28	-2463.54	-5259.73	-6544.54	-5457.12	-6741.94
29	-2466.12	-5240.28	-6525.09	-5445.11	-6729.93
30	-2466.58	-5237.42	-6522.23	-5445.58	-6730.39
31	-2466.77	-5235.25	-6520.06	-5445.76	-6730.58
32	-2466.81	-5234.62	-6519.43	-5445.81	-6730.62
33	-2466.85	-5234.08	-6518.89	-5445.85	-6730.66
34	-2463.35	-5233.18	-6518.00	-5442.34	-6727.16
35	-2447.70	-5249.10	-6533.91	-5426.70	-6711.51
36	-2435.25	-5277.61	-6562.42	-5428.83	-6713.64
37	-2402.76	-5302.40	-6587.22	-5410.93	-6695.74
38	-2394.60	-5351.86	-6636.68	-5417.36	-6702.17
39	-2389.75	-5368.40	-6653.21	-5425.27	-6710.09
40	-2386.17	-5383.91	-6668.72	-5434.46	-6719.27
41	-2384.10	-5396.47	-6681.29	-5443.33	-6728.14
42	-2383.89	-5398.51	-6683.32	-5444.94	-6729.76
43	-2382.80	-5410.33	-6695.15	-5454.80	-6739.61
44	-2382.54	-5410.55	-6695.36	-5454.54	-6739.35
45L	-2382.47	-5410.60	-6695.42	-5454.46	-6739.28
45R	-3038.12	-6666.64	-8508.28	-5569.32	-7410.96
46	-3037.14	-6666.36	-8508.00	-5568.34	-7409.98

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
94	0.00	-2005.07	-1877.03	-1156.01	-2598.05	-1363.79
95	0.00	-2005.07	-1849.38	-1128.36	-2570.40	-1390.48
96	0.00	-2005.07	-1809.35	-1088.33	-2530.37	-1430.48
97	0.00	-2005.07	-1810.24	-1089.22	-2531.26	-1430.47
98	0.00	-2005.07	-1811.88	-1090.86	-2532.90	-1414.25
99	0.00	-2005.07	-1812.98	-1091.96	-2534.00	-1414.24
100	0.00	-2005.07	-1814.56	-1093.54	-2535.58	-1414.23
101	0.00	-2005.07	-1817.35	-1096.33	-2538.37	-1414.20
102	0.00	-2005.07	-1820.96	-1099.94	-2541.98	-1414.16
103	0.00	-2005.07	-1824.74	-1103.72	-2545.76	-1414.04
104	0.00	-2005.07	-1828.92	-1107.90	-2549.94	-1413.71
105	0.00	-2005.07	-1932.72	-1211.70	-2653.74	-1313.84
106	0.00	-2005.07	-1975.45	-1254.43	-2696.47	-1275.02
107	0.00	-2005.07	-2002.19	-1281.17	-2723.21	-1252.11
108	0.00	-2005.07	-2020.13	-1299.11	-2741.15	-1237.32
109	0.00	-2005.07	-2034.57	-1313.55	-2755.59	-1226.27
110	0.00	-2005.07	-2044.45	-1323.43	-2765.47	-1219.00
111	0.00	-2005.07	-2052.77	-1331.75	-2773.79	-1213.10
112	0.00	-2005.07	-2059.84	-1338.82	-2780.86	-1208.48
113	0.00	-2005.07	-2065.75	-1344.73	-2786.77	-1204.78
114	0.00	-2005.07	-2070.18	-1349.16	-2791.20	-1202.36
115	0.00	-2005.07	-2073.85	-1352.83	-2794.88	-1200.47
116	0.00	-2005.07	-2115.68	-1394.66	-2836.70	-1199.07
117	0.00	-2005.07	-2116.82	-1395.80	-2837.84	-1137.78
118L	0.00	-2005.07	-2117.06	-1396.04	-2838.08	-1138.66
118R	0.00	-754.50	-783.48	-531.81	-1035.15	-465.20
119	0.00	-754.50	-783.56	-531.89	-1035.23	-465.12
120	0.00	-754.50	-783.93	-532.26	-1035.60	-464.75
121	0.00	-754.50	-776.86	-525.19	-1028.53	-464.33
122	0.00	-754.50	-777.82	-526.15	-1029.49	-463.78
123	0.00	-754.50	-778.88	-527.21	-1030.55	-463.10
124	0.00	-754.50	-780.28	-528.61	-1031.95	-462.12
125	0.00	-754.50	-781.86	-530.19	-1033.53	-460.95
126	0.00	-754.50	-783.69	-532.02	-1035.36	-459.53
127	0.00	-754.50	-785.76	-534.09	-1037.43	-457.77
128	0.00	-754.50	-787.57	-535.90	-1039.24	-456.32
129	0.00	-754.50	-787.85	-536.18	-1039.52	-456.32
130	0.00	-754.50	-788.08	-536.41	-1039.75	-456.32
131	0.00	-754.50	-788.21	-536.53	-1039.88	-456.32
132	0.00	-754.50	-788.22	-536.55	-1039.89	-456.32
133	0.00	-754.50	-788.14	-536.47	-1039.81	-456.32
134	0.00	-754.50	-787.93	-536.26	-1039.60	-456.32
135	0.00	-754.50	-787.67	-535.99	-1039.34	-456.32
136	0.00	-754.50	-787.32	-535.65	-1038.99	-456.32
137	0.00	-754.50	-786.90	-535.23	-1038.57	-456.32
138	0.00	-754.50	-786.42	-534.75	-1038.09	-456.32
139	0.00	-754.50	-785.89	-534.22	-1037.57	-456.32
140	0.00	-754.50	-785.35	-533.68	-1037.02	-456.32
141	0.00	-754.50	-784.83	-533.16	-1036.50	-456.32
142	0.00	-754.50	-784.59	-532.92	-1036.26	-456.32
143	0.00	-754.50	-754.50	-502.83	-1006.17	-502.83

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
94	-2805.84	-5399.15	-6841.19	-5606.93	-7048.97
95	-2832.52	-5371.50	-6813.54	-5633.62	-7075.66
96	-2872.52	-5331.47	-6773.51	-5673.62	-7115.66
97	-2872.51	-5332.36	-6774.40	-5673.61	-7115.65
98	-2856.29	-5334.00	-6776.04	-5657.39	-7099.43
99	-2856.28	-5335.10	-6777.14	-5657.38	-7099.42
100	-2856.27	-5336.68	-6778.72	-5657.37	-7099.41
101	-2856.24	-5339.47	-6781.51	-5657.34	-7099.38
102	-2856.20	-5343.08	-6785.12	-5657.30	-7099.34
103	-2856.08	-5346.86	-6788.90	-5657.18	-7099.22
104	-2855.75	-5351.04	-6793.08	-5656.85	-7098.89
105	-2755.88	-5454.84	-6896.88	-5556.98	-6999.02
106	-2717.06	-5520.41	-6962.46	-5541.00	-6983.04
107	-2694.16	-5569.99	-7012.04	-5540.94	-6982.98
108	-2679.36	-5607.92	-7049.96	-5546.13	-6988.18
109	-2668.31	-5642.34	-7084.38	-5555.07	-6997.11
110	-2661.04	-5669.35	-7111.40	-5564.93	-7006.97
111	-2655.14	-5694.81	-7136.85	-5576.16	-7018.20
112	-2650.52	-5719.01	-7161.05	-5588.67	-7030.71
113	-2646.82	-5742.06	-7184.10	-5602.11	-7044.15
114	-2644.41	-5760.76	-7202.81	-5613.96	-7056.01
115	-2642.51	-5778.71	-7220.75	-5626.34	-7068.38
116	-2641.11	-5834.81	-7276.85	-5639.22	-7081.27
117	-2579.52	-5855.94	-7297.98	-5597.62	-7039.66
118L	-2580.70	-5856.18	-7298.22	-5598.80	-7040.84
118R	-968.54	-5050.40	-5553.74	-4983.78	-5487.13
119	-968.46	-5050.48	-5553.82	-4983.70	-5487.04
120	-968.09	-5030.86	-5534.20	-4963.35	-5466.69
121	-967.67	-5009.51	-5512.85	-4948.65	-5451.99
122	-967.12	-4996.19	-5499.53	-4933.82	-5437.16
123	-966.44	-4982.98	-5486.32	-4918.86	-5422.20
124	-965.46	-4967.25	-5470.59	-4900.76	-5404.10
125	-964.30	-4951.69	-5455.03	-4882.46	-5385.80
126	-962.87	-4936.39	-5439.73	-4863.91	-5367.25
127	-961.11	-4921.33	-5424.67	-4845.01	-5348.35
128	-959.66	-4903.15	-5406.50	-4823.57	-5326.92
129	-959.66	-4883.45	-5386.79	-4803.59	-5306.93
130	-959.66	-4860.83	-5364.18	-4780.75	-5284.09
131	-959.66	-4838.12	-5341.46	-4757.90	-5261.25
132	-959.66	-4838.13	-5341.47	-4757.90	-5261.25
133	-959.66	-4838.05	-5341.39	-4757.90	-5261.25
134	-959.66	-4837.85	-5341.19	-4757.90	-5261.25
135	-959.66	-4837.58	-5340.92	-4757.90	-5261.25
136	-959.66	-4837.23	-5340.57	-4757.90	-5261.25
137	-959.66	-4836.81	-5340.16	-4757.90	-5261.25
138	-959.66	-4836.34	-5339.68	-4757.90	-5261.25
139	-959.66	-4835.81	-5339.15	-4757.90	-5261.25
140	-959.66	-4835.26	-5338.60	-4757.90	-5261.25
141	-959.66	-4883.57	-5386.91	-4806.73	-5310.07
142	-959.66	-4927.50	-5430.84	-4850.90	-5354.25
143	-1006.17	-4897.41	-5400.75	-4897.41	-5400.75

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
47	-3035.91	-6665.20	-8506.84	-5567.12	-7408.76
48	-3037.77	-6649.47	-8491.11	-5558.25	-7399.89
49	-3038.04	-6646.49	-8488.13	-5556.73	-7398.37
50	-3045.43	-6622.71	-8464.35	-5551.60	-7393.24
51	-3059.83	-6593.02	-8434.66	-5553.48	-7395.12
52	-3082.38	-6557.15	-8398.79	-5563.51	-7405.15
53	-3121.00	-6200.36	-8042.00	-5587.82	-7429.46
54	-3178.34	-6112.70	-7954.34	-5630.85	-7472.49
55	-3581.31	-6011.89	-7853.53	-6019.51	-7861.15
56	-3665.39	-5911.33	-7752.97	-6103.59	-7945.23
57	-3771.83	-5789.92	-7631.56	-6210.04	-8051.68
58	-4360.77	-5191.10	-7032.74	-6798.97	-8640.61
59	-4361.06	-5187.23	-7028.87	-6799.26	-8640.90
60	-4361.08	-5184.41	-7026.05	-6799.28	-8640.92
61	-4415.19	-5181.52	-7023.16	-6853.39	-8695.03
62	-4415.11	-5182.56	-7024.20	-6853.31	-8694.95
63	-4127.51	-5474.50	-7316.14	-6565.71	-8407.35
64	-4073.56	-5535.97	-7377.61	-6511.76	-8353.48
65	-4006.66	-5613.30	-7454.94	-6444.86	-8286.51
66	-3940.37	-5716.35	-7557.99	-6401.42	-8243.06
67	-3879.95	-5816.03	-7657.67	-6363.84	-8205.48
68	-3832.97	-5898.65	-7740.29	-6336.85	-8178.49
69	-3793.71	-5975.44	-7817.08	-6317.57	-8159.21
70	-3764.24	-6036.89	-7878.53	-6305.23	-8146.87
71	-3335.95	-6096.22	-7937.86	-5894.08	-7735.72
72	-3314.55	-6150.69	-7992.33	-5889.80	-7731.44
73	-3297.71	-6203.51	-8045.15	-5890.10	-7731.74
74	-3286.93	-6426.37	-8268.01	-5893.59	-7735.23
75	-3278.95	-6450.30	-8291.94	-5899.89	-7741.53
76	-3273.88	-6471.83	-8313.47	-5909.09	-7750.73
77	-3271.39	-6497.88	-8339.52	-5926.59	-7768.23
78	-3272.12	-6499.21	-8340.85	-5927.32	-7768.96
79L	-3273.14	-6499.29	-8340.93	-5928.34	-7769.98
79R	-2621.19	-5783.48	-7225.52	-5639.29	-7081.33
80	-2621.21	-5783.46	-7225.50	-5639.31	-7081.35
81	-2621.52	-5783.17	-7225.22	-5639.62	-7081.66
82	-2622.95	-5761.92	-7203.96	-5621.06	-7063.10
83	-2624.64	-5746.12	-7188.16	-5608.47	-7050.51
84	-2627.01	-5729.82	-7171.86	-5596.57	-7038.61
85	-2629.93	-5712.99	-7155.03	-5585.21	-7027.26
86	-2634.34	-5692.10	-7134.14	-5572.50	-7014.54
87	-2639.77	-5670.44	-7112.48	-5560.79	-7002.83
88	-2646.18	-5647.99	-7090.03	-5550.07	-6992.11
89	-2653.98	-5568.48	-7010.52	-5540.74	-6982.78
90	-2664.38	-5535.41	-6977.45	-5531.15	-6973.19
91	-2677.09	-5501.58	-6943.62	-5523.87	-6965.91
92	-2694.75	-5461.55	-6903.59	-5518.69	-6960.73
93	-2786.97	-5420.17	-6862.21	-5588.07	-7030.11

第 3 章 支点反力

水平方向反力 [kN]

支点 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	---	-606.84	-565.70	-661.71	-350.63	-780.77	-446.64
20	---	-1103.97	-986.19	-1261.07	-558.85	-1413.52	-833.73
118	---	1250.57	1371.54	1090.79	902.19	1840.89	621.44
143	---	754.50	796.74	698.70	545.07	1048.41	447.03
146	0.00	---	---	---	---	---	---
149	0.00	-991.97	-138.95	-1699.03	139.46	-417.36	-1420.62
152	0.00	697.70	1684.75	-317.87	1484.95	1884.55	-517.67
155	0.00	---	---	---	---	---	---

支点 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	-876.78	-326.37	-756.51	-422.38	-852.53
20	-1688.40	-514.67	-1369.34	-789.55	-1644.22
118	1560.14	843.74	1782.44	562.99	1501.69
143	950.38	514.40	1017.74	416.37	919.71
146	---	---	---	---	---
149	-1977.44	123.43	-433.39	-1436.65	-1993.48
152	-118.07	1521.65	1921.25	-480.96	-81.37
155	---	---	---	---	---

鉛直方向反力 [kN]

支点 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	---	4674.01	6014.33	4465.62	6028.87	5999.79	4480.16
20	---	20228.43	23077.90	20059.93	23063.69	23092.10	20045.72
118	---	36240.46	39755.99	36096.85	39770.51	39741.47	36111.37
143	---	5359.47	6900.13	4983.89	6898.95	6901.30	4982.72
146	33216.13	---	---	---	---	---	---
149	42441.25	44949.09	48044.81	44302.96	48081.81	48007.80	44339.96
152	50040.94	55538.17	57173.46	53020.57	57122.78	57224.15	52969.88
155	46317.12	---	---	---	---	---	---

支点 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	4451.08	6164.35	6135.27	4615.64	4586.56
20	20074.13	22871.86	22900.27	19853.89	19882.30
118	36082.33	39602.56	39573.52	35943.42	35914.38
143	4985.06	7023.76	7026.11	5107.53	5109.88
146	---	---	---	---	---
149	44265.95	48155.30	48081.29	44413.44	44339.43
152	53071.25	57148.78	57250.15	52995.88	53097.25
155	---	---	---	---	---

回転方向反力 [kN・m]

支点 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	---	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	---	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
118	---	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
143	---	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
146	33174.45	---	---	---	---	---	---
149	-38632.61	-81066.19	-65182.56	-96055.45	-53462.42	-76902.69	-84335.32
152	4124.53	21952.18	28925.02	13371.79	21048.09	36801.94	5494.87
155	-3709.76	---	---	---	---	---	---

支点 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
118	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
143	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
146	---	---	---	---	---
149	-107775.59	-53143.13	-76583.40	-84016.03	-107456.30
152	21248.72	20466.12	36219.97	4912.89	20666.74
155	---	---	---	---	---

単ケース反力

水平方向反力 [kN]

支点 No.	完成時	自重	橋面荷重	乾燥収縮	自重リ-ブ	直後ブレストレス 2次力	ブレストレスクリ-ブ (7° ロス含)	L (max) (衝撃あり)
1	31.14	-19.15	-213.61	-80.35	-123.04	-201.83	41.14	
20	-27.49	-54.84	-424.30	-230.19	-5.42	-361.73	117.78	
118	40.53	-54.28	455.95	-232.39	219.85	820.92	120.96	
143	-37.09	-18.95	246.46	-80.84	235.17	409.76	42.24	
146								
149	-22.11	116.67	-268.64	70.13	-215.09	-672.94	853.02	
152	15.01	30.56	204.13	553.64	-111.47	5.83	987.05	
155								

支点 No.	L (min) (衝撃あり)	L (max) (衝撃なし)	L (min) (衝撃なし)	温度変化(+)	温度変化(-)	温度差	地震(L)
1	-54.87	37.90	-51.28	215.07	-215.07	24.26	595.70
20	-157.10	108.52	-146.80	427.34	-427.34	44.18	1701.49
118	-159.79	111.50	-149.36	-469.35	469.35	-58.44	1718.64
143	-55.79	38.93	-52.15	-251.67	251.67	-30.67	602.30
146	---	---	---	---	---	---	---
149	-707.06	788.28	-650.85	278.41	-278.41	-16.03	5385.29
152	-1015.57	920.59	-939.20	-199.80	199.80	36.70	8145.44
155	---	---	---	---	---	---	---

支点 No.	地震(R)
1	-595.70
20	-1701.49
118	-1718.64
143	-602.30
146	---
149	-5385.29
152	-8145.44
155	---

鉛直方向反力 [kN]

支点 No.	完成時	自重	橋面荷重	乾燥収縮	自重リ-ブ	直後ブレストレス 2次力	ブレストレスクリ-ブ (7°ロス含)	L (max) (衝撃あり)
1	3651.47	826.61	3020.81	16.29	111.83	96.96	-29.16	1340.32
20	17461.66	3020.81	4642.99	-65.19	7.86	137.44	-334.14	2849.47
118	32315.38	4642.99	-27.73	-798.83	-42.59	151.24	3515.53	
143	3761.07	900.88	8.84	648.33	357.47	-317.12	1540.65	
146								
149	41460.08	3110.34	36.87	475.44	25.92	-159.56	3095.72	
152	49185.75	4652.60	30.92	-444.63	-575.21	688.73	3635.29	
155								

支点 No.	L (min) (衝撃あり)	L (max) (衝撃なし)	L (min) (衝撃なし)	温度変化(+)	温度変化(-)	温度差	地震(L)
1	-208.39	1204.11	-189.45	14.54	-14.54	135.48	-164.22
20	-168.50	2568.24	-156.61	-14.21	14.21	-191.83	637.36
118	-143.61	3249.29	-133.24	14.52	-14.52	-167.95	-766.08
143	-375.58	1411.30	-352.08	-1.17	1.17	124.81	251.95
146	---	---	---	---	---	---	---
149	-646.14	2837.86	-587.88	37.01	-37.01	73.48	1127.79
152	-517.60	3396.08	-473.51	-50.68	50.68	26.00	-1086.81
155	---	---	---	---	---	---	---

支点 No.	地震(R)
1	164.22
20	-637.36
118	766.08
143	-251.95
146	---
149	-1127.79
152	1086.81
155	---

回転方向反力 [kN・m]

支点 No.	完成時	自重	橋面荷重	乾燥収縮	自重引-プ	直後プレストレス 2次力	プレストレスクリ-プ (7°レオス含)	L(max) (衝撃あり)
1		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
118		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
143		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
146		---	---	---	---	---	---	---
149	-41461.77	-12.15	-11592.16	-11592.16	-6812.89	-4777.54	-16409.67	15883.63
152	4440.97	-2664.47	7520.55	7520.55	-6518.56	5325.82	13847.87	6972.83
155		---	---	---	---	---	---	---

支点 No.	L(min) (衝撃あり)	L(max) (衝撃なし)	L(min) (衝撃なし)	温度変化(+)	温度変化(-)	温度差	地震(L)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
118	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
143	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
146	---	---	---	---	---	---	---
149	-14989.26	14687.06	-13968.46	11720.13	-11720.13	319.29	136919.44
152	-8580.39	6367.35	-7924.33	-7876.92	7876.92	-581.97	184827.41
155	---	---	---	---	---	---	---

支点 No.	地震(R)
1	0.00
20	0.00
118	0.00
143	0.00
146	---
149	-136919.44
152	-184827.41
155	---

(2) 震度算出 (PC5 径間連続ラーメン橋)

§ 2. 震度算出

1. 基本条件
- ： Bridge System 1

： B種の橋

： B2

： $C_z = 0.85$

レベル2タイプI $CI_z = 1.00$

レベル2タイプII $CI_{Iz} = 0.85$

： → [橋軸順方向]

： ↓ [橋軸直角方向]

： する

： 考慮しない

2. 解析データ

2.1 5-P2

1基下部構造

- (1) 死荷重反力 (kN) : 18700.000
- (2) 載荷位置 (m) 橋軸方向 : 4.500 直角方向 : 4.500
- (3) 支承、分担重量 W_u (kN)

	レベル1	レベル2タイプI	レベル2タイプII
支承条件	固定	固定	固定
静摩擦係数 sKh ※1			
橋軸方向 (Φ_u) 直角方向 (Ψ_u)	18700.000 18700.000	18700.000 18700.000	18700.000 18700.000

※1 sKh : 当該下部工が支持する上部工を含む設計水平震度

1○

2●

3○

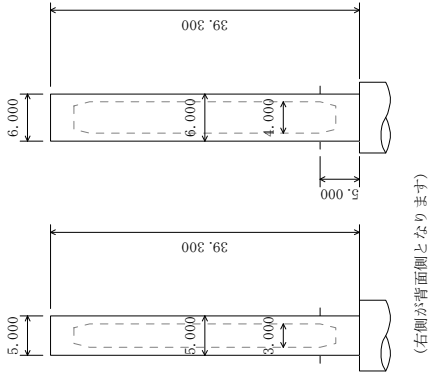
形式	下部タイプ : 橋脚 地盤種別 : I種							
	許容塑性率	タイプI	タイプII					
	橋軸方向(μa)	1.253	1.253					
	直角方向(μa)	1.244	1.244					
重量	格点番号	質点(kN)						
	2	26390.175						
部材	格点番号	部材長(m)	断面積(m²)	ヤング係数(kN/m²)				
	1 - 2 2 - 3	26.9500 26.9500	18.83883 18.83883	2.50E+007 2.50E+007				
	格点番号	レベル1 橋軸方向 Iz (m)	レベル1 直角方向 Iy (m)	レベル2 橋軸方向 Iz (m)	レベル2 直角方向 Iy (m)			
	1 - 2 2 - 3	54.66548 54.66548	76.00042 76.00042	32.01225 32.01225	44.33475 44.33475			
基礎バネ	固有周期算定							
	橋軸方向		直角方向					
	Kx (Ass)	ばね	1.5344445E+007	kN/m	Kx (Arr)	ばね	1.282037E+009	kN.m/rad
	Ky (Arr)	ばね	7.888096E+006	kN/m	Ky	固定		kN.m/rad
	Kz (Arr)	ばね	1.282037E+009	kN.m/rad	Kz (Ass)	ばね	1.534445E+007	kN/m
	Kxy (Asv)		0.000000E+000	kN/m	Kxy		0.000000E+000	kN.m/rad
	Kxz (Asr)		-1.209051E+008	kN/rad	Kxz (Arrs)		-1.209051E+008	kN.m/m
	Kyz (Avr)		0.000000E+000	kN/rad	Kyz		0.000000E+000	kN.m/m
	基礎ばね位置 (m) = 0.000							
	常時							
	橋軸方向		直角方向					
	Kx (Ass)	ばね	1.340674E+007	kN/m	Kx (Arr)	ばね	1.160505E+009	kN.m/rad
	Ky (Arr)	ばね	6.635419E+006	kN/m	Ky	固定		kN.m/rad
	Kz (Arr)	ばね	1.160505E+009	kN.m/rad	Kz (Ass)	ばね	1.340674E+007	kN/m
	Kxy (Asv)		0.000000E+000	kN/m	Kxy		0.000000E+000	kN.m/rad
	Kxz (Asr)		-1.082810E+008	kN/rad	Kxz (Arrs)		-1.082810E+008	kN.m/m
	Kyz (Avr)		0.000000E+000	kN/rad	Kyz		0.000000E+000	kN.m/m
	基礎ばね位置 (m) = 0.000							

形式RC中空矩形柱橋脚(新設検討)

はり形状タイプはり無し

基礎形式深礎基礎

重要度の区分B種の橋



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (m)
柱高さ(柱基部～はり下面)	H	39.300
橋軸方向柱幅	B _h	5.000
橋軸直角方向柱幅	B _r	6.000
中空部	H _h	33.300
中空区間高さ	H _h	3.000
橋軸方向壁厚	t _h	1.000
直角方向壁厚	t _r	1.000
橋軸方向上側ハンチ幅	B _h ^{out}	0.500
橋軸方向下側ハンチ幅	B _h ⁱⁿ	0.500
直角方向上側ハンチ幅	B _r ^{out}	0.500
直角方向下側ハンチ幅	B _r ⁱⁿ	0.500
断面隅角部ハンチ高	H _h ^{out}	2.000
下側ハンチ高	H _h ⁱⁿ	2.000
地表面(往下端から)	h _c	5.000

3. 解析結果

3.1 一覧表

(レベル1)

橋軸方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		地盤面 Khg	下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				Kho	Kh			
5-P2 5-P3	1種	1.611	2.551	0.1141	0.10	0.14	1870.000	18700.000
	1種	1.051	2.060	0.1315	0.11	0.14	3608.000	32800.000

橋軸直角方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		地盤面 Khg	下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				T	Tmin			
5-P2 5-P3	1種	1.271	2.266	1.278	1.000	0.10	0.14	1870.000
	1種	0.778	1.772	1.000	0.1454	0.12	0.14	3936.000

※T/Tmin：1基の橋脚とそれが支持している上部構造部分に分割し、それぞれを一つの設計振動単位と

みなして求めた固有周期の比

(レベル2タイプ1)

橋軸方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		地盤面 Khg	下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				Khco	Khc			
5-P2 5-P3	1種	2.468	3.157	0.4628	0.40	0.50	7480.000	18700.000
	1種	1.563	2.513	0.5388	0.40	0.50	13120.000	32800.000

橋軸直角方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	T		地盤面 Khg	下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				Tmin	Khco			
5-P2 5-P3	1種	1.893	2.765	1.283	0.5055	0.41	0.50	7667.000
	1種	1.150	2.155	1.000	0.5969	0.45	0.50	14760.000

※T/Tmin：1基の橋脚とそれが支持している上部構造部分に分割し、それぞれを一つの設計振動単位と

みなして求めた固有周期の比

(レベル2タイプ1)

橋軸方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		地盤面 Khg	下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				Khco	Khc			
5-P2 5-P3	1種	2.468	3.157	0.2677	0.49	0.68	9163.000	18700.000
	1種	1.563	2.513	0.3629	0.45	0.68	14760.000	32800.000

橋軸直角方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	T		地盤面 Khg	下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				Tmin	Khco			
5-P2 5-P3	1種	1.893	2.765	1.283	0.3194	0.49	0.68	9163.000
	1種	1.150	2.155	1.000	0.4454	0.45	0.68	14760.000

※T/Tmin：1基の橋脚とそれが支持している上部構造部分に分割し、それぞれを一つの設計振動単位と

みなして求めた固有周期の比

3.2 概略－橋軸方向

(レベル1)

下部構造 5-P2

1. 設計条件

(1) 支承条件

(2) 地盤種別

(3) 下部構造形式

2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出

$$\begin{aligned}\delta &= \delta p + \delta o + \theta o \cdot h o \\ &= 1.21084 + 0.04983 + 0.00600 \cdot 58.400 \\ &= 1.611 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、

δ p：下部構造躯体の曲げ変形 (m)

δ o：基礎の水平変位 (m)

θ o：基礎の回転角 (rad)

h o：基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

3. 固有周期の算出

$$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.551 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.40$
- $$K_{hc} = C_s \cdot C_{Iz} \cdot K_{hco} = 0.8150 \cdot 1.00 \cdot 0.4628 = 0.38$$
- ($C_{Iz} \cdot K_{hco}$ の値が0.4を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{Iz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{Iz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 18700.000 \cdot 0.40 = 7480.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{Iz} \cdot K_{hgo} = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$

- 下部構造 5-P3
1. 設計条件
- (1) 支承条件 固定
- (2) 地盤種別 I種
- (3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$$
- $$= 1.26711 + 0.05489 + 0.00550 \cdot 43.800$$
- $$= 1.563 \text{ (m)}$$
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.513 \text{ (s)}$$
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.40$
- $$K_{hc} = C_s \cdot C_{Iz} \cdot K_{hco} = 0.7441 \cdot 1.00 \cdot 0.5388 = 0.40$$
- ($C_{Iz} \cdot K_{hco}$ の値が0.4を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{Iz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{Iz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 32800.000 \cdot 0.40 = 13120.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{Iz} \cdot K_{hgo} = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$

- (レベル2タイプII)
- 下部構造 5-P2
1. 設計条件
- (1) 支承条件 固定
- (2) 地盤種別 I種
- (3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$$
- $$= 2.06768 + 0.04983 + 0.00600 \cdot 58.400$$
- $$= 2.468 \text{ (m)}$$
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 3.157 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_h = 0.10$
- $$K_h = C_z \cdot K_{ho} = 0.85 \cdot 0.1141 = 0.10$$
- (K_h の値が0.1を下回る場合には0.1とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_h = 18700.000 \cdot 0.10 = 1870.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_z \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$

- 下部構造 5-P3
1. 設計条件
- (1) 支承条件 固定
- (2) 地盤種別 I種
- (3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$$
- $$= 0.75471 + 0.05489 + 0.00550 \cdot 43.800$$
- $$= 1.051 \text{ (m)}$$
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.060 \text{ (s)}$$
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_h = 0.11$
- $$K_h = C_z \cdot K_{ho} = 0.85 \cdot 0.1315 = 0.11$$
- (K_h の値が0.1を下回る場合には0.1とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_h = 32800.000 \cdot 0.11 = 3608.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_z \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$

- (レベル2タイプI)
- 下部構造 5-P2
1. 設計条件
- (1) 支承条件 固定
- (2) 地盤種別 I種
- (3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$$
- $$= 2.06768 + 0.04983 + 0.00600 \cdot 58.400$$
- $$= 2.468 \text{ (m)}$$
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 3.157 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
構造物 $K_h = 0.10$
 $K_h = C_z \cdot K_{ho} = 0.85 \cdot 0.1235 = 0.10$
(K_h の値が0.1を下回る場合には0.1とする)
慣性力 $H = W_u \cdot K_h = 18700.000 \cdot 0.10 = 1870.000$ (kN)
地盤面 $K_{hg} = C_z \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$
- 下部構造 5-P3
1. 設計条件
(1) 地盤種別 I種
(2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
 $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 0.54192 + 0.03953 + 0.00448 \cdot 43.800$
 $= 0.778$ (m)
ここに、
 δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
 δ_o : 基礎の水平変位 (m)
 θ_o : 基礎の回転角 (rad)
 h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
 $T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.772$ (s)
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
構造物 $K_h = 0.12$
 $K_h = C_z \cdot K_{ho} = 0.85 \cdot 0.1454 = 0.12$
(K_h の値が0.1を下回る場合には0.1とする)
慣性力 $H = W_u \cdot K_h = 32800.000 \cdot 0.12 = 3936.000$ (kN)
地盤面 $K_{hg} = C_z \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$
- (レベル2タイプ1)
下部構造 5-P2
1. 設計条件
(1) 地盤種別 I種
(2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
 $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 1.49299 + 0.04983 + 0.00600 \cdot 58.400$
 $= 1.893$ (m)
ここに、
 δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
 δ_o : 基礎の水平変位 (m)
 θ_o : 基礎の回転角 (rad)
 h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
 $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.765$ (s)

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
構造物 $K_{hc} = 0.49$
 $K_{hc} = C_s \cdot C_{IIz} \cdot K_{hco} = 0.8150 \cdot 0.85 \cdot 0.2677 = 0.19$
($C_{IIz} \cdot K_{hco}$ の値が0.6を下回る場合には $K_{hc} = 0.6 \cdot C_s$ とする)
(K_{hc} の値が0.4・ C_{IIz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{IIz}$ とする)
慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 18700.000 \cdot 0.49 = 9163.000$ (kN)
地盤面 $K_{hg} = C_{IIz} \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$
- 下部構造 5-P3
1. 設計条件
(1) 支承条件 固定
(2) 地盤種別 I種
(3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
 $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 1.26711 + 0.05489 + 0.00550 \cdot 43.800$
 $= 1.563$ (m)
ここに、
 δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
 δ_o : 基礎の水平変位 (m)
 θ_o : 基礎の回転角 (rad)
 h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
 $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.513$ (s)
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
構造物 $K_{hc} = 0.45$
 $K_{hc} = C_s \cdot C_{IIz} \cdot K_{hco} = 0.7441 \cdot 0.85 \cdot 0.3629 = 0.23$
($C_{IIz} \cdot K_{hco}$ の値が0.6を下回る場合には $K_{hc} = 0.6 \cdot C_s$ とする)
(K_{hc} の値が0.4・ C_{IIz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{IIz}$ とする)
慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 32800.000 \cdot 0.45 = 14760.000$ (kN)
地盤面 $K_{hg} = C_{IIz} \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$
- 3.3 概略一橋軸直角方向
(レベル1)
下部構造 5-P2
1. 設計条件
(1) 地盤種別 I種
(2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
 $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 0.87093 + 0.04983 + 0.00600 \cdot 58.400$
 $= 1.271$ (m)
ここに、
 δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
 δ_o : 基礎の水平変位 (m)
 θ_o : 基礎の回転角 (rad)
 h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
 $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.266$ (s)

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.49$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{IIz} \cdot K_{hco} = 0.8198 \cdot 0.85 \cdot 0.3194 = 0.22$
- ($C_{IIz} \cdot K_{hco}$ の値が0.6を下回る場合には $K_{hc} = 0.6 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{IIz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{IIz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 18700.000 \cdot 0.49 = 9163.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{IIz} \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$

- 下部構造 5-P3
1. 設計条件
- (1) 地盤種別 I種
- (2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
- $= 0.91426 + 0.03953 + 0.00448 \cdot 43.800$
- $= 1.150$ (m)
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.155$ (s)
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.45$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{IIz} \cdot K_{hco} = 0.7484 \cdot 0.85 \cdot 0.4454 = 0.28$
- ($C_{IIz} \cdot K_{hco}$ の値が0.6を下回る場合には $K_{hc} = 0.6 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{IIz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{IIz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 32800.000 \cdot 0.45 = 14760.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{IIz} \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$

- 橋梁モデルの解析
1. 基本条件
- (1) 橋梁名称 : Bridge System I
- (2) 橋の種類 : B種の橋
- (3) 地域区分 : B2
- (4) 地域別補正係数 レベル1
- レベル2タイプI
- レベル2タイプII
- (5) 設計方法 : 非免震設計
- (6) 慣性力作用方向 (橋軸方向) : → [橋軸順方向]
- (7) 慣性力作用方向 (橋軸直角方向) : ↓ [橋軸直角順方向]
- (8) 橋梁の構造形式 : 上下線一体型のみ
- (9) 上部工の連結 : 考慮しない
- (10) 隣接上部構造重量 : 考慮しない
- (11) 橋梁モデルの解析 : する [複数下部構造計算]
- (12) 橋台の許容塑性率 : 考慮しない
- (13) レベル1地震動の設計水平震度 : 橋台を除いた振動単位系内の最大値
- (14) 分担重量の算定方法 : 当該下部構造の設計水平震度を用いて慣性力から算定する

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.41$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{Iz} \cdot K_{hco} = 0.8198 \cdot 1.00 \cdot 0.5055 = 0.41$
- ($C_{Iz} \cdot K_{hco}$ の値が0.4を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{Iz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{Iz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 18700.000 \cdot 0.41 = 7667.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{Iz} \cdot K_{hgo} = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$

- 下部構造 5-P3
1. 設計条件
- (1) 地盤種別 I種
- (2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
- $= 0.91426 + 0.03953 + 0.00448 \cdot 43.800$
- $= 1.150$ (m)
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.155$ (s)
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.45$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{Iz} \cdot K_{hco} = 0.7484 \cdot 1.00 \cdot 0.5969 = 0.45$
- ($C_{Iz} \cdot K_{hco}$ の値が0.4を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{Iz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{Iz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 32800.000 \cdot 0.45 = 14760.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{Iz} \cdot K_{hgo} = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$

- (レベル2タイプII)
- 下部構造 5-P2
1. 設計条件
- (1) 地盤種別 I種
- (2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
- $= 1.49299 + 0.04983 + 0.00600 \cdot 58.400$
- $= 1.893$ (m)
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.765$ (s)

(15)ブロック単位固有周期算定方法 : 下部構造の重量を断面力比より按分する
(16)骨組解析モデル : 2次元モデル

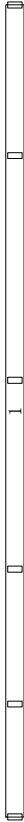
2. 解析データ

2. 1 縦断線形

縦断変化点	X座標 (m)	Y座標 (m)	左勾配 (%)	変化点までの距離 (m)	縦断曲線長 (VCL) (m)
1	0.0000	0.0000	-----	-----	-----
2	451.6000	0.0000	0.0000	451.6000	-----

2. 2 橋梁全体の平面図

平面図内の番号は上部工 (Bridge) 番号を表す



2. 3 Bridge 1 – PC5-Boc

配置情報

(1)左側すき間 (m) : 0.000
(2)右側すき間 (m) : 0.000
(3)橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

形式

(1)桁長 (m) : 451.600
(2)支間数 : 5
(3)ヤング係数 (kN/m²) : 3.10E+007
(4)せん断弾性係数 (kN/m²) : 1.34E+007

支間長

	長さ (m)	中間点数
LL	0.000	-----
S1	62.800	18
S2	75.000	24
S3	105.000	33
S4	125.000	38
S5	83.800	24
LR	0.000	-----

重量

節点	H1 (m)	H2 (m)	質点の重量 (kN)	死荷重反力 (kN)
1	1.500	1.500	701.323	4700.000
2	1.500	-----	344.465	-----
3	1.500	-----	486.046	-----
4	1.500	-----	677.623	-----
5	1.500	-----	738.002	-----
6	1.500	-----	738.002	-----
7	1.500	-----	738.002	-----
8	1.500	-----	738.735	-----
9	1.500	-----	742.400	-----
10	1.500	-----	818.811	-----
11	1.500	-----	772.575	-----
12	1.500	-----	813.850	-----

節点	H1 (m)	H2 (m)	質点の重量 (kN)	死荷重反力 (kN)
13	1.500	-----	869.703	-----
14	1.500	-----	871.911	-----
15	1.500	-----	874.208	-----
16	1.500	-----	938.332	-----
17	1.500	-----	558.536	-----
18	1.500	-----	523.964	-----
19	1.500	-----	840.213	-----
20	1.500	4.500	2850.001	20300.000
21	1.500	-----	838.872	-----
22	1.500	-----	522.143	-----
23	1.500	-----	486.647	-----
24	1.500	-----	864.727	-----
25	1.500	-----	867.847	-----
26	1.500	-----	861.620	-----
27	1.500	-----	857.000	-----
28	1.500	-----	801.169	-----
29	1.500	-----	761.660	-----
30	1.500	-----	743.661	-----
31	1.500	-----	508.319	-----
32	1.500	-----	339.814	-----
33	1.500	-----	508.319	-----
34	1.500	-----	743.661	-----
35	1.500	-----	761.660	-----
36	1.500	-----	801.169	-----
37	1.500	-----	857.000	-----
38	1.500	-----	861.620	-----
39	1.500	-----	867.847	-----
40	1.500	-----	864.727	-----
41	1.500	-----	486.647	-----
42	1.500	-----	522.143	-----
43	1.500	-----	683.412	-----
44	1.500	-----	388.651	-----
45	1.500	4.500	2378.681	21300.000
46	1.500	-----	367.723	-----
47	1.500	-----	633.890	-----
48	1.500	-----	481.287	-----
49	1.500	-----	486.612	-----
50	1.500	-----	815.674	-----
51	1.500	-----	760.990	-----
52	1.500	-----	761.374	-----
53	1.500	-----	772.575	-----
54	1.500	-----	751.196	-----
55	1.500	-----	742.400	-----
56	1.500	-----	738.735	-----
57	1.500	-----	738.002	-----
58	1.500	-----	553.868	-----
59	1.500	-----	371.200	-----
60	1.500	-----	564.863	-----
61	1.500	-----	772.575	-----
62	1.500	-----	892.408	-----
63	1.500	-----	869.703	-----
64	1.500	-----	932.199	-----
65	1.500	-----	999.095	-----
66	1.500	-----	1072.379	-----
67	1.500	-----	1062.389	-----
68	1.500	-----	1033.629	-----
69	1.500	-----	993.204	-----
70	1.500	-----	932.762	-----
71	1.500	-----	919.568	-----
72	1.500	-----	891.125	-----
73	1.500	-----	791.603	-----
74	1.500	-----	689.413	-----
75	1.500	-----	656.023	-----
76	1.500	-----	750.416	-----
77	1.500	-----	667.467	-----
78	1.500	-----	295.028	-----
79	1.500	4.500	2642.614	36200.000
80	1.500	-----	279.897	-----
81	1.500	-----	613.146	-----
82	1.500	-----	668.162	-----
83	1.500	-----	557.633	-----
84	1.500	-----	561.790	-----
85	1.500	-----	628.773	-----
86	1.500	-----	702.204	-----
87	1.500	-----	724.681	-----
88	1.500	-----	753.022	-----
89	1.500	-----	854.377	-----
90	1.500	-----	965.179	-----

節点	H1 (m)	H2 (m)	質点の重量 (kN)	死荷重反力 (kN)	部材	部材長 (m)	橋軸方向Lz (m)	直角方向Ly (m)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
91	1.500	---	1079.048	---	19	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
92	1.500	---	1188.167	---	20	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
93	1.500	---	1226.091	---	21	3.000	46.27620	38.01320	45.55125	10.70330
94	1.500	---	1243.682	---	22	0.500	39.81760	36.33905	41.27090	10.19670
95	1.500	---	1223.925	---	23	3.000	34.80250	34.83775	37.58580	9.73940
96	1.500	---	1181.291	---	24	3.500	26.89360	32.25465	31.41855	8.95000
97	1.500	---	1134.790	---	25	3.500	20.47640	29.82085	25.88695	8.20000
98	1.500	---	813.981	---	26	4.000	15.56670	27.62025	21.17730	7.51100
99	1.500	---	575.841	---	27	4.000	11.87390	25.67885	17.27210	6.88750
100	1.500	---	691.049	---	28	4.000	9.38600	24.13830	14.36890	6.37160
101	1.500	---	869.703	---	29	4.000	7.98540	23.22615	12.65910	6.08120
102	1.500	---	813.850	---	30	4.000	7.44670	22.90915	12.01690	6.00420
103	1.500	---	772.575	---	31	1.500	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
104	1.500	---	751.196	---	32	1.500	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
105	1.500	---	742.400	---	33	4.000	7.44670	22.90915	12.01690	6.00420
106	1.500	---	738.735	---	34	4.000	7.98540	23.22615	12.65910	6.08120
107	1.500	---	691.877	---	35	4.000	9.38600	24.13830	14.36890	6.37160
108	1.500	---	646.154	---	36	4.000	11.87390	25.67885	17.27210	6.88750
109	1.500	---	601.751	---	37	4.000	15.56670	27.62025	21.17730	7.51100
110	1.500	---	559.703	---	38	3.500	20.47640	29.82085	25.88695	8.20000
111	1.500	---	566.594	---	39	3.500	26.89360	32.25465	31.41855	8.95000
112	1.500	---	577.374	---	40	3.000	34.80250	34.83775	37.58580	9.73940
113	1.500	---	545.970	---	41	0.500	39.81760	36.33905	41.27090	10.19670
114	1.500	---	521.934	---	42	3.000	46.27620	38.01320	45.55125	10.70330
115	1.500	---	550.521	---	43	1.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
116	1.500	---	700.627	---	44	1.000	1000.00000	39.46070	49.26380	1000.00000
117	1.500	---	734.402	---	45	1.000	1000.00000	39.46070	49.26380	1000.00000
118	1.500	4.500	3180.459	36300.000	46	1.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
119	1.500	---	833.201	---	47	3.000	47.54870	38.32040	46.40810	10.78600
120	1.500	---	863.886	---	48	0.500	42.52520	36.99965	43.10845	10.37000
121	1.500	---	744.779	---	49	3.500	37.99680	35.63045	39.79930	9.98730
122	1.500	---	767.008	---	50	3.500	30.77670	33.37915	34.46760	9.22330
123	1.500	---	855.031	---	51	3.500	25.17000	31.37410	29.89625	8.58170
124	1.500	---	920.410	---	52	4.000	20.53630	29.49305	25.78025	7.97140
125	1.500	---	893.735	---	53	4.000	16.74430	27.75395	22.12305	7.39580
126	1.500	---	866.103	---	54	4.000	13.91040	26.28005	19.13640	6.89330
127	1.500	---	896.429	---	55	4.000	12.13730	25.35005	17.21795	6.59700
128	1.500	---	912.883	---	56	4.000	11.24940	24.93945	16.29940	6.49730
129	1.500	---	920.657	---	57	4.000	10.82020	24.73415	15.84615	6.44750
130	1.500	---	929.881	---	58	2.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
131	1.500	---	969.372	---	59	2.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
132	1.500	---	835.094	---	60	4.000	10.79610	24.72245	15.82050	6.44460
133	1.500	---	795.683	---	61	4.000	11.12600	24.88110	16.17000	6.48320
134	1.500	---	769.832	---	62	4.000	11.80330	25.19835	16.87625	6.56020
135	1.500	---	755.458	---	63	4.000	12.96400	25.67420	17.95330	6.67580
136	1.500	---	746.271	---	64	4.000	14.26310	26.30875	19.42115	6.82990
137	1.500	---	738.461	---	65	4.000	16.58610	27.52380	21.51310	7.15960
138	1.500	---	738.461	---	66	4.000	19.90180	29.41605	24.71195	7.73620
139	1.500	---	738.002	---	67	3.500	24.15610	31.46140	28.63490	8.39610
140	1.500	---	705.714	---	68	3.500	29.16890	33.59030	32.89540	9.08460
141	1.500	---	522.866	---	69	3.000	34.85720	35.75550	37.38790	9.78760
142	1.500	---	374.331	---	70	3.000	41.26400	37.93690	42.07565	10.50000
143	1.500	---	874.789	5400.000	71	3.000	48.95670	40.29435	47.30320	11.27540
					72	3.000	58.17760	42.83400	53.10750	12.11770
					73	2.500	68.13330	45.31955	58.94070	12.94920
					74	2.500	78.77750	47.72600	64.73380	13.76180
					75	2.500	91.10250	50.26885	70.99325	14.62850
					76	3.500	108.72870	53.52055	79.20655	15.75040
					77	2.000	119.74350	55.46640	84.17120	16.42500
					78	0.500	1000.00000	55.46640	84.17120	1000.00000
					79	0.500	1000.00000	55.46640	84.17120	1000.00000
					80	3.500	119.74350	53.52055	79.20655	15.75040
					81	3.500	108.72870	53.52055	70.99325	14.62850
					82	2.500	91.10250	50.26885	64.73380	13.76180
					83	2.500	78.77750	47.72600	58.94070	12.94920
					84	2.500	68.13330	45.31955	53.10755	12.11770
					85	3.000	58.17760	42.83400	47.30325	11.27540
					86	3.000	48.95670	40.29435	42.07570	10.50000
					87	3.000	41.26400	37.93690	37.38800	9.78760
					88	3.000	34.85720	35.75550	32.89545	9.08460
					89	3.500	29.16890	33.59030	28.63490	8.39610
					90	3.500	24.15610	31.46105	24.71195	7.73620
					91	4.000	19.90180	29.41605	21.51310	7.15960
					92	4.000	16.58610	27.52380	19.42115	6.82990
					93	4.000	14.26310	26.30875	17.95330	6.67580
					94	4.000	12.86400	25.67420	16.87625	6.56020
					95	4.000	11.80330	25.19835	16.87625	6.56020
					96	4.000	11.12600	24.88110	16.17000	6.48320

部材 (レベル1)

部材	部材長 (m)	橋軸方向Lz (m)	直角方向Ly (m)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
1	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500
2	1.650	8.84810	25.12725	14.07485	7.23230
3	3.150	7.93100	23.71035	12.78105	6.45230
4	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
5	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
6	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
7	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
8	4.000	7.41730	22.89150	11.98150	6.00000
9	4.000	7.83230	23.13790	12.47865	6.05980
10	4.000	8.70190	24.65345	13.49305	6.17950
11	4.000	10.38750	26.23890	15.48075	6.49610
12	4.000	13.10880	28.14880	18.55715	7.02180
13	4.000	16.91610	30.24550	22.47155	7.63600
14	3.500	21.74880	30.24550	27.00225	8.29720
15	3.500	27.80760	32.50655	32.14840	9.00120
16	3.500	35.74650	35.06755	38.25345	9.79280
17	0.500	40.98820	36.63175	42.07340	10.27490
18	3.000	46.82830	38.14965	45.92650	10.74180

部材	部材長(m)	橋軸方向Iz(m ⁴)	直角方向Iy(m ⁴)	ねじり定数(m ⁴)	断面積(m ²)
28	4.000	9.38600	24.13830	14.3830	6.37160
29	4.000	7.98540	23.22615	12.65910	6.08120
30	4.000	7.44670	22.90915	12.01690	6.00420
31	1.500	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
32	1.500	7.44670	22.90915	11.85850	5.98500
33	4.000	7.98540	23.22615	12.01690	6.00420
34	4.000	9.38600	24.13830	14.3830	6.37160
35	4.000	11.87390	25.67885	17.27210	6.88750
36	4.000	15.56670	27.62025	21.17730	7.51100
37	3.500	20.47640	29.82085	25.88695	8.20000
38	3.500	26.89360	32.25465	31.41855	8.95000
39	3.000	34.80250	34.83775	37.58580	9.73940
40	3.000	39.81760	36.33905	41.27090	10.19670
41	3.000	46.27620	38.01320	45.55125	10.70530
42	3.000	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
43	1.000	1000.00000	39.46070	49.26380	1000.00000
44	1.000	1000.00000	39.46070	49.26380	1000.00000
45	1.500	51.92370	38.32040	46.40810	11.14500
46	3.000	47.54870	36.99965	43.10845	10.37000
47	3.000	42.52520	35.63045	39.79930	9.93730
48	3.500	37.89680	33.37915	34.46760	9.22330
49	3.500	30.77670	31.37410	29.89625	8.58170
50	3.500	25.17000	29.49305	25.78025	7.97140
51	4.000	20.53630	27.75395	22.12305	7.39580
52	4.000	16.74430	26.28005	19.13640	6.89330
53	4.000	13.91040	25.35005	17.21795	6.59700
54	4.000	12.13730	24.93945	16.29940	6.49730
55	4.000	11.24940	24.73415	15.84615	6.44750
56	4.000	10.82020	24.68280	15.73360	6.43500
57	2.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
58	2.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
59	2.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
60	4.000	10.79610	24.72245	15.82050	6.44660
61	4.000	11.12600	24.88110	16.17000	6.48320
62	4.000	11.80330	25.19835	16.87625	6.56020
63	4.000	12.86400	26.67420	17.95330	6.67580
64	4.000	14.36310	26.30875	19.42115	6.82990
65	4.000	16.55610	27.52380	21.51310	7.15960
66	4.000	19.90180	29.41605	24.71195	7.73620
67	3.500	24.15610	31.46140	28.63490	8.39610
68	3.500	29.16890	33.59030	32.89540	9.08460
69	3.000	34.85720	35.75550	37.38790	9.78760
70	3.000	41.26400	37.93690	42.07565	10.50000
71	3.000	48.95670	40.29435	47.30320	11.27540
72	3.000	58.17760	42.83400	53.10750	12.11770
73	2.500	68.13330	45.31955	58.94070	12.94920
74	2.500	78.77750	47.72600	64.73380	13.76180
75	2.500	91.10250	50.26885	70.99325	14.62850
76	3.000	108.72870	53.52055	79.20655	15.75040
77	2.000	119.74350	55.46640	84.17120	16.42500
78	0.500	1000.00000	55.46640	84.17120	1000.00000
79	0.500	1000.00000	55.46640	84.17120	1000.00000
80	2.000	119.74350	55.46640	84.17120	16.42500
81	3.500	108.72870	53.52055	79.20655	15.75040
82	2.500	91.10250	50.26885	70.99325	14.62850
83	2.500	78.77750	47.72600	64.73380	13.76180
84	2.500	68.13330	45.31955	58.94070	12.94920
85	3.000	58.17760	42.83400	53.10750	12.11770
86	3.000	48.95670	40.29435	47.30320	11.27540
87	3.000	41.26400	37.93690	42.07565	10.50000
88	3.000	34.85720	35.75550	37.38790	9.78760
89	3.500	29.16890	33.59030	32.89540	9.08460
90	3.500	24.15610	31.46140	28.63490	8.39610
91	4.000	19.90180	29.41605	24.71195	7.73620
92	4.000	16.55610	27.52380	21.51310	7.15960
93	4.000	14.36310	26.30875	19.42115	6.82990
94	4.000	12.86400	25.67420	17.95330	6.67580
95	4.000	11.80330	25.19835	16.87625	6.56020
96	4.000	11.12600	24.88110	16.17000	6.48320
97	4.000	10.79610	24.72245	15.82050	6.44660
98	2.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
99	2.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
100	4.000	11.12600	24.72245	15.82050	6.44660
101	4.000	11.80330	25.19835	16.87625	6.56020
102	4.000	12.86400	26.30875	17.95330	6.67580
103	4.000	14.36310	26.30875	19.42115	7.15960
104	4.000	16.55610	27.52380	21.51310	7.73620
105	4.000	19.90180	29.41605	24.71195	8.39610

部材	部材長(m)	橋軸方向Iz(m ⁴)	直角方向Iy(m ⁴)	ねじり定数(m ⁴)	断面積(m ²)
97	4.000	10.79610	24.72245	15.82050	6.44460
98	2.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
99	2.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
100	4.000	10.79610	24.72245	15.82050	6.44460
101	4.000	11.12600	24.88110	16.17000	6.48320
102	4.000	11.80330	25.19835	16.87625	6.56020
103	4.000	12.86400	25.67420	17.95330	6.67580
104	4.000	14.36310	26.30875	19.42115	6.82990
105	4.000	16.55610	27.52380	21.51310	7.15960
106	4.000	19.90180	29.41600	24.71195	7.73620
107	3.500	24.15610	31.46135	28.63490	8.39610
108	3.500	29.16890	33.59030	32.89540	9.08460
109	3.000	34.85720	35.75550	37.38790	9.78760
110	3.000	41.26400	37.93690	42.07565	10.50000
111	3.000	48.95670	40.29430	47.30320	11.27540
112	3.000	58.17760	42.83395	53.10750	12.11770
113	2.500	68.13330	45.31955	58.94065	12.94920
114	2.500	78.77750	47.72600	64.73370	13.76180
115	3.500	91.10250	50.26880	70.99315	14.62850
116	3.500	108.72870	53.52050	79.20650	15.75040
117	2.500	119.74350	55.46640	84.17120	16.42500
118	2.500	119.74350	55.46640	84.17120	16.42500
119	3.500	108.72870	53.52055	79.20655	15.75040
120	2.500	91.10250	50.26885	70.99325	14.62850
121	2.500	78.77750	47.72600	64.73380	13.76180
122	2.500	68.13330	45.31955	58.94070	12.94920
123	3.000	58.17760	42.83400	53.10750	12.11770
124	3.000	48.95670	40.29435	47.30320	11.27540
125	3.000	41.26400	37.93690	42.07565	10.50000
126	3.000	34.85720	35.75550	37.38790	9.78760
127	3.500	29.16890	33.59030	32.89540	9.08460
128	3.500	24.15610	31.46140	28.63490	8.39610
129	4.000	19.90180	29.41605	24.71195	7.73620
130	4.000	16.55610	27.52380	21.51310	7.15960
131	4.000	14.36310	26.30875	19.42115	6.82990
132	4.000	12.86400	25.67420	17.95330	6.67580
133	4.000	11.80330	25.19835	16.87625	6.56020
134	4.000	11.12600	24.88110	16.17000	6.48320
135	4.000	10.79610	24.72245	15.82050	6.44660
136	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
137	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
138	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
139	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
140	3.650	11.54730	25.59835	16.89730	6.89320
141	1.900	12.93300	27.23855	18.70065	7.74820
142	1.750	13.48620	27.96320	19.34030	8.14500

部材(レベル2)

部材	部材長(m)	橋軸方向Iz(m ⁴)	直角方向Iy(m ⁴)	ねじり定数(m ⁴)	断面積(m ²)
1	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500
2	1.650	8.84810	25.12725	14.07485	7.23230
3	3.150	7.93100	23.71035	12.78105	6.45230
4	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
5	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
6	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
7	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
8	4.000	7.41730	22.89150	11.98150	6.00000
9	4.000	7.83230	23.13790	12.47865	6.05980
10	4.000	8.70190	23.63065	13.49305	6.17950
11	4.000	10.38750	24.63345	15.48075	6.49610
12	4.000	13.10880	26.23890	18.55715	7.02180
13	4.000	16.91610	28.14880	22.47155	7.63600
14	3.500	21.74880	30.24550	27.00225	8.29720
15	3.500	27.80760	32.50655	32.14840	9.00120
16	3.500	35.74650	35.06755	38.25345	9.79280
17	0.500	40.98820	36.63175	42.07340	10.27490
18	3.000	46.82830	38.14965	45.92650	10.74180
19	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
20	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
21	3.000	46.27620	38.01320	45.55125	10.70530
22	0.500	39.81760	36.33905	41.27090	10.19670
23	3.000	34.80250	34.83775	37.58580	9.73940
24	3.500	26.89360	32.25465	31.41855	8.95000
25	3.500	20.47640	29.82085	25.88695	8.20000
26	4.000	15.56670	27.62025	21.17730	7.51100
27	4.000	11.87390	25.67885	17.27210	6.88750

部材	部材長 (m)	橋軸方向1x (m)	直角方向1y (m)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
106	4.000	19.90180	29.41600	24.71195	7.73620
107	3.500	24.15610	31.46135	28.63490	8.39610
108	3.500	29.16690	33.59630	32.89540	9.08460
109	3.000	34.85720	35.75550	37.38790	9.78760
110	3.000	41.26400	37.93690	42.07565	10.50000
111	3.000	48.95670	40.29430	47.30320	11.27540
112	3.000	58.17760	42.83395	53.10750	12.11770
113	2.500	68.13330	45.31955	58.94065	12.94920
114	2.500	78.77750	47.72600	64.73370	13.76180
115	2.500	91.10250	50.26880	70.99315	14.62850
116	3.500	108.72870	53.52050	79.20650	15.75040
117	2.500	119.74350	55.46640	84.17120	16.42500
118	2.500	119.74350	55.46640	84.17120	16.42500
119	3.500	108.72870	53.52055	79.20655	15.75040
120	2.500	91.10250	50.26885	70.99325	14.62850
121	2.500	78.77750	47.72600	64.73380	13.76180
122	2.500	68.13330	45.31955	58.94070	12.94920
123	3.000	58.17760	42.83400	53.10750	12.11770
124	3.000	48.95670	40.29435	47.30320	11.27540
125	3.000	41.26400	37.93690	42.07565	10.50000
126	3.000	34.85720	35.75550	37.38790	9.78760
127	3.500	29.16690	33.59030	32.89540	9.08460
128	3.500	24.15610	31.46140	28.63490	8.39610
129	4.000	19.90180	29.41605	24.71195	7.73620
130	4.000	16.55610	27.52380	21.51310	7.15960
131	4.000	14.36310	26.30875	19.42115	6.82990
132	4.000	12.86400	25.67420	17.95330	6.67580
133	4.000	11.80330	25.19835	16.87625	6.56020
134	4.000	11.12600	24.88110	16.17000	6.48320
135	4.000	10.79610	24.72245	15.82050	6.44460
136	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
137	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
138	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
139	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
140	3.650	11.54730	25.59835	16.89730	6.89320
141	1.900	12.93300	27.23855	18.70065	7.74820
142	1.750	13.48620	27.96320	19.34030	8.14500

桁橋

	左側幅 (m)	右側幅 (m)
W1	5.000	5.000
W2	5.000	5.000
W3	5.000	5.000
W4	5.000	5.000

支 承 条 件 (レ ベ ル Ⅰ 地 震 動)

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	橋軸方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/rad)	橋軸直角回り (kN・m/rad)	鉛直軸回り (kN・m/rad)
1	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
3	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
4	2.000000E+4	拘束	拘束	拘束	自由	自由
5	拘束	拘束	拘束	拘束	自由	自由
6	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
	2.000000E+4	拘束	拘束	拘束	自由	自由
	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
	7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由

支 承 条 件 (レ ベ ル Ⅱ 地 震 動 (タイ プ Ⅰ))

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	橋軸方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/rad)	橋軸直角回り (kN・m/rad)	鉛直軸回り (kN・m/rad)
1	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
3	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
4	2.000000E+4	拘束	拘束	拘束	自由	自由
5	拘束	拘束	拘束	拘束	自由	自由
6	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
	2.000000E+4	拘束	拘束	拘束	自由	自由
	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
	7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由

支 承 条 件 (レ ベ ル Ⅱ 地 震 動 (タイ プ Ⅱ))

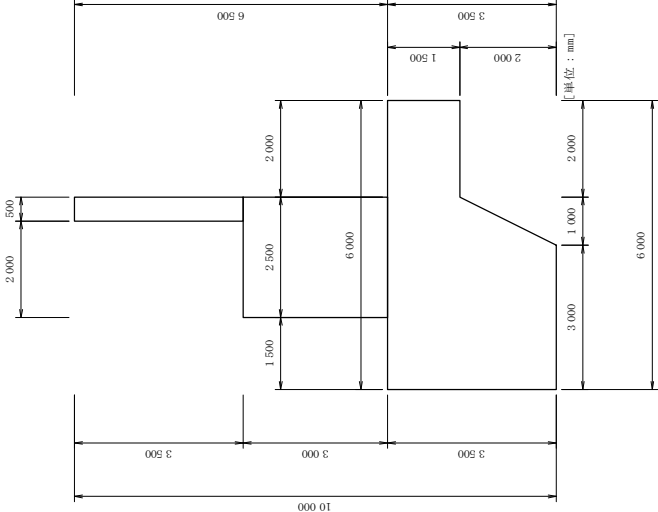
	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	橋軸方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/rad)	橋軸直角回り (kN・m/rad)	鉛直軸回り (kN・m/rad)
1	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
3	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
4	2.000000E+4	拘束	拘束	拘束	自由	自由
5	拘束	拘束	拘束	拘束	自由	自由
6	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
	2.000000E+4	拘束	拘束	拘束	自由	自由
	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
	7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由

2.4 Bridge 1ー5-A1(1番目)

配置情報

- (1) 下部工の反転配置 : あり
- (2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量 X (m) : 0.000
- (3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ h (m) : 3.000
- (4) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

(1) 躯体形状



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
7700		

2.5 Bridge 1-5-P1(2番目)

配置情報

- (1) 下部工の反転配置 : なし
- (2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量 X (m) : 0.000
- (3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ h (m) : A&B 6.000
- (4) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

1

2

3

4

5

下部タイプ : 橋台
地盤種別 : I種

格点
番号

質点(kN)

2

1745.012

4

3018.400

重量

格点番号

部材長(m)

断面積(㎡)

ヤング係数(kN/㎡)

せん断弾性係数(kN/㎡)

1 - 2
2 - 3
3 - 4
4 - 5

1.5000
1.5000
1.4948
2.0052

19.25000
19.25000
1000.00000
1000.00000

2.50E+007
2.50E+007
2.50E+007
2.50E+007

1.09E+007
1.09E+007
1.09E+007
1.09E+007

部材

格点番号

レベル1
橋軸方向
Lz(m)

レベル1
直角方向
Ly(m)

レベル1
ねじりJ
(㎡)

レベル2
橋軸方向
Lz(m)

レベル2
直角方向
Ly(m)

レベル2
ねじりJ
(㎡)

1 - 2
2 - 3
3 - 4
4 - 5

10.02604
10.02604
1000.00000
1000.00000

95.11104
95.11104
1000.00000
1000.00000

31.90864
31.90864
1000.00000
1000.00000

10.02604
10.02604
1000.00000
1000.00000

95.11104
95.11104
1000.00000
1000.00000

31.90864
31.90864
1000.00000
1000.00000

固有周期算定

橋軸方向

直角方向

Kx(Ass)
Ky(Avv)
Kz(Arr)
Kxy(Asv)
Kxz(Asr)
Kyz(Avr)

ばね
ばね
ばね

1.177686E+006
4.710744E+006
1.413223E+007
0.000000E+000
0.000000E+000
0.000000E+000

kN/m
kN/m
kN.m/rad
kN/m
kN/rad
kN/rad

Kx(Arr)
Ky
Kz(Ass)
Kxy
Kxz(Ars)
Kyz

ばね
固定
ばね

2.327500E+007

1.177686E+006
0.000000E+000
0.000000E+000
0.000000E+000

kN.m/rad
kN.m/rad
kN/m
kN.m/m
kN.m/m

基礎ばね位置(m) = -0.700

基礎バネ

橋軸方向

直角方向

Kx(Ass)
Ky(Avv)
Kz(Arr)
Kxy(Asv)
Kxz(Asr)
Kyz(Avr)

ばね
ばね
ばね

7.266361E+005
2.906545E+006
8.719634E+006
0.000000E+000
0.000000E+000
0.000000E+000

kN/m
kN/m
kN.m/rad
kN/m
kN/rad
kN/rad

Kx(Arr)
Ky
Kz(Ass)
Kxy
Kxz(Ars)
Kyz

ばね
固定
ばね

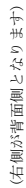
1.436075E+007

7.266361E+005
0.000000E+000
0.000000E+000
0.000000E+000

kN.m/rad
kN.m/rad
kN/m
kN.m/m
kN.m/m

基礎ばね位置(m) = -0.700

形式	RC矩形状橋脚(新設検討)
はり形状タイプ	はり無し
基礎形式	深礎基礎
重要度の区分	B種の橋



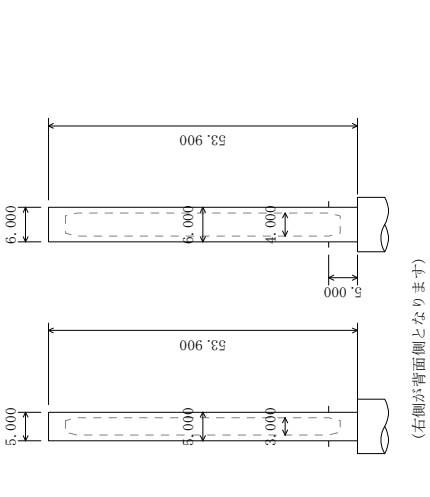
項目	記号	寸法 (mm)
柱高さ (柱基部より下面)	H	20, 100
橋脚方向 柱幅	B ₁	5, 000
橋脚直交方向 柱幅	B ₂	6, 000
地表面 (柱下端から)	h ₀	5, 000

2.6 Bridge 1-5-P2(3番目)

配置情報

(1) 下部工の反転配置	：	なし
(2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量	X (m) ：	0.000
(3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ	h (m) ：	6.000
(4) 橋軸直角方向への偏心量	(m) ：	0.000

形式	下部タイプ：橋脚 地盤種別：I種							
	許容塑性率	タイプI	タイプII					
	橋軸方向(μ a) 直角方向(μ a)	1.253 1.244	1.253 1.244	1.253 1.244				
重量	格点 番号		質点(kN)					
	2		26390.175					
部材	格点番号	部材長(m)	断面積(m ²)	ヤング係数(kN/m ²)	せん断弾性係数(kN/m ²)			
	1-2 2-3	26.9500 26.9500	18.83883 18.83883	2.50E+007 2.50E+007	1.09E+007 1.09E+007			
	格点番号	レベル1 橋軸方向 1z(m)	レベル1 直角方向 1y(m)	レベル1 ねじりJ (m ⁴)	レベル2 橋軸方向 1y(m)	レベル2 ねじりJ (m ⁴)		
	1-2 2-3	54.66548 54.66548	76.00042 76.00042	91.78335 91.78335	32.01225 32.01225	44.33475 44.33475	91.78335 91.78335	
固有周期算定								
基礎 パネ	橋軸方向			直角方向				
	Kx(Ass)	ばね	1.534445E+007	kN/m	Kx(Arr)	ばね	1.282037E+009	kN. m/rad
	Ky(Avv)	ばね	7.888096E+006	kN/m	Ky	固定		kN. m/rad
	Kz(Arr)	ばね	1.282037E+009	kN. m/rad	Kz(Ass)	ばね	1.534445E+007	kN/m
	Kxy(Asv)		0.000000E+000	kN/m	Kxy		0.000000E+000	kN. m/rad
	Kxz(Asr)		-1.209051E+008	kN/rad	Kxz(Ars)		-1.209051E+008	kN. m/m
	Kyz(Avr)		0.000000E+000	kN/rad	Kyz		0.000000E+000	kN. m/m
	基礎ばね位置(m) = 0.000							
	常時							
	橋軸方向			直角方向				
Kx(Ass)	ばね	1.340674E+007	kN/m	Kx(Arr)	ばね	1.160505E+009	kN. m/rad	
Ky(Avv)	ばね	6.635419E+006	kN/m	Ky	固定		kN. m/rad	
Kz(Arr)	ばね	1.160505E+009	kN. m/rad	Kz(Ass)	ばね	1.340674E+007	kN/m	
Kxy(Asv)		0.000000E+000	kN/m	Kxy		0.000000E+000	kN. m/rad	
Kxz(Asr)		-1.082810E+008	kN/rad	Kxz(Ars)		-1.082810E+008	kN. m/m	
Kyz(Avr)		0.000000E+000	kN/rad	Kyz		0.000000E+000	kN. m/m	
基礎ばね位置(m) = 0.000								



項目	記号	寸法 (m)
柱高さ(柱基部-はり下面)	H	53.900
橋軸方向	B _y	5.000
橋軸直角方向	B _x	6.000
中空部	H _{sk}	47.900
中空区間高さ	B _{sk}	3.000
橋軸方向壁厚	t _{sk}	1.000
直角方向壁厚	t _{sk}	1.000
橋軸方向上側ハンチ幅	B _{out}	0.500
橋軸方向下側ハンチ幅	B _{out}	0.500
直角方向上側ハンチ幅	B _{out}	0.500
直角方向下側ハンチ幅	B _{out}	0.500
断面隅角部ハンチ幅	B _{out}	0.500
上側ハンチ高	H _{out}	2.000
下側ハンチ高	H _{out}	2.000
地表面(柱下端から)	h _i	5.000

2.7 Bridge 1-5-P3(4番目)

配置情報

(1) 下部工の反転配置 : なし

(2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量 X (m) : 0.000

(3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ h (m) : 6.000

(4) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

-41-



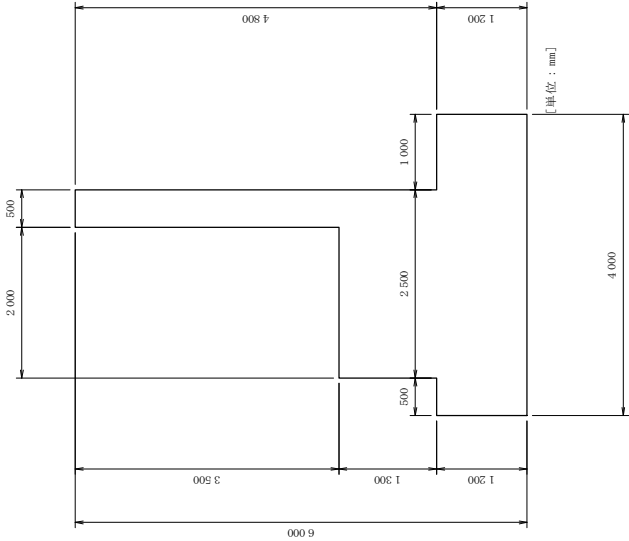
項目	記号	寸法 (mm)
柱高さ (柱基部はり下面)	H	18,500
橋脚面 柱幅	B _a	5,000
橋脚面 角方向	B _r	6,000
地表面 (柱下端から)	h _a	5,000

2.9 Bridge 1-5-A2(6番目)

配置情報

(1) 下部工の反転配置					
(2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量	X (m)	:		0.000	
(3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ	h (m)	:		3.000	
(4) 橋軸直角方向への偏心量	(m)	:		0.000	
		:			なし

(1) 躯体形状



直角方向幅 B (mm)	7700	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
[単位 : mm]			

2. 10 剛部材

断面積	支承部材 ※	梁部材	フーチング部材
橋軸方向断面2次モーメント (m ⁴)	1000.00000	1000.00000	1000.00000
橋軸方向断面2次モーメント (m ⁴)	1000.00000	1000.00000	1000.00000
ねじり定数	1000.00000	1000.00000	1000.00000

※下部工天端～慣性力作用位置までの部材

1

2

3

4

5

下部タイプ : 橋台
地盤種別 : I種

形式

重量

格点番号	質点 (kN)
2	943.250
4	905.520

部材

格点番号	部材長 (m)	断面積 (m ²)	ヤング係数 (kN/m ²)	せん断弾性係数 (kN/m ²)
1 - 2	0.6500	19.25000	2.50E+007	1.09E+007
2 - 3	0.6500	19.25000	2.50E+007	1.09E+007
3 - 4	0.6000	1000.00000	2.50E+007	1.09E+007
4 - 5	0.6000	1000.00000	2.50E+007	1.09E+007

格点番号	レベル1 橋軸方向 Iz (m ²)	レベル1 直角方向 Iy (m ²)	レベル1 ねじりJ (m ⁴)	レベル2 橋軸方向 Iz (m ²)	レベル2 直角方向 Iy (m ²)	レベル2 ねじりJ (m ⁴)
1 - 2	10.02604	95.11104	31.90864	10.02604	95.11104	31.90864
2 - 3	10.02604	95.11104	31.90864	10.02604	95.11104	31.90864
3 - 4	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000
4 - 5	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000

固有周期算定

橋軸方向		直角方向					
Kx (Ass)	ばね	9.140554E+005	kN/m	Kx (Arr)	ばね	1.806478E+007	kN.m/rad
Ky (Avv)	ばね	3.656221E+006	kN/m	Ky	固定		kN.m/rad
Kz (Arr)	ばね	4.874962E+006	kN.m/rad	Kz (Ass)	ばね	9.140554E+005	kN/m
Kxy (Asv)		0.000000E+000	kN/m	Kxy		0.000000E+000	kN.m/rad
Kxz (Asr)		0.000000E+000	kN/rad	Kxz (Ars)		0.000000E+000	kN.m/m
Kyz (Avr)		0.000000E+000	kN/rad	Kyz		0.000000E+000	kN.m/m
基礎ばね位置 (m) = -0.700							

常時

基礎

橋軸方向		直角方向					
Kx (Ass)	ばね	5.639751E+005	kN/m	Kx (Arr)	ばね	1.114603E+007	kN.m/rad
Ky (Avv)	ばね	2.255901E+006	kN/m	Ky	固定		kN.m/rad
Kz (Arr)	ばね	3.007867E+006	kN.m/rad	Kz (Ass)	ばね	5.639751E+005	kN/m
Kxy (Asv)		0.000000E+000	kN/m	Kxy		0.000000E+000	kN.m/rad
Kxz (Asr)		0.000000E+000	kN/rad	Kxz (Ars)		0.000000E+000	kN.m/m
Kyz (Avr)		0.000000E+000	kN/rad	Kyz		0.000000E+000	kN.m/m
基礎ばね位置 (m) = -0.700							

常時

§ 3. 柱下端断面力
(橋軸方向-全体解析結果より)

	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)
全死荷重D	21179.2	992.0	26359.2
D+L (max)	22714.4	1699.0	56253.5
D+L (min)	22702.1	139.0	1696.6
D+L (max)+I (+)	22751.4	1420.6	59887.9
D+L (max)+I (-)	22671.4	1977.4	52619.2
D+L (min)+I (+)	22739.1	-139.5	5331.0
D+L (min)+I (-)	22665.1	417.4	-1937.7
D+L (max)+I (+)+IF	22824.9	1436.7	58684.4
D+L (max)+I (-)+IF	22750.9	1993.5	51415.7
D+L (min)+I (+)+IF	22812.6	-123.4	4127.4
D+L (min)+I (-)+IF	22738.6	433.4	-3141.3
D+EQ (L)	22307.0	-1778.6	59985.8
D+EQ (R)	20051.4	-1778.6	-59985.8

	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)
全死荷重D	44949.1	992.0	81066.2
D+L (max)	45719.6	1699.0	95350.2
D+L (min)	46321.1	139.0	65938.9
D+L (max)+I (+)	45756.6	1420.6	83630.0
D+L (max)+I (-)	45682.6	1977.4	107070.3
D+L (min)+I (+)	46358.1	-139.5	54218.8
D+L (min)+I (-)	46284.1	417.4	77659.1
D+L (max)+I (+)+IF	45830.1	1436.7	83310.7
D+L (max)+I (-)+IF	45756.1	1993.5	106751.0
D+L (min)+I (+)+IF	46431.6	-123.4	53899.5
D+L (min)+I (-)+IF	4637.6	433.4	77339.8
D+EQ (L)	46076.9	-1778.6	-217985.6
D+EQ (R)	43821.3	-1778.6	217985.6

	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)
全死荷重D	36206.9	-697.7	6339.7
D+L (max)	38408.4	317.8	39577.9
D+L (min)	37719.0	-1684.8	-25439.8
D+L (max)+I (+)	38357.7	517.6	39353.0
D+L (max)+I (-)	38459.1	118.0	39802.9
D+L (min)+I (+)	37668.4	-1485.0	-25664.8
D+L (min)+I (-)	37769.7	-1884.6	-29214.9
D+L (max)+I (+)+IF	38383.7	480.9	41423.3
D+L (max)+I (-)+IF	38485.1	81.3	41873.2
D+L (min)+I (+)+IF	37694.4	-1521.7	-23594.5
D+L (min)+I (-)+IF	37795.7	-1921.3	-23144.6
D+EQ (L)	35120.1	-6936.7	99285.8
D+EQ (R)	37293.7	-6936.7	-99285.8

	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)
全死荷重D	53538.2	-697.7	-21952.2
D+L (max)	54787.8	317.8	-13833.4
D+L (min)	54973.3	-1684.7	-28493.7
D+L (max)+I (+)	54737.1	517.6	-5956.5
D+L (max)+I (-)	54838.5	118.0	-21710.3
D+L (min)+I (+)	54922.6	-1484.9	-20616.8
D+L (min)+I (-)	55024.0	-1884.5	-36370.6
D+L (max)+I (+)+IF	54763.1	480.9	-5374.5
D+L (max)+I (-)+IF	54864.5	81.3	-21128.3
D+L (min)+I (+)+IF	54948.6	-1521.6	-20034.8
D+L (min)+I (-)+IF	55050.0	-1921.2	-35788.7
D+EQ (L)	52451.4	-6936.7	206779.6
D+EQ (R)	54625.0	-6936.7	-206779.6

直角方向作用力の計算

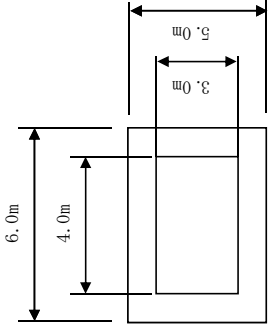
≪ P 2 橋脚 ≫

橋脚高 H=53.9m

(重心位置 y=27.0m)

【中空断面-6.5×4.0】

自重 W= (6.0×5.0-4.0×3.0)×24.5×53.9
= 23769.9 (kN)



≪ P 3 橋脚 ≫

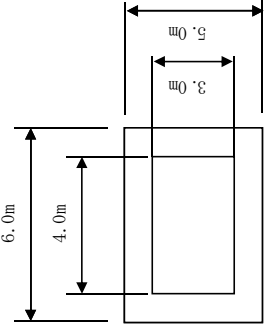
橋脚高 H=39.3m

(重心位置 y=19.7m)

【中空断面-7.5×4.0】

① 充実断面

自重 W= (6.0×5.0-4.0×3.0)×24.5×39.3
= 17331.3 (kN)



《 P 2 橋脚 》

死荷重 : R d= 21200 (kN)

活荷重 : R l= 1600 (kN)

上部工分担重量 : W u= 12600 (kN…直角方向)

橋脚高 : H = 53. 9 (m)

重心位置 : y = 27. 0 (m)

反力作用位置 : h = 58. 4 (m)

		死荷重時	常時	温度変化時	地震時
6. 0×5. 0	柱自重	23770	23770	23770	23770
	直 角	0	0	0	178937
kH= (直角)0. 13	下端	0	0	0	4728
	角	44970	46570	0	44970

【施工時】

死荷重 : R d= 18700 (kN)

橋脚高 : H = 47. 6 (m)

重心位置 : y = 23. 8 (m)

反力作用位置 : h = 58. 4 (m)

		施工+地震時
6. 0×5. 0	自重	23770
	橋 軸	165780
kH= (橋軸)0. 10	下端	4247
	角	42470
kH= (橋軸)0. 10	直 角	165780
	角	4247
kH= (橋軸)0. 10	直 角	42470
	角	42470

《 P 3 橋脚 》

死荷重 : R d= 36300 (kN)

活荷重 : R l= 2300 (kN)

上部工分担重量 : W u= 35100 (kN…直角方向)

橋脚高 : H = 39. 3 (m)

重心位置 : y = 19. 7 (m)

反力作用位置 : h = 43. 8 (m)

		死荷重時	常時	温度変化時	地震時
6. 0×5. 0	自重	17331	17331	17331	17331
	直 角	0	0	0	244132
kH= (直角)0. 13	下端	0	0	0	6816
	角	53631	55931	0	53631

【施工時】

死荷重 : R d= 32800 (kN)

橋脚高 : H = 39. 3 (m)

重心位置 : y = 19. 7 (m)

反力作用位置 : h = 43. 8 (m)

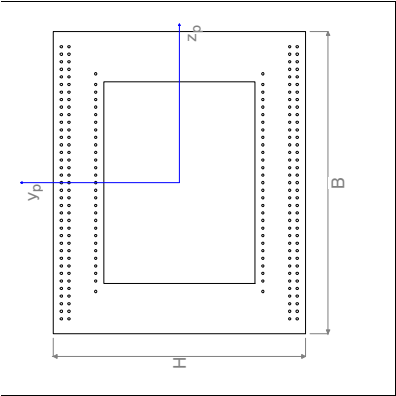
		施工+地震時
6. 0×5. 0	自重	17331
	橋 軸	195492
kH= (橋軸)0. 11	下端	5514
	角	50131
kH= (橋軸)0. 11	直 角	213264
	角	6016
kH= (橋軸)0. 12	直 角	50131
	角	50131

S 4. 橋脚断面計算（常時・L 1 地震時）
1. 入力

1. 1 橋軸方向

1. 1. 1 寸法データ

断面全幅B (m)		6. 000
断面全高H (m)		5. 000
鉄筋 (SD345)		
鋼材全断面積 (mm ²)	D51*206	417562. 0 417562. 0



A (m ²)	1. 8000E+001	A' (m ²)	1. 2000E+001
yu (m)	2. 500	y1 (m)	2. 500
zr (m)	3. 000	z1 (m)	3. 000
I _{sp} (m ⁴)	5. 3500E+001	I _{yp} (m ⁴)	7. 4000E+001
Wzu (m ³)	21. 400	Wz1 (m ³)	21. 400
Wyr (m ³)	24. 667	Wy1 (m ³)	24. 667
Ao (m)	16. 000	Ai (m)	10. 000
J (m ⁴)	9. 4868E+001	θ (°)	0

A' : 総ホロー面積

Ao : 外側型枠の長さ

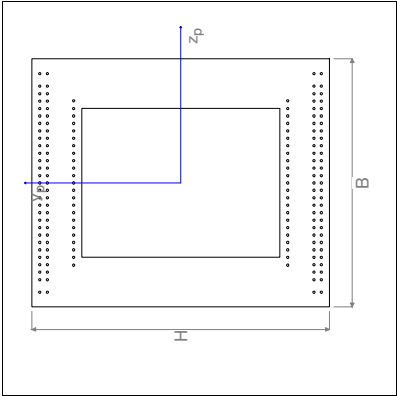
Ai : 内側型枠の長さ

$$Wzu = \frac{I_{sp}}{yu}, Wz1 = \frac{I_{sp}}{y1}, Wyr = \frac{I_{sp}}{zr}, Wy1 = \frac{I_{sp}}{z1}$$

1. 2 橋軸直角方向

1. 2. 1 寸法データ

断面全幅B (m)		5. 000
断面全高H (m)		6. 000
鉄筋 (SD345)		
鋼材全断面積 (mm ²)	D51*162	328374. 0 328374. 0



A (m ²)	1. 8000E+001	A' (m ²)	1. 2000E+001
yu (m)	3. 000	y1 (m)	3. 000
zr (m)	2. 500	z1 (m)	2. 500
I _{sp} (m ⁴)	7. 4000E+001	I _{yp} (m ⁴)	5. 3500E+001
Wzu (m ³)	24. 667	Wz1 (m ³)	24. 667
Wyr (m ³)	21. 400	Wy1 (m ³)	21. 400
Ao (m)	17. 000	Ai (m)	11. 000
J (m ⁴)	9. 4868E+001	θ (°)	0

A' : 総ホロー面積

Ao : 外側型枠の長さ

Ai : 内側型枠の長さ

$$Wzu = \frac{I_{sp}}{yu}, Wz1 = \frac{I_{sp}}{y1}, Wyr = \frac{I_{sp}}{zr}, Wy1 = \frac{I_{sp}}{z1}$$

2. 結果

2. 1 標準出力

2. 1. 1 一覧

(1) 曲げ応力度一覧

応力度結果

部材名称：P2：橋軸下端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力Mz _p (kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋
D	1.000 0.0 81066.2 44949.1	4.40 < 63.45 <	8.00 200.00	x= 4.173, α= 0 10.55 < 160.00
D+L(max)	1.000 0.0 95350.2 45719.6	4.96 < 71.16 <	8.00 200.00	x= 3.714, α= 0 22.56 < 160.00
D+L(min)	1.000 0.0 65938.9 46321.1	3.93 < 57.07 <	8.00 200.00	x= 4.851, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(max)+T(+)	1.150 0.0 83630.0 45756.6	4.52 < 65.15 <	9.20 230.00	x= 4.131, α= 0 11.63 < 184.00
D+L(max)+T(-)	1.150 0.0 107070.3 45682.6	5.41 < 77.26 <	9.20 230.00	x= 3.393, α= 0 34.58 < 184.00
D+L(min)+T(+)	1.150 0.0 54218.8 46358.1	3.57 < 52.02 <	7.48 230.00	x= 5.371, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)	1.150 0.0 77659.1 46284.1	4.32 < 62.46 <	9.20 230.00	x= 4.398, α= 0 6.52 < 184.00
D+L(max)+T(+)+TF	1.150 0.0 83310.7 45830.1	4.51 < 65.02 <	9.20 230.00	x= 4.148, α= 0 11.28 < 184.00
D+L(max)+T(-)+TF	1.150 0.0 106751.0 45756.1	5.40 < 77.12 <	9.20 230.00	x= 3.405, α= 0 34.12 < 184.00
D+L(min)+T(+)+TF	1.150 0.0 53899.5 46431.6	3.57 < 51.93 <	7.48 230.00	x= 5.393, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)+TF	1.150 0.0 77339.8 46357.6	4.31 < 62.35 <	9.20 230.00	x= 4.414, α= 0 6.24 < 184.00
D+EQ(L)	1.500 0.0 -217985.6 46076.9	9.63 < 134.30 <	12.00 300.00	x= -2.277, α= 0 162.55 < 300.00
D+EQ(R)	1.500 0.0 217985.6 43821.3	9.56 < 133.10 <	12.00 300.00	x= 2.233, α= 0 167.45 < 300.00
施工時+EQ	1.650 0.0 165780.4 42469.9	7.55 < 105.99 <	13.20 330.00	x= 2.480, α= 0 107.78 < 330.00

部材名称：P2：橋軸上端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力Mz _p (kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋
D	1.000 0.0 26359.2 21179.2	1.68 < 24.45 <	6.50 200.00	x= 5.198, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(max)	1.000 0.0 56253.5 22714.4	2.80 < 39.99 <	8.00 200.00	x= 3.259, α= 0 20.41 < 160.00
D+L(min)	1.000 0.0 1696.6 22702.1	0.99 < 14.77 <	6.50 200.00	x= 47.430, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(max)+T(+)	1.150 0.0 59887.9 22751.4	2.94 < 41.90 <	9.20 230.00	x= 3.122, α= 0 24.31 < 184.00
D+L(max)+T(-)	1.150 0.0 52619.2 22677.4	2.66 < 38.07 <	9.20 230.00	x= 3.419, α= 0 16.61 < 184.00
D+L(min)+T(+)	1.150 0.0 5331.0 22739.1	1.10 < 16.35 <	7.48 230.00	x= 16.822, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)	1.150 0.0 -1937.7 22665.1	0.99 < 14.85 <	7.48 230.00	x= -41.775, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(+)+TF	1.150 0.0 58684.4 22824.9	2.90 < 41.31 <	9.20 230.00	x= 3.173, α= 0 22.85 < 184.00
D+L(max)+T(-)+TF	1.150 0.0 51415.7 22750.9	2.62 < 37.48 <	9.20 230.00	x= 3.488, α= 0 15.23 < 184.00
D+L(min)+T(+)+TF	1.150 0.0 4127.4 22812.6	1.07 < 15.88 <	7.48 230.00	x= 21.059, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)+TF	1.150 0.0 -3141.3 22738.6	1.03 < 15.41 <	7.48 230.00	x= -26.805, α= 0 0.00 < 184.00
D+EQ(L)	1.500 0.0 59985.8 22307.0	2.94 < 41.74 <	12.00 300.00	x= 3.077, α= 0 25.24 < 300.00
D+EQ(R)	1.500 0.0 -59985.8 20051.4	2.87 < 40.66 <	12.00 300.00	x= -2.872, α= 0 29.52 < 300.00

部材名称：P3：橋軸上端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力Mz _p (kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋
D	1.000 0.0 6339.7 36206.9	1.96 < 29.42 <	6.50 200.00	x= 21.677, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(max)	1.000 0.0 39577.9 38408.4	2.80 < 40.80 <	6.50 200.00	x= 5.759, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(min)	1.000 0.0 -25439.8 37719.0	2.34 < 34.28 <	6.50 200.00	x= -7.478, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(max)+T(+)	1.150 0.0 39802.9 39353.0 38357.7	2.79 < 40.67 <	7.48 230.00	x= 5.773, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)	1.150 0.0 39802.9 38459.1	2.81 < 40.92 <	7.48 230.00	x= 5.744, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)	1.150 0.0 -25664.8 37668.4	2.34 < 34.34 <	7.48 230.00	x= -7.428, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)	1.150 0.0 -25214.9 37769.7	2.33 < 34.21 <	7.48 230.00	x= -7.530, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(+)+TF	1.150 0.0 41423.3 38383.7	2.85 < 41.58 <	7.48 230.00	x= 5.611, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)+TF	1.150 0.0 41873.2 38485.1	2.87 < 41.83 <	7.48 230.00	x= 5.586, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)+TF	1.150 0.0 -23594.5 37694.4	2.28 < 33.47 <	7.48 230.00	x= -7.864, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)+TF	1.150 0.0 -23144.6 37795.7	2.27 < 33.34 <	7.48 230.00	x= -7.983, α= 0 0.00 < 184.00
D+EQ(L)	1.500 0.0 99285.8 35120.1	4.81 < 68.23 <	12.00 300.00	x= 2.976, α= 0 45.15 < 300.00
D+EQ(R)	1.500 0.0 -99285.8 37293.7	4.87 < 69.26 <	12.00 300.00	x= -3.098, α= 0 41.08 < 300.00

部材名称：P2：直角下端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力Mz _p (kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋
D	1.000 0.0 0.0 44969.9	1.96 < 29.42 <	6.50 200.00	x= 21.677, α= 0 0.00 < 160.00
D+L	1.000 0.0 0.0 46569.9	2.80 < 30.47 <	6.50 200.00	x= 5.759, α= 0 0.00 < 160.00
D+EQ	1.500 0.0 178937.0 44969.9	7.70 < 109.65 <	12.00 300.00	x= 3.124, α= 0 100.45 < 300.00
施工時+EQ	1.650 0.0 165780.4 42469.9	7.16 < 101.98 <	13.20 330.00	x= 3.160, α= 0 91.12 < 330.00

部材名称：P3：直角下端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力Mp _p (kNm) 軸力N [*] (kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c [*] (N/mm ²) σ _s [*] (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋
D	1.000 0.0 -21952.2 53538.2	2.88 < 42.56 <	6.50 200.00	x=-10.689, α= 0 0.00 < 160.00
D+L	1.000 0.0 -13833.4 54787.8	2.68 < 39.83 <	6.50 200.00	x=-15.799, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(min)	1.000 0.0 -28493.7 54973.3	3.14 < 46.26 <	6.50 200.00	x=-8.978, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(max)+T(+)	1.150 0.0 -5956.5 54737.1	2.44 < 36.41 <	7.48 230.00	x=-33.356, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)	1.150 0.0 -21710.3 54838.5	2.93 < 43.26 <	7.48 230.00	x=-10.981, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)	1.150 0.0 -20616.8 54922.6	2.90 < 42.84 <	7.48 230.00	x=-11.445, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)	1.150 0.0 -36370.6 55024.0	3.38 < 49.69 <	7.48 230.00	x=-7.580, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(+)+TF	1.150 0.0 -5374.5 54763.1	2.42 < 36.17 <	7.48 230.00	x=-36.714, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)+TF	1.150 0.0 -21128.3 54864.5	2.91 < 43.02 <	7.48 230.00	x=-11.219, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)+TF	1.150 0.0 -20034.8 54948.6	2.88 < 42.60 <	7.48 230.00	x=-11.709, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)+TF	1.150 0.0 -35788.7 55050.0	3.37 < 49.45 <	7.48 230.00	x=-7.665, α= 0 0.00 < 184.00
D+EQ(L)	1.500 0.0 206779.6 52451.4	9.41 < 131.93 <	12.00 300.00	x= 2.469, α= 0 135.53 < 300.00
D+EQ(R)	1.500 0.0 -206779.6 54625.0	9.47 < 133.04 <	12.00 300.00	x=-2.518, α= 0 130.98 < 300.00
施工時+EQ	1.650 0.0 195492.0 50131.3	8.91 < 125.01 <	13.20 330.00	x= 2.482, α= 0 126.99 < 330.00

抵抗曲げ結果
P2：橋軸上端
着目点 1

荷重名称	Mr(Max)(kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	Mr(Min)(kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c [*] (N/mm ²) σ _s [*] (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 鉄筋
D	170373.5 1.924 0	170373.5 1.924 180	7.04 96.79	7.04 96.79	160.00
D+L(max)	173221.1 1.950 0	173221.1 1.950 180	7.20 99.08	7.20 99.08	160.00
D+L(min)	173198.3 1.950 0	173198.3 1.950 180	7.19 99.06	7.19 99.06	160.00
D+L(max)+T(+)	192946.8 1.900 0	192946.8 1.900 180	7.93 108.90	7.93 108.90	184.00
	192946.8 1.900 180	192946.8 1.900 180	7.93 108.90	7.93 108.90	184.00

部材名称：P3：橋軸下端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力Mp _p (kNm) 軸力N [*] (kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c [*] (N/mm ²) σ _s [*] (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋
D	1.000 0.0 -21952.2 53538.2	2.88 < 42.56 <	6.50 200.00	x=-10.689, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(max)	1.000 0.0 -13833.4 54787.8	2.68 < 39.83 <	6.50 200.00	x=-15.799, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(min)	1.000 0.0 -28493.7 54973.3	3.14 < 46.26 <	6.50 200.00	x=-8.978, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(max)+T(+)	1.150 0.0 -5956.5 54737.1	2.44 < 36.41 <	7.48 230.00	x=-33.356, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)	1.150 0.0 -21710.3 54838.5	2.93 < 43.26 <	7.48 230.00	x=-10.981, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)	1.150 0.0 -20616.8 54922.6	2.90 < 42.84 <	7.48 230.00	x=-11.445, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)	1.150 0.0 -36370.6 55024.0	3.38 < 49.69 <	7.48 230.00	x=-7.580, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(+)+TF	1.150 0.0 -5374.5 54763.1	2.42 < 36.17 <	7.48 230.00	x=-36.714, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)+TF	1.150 0.0 -21128.3 54864.5	2.91 < 43.02 <	7.48 230.00	x=-11.219, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)+TF	1.150 0.0 -20034.8 54948.6	2.88 < 42.60 <	7.48 230.00	x=-11.709, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)+TF	1.150 0.0 -35788.7 55050.0	3.37 < 49.45 <	7.48 230.00	x=-7.665, α= 0 0.00 < 184.00
D+EQ(L)	1.500 0.0 206779.6 52451.4	9.41 < 131.93 <	12.00 300.00	x= 2.469, α= 0 135.53 < 300.00
D+EQ(R)	1.500 0.0 -206779.6 54625.0	9.47 < 133.04 <	12.00 300.00	x=-2.518, α= 0 130.98 < 300.00
施工時+EQ	1.650 0.0 195492.0 50131.3	8.91 < 125.01 <	13.20 330.00	x= 2.482, α= 0 126.99 < 330.00

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x (m) 角度 α (°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度 (N/mm ²) 鉄筋
D+EQ (R)	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x (m) 角度 α (°)	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	σ_s
	282655.2 1.732 180		11.14 151.72	300.00
	282655.2 1.732 0		11.14 151.72	300.00

P2：橋軸下端

着目点 1

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x (m) 角度 α (°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度 (N/mm ²) 鉄筋
D	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x (m) 角度 α (°)	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	σ_s
	175626.6 2.479 0		8.00 112.25	114.30
D+L (max)	175626.6 2.479 180		8.00 112.25	114.30
	175010.1 2.504 0		8.00 112.33	111.96
D+L (min)	175010.1 2.504 180		8.00 112.33	111.96
	174531.0 2.524 0		8.00 112.39	110.14
D+L (max)+T (+)	174531.0 2.524 180		8.00 112.39	110.14
	206819.2 2.320 0		9.20 128.48	149.85
D+L (max)+T (-)	206819.2 2.320 180		9.20 128.48	149.85
	206880.8 2.318 0		9.20 128.48	150.08
D+L (min)+T (+)	206880.8 2.318 180		9.20 128.48	150.08
	206319.7 2.336 0		9.20 128.55	147.96
	206319.7 2.336 180		9.20 128.55	147.96

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x (m) 角度 α (°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度 (N/mm ²) 鉄筋
D+L (max)+T (-)	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x (m) 角度 α (°)	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	σ_s
	192809.1 1.899 0		7.92 108.79	184.00
D+L (min)+T (+)	192809.1 1.899 180		7.92 108.79	184.00
	192923.9 1.900 0		7.93 108.89	184.00
D+L (min)+T (-)	192923.9 1.900 180		7.93 108.89	184.00
	192786.2 1.899 180		7.92 108.77	184.00
D+L (max)+T (+)+TF	192786.2 1.899 0		7.92 108.77	184.00
	193083.5 1.901 0		7.94 109.01	184.00
D+L (max)+T (-)+TF	193083.5 1.901 180		7.94 109.01	184.00
	192945.8 1.900 0		7.93 108.90	184.00
D+L (min)+T (+)+TF	192945.8 1.900 180		7.93 108.90	184.00
	193060.6 1.901 0		7.93 109.00	184.00
D+L (min)+T (-)+TF	193060.6 1.901 180		7.93 109.00	184.00
	192922.9 1.900 180		7.93 108.88	184.00
D+EQ (L)	192922.9 1.900 0		7.93 108.88	184.00
	286907.1 1.755 0		11.38 155.18	300.00
	286907.1 1.755 180		11.38 155.18	300.00

P2：直角下端
着目点 1

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) σs	荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) σs
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm ²) σs' (N/mm ²)		Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm ²) σs' (N/mm ²)
D	206381.0 2.334 0	206381.0 2.334 180	9.20 128.54	D	187224.2 3.044 0	187224.2 3.044 180	8.00 113.69
	206758.1 2.322 0	206758.1 2.322 180	9.20 128.49		187224.2 3.044 180	187224.2 3.044 180	8.00 113.69
D+L	206758.1 2.322 180	206758.1 2.322 180	9.20 128.49	D+L	185918.1 3.117 0	185918.1 3.117 0	8.00 113.84
	206819.6 2.320 0	206819.6 2.320 180	9.20 128.48		185918.1 3.117 180	185918.1 3.117 180	8.00 113.84
D+EQ	206819.6 2.320 180	206819.6 2.320 180	9.20 128.48	D+EQ	300995.2 2.454 0	300995.2 2.454 0	12.00 168.26
	206258.8 2.338 0	206258.8 2.338 0	9.20 128.55		300995.2 2.454 180	300995.2 2.454 180	12.00 168.26
D+L (min)+T (+)+TF	206258.8 2.338 0	206258.8 2.338 0	9.20 128.55	D+L (min)+T (+)+TF	338101.8 2.317 0	338101.8 2.317 0	13.20 184.33
	206320.1 2.336 0	206320.1 2.336 0	9.20 128.55		338101.8 2.317 180	338101.8 2.317 180	13.20 184.33
D+EQ (L)	206320.1 2.336 180	206320.1 2.336 180	9.20 128.55	D+EQ (L)	182861.2 2.219 0	182861.2 2.219 0	8.00 111.35
	281457.6 2.077 180	281457.6 2.077 180	12.00 166.14		182861.2 2.219 180	182861.2 2.219 180	8.00 111.35
D+EQ (R)	281457.6 2.077 0	281457.6 2.077 0	12.00 166.14	D+EQ (R)	180996.6 2.281 0	180996.6 2.281 0	8.00 111.58
	283468.8 2.041 180	283468.8 2.041 180	12.00 165.89		180996.6 2.281 180	180996.6 2.281 180	8.00 111.58
施工時+EQ	317013.8 1.961 0	317013.8 1.961 0	13.20 181.84	施工時+EQ	180996.6 2.281 180	180996.6 2.281 180	8.00 111.58
	317013.8 1.961 180	317013.8 1.961 180	13.20 181.84				

P3：橋軸上端
着目点 1

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) σs	荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) σs
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm ²) σs' (N/mm ²)		Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm ²) σs' (N/mm ²)
D	206381.0 2.334 0	206381.0 2.334 180	9.20 128.54	D	187224.2 3.044 0	187224.2 3.044 180	8.00 113.69
	206758.1 2.322 0	206758.1 2.322 180	9.20 128.49		187224.2 3.044 180	187224.2 3.044 180	8.00 113.69
D+L	206758.1 2.322 180	206758.1 2.322 180	9.20 128.49	D+L	185918.1 3.117 0	185918.1 3.117 0	8.00 113.84
	206819.6 2.320 0	206819.6 2.320 180	9.20 128.48		185918.1 3.117 180	185918.1 3.117 180	8.00 113.84
D+EQ	206819.6 2.320 180	206819.6 2.320 180	9.20 128.48	D+EQ	300995.2 2.454 0	300995.2 2.454 0	12.00 168.26
	206258.8 2.338 0	206258.8 2.338 0	9.20 128.55		300995.2 2.454 180	300995.2 2.454 180	12.00 168.26
D+L (min)+T (+)+TF	206258.8 2.338 0	206258.8 2.338 0	9.20 128.55	D+L (min)+T (+)+TF	338101.8 2.317 0	338101.8 2.317 0	13.20 184.33
	206320.1 2.336 0	206320.1 2.336 0	9.20 128.55		338101.8 2.317 180	338101.8 2.317 180	13.20 184.33
D+EQ (L)	206320.1 2.336 180	206320.1 2.336 180	9.20 128.55	D+EQ (L)	182861.2 2.219 0	182861.2 2.219 0	8.00 111.35
	281457.6 2.077 180	281457.6 2.077 180	12.00 166.14		182861.2 2.219 180	182861.2 2.219 180	8.00 111.35
D+EQ (R)	281457.6 2.077 0	281457.6 2.077 0	12.00 166.14	D+EQ (R)	180996.6 2.281 0	180996.6 2.281 0	8.00 111.58
	283468.8 2.041 180	283468.8 2.041 180	12.00 165.89		180996.6 2.281 180	180996.6 2.281 180	8.00 111.58
施工時+EQ	317013.8 1.961 0	317013.8 1.961 0	13.20 181.84	施工時+EQ	180996.6 2.281 180	180996.6 2.281 180	8.00 111.58
	317013.8 1.961 180	317013.8 1.961 180	13.20 181.84				

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 鉄筋
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	σ_s
D+L (min)+T (-)+TF	213609.2 2.131 180		9.20 127.64	175.42
	213609.2 2.131 0		9.20 127.64	175.42
D+EQ (L)	291417.7 1.910 0		12.00 164.92	276.18
	291417.7 1.910 180		12.00 164.92	276.18
D+EQ (R)	289404.0 1.941 180		12.00 165.16	268.80
	289404.0 1.941 0		12.00 165.16	268.80

P3：橋軸下端

着目点 1

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 鉄筋
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	σ_s
D	168924.8 2.780 180		8.00 113.09	88.90
	168924.8 2.780 0		8.00 113.09	88.90
D+L (max)	167977.6 2.828 180		8.00 113.21	85.35
	167977.6 2.828 0		8.00 113.21	85.35
D+L (min)	167837.5 2.836 180		8.00 113.23	84.82
	167837.5 2.836 0		8.00 113.23	84.82
D+L (max)+T (+)	199549.1 2.567 180		9.20 129.40	122.24
	199549.1 2.567 0		9.20 129.40	122.24

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 鉄筋
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	σ_s
D+L (min)	181577.4 2.261 180		8.00 111.51	136.86
	181577.4 2.261 0		8.00 111.51	136.86
D+L (max)+T (+)	213118.9 2.144 0		9.20 127.70	173.59
	213118.9 2.144 180		9.20 127.70	173.59
D+L (max)+T (-)	213030.6 2.146 0		9.20 127.71	173.25
	213030.6 2.146 180		9.20 127.71	173.25
D+L (min)+T (+)	213720.5 2.128 180		9.20 127.63	175.84
	213720.5 2.128 0		9.20 127.63	175.84
D+L (min)+T (-)	213631.9 2.130 180		9.20 127.64	175.51
	213631.9 2.130 0		9.20 127.64	175.51
D+L (max)+T (+)+TF	213096.2 2.144 0		9.20 127.70	173.50
	213096.2 2.144 180		9.20 127.70	173.50
D+L (max)+T (-)+TF	213008.0 2.146 0		9.20 127.71	173.17
	213008.0 2.146 180		9.20 127.71	173.17
D+L (min)+T (+)+TF	213697.8 2.129 180		9.20 127.63	175.75
	213697.8 2.129 0		9.20 127.63	175.75

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度 (N/mm ²) 鉄筋	σ_s
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	鉄筋	σ_s
D+EQ (R)	274023.4 2.225 180		12.00 167.06		211.55
	274023.4 2.225 0		12.00 167.06		211.55
施工時+EQ	310094.7 2.069 0		13.20 182.69		265.17
	310094.7 2.069 180		13.20 182.69		265.17
P3：直角下端 着目点 1					
荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度 (N/mm ²) 鉄筋	σ_s
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	鉄筋	σ_s
D	180363.8 3.470 0		8.00 114.47		81.98
	180363.8 3.470 180		8.00 114.47		81.98
D+L	178606.8 3.594 0		8.00 114.66		74.98
	178606.8 3.594 180		8.00 114.66		74.98
D+EQ	292809.9 2.661 0		12.00 169.18		215.06
	292809.9 2.661 180		12.00 169.18		215.06
施工時+EQ	330446.9 2.468 0		13.20 185.16		270.56
	330446.9 2.468 180		13.20 185.16		270.56

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度 (N/mm ²) 鉄筋	σ_s
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	鉄筋	σ_s
D+L (max) +T (-)	199469.2 2.570 180		9.20 129.41		121.94
	199469.2 2.570 0		9.20 129.41		121.94
D+L (min) +T (+)	199403.0 2.572 180		9.20 129.42		121.69
	199403.0 2.572 0		9.20 129.42		121.69
D+L (min) +T (-)	199323.2 2.575 180		9.20 129.43		121.38
	199323.2 2.575 0		9.20 129.43		121.38
D+L (max) +T (+) +TF	199528.6 2.567 180		9.20 129.40		122.16
	199528.6 2.567 0		9.20 129.40		122.16
D+L (max) +T (-) +TF	199448.7 2.570 180		9.20 129.41		121.86
	199448.7 2.570 0		9.20 129.41		121.86
D+L (min) +T (+) +TF	199382.5 2.573 180		9.20 129.42		121.61
	199382.5 2.573 0		9.20 129.42		121.61
D+L (min) +T (-) +TF	199302.7 2.576 180		9.20 129.43		121.30
	199302.7 2.576 0		9.20 129.43		121.30
D+EQ (L)	275885.6 2.186 0		12.00 166.82		218.55
	275885.6 2.186 180		12.00 166.82		218.55

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cds考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1(N/mm) tm(N/mm) S(kN) M(kNm) d(m) b(m) ra1(N/mm) ra2(N/mm) Aw(mm ²) a(mm) θ(°) α _{ssa} (N/mm ²) Cpt CN (Cds考慮) α _{ssa} (N/mm ²) tm照査用許容割増 (ra1, ra2用) α		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cds考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1(N/mm) tm(N/mm) S(kN) M(kNm) d(m) b(m) ra1(N/mm) ra2(N/mm) Aw(mm ²) a(mm) θ(°) α _{ssa} (N/mm ²) Cpt CN (Cds考慮) α _{ssa} (N/mm ²) tm照査用許容割増 (ra1, ra2用) α		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cds考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1(N/mm) tm(N/mm) S(kN) M(kNm) d(m) b(m) ra1(N/mm) ra2(N/mm) Aw(mm ²) a(mm) θ(°) α _{ssa} (N/mm ²) Cpt CN (Cds考慮) α _{ssa} (N/mm ²) tm照査用許容割増 (ra1, ra2用) α	
	zp	yp	zp	yp	zp	yp
P2：橋軸上端 着目点 1 D+EQ (L)	22307.0 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	22307.0 -1778.6 59985.8 6.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.29 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.32 2.55 5139.2 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 300.00 0.29 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.06 < 0.06 < 0.0 < 5139.2 1778.6 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 7990.0 300.00
P2：橋軸上端 着目点 1 D+EQ (R)	20051.4 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	20051.4 -1778.6 -59985.8 6.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.29 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.32 2.55 5139.2 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 6884.8 300.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.06 < 0.06 < 0.0 < 5139.2 1778.6 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 7990.0 300.00
P2：橋軸下端 着目点 1 D	44949.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	44949.1 992.0 81066.2 4.5947 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.19 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	0.22 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 4656.5 160.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.19 1.000	0.04 < 0.04 < 0.0 < 5139.2 992.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 5326.7 160.00
P2：橋軸下端 着目点 1 D+L(max)	45719.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	45719.6 1699.0 96350.2 4.5947 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.19 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	0.22 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 4656.5 160.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.19 1.000	0.06 < 0.06 < 0.0 < 5139.2 1699.0 1699.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 5326.7 160.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cds考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1(N/mm) tm(N/mm) S(kN) M(kNm) d(m) b(m) ra1(N/mm) ra2(N/mm) Aw(mm ²) a(mm) θ(°) α _{ssa} (N/mm ²) Cpt CN (Cds考慮) α _{ssa} (N/mm ²) tm照査用許容割増 (ra1, ra2用) α		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cds考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1(N/mm) tm(N/mm) S(kN) M(kNm) d(m) b(m) ra1(N/mm) ra2(N/mm) Aw(mm ²) a(mm) θ(°) α _{ssa} (N/mm ²) Cpt CN (Cds考慮) α _{ssa} (N/mm ²) tm照査用許容割増 (ra1, ra2用) α		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cds考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1(N/mm) tm(N/mm) S(kN) M(kNm) d(m) b(m) ra1(N/mm) ra2(N/mm) Aw(mm ²) a(mm) θ(°) α _{ssa} (N/mm ²) Cpt CN (Cds考慮) α _{ssa} (N/mm ²) tm照査用許容割増 (ra1, ra2用) α	
	zp	yp	zp	yp	zp	yp
P2：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T(+)+TF	22824.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	22824.9 1436.7 58684.4 6.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 1.96 5139.2 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 535.0 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.05 < 0.05 < 0.0 < 5139.2 1436.7 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 6125.7 184.00
P2：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T(-)+TF	22750.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	22750.9 1993.5 51415.7 6.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 1.96 5139.2 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 535.0 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.07 < 0.07 < 0.0 < 5139.2 1993.5 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 6125.7 184.00
P2：橋軸上端 着目点 1 D+L(min)+T(+)+TF	22812.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	22812.6 -123.4 4127.4 4.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 1.96 5139.2 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 535.0 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 5139.2 123.4 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 6125.7 184.00
P2：橋軸上端 着目点 1 D+L(min)+T(-)+TF	22738.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	22738.6 433.4 -3141.3 4.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 1.96 5139.2 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 535.0 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.02 < 0.02 < 0.0 < 5139.2 433.4 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 6125.7 184.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ 許容せん断応力度 ra1(N/mm²) 斜引張鉄筋面積 a(m²) 斜引張鉄筋配置角度 θ(°) 照査用のra1 (Cpt CN Cdc考慮) 照査用許容割増 (ra1, ra2用) α		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 ptに関する補正係数 A w算出用のra1 (Cdc考慮) A w算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm²)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 ptに関する補正係数 A w算出用のra1 (Cdc考慮) A w算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm²)	
	zp	yp	zp	yp	zp	yp
P2：橋軸下端 着目点 1 D+L(max)+T (-)	46284.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	46284.1 0.0 0.0 4.3031 6.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.19 5326.7 160.00	0.01 < 0.01 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.19 5326.7 160.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.19 5326.7 160.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.19 5326.7 160.00
P2：橋軸下端 着目点 1 D+L(max)+T (+)	45756.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	45756.6 0.0 0.0 4.3031 6.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.05 < 0.05 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00
P2：橋軸下端 着目点 1 D+L(max)+T (-)+TF	45756.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	45756.1 0.0 0.0 4.3031 6.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.07 < 0.07 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00
P2：橋軸下端 着目点 1 D+L(max)+T (+)+TF	46358.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	46358.1 0.0 0.0 4.3031 6.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.01 < 0.01 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ 許容せん断応力度 ra1(N/mm²) 斜引張鉄筋面積 a(m²) 斜引張鉄筋配置角度 θ(°) 照査用のra1 (Cpt CN Cdc考慮) 照査用許容割増 (ra1, ra2用) α		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 ptに関する補正係数 A w算出用のra1 (Cdc考慮) A w算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm²)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 ptに関する補正係数 A w算出用のra1 (Cdc考慮) A w算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm²)	
	zp	yp	zp	yp	zp	yp
P2：橋軸下端 着目点 1 D+L(min)	46321.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	46321.1 0.0 0.0 4.3031 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.19 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.22 1.354 0.19 5326.7 160.00	0.01 < 0.01 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.22 1.354 0.19 5326.7 160.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.22 1.354 0.19 5326.7 160.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.22 1.354 0.19 5326.7 160.00
P2：橋軸下端 着目点 1 D+L(max)+T (+)	45756.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	45756.6 0.0 0.0 4.3031 6.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.05 < 0.05 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00
P2：橋軸下端 着目点 1 D+L(max)+T (-)	45682.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	45682.6 0.0 0.0 4.3031 6.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.07 < 0.07 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00
P2：橋軸下端 着目点 1 D+L(min)+T (+)	46358.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	46358.1 0.0 0.0 4.3031 6.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.01 < 0.01 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.000 0.635 0.25 1.354 0.22 6125.7 184.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋配筋率 斜引張鉄筋許容応力 mm照査用許容割増	N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ra1 (N/mm²) ra2 (N/mm²) Aw (mm²) a (mm) θ (°) α _{ssa} (N/mm²) Cpt CN Cdc考慮	平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm²)	yp	zp	yp	yp
P2 : 直角下端 着目点 1 D	44969.9 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.21 1.000	44969.9 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.21 1.000	44969.9 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.21 1.000	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 <	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	0.21 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000	0.17 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000
P2 : 直角下端 着目点 1 D+L	46569.9 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.21 1.000	46569.9 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.21 1.000	46569.9 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.21 1.000	0.06 < 0.06 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 <	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	0.21 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000	0.17 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000
P2 : 直角下端 着目点 1 D+EQ	44969.9 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	44969.9 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	44969.9 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.06 < 0.06 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 <	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	0.32 2.55 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000	0.25 2.55 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000
P2 : 直角下端 着目点 1 施工時+EQ	42469.9 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.38 2.80 5139.2 0.1500 90.00 330.00 0.36 1.650	42469.9 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.38 2.80 5139.2 0.1500 90.00 330.00 0.36 1.650	42469.9 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.38 2.80 5139.2 0.1500 90.00 330.00 0.36 1.650	0.15 < 0.15 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 <	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	0.35 2.80 5139.2 0.35 787.9 330.00 0.28 1.650	0.28 2.80 5139.2 0.35 787.9 330.00 0.28 1.650

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋配筋率 斜引張鉄筋許容応力 mm照査用許容割増	N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ra1 (N/mm²) ra2 (N/mm²) Aw (mm²) a (mm) θ (°) α _{ssa} (N/mm²) Cpt CN Cdc考慮	平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm²)	yp	zp	yp	yp
P2 : 橋軸下端 着目点 1 D+L (min)+T (-)+TF	46357.6 0.0 433.4 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	46357.6 0.0 433.4 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	46357.6 0.0 433.4 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 <	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	0.25 1.96 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000	0.22 1.96 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000
P2 : 橋軸下端 着目点 1 D+EQ (L)	46076.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	46076.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	46076.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.06 < 0.06 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 <	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	0.32 2.55 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000	0.29 2.55 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000
P2 : 橋軸下端 着目点 1 D+EQ (R)	43821.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	43821.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	43821.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.06 < 0.06 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 <	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	0.32 2.55 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000	0.29 2.55 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000
P2 : 橋軸下端 着目点 1 施工時+EQ	42469.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.38 2.80 5139.2 0.1500 90.00 330.00 0.36 1.650	42469.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.38 2.80 5139.2 0.1500 90.00 330.00 0.36 1.650	42469.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.38 2.80 5139.2 0.1500 90.00 330.00 0.36 1.650	0.15 < 0.15 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.0 <	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	0.36 2.80 5139.2 0.36 768.3 330.00 0.28 1.650	0.32 2.80 5139.2 0.36 768.3 330.00 0.28 1.650

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効断面 桁高変化量 せん断応力度 せん断せん断応力度 斜引張鉄筋面積 斜引張鉄筋配置 斜引張鉄筋許容応力 照査用 σ_{ra1} (Ce) 照査用許容割増 α	zp	yp	平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高れに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のSca Aw算出用の σ_{sa} (Cds考慮) ra1 (N/mm ²)	zp	yp	平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高れに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のSca Aw算出用の σ_{sa} (Cds考慮) ra1 (N/mm ²)
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T (-)	38459.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	38459.1 118.0 39802.9 4.5947 6.0000 0.0000 0.26 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	N' (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tan θ +tan γ ra1 (N/mm ²) ra2 (N/mm ²) a (mm) θ (°) Cpt CN Cdc考慮 ra1 (N/mm ²)	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.22 184.00	0.25 1.96 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 5355.0 184.00	0.22 1.96 5139.2 118.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.22 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.22 184.00
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D+L(min)+T (+)	37668.4 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	37668.4 -1485.0 -25664.8 4.5947 6.0000 0.0000 0.26 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	N' (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tan θ +tan γ ra1 (N/mm ²) ra2 (N/mm ²) a (mm) θ (°) Cpt CN Cdc考慮 ra1 (N/mm ²)	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 5355.0 184.00	0.25 1.96 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 5355.0 184.00	0.22 1.96 5139.2 1485.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.22 184.00	0.05 < 0.05 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.22 184.00
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D+L(min)+T (-)	37769.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	37769.7 -1884.6 -25214.9 4.5947 6.0000 0.0000 0.26 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	N' (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tan θ +tan γ ra1 (N/mm ²) ra2 (N/mm ²) a (mm) θ (°) Cpt CN Cdc考慮 ra1 (N/mm ²)	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 5355.0 184.00	0.25 1.96 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 5355.0 184.00	0.22 1.96 5139.2 1884.6 1.000 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.22 184.00	0.07 < 0.07 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.22 184.00
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T (+)+TF	38383.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	38383.7 480.9 41423.3 4.5947 6.0000 0.0000 0.26 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.22 1.150	N' (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tan θ +tan γ ra1 (N/mm ²) ra2 (N/mm ²) a (mm) θ (°) Cpt CN Cdc考慮 ra1 (N/mm ²)	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 5355.0 184.00	0.25 1.96 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 5355.0 184.00	0.22 1.96 5139.2 480.9 1.000 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.22 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.22 184.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効断面 桁高変化量 許容せん断応力度 許容せん断応力 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋配筋率 斜引張鉄筋許容応力 照査用のra1 (Ce tm照査用許容割増	zp	yp	平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のSca Aw算出用のσsa (Cds考慮) ra1 (N/mm ²)	zp	yp	tm (N/mm ²) tm (N/mm ²) Aw (mm ²) Sh (kN) Cdc CN Cds Ce Cpt (N/mm ²) Sca (kN) σsa (N/mm ²)
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D	36206.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	36206.9 -697.7 6339.7 4.5947 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	N' (kN) S (kN) M (kNm) d (m) tanθ+tany ra1 (N/mm ²) ra2 (N/mm ²) a (mm) θ (°) Cpt CN Cdc考慮 α	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 4656.5 160.00	0.22 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 4656.5 160.00	0.03 < 0.03 < 0.0 < 0.0 < 0.19 1.70 5139.2 317.7 317.7 1.000 1.000 0.620 1.354 0.19 5326.7 160.00	
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D+L (max)	38408.4 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	38408.4 317.8 39577.9 4.5947 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	N' (kN) S (kN) M (kNm) d (m) tanθ+tany ra1 (N/mm ²) ra2 (N/mm ²) a (mm) θ (°) Cpt CN Cdc考慮 α	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 4656.5 160.00	0.22 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 4656.5 160.00	0.01 < 0.01 < 0.0 < 0.0 < 0.19 1.70 5139.2 317.8 317.8 1.000 1.000 0.620 1.354 0.19 5326.7 160.00	
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D+L (min)	37719.0 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	37719.0 -1684.8 -25439.8 4.5947 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	N' (kN) S (kN) M (kNm) d (m) tanθ+tany ra1 (N/mm ²) ra2 (N/mm ²) a (mm) θ (°) Cpt CN Cdc考慮 α	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 4656.5 160.00	0.22 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 4656.5 160.00	0.06 < 0.06 < 0.0 < 0.0 < 0.19 1.70 5139.2 1684.8 1.000 1.000 0.620 1.354 0.19 5326.7 160.00	
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D+L (max) +T (+)	38357.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	38357.7 517.6 39353.0 4.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	N' (kN) S (kN) M (kNm) d (m) tanθ+tany ra1 (N/mm ²) ra2 (N/mm ²) a (mm) θ (°) Cpt CN Cdc考慮 α	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 5355.0 184.00	0.25 1.96 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 5355.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 0.22 1.96 5139.2 517.6 1.000 1.000 0.620 1.354 0.22 6125.7 184.00	

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋間隔 斜引張鉄筋配置角度 $\theta(^{\circ})$ 参照査用許容割増 α	N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tan β +tan γ ra1 (N/mm ²) ra2 (N/mm ²) Aw (mm ²) a (m) σ_{sa} (N/mm ²) Cpt CN Cdc考慮 ra1, ra2用	平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm ²) ra2 (N/mm ²) Sh (kN) Cdc CN Cds Ce Cpt ra1 (N/mm ²) Sca (kN) σ_{sa} (N/mm ²)				
			zp	yp	zp	yp	yp
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D+EQ (R)	37293.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	37293.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	37293.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	37293.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.25 < 0.25 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.29 2.55 5139.2 6936.7 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.29 7990.0 300.00
P3 : 橋軸下端 着目点 1 D	53538.2 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	53538.2 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	53538.2 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	53538.2 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	0.03 < 0.03 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	0.19 1.70 5139.2 697.7 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.19 5326.7 160.00
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D+L (max)	54787.8 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	54787.8 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	54787.8 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	54787.8 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	0.01 < 0.01 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	0.19 1.70 5139.2 317.8 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.19 5326.7 160.00
P3 : 橋軸下端 着目点 1 D+L (min)	54973.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	54973.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	54973.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	54973.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	0.06 < 0.06 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	0.19 1.70 5139.2 1684.7 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.19 5326.7 160.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋間隔 斜引張鉄筋配置角度 $\theta(^{\circ})$ 参照査用許容割増 α	N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tan β +tan γ ra1 (N/mm ²) ra2 (N/mm ²) Aw (mm ²) a (m) σ_{sa} (N/mm ²) Cpt CN Cdc考慮 ra1, ra2用	平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm ²) ra2 (N/mm ²) Sh (kN) Cdc CN Cds Ce Cpt ra1 (N/mm ²) Sca (kN) σ_{sa} (N/mm ²)				
			zp	yp	zp	yp	yp
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D+L (max)+T (-)+TF	38485.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	38485.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	38485.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	38485.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 < 0.25 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.29 2.55 5139.2 6936.7 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.29 7990.0 300.00
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D+L (min)+T (+)+TF	37694.4 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	37694.4 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	37694.4 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	37694.4 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.06 < 0.06 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.22 1.96 5139.2 1521.7 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.22 6125.7 184.00
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D+L (min)+T (-)+TF	37795.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	37795.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	37795.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	37795.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.07 < 0.07 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.26 1.96 5139.2 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.22 1.96 5139.2 1921.3 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.22 6125.7 184.00
P3 : 橋軸上端 着目点 1 D+EQ (L)	35120.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	35120.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	35120.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	35120.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.25 < 0.25 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 0.00 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.29 2.55 5139.2 6936.7 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.29 7990.0 300.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 許容せん断応力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋配置間隔 斜引張鉄筋許容応力 mm照査用許容割増		N' (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ra1 (N/mm²) ra2 (N/mm²) Aw (mm²) a (mm) θ (°) Cpt CN Cdc考慮 σsa (N/mm²)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高に關する補正係数 ptに關する補正係数 Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高に關する補正係数 ptに關する補正係数 Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮)	
	zp	yp	zp	yp	zp	yp	zp	yp
P3：直角下端 着目点 1 D+L	55931.3 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.21 1.000	55931.3 0.0 0.0 5.5932 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.17 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0000 0.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.21 1.000	0.21 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.674 1.365 0.21 4477.5 160.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000	0.17 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.252 0.17 4737.3 160.00	0.17 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.252 0.17 4737.3 160.00	
P3：直角下端 着目点 1 D+E	53631.3 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	53631.3 0.0 0.0 5.5932 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.25 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 0.674 1.365 0.32 6716.2 300.00	0.32 2.55 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.674 1.365 0.32 6716.2 300.00	0.24 < 0.24 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000	0.25 2.55 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.252 0.25 7105.9 300.00	0.25 2.55 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.252 0.25 7105.9 300.00	
P3：直角下端 着目点 1 施工時+E	50131.3 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.38 2.80 5139.2 0.1500 90.00 330.00 0.35 1.650	50131.3 0.0 0.0 5.5932 5.0000 0.0000 0.38 2.80 5139.2 0.1500 90.00 330.00 0.28 1.650	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 0.674 1.365 0.35 7387.9 330.00	0.35 2.80 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.674 1.365 0.35 7387.9 330.00	0.22 < 0.22 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000	0.28 2.80 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.252 0.28 7816.5 330.00	0.28 2.80 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.252 0.28 7816.5 330.00	

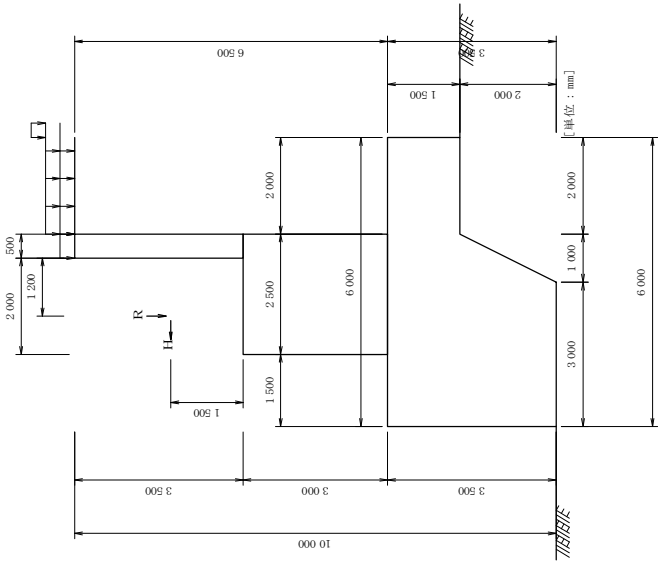
部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 許容せん断応力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋間隔 斜引張鉄筋配置角度θ(°) mm照査用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) mm照査用許容割増		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm ²)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm ²)	
	zp	yp	zp	yp	zp	yp
P3 : 橋軸下端 着目点 1 D+E(L)	52451.4 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 90.00 300.00 0.32 1.500	52451.4 -6936.7 206779.6 4.5947 6.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.29 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.32 6984.8 300.00	0.32 2.55 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.32 6984.8 300.00	0.25 < 0.25 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000	0.29 2.55 5139.2 6936.7 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.29 7990.0 300.00
P3 : 橋軸下端 着目点 1 D+E(R)	54625.0 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	54625.0 -6936.7 -206779.6 4.5947 6.0000 0.0000 0.35 2.55 5139.2 0.1500 90.00 300.00 0.29 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.32 6984.8 300.00	0.32 2.55 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.32 6984.8 300.00	0.25 < 0.25 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.29 7990.0 300.00	0.29 2.55 5139.2 6936.7 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.29 7990.0 300.00
P3 : 橋軸下端 着目点 1 施工時+E	50131.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.38 2.80 5139.2 0.1500 90.00 330.00 0.36 1.650	50131.3 5514.0 195492.0 4.5947 6.0000 0.0000 0.38 2.80 5139.2 0.1500 90.00 330.00 0.32 1.650	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.36 7683.3 330.00	0.36 2.80 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.36 7683.3 330.00	0.20 < 0.20 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.32 8789.0 330.00	0.32 2.80 5139.2 5514.4 1.000 1.000 1.000 0.620 1.354 0.32 8789.0 330.00
P3 : 直角下端 着目点 1 D	53631.3 0.0 0.0 3.5274 6.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.21 1.000	53631.3 0.0 0.0 5.5932 5.0000 0.0000 0.23 1.70 5139.2 0.1500 90.00 160.00 0.17 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 0.674 1.365 0.21 4477.5 160.00	0.21 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.674 1.365 0.21 4477.5 160.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 0.588 1.252 0.17 4737.3 160.00	0.17 1.70 5139.2 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.252 0.17 4737.3 160.00

§ 5. A1橋台の設計

1. 設計条件

1.1 形状寸法

(1) 躯体形状



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
7700		

1.2 地盤条件

重要度 : B種

地域区分: B2

地盤種別: I種

1.3 使用材料

【コンクリート】 胸壁設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)
堅壁設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)
底板設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)

【使用鉄筋材料】

部 材	主鉄筋	せん断補強鉄筋
胸 壁	SD345	SD345
堅 壁	SD345	SD345
底 版	SD345	SD345

【せん断抵抗角】 せん断抵抗角 $\phi = 25.00$
残留強度 $\phi_{res} = 25.00$
ヒーク強度 $\phi_{peak} = 30.00$

(3) 下部工設計計算 (PC5 径間連続ラーメン橋)

【単位体積重量】

軀 体	鉄筋コンクリート	(kN/m ³)	
		24.500	
		9.800	
		飽和重量	
前 面		19.000	19.800
背 面		18.000	18.800

1.4 作用荷重

(1) 設計震度

1) レベル1地震時

対象	橋軸方向
躯体	0.11
土砂	0.14

(2) 地震動の方向

荷重状態	地震動の方向
常時1(浮力無し)	——
常時2(浮力無し)	——
地震時(浮力無し)	背面から前面

(3) 上部工反力

1) 上部工反力作用位置

	上部工反力位置
橋軸方向XR(m)	1.200
橋軸方向YR(m)	1.500

橋軸方向XR：胸壁前面位置からの距離(m)

橋軸方向YR：橋座面位置からの距離(m)

2) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
常時(浮力無し)	4700.000	0.000	4700.000	0.000	0.000
常時2(浮力無し)	4700.000	0.000	4700.000	0.000	0.000
地震時(浮力無し)	4700.000	0.000	4700.000	—	1000.000

Rd：上部工死荷重反力

Rex：上部工死荷重反力、活荷重反力以外の鉛直反力

RD：上部工鉛直反力

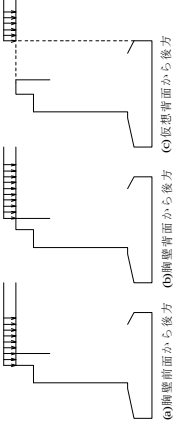
RL：上部工活荷重反力

RH：上部工水平反力

(4) 地表面荷重

1) 常時・レベル1地震時

荷重状態	地表面荷重 (kN/m ²)		活荷重位置		
	死荷重 Qd	活荷重 Ql	a	b	c
常時1(浮力無し)	0.000	0.000			
常時2(浮力無し)	0.000	10.000	○	○	○
地震時(浮力無し)	0.000	—			



(5) 土砂の扱い

荷重状態	前面土砂		前趾設計時 前趾上土砂
	鉛直	水平	
常時1(浮力無し)	無視	—	無視
常時2(浮力無し)	無視	—	無視
地震時(浮力無し)	無視	無視	無視

(6) 水位の考慮

- 水位位置は、フーチング底面からの高さとする

荷重状態	背面水位 Hf (m)	前面水位 Hf (m)	水位の影響	
			浮力	水圧
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視

1.5 土圧

- 土圧の作用面の壁面摩擦角(度)と仮想背面の扱い

荷 重 状 態	安定計算時		堅壁設計時		算 出 式
	土－土		土－コンクリート		
常 時	25.000		8.333		クーロン式
地震時	12.500		0.000		修正物部・岡部

- 水位以下の土圧算出における水位

常時土圧：考慮する

レベル1地震時：考慮する

- 土圧を考慮しない下面からの高さ

安定計算時 0.000(m)

堅壁設計時 0.000(m)

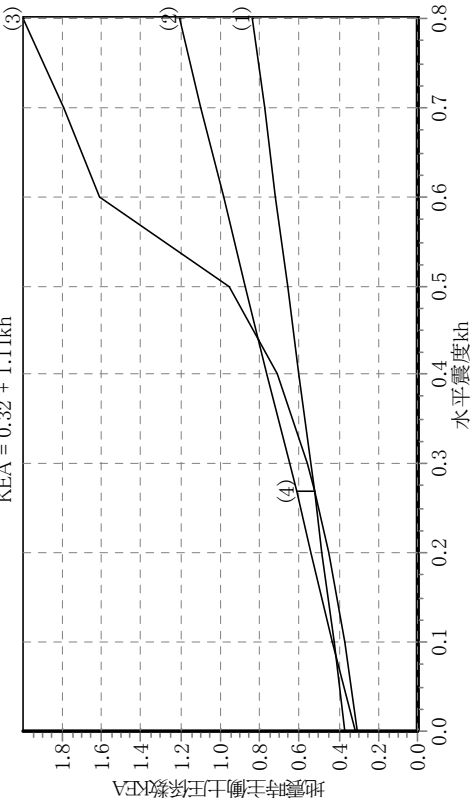
底版下面の土圧を考慮しない高さ 2.000(m)

- 土圧算出時における土圧の作用幅(m)

1)安定計算時(土-土)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係

KEA = 0.32 + 1.11kh

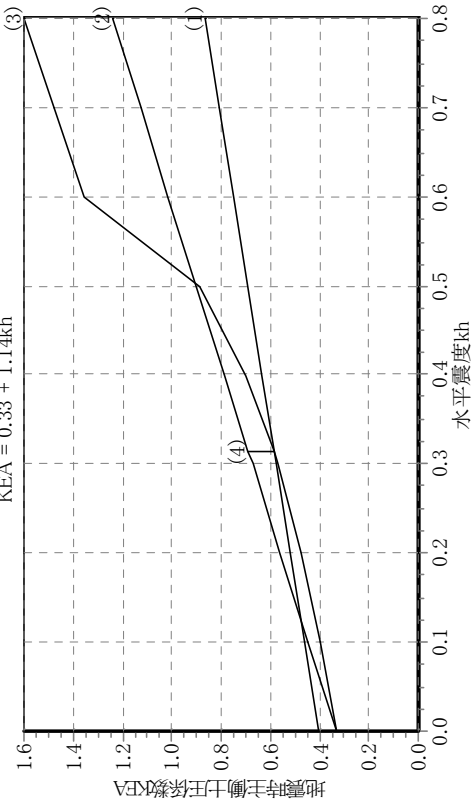


- (1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
- (2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
- (3)物部・岡部の地震時主働土圧係数
- (4)一次主働破壊面 $\theta_s = 56.9^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta_s = 41.0^\circ$

2)堅壁設計時(土-コンクリート)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係

KEA = 0.33 + 1.14kh



- (1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
- (2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
- (3)物部・岡部の地震時主働土圧係数
- (4)一次主働破壊面 $\theta_s = 60.0^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta_s = 41.3^\circ$

適用	扱い	作用幅	
		堅壁区間	底板区間
安定計算	底板幅	7.700	7.700
堅壁設計	堅壁幅	7.700	—
底板設計	底板幅	7.700	7.700

堅壁区間の重心補正: 0.000(m)

底板区間の重心補正: 0.000(m)

・土圧係数及び土圧強度(kN/m²) (範囲はフーチング底面からの距離)

荷重状態	範囲(m)	安定計算時		堅壁設計時	
		始まり	終わり	土圧係数	算出式
常時	0.000	8.000	0.355	0.377	
地震時	0.000	8.000	0.475	0.490	0.33+1.14・Kh

(1) 常時土圧係数(クローン式)

1) 安定計算時(土-土)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2}$$
$$= \frac{\cos^2(25.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 25.000) \left\{ 1 + \frac{\sin(25.000 + 25.000) \sin(25.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 25.000) \cos(0.000 - (0.000))} \right\}^2}$$
$$= 0.355$$

2) 堅壁設計時(土-コンクリート)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2}$$
$$= \frac{\cos^2(25.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 8.333) \left\{ 1 + \frac{\sin(25.000 + 8.333) \sin(25.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 8.333) \cos(0.000 - (0.000))} \right\}^2}$$
$$= 0.377$$

(2) 地震時土圧係数(修正物部・岡部式)

※グラフ(1)は、任意の震度に対する一次主働破壊面 $\theta s1$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出
グラフ(2)は、任意の震度に対する二次主働破壊面 $\theta s2$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出

1.6 水圧

- 背面水圧における水圧の作用方向は、水平方向

1.7 基礎の条件

1.7.1 許容せん断抵抗算出用データ

基礎底面と地盤との付着力 c_0 (kN/m ²)	0.00
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_0$	0.600

1.7.2 フーチング厚さ照査用データ

(1) 地盤データ

基礎底面の変形係数 αE_s (kN/m ³)	常 時	地震時
	196000.000	392000.000

(2) 底版データ

フーチングのヤング係数 $\times 10^4$ (N/mm ²)	2.500
フーチング厚さ上限値(輪軸幅・壁壁厚)/n	5.00

1.8 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.8.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	割増 係数	許容偏心量 e_0 / B (m)	滑動安全率	鉛直支持力 算出時の 安全率	最 大 地盤反力度 (kN/m ²)
常時1(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
常時2(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
地震時(浮力無し)	1.50	1/3	1.2	2.0	900.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_0 : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_0=M_0/V$

M_0 : 基礎底面に作用するモーメント(kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

1.8.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 胸壁(一般部材)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の 引張応力度 σ_{ss}	せん断 応力度 τ_{cs}	(N/mm ²)		斜引張鉄筋 引張応力度 σ_{sm}
					τ_{cs}	τ_{cs}	
常 時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	1.700	180.000

2) 壁壁(一般部材)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の 引張応力度 σ_{ss}	せん断 応力度 τ_{cs}		コンクリートの 軸圧縮応力度 σ_{cha}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sha}
				τ_{cs}	τ_{cs}		
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	9.750	300.000

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	斜引張鉄筋 引張応力度 σ_{sm}
常時1(浮力無し)	1.00	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	180.000
地震時(浮力無し)	1.50	300.000

3) 底版(一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の 引張応力度 σ_{ss}	せん断 応力度 τ_{cs}		斜引張鉄筋 引張応力度 σ_{sm}
				τ_{cs}	τ_{cs}	
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	180.000
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	300.000

ここに、

τ_{cs} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

τ_{cs} : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2. 結果一覧

1. 安定計算(輪軸方向)

(1) 転倒に対する照査

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		偏心量 e_0 (m)		判 定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)	計算値	許容値	
常時1(浮力無し)	3648.748	11656.643	0.313	1.000	○
常時2(浮力無し)	4254.111	11730.740	0.363	1.000	○
地震時(浮力無し)	21111.051	11721.573	1.801	2.000	○

(2) 滑動に対する照査

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判 定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)	計算値	安全率	
常時1(浮力無し)	3648.748	10043.985	839.425	7.179 $\geq$	1.500
常時2(浮力無し)	4254.111	10143.875	998.328	6.097 $\geq$	1.500
地震時(浮力無し)	21111.051	11721.573	3834.742	1.834 $\geq$	1.200

(3) 地盤反力度の計算

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判 定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)		計算値(qmin, qmax)	許容値	
常時1(浮力無し)	3648.748	11656.643	6.000	173.331 331.286 $\leq$	600.000	○
常時2(浮力無し)	4254.111	11730.740	6.000	161.832 345.992 $\leq$	600.000	○
地震時(浮力無し)	21111.051	11721.573	3.597	0.000 846.448 $\leq$	900.000	○

(4)フーチング厚さの照査

荷重状態	$\beta \cdot \lambda$		フーチング厚さ h (m)	剛体とする厚さ h_o (m)	判定
	計算値	許容値			
常時	0.435 ≦	1.0	1.500 ≧	0.700	○
地震時	0.517 ≦	1.0	1.500 ≧	0.700	○

2. 断面計算

(1) 最小鉄筋量の照査

部材	荷重状態	引張側鉄筋	使用鉄筋量 (cm ²)	最小鉄筋量 (cm ²)	判定
胸壁背面側 堅壁基部	常時	背面	162.160	> 6.744	○
	常時1(浮力無し)	背面	11.460	> 8.267	○
	常時2(浮力無し)	背面	11.460	> 8.267	○
	地震時(浮力無し)	背面	11.460	> 5.511	○
前趾照査1	常時1(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時2(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
後趾照査1	地震時(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時1(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時2(浮力無し)	上側	11.460	> 5.000	○
	地震時(浮力無し)	上側	11.460	> 5.000	○

(2) 曲げ応力度

部材	荷重状態	M (kN・m)	N (kN)	圧縮応力度(N/mm ²)		判定
				計算値	許容値	
胸壁背面側	常時	247.832		7.745 ≦	8.000	引張応力度(N/mm ²) 計算値 許容値
堅壁基部	常時1(浮力無し)	115.337	837.015	0.448 ≦	8.000	○
	常時2(浮力無し)	161.374	837.015	0.492 ≦	8.000	○
	地震時(浮力無し)	1040.506	837.015	2.528 ≦	12.000	○
	常時1(浮力無し)	261.419		0.592 ≦	8.000	○
前趾照査1	常時2(浮力無し)	275.508		0.624 ≦	8.000	○
	地震時(浮力無し)	723.413		1.638 ≦	12.000	○
後趾照査1	常時1(浮力無し)	-6.483		0.060 ≦	8.000	○
	常時2(浮力無し)	26.486		0.207 ≦	8.000	○
	地震時(浮力無し)	386.524		3.026 ≦	12.000	○

(3)せん断応力度

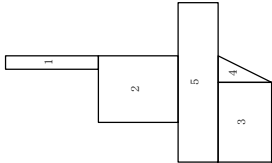
部 材	荷 重 状 態	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
			計算値	許容値 τ a1	
胸壁背面側 堅壁基部	常 時	121.035	0.346 ≦	0.473	1.700
	常時1(浮力無し)	73.781	0.031 ≦	0.110	1.700
	常時2(浮力無し)	92.297	0.039 ≦	0.110	1.700
後趾照査 2	地震時(浮力無し)	340.969	0.145 ≦	0.167	2.550
	常時1(浮力無し)	6.197	0.005 ≦	0.862	1.700
	常時2(浮力無し)	11.260	0.008 ≦	0.162	1.700
	地震時(浮力無し)	52.328	0.039 ≦	0.473	2.550

3. 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

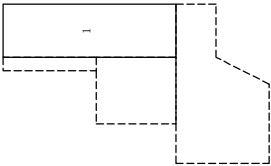
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.500 × 3.500 × 7.700	13.475	3.750	8.250	50.531	111.169	壁
2	2.500 × 3.000 × 7.700	57.750	2.750	5.000	158.813	288.750	胸壁
3	3.000 × 2.000 × 7.700	46.200	1.500	1.000	69.300	46.200	底版
4	1/2 × 1.000 × 2.000 × 7.700	7.700	3.333	1.333	25.667	10.267	底版
5	6.000 × 1.500 × 7.700	69.300	3.000	2.750	207.900	190.575	底版
Σ		194.425	—	—	512.210	646.960	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 512.210 / 194.425 = 2.634$ (m)

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 646.960 / 194.425 = 3.328$ (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅×高さ×奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	2.000×6.500×7.700	100.100	5.000	6.750	500.500	675.675	
Σ		100.100	—	—	500.500	675.675	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 500.500 / 100.100 = 5.000 \text{ (m)}$
 $YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 675.675 / 100.100 = 6.750 \text{ (m)}$

3. 2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 194.425 = 4763.412 \text{ (kN)}$
作用位置 $X = 2.634 \text{ (m)}$
水平力 $H = W \cdot kh = 4763.412 \times 0.110 = 523.975 \text{ (kN)}$
作用位置 $Y = 3.328 \text{ (m)}$

(2) 土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = Wu + W1 \text{ (kN)}$
 $Wu = Vu \text{ (水より上の体積)} \cdot \gamma \text{ (土の湿潤重量)} \text{ (kN)}$
 $W1 = V1 \text{ (水より下の体積)} \cdot \gamma \text{ sat (土の飽和重量)} \text{ (kN)}$
作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W \text{ (m)}$
水平力 $H = W \cdot Kh \text{ (kN)}$
作用位置 $Y = (Wu \cdot Yu + W1 \cdot Y1) / W \text{ (m)}$

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)、地震時 (浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m ³)	重心位置 (m)	体積 V1 (m ³)	重心位置 (m)
土砂 (背面)	100.100	X 5.000	Y 6.750	X1 0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 Vu (m ³)	重心位置 (m)
土砂 (背面)	100.100	Xu 5.000
		Yu 6.750

水位より上の体積

$Vu = V - V1$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$

$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $Wu = Vu \times \gamma \text{ (kN)}$	水位より下の重量 $W1 = V1 \times \gamma \text{ sat (kN)}$
土砂 (背面)	$100.100 \times 18.000 = 1801.800$	$0.000 \times 18.800 = 0.000$

位置	鉛直力 W $Wu + W1 \text{ (kN)}$	作用位置 $X \text{ (m)}$	水平力 H $W \cdot Kh \text{ (kN)}$	作用位置 $Y \text{ (m)}$
土砂 (背面)	$1801.800 + 0.000 = 1801.800$	5.000	$1801.800 \times 0.14 = 252.252$	6.750

3. 3 上部工反力、載荷荷重

(1) 上部工反力

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 4700.000 \text{ (kN)}$
作用位置 $X = 2.300 \text{ (m)}$
モーメント $Mx = Rv \cdot X = 4700.000 \cdot 2.300 = 10810.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 4700.000 \text{ (kN)}$
作用位置 $X = 2.300 \text{ (m)}$
モーメント $Mx = Rv \cdot X = 4700.000 \cdot 2.300 = 10810.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
水平力 $RH = 1000.000 \text{ (kN)}$
作用位置 $Y = 8.000 \text{ (m)}$
モーメント $My = RH \cdot Y = 1000.000 \cdot 8.000 = 8000.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

(2) 載荷荷重

鉛直力

$N = q \cdot L \cdot B$

作用位置

$X = Ls + \frac{L}{2.0}$

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

qd : 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)

$q1$: 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)

B : 地表面載荷荷重直角方向幅、 $B = 7.700 \text{ (m)}$

Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
$q1 \text{ (a)}$	10.000	3.500	2.500	192.500	4.750
$q1 \text{ (b)}$	10.000	4.000	2.000	154.000	5.000
$q1 \text{ (c)}$	—	—	—	—	—

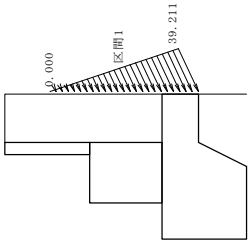
3. 4 土圧・水圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	γw (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	h_r (m)	2.000
土の粘着力 (常時)	C (kN/m ²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

(2)土圧力
[1]常時1(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重		q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000	
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000	
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000	

2) 土圧算出結果

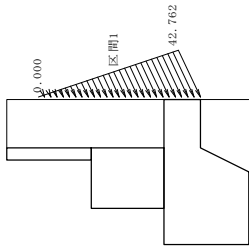
項 目		区間1
算出区間における高さ(上) (下)		8.000 0.000
算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ		h1 (m) h2 (m)
算出区間の背面水圧の算出用高さ		hs (m)
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		θ
壁面摩擦角 (度)		δ
単位体積重量(湿潤) (飽和)		γ t γ sat
土圧の作用原点(X座標) (m)		Xp
土圧係数		Ku1 Ku2 K12
土圧強度		[1]水位より上の土圧強度 [2]水位より上の土圧強度 [3]水位より下の土圧強度 [4]水位より下の土圧強度
土圧力		Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc
土圧力		Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe · cos(δ+θ) (土圧の水平成分) Pev = Pe · sin(δ+θ) (土圧の鉛直成分)
作用位置		Y1 = (2 · [1]+[2]) · h1/3 · ([1]+[2]) + h2+HL+hr Y2 = (2 · [3]+[4]) · h2/3 · ([3]+[4]) + HL+hr Y = (Pe1 · Y1+Pe2 · Y2)/Pe X = Xp - Y tan θ

・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (Pev \cdot X)}{\Sigma Pev} = 6.000 (m)$$

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 4.045 (m)$$

・土圧力
鉛直力
 $P_v = \Sigma P_{ev} = 391.430 (kN)$
水平力
 $P_h = \Sigma P_{eh} = 839.425 (kN)$
[2]常時2(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重		q (kN/m ²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000	
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000	
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000	

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
算出区間における高さ(上) (下)		HU(m) HL(m)
算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ		h1 (m) h2 (m)
算出区間の背面水圧の算出用高さ		hs (m)
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		θ
壁面摩擦角 (度)		δ
単位体積重量(湿潤) (飽和)		γ t γ sat
土圧の作用原点(X座標) (m)		Xp
土圧係数		Ku1 Ku2 K12
土圧強度		[1]水位より上の土圧強度 [2]水位より上の土圧強度 [3]水位より下の土圧強度 [4]水位より下の土圧強度
土圧力		Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc
土圧力		Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe · cos(δ+θ) (土圧の水平成分) Pev = Pe · sin(δ+θ) (土圧の鉛直成分)
作用位置		Y1 = (2 · [1]+[2]) · h1/3 · ([1]+[2]) + h2+HL+hr Y2 = (2 · [3]+[4]) · h2/3 · ([3]+[4]) + HL+hr Y = (Pe1 · Y1+Pe2 · Y2)/Pe X = Xp - Y tan θ

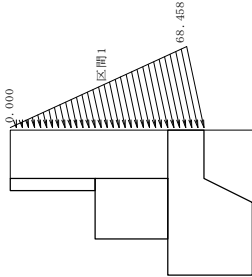
・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (P_{ev} \cdot X)}{\Sigma P_{ev}} = 6.000 \text{ (m)}$$
$$Y = \frac{\Sigma (P_{eh} \cdot Y)}{\Sigma P_{eh}} = 4.230 \text{ (m)}$$

・土圧力
鉛直力
水平力

$$P_v = \Sigma P_{ev} = 465.528 \text{ (kN)}$$
$$P_h = \Sigma P_{eh} = 998.328 \text{ (kN)}$$

[3]地震時(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 K11 Ku2 K12
	土圧強度 [1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 68.458 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	2108.494 0.000
作 用 位 置	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(δ+θ) (土圧の鉛直成分)	2108.494 2058.514 456.362
	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/(3・([1]+[2]))+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/(3・([3]+[4]))+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan θ	4.667 0.000 4.667 6.000

・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (P_{ev} \cdot X)}{\Sigma P_{ev}} = 6.000 \text{ (m)}$$
$$Y = \frac{\Sigma (P_{eh} \cdot Y)}{\Sigma P_{eh}} = 4.667 \text{ (m)}$$

・土圧力

鉛直力

$$P_v = \Sigma P_{ev} = 456.362 \text{ (kN)}$$
$$P_h = \Sigma P_{eh} = 2058.514 \text{ (kN)}$$

水平力

作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時1(浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	12549.155	0.000
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	9009.000	0.000
上部工反力	4700.000	0.000	2.300	8.000	10810.000	0.000
土 圧 力	391.430	839.425	6.000	4.045	2348.581	3395.559
合 計	11656.643	839.425	—	—	34716.738	3395.559

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	M _i = V _i ・X _i 12549.155
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	M _i = H _i ・Y _i 0.000
上部工反力	4700.000	0.000	2.300	8.000	0.000
載荷荷重	192.500	0.000	4.750	10.000	0.000
土圧力	465.528	998.328	6.000	4.230	2793.168
合 計	11923.240	998.328	——	——	36075.699

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	M _i = V _i ・X _i 12549.155
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	M _i = H _i ・Y _i 0.000
上部工反力	4700.000	0.000	2.300	8.000	0.000
載荷荷重	154.000	0.000	5.000	10.000	0.000
土圧力	465.528	998.328	6.000	4.230	2793.168
合 計	11884.740	998.328	——	——	35931.324

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	M _i = V _i ・X _i 12549.155
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	M _i = H _i ・Y _i 0.000
上部工反力	4700.000	0.000	2.300	8.000	0.000
土圧力	465.528	998.328	6.000	4.230	2793.168
合 計	11730.740	998.328	——	——	35161.324

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	523.975	2.634	3.328	M _i = V _i ・X _i 12549.155
背面土砂	1801.800	252.252	5.000	6.750	M _i = H _i ・Y _i 1743.558
上部工反力	4700.000	1000.000	2.300	8.000	9009.000
土圧力	456.362	2058.514	6.000	4.667	1702.701
合 計	11721.573	3834.742	——	——	8000.000

荷重状態 (水 位)	V _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN・m)
常時1 (浮力無し)	11656.643	839.425	-31321.180
常時2 (浮力無し) a	11923.240	998.328	-31852.484
常時2 (浮力無し) b	11884.740	998.328	-31708.109
常時2 (浮力無し) c	11730.740	998.328	-30938.109
地震時 (浮力無し)	11721.573	3834.742	-14053.668

(2) フーチング下面中心での作用力の集計

鉛 直 力 : V_B = V_o (kN)

水 平 力 : H_B = H_o (kN)

回 転 モ ー メ ン ト : M_B = V_o・B_j/2. 0+M_o (kN・m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : B_j = 6. 000 (m)

荷重状態 (水 位)	V _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN・m)
常時1 (浮力無し)	11656.643	839.425	3648.748
常時2 (浮力無し) a	11923.240	998.328	3917.236
常時2 (浮力無し) b	11884.740	998.328	3946.111
常時2 (浮力無し) c	11730.740	998.328	4254.111
地震時 (浮力無し)	11721.573	3834.742	21111.051

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

3. 6 安定照査

3. 6. 1 転倒に対する安定

$$e_h = \frac{M_o}{V_o}$$

ここに、

e_h: 荷重の偏心量(m)

M_o: 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

V_o: 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$$e_a = B/n$$

ここに、

e_a: 荷重の許容偏心量(m)

B: 基礎幅(m), B = 6. 000

n: 安全率

荷重状態 (水 位)	偏心量(m)	
	e _a = M _o /V _o	許容値e _a
常時1 (浮力無し)	0. 313	≦ 1. 000
常時2 (浮力無し) a	0. 329	≦ 1. 000
常時2 (浮力無し) b	0. 332	≦ 1. 000
常時2 (浮力無し) c	0. 363	≦ 1. 000
地震時 (浮力無し)	1. 801	≦ 2. 000

3. 6. 2 滑動に対する安定

$$H_b = c_d A_s + V' \tan \phi_B$$

ここに、

H_b : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

c_d : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²), $c_B = 0.000$

$\tan \phi_B$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, $\tan \phi_B = 0.600$

A_s : 有効載荷面積 (m²), $A_s = L \cdot B_s$

V' : 有効載荷幅内に作用する鉛直荷重 (kN)

台形分布時

$$V' : (q_1 + q_3) / 2 \cdot B'' \cdot L$$

q_1 : 底版前側の地盤反力度 (kN/m²)

q_3 : 底版後側の地盤反力度 (kN/m²)

三角形分布時

$$V' : q_1 \cdot X / 2 \cdot L$$

q_1 : 底版前側の地盤反力度 (kN/m²)

x : 地盤反力度の作用幅 (m)

L : 基礎の奥行き (m), $L = 7.700$

B'' : 基礎の有効載荷幅, $B'' = B - h \cdot \cot(\omega)$ (m)

B_s : 基礎の有効載荷幅 (m), $B_s = B - 2e_B$

B : 基礎幅 (m), $B = 6.000$

h : 底版段差高さ (m), $h = 2.000$

$\omega : \pi / 4 + \phi / 2 - \theta$ (度)

ϕ : 地盤の内部摩擦角 (度), $\phi = 40.000$

θ : 荷重傾斜角度 (度)

荷重状態(水 位)	ω (度)	有 効 載荷面積 B'' (m)	有 効 載荷面積 A_s (m ²)	地盤反力度 q_1 (kN/m ²)	地盤反力度 q_3 (kN/m ²)	鉛直荷重 V' (kN)
常時1 (浮力無し)	60.881	4.886	41.380	331.286	202.659	10043.985
常時2 (浮力無し) a	60.214	4.855	41.141	342.867	205.645	10253.136
常時2 (浮力無し) b	60.198	4.855	41.087	342.659	204.445	10225.313
常時2 (浮力無し) c	60.136	4.852	40.615	345.992	197.080	10143.875
地震時 (浮力無し)	46.884	4.127	18.464	846.448	0.000	11721.573

$$f_s = H_b / H_b$$

ここに、

f_s : 滑動に対する安全率

H_b : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

荷重状態(水 位)	せん断 抵抗力 H_b (kN)	作 用 水平力 H_s (kN)	安全率 f_s	必要 安全率 f_{ss}
常時1 (浮力無し)	6026.391	839.425	7.179	≥ 1.500
常時2 (浮力無し) a	6151.881	998.328	6.162	≥ 1.500
常時2 (浮力無し) b	6135.188	998.328	6.145	≥ 1.500
常時2 (浮力無し) c	6086.325	998.328	6.097	≥ 1.500
地震時 (浮力無し)	7032.944	3834.742	1.834	≥ 1.200

3. 6. 3 地盤反力度の計算

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布)

$$q_{min}, q_{max} = \frac{V_b \pm 6M_b}{LB^2}$$

2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合 (三角形分布)

$$q_{max} = 2 \frac{V_b}{L \cdot x}$$

ここに、

V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

M_b : 基礎底面中心に作用するモーメント (kN・m)

e_B : 荷重の偏心率 (m)

x : 底面反力の作用幅 (m), $x = 3(B/2 - e_B)$
 x が B より小さいときは、三角形分布になり、
 x が B より大きい時には、台形分布となる。

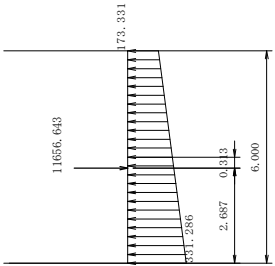
q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

q_{min} : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

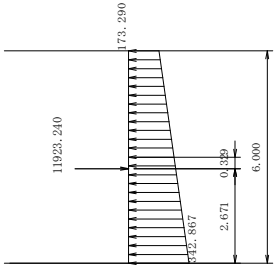
B : 基礎幅 (m), $B = 6.000$

L : 基礎の奥行き (m), $L = 7.700$

[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し) a



地盤反力の 作用幅 (m) x及びB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m ²)	
		qmin	qmax
6.000	台 形	173.331	331.286 ≤ 600.000

地盤反力の 作用幅 (m) x及びB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m ²)	
		qmin	qmax
6.000	台 形	173.290	342.867 ≤ 600.000

3.6.4 フーチング厚さの照査

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定

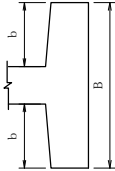
$\beta \cdot \lambda \leq 1.0$

ここに、

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot k_v}{E \cdot h^3}} \quad (\text{m}^{-3})$$

k_v ：鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_v = k_w \cdot \left(\frac{Bv}{0.3} \right)^{-3/4}$$



k_w ：直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m²)

$$k_w = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha E_o$$

Bv ：基礎に換算載荷幅 (m)

$$Bv = \sqrt{Av} = \sqrt{L \cdot B} = 6.797$$

αE_o ：設計の対象とする位置の変形係数 (kN/m²)

Av ：鉛直方向の換算載荷幅 (m²)

B ：フーチングの幅 (m), $B = 6.000$

L ：フーチングの奥行き (m), $L = 7.700$

E ：フーチングのヤング係数 (kN/m²), $E = 2.50 \times 10^7$

h ：フーチングの厚さ (m), $h = 1.500$

λ ：フーチングの換算突出長 (m), $\lambda = 2.000$

$\lambda = b$ (b は上図の長い方)

ただし、 $b \geq B/2$ ならば $b = B/2$

荷重状態	変形係数 αE_o (kN/m ²)	鉛直方向地盤反力係数		β (m ⁻³)	$\beta \cdot \lambda$
		k_w (kN/m ²)	k_v (kN/m ²)		
常時	196000.000	653333.333	62912.221	0.217476	0.435
地震時	392000.000	1306666.667	125824.442	0.258624	0.517

(2) フーチング厚さの上限値 (掃軸方向幅-堅壁の厚さ)/n による判定

$FH_h \geq FH_v$

ここに、

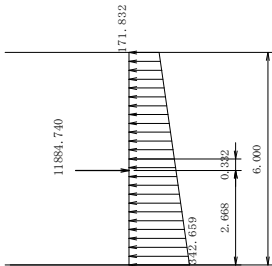
FH_h ：フーチングの厚さ (m), $FH_h = 1.500$

FH_v ：剛体であると判定する厚さ (m), $FH_v = 3.500/5.000 = 0.700$

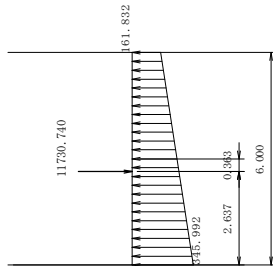
(3) 照査結果

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定	(2) フーチング厚さの 上限値による判定	判 定
常時: 0.435 $\leq$ 1.0 地震時: 0.517 $\leq$ 1.0 フーチングは剛体と見なせる	(2) フーチング厚さの 上限値による判定 1.500 $\geq$ 0.700 フーチングは剛体と見なせる	(1) または (2) を満足しているので フーチングは剛体として設計してよい

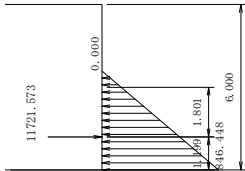
[3] 常時2 (浮力無し) b



[4] 常時2 (浮力無し) c



[5] 地震時 (浮力無し)

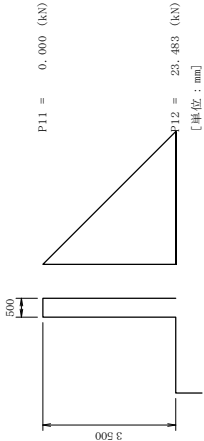


4. 胸壁の設計

4. 1 踏掛版を設置しない場合の設計

- ・背面に対して常時で設計する。

4. 1. 1 断面力の集計



(1)T荷重による断面力

$$M_t = \frac{K_a \cdot T}{1.375} \cdot \left[-h + (h+a) \log \left(\frac{a+h}{a} \right) \right] = 199.888 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$S_t = \frac{K_a \cdot T}{1.375} \cdot \log \left(\frac{a+h}{a} \right) = 79.941 \quad (\text{kN})$$

ここに、

M_t : T荷重による曲げモーメント (kN・m)

S_t : T荷重によるせん断力 (kN)

K_a : 常時土圧係数, $K_a = 0.377$

T : T荷重の片側荷重 (kN), $T = 100.000$

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

a : 接地長 (m), $a = 0.200$

(2)土圧による断面力

$$E_h = \frac{1}{2} (P11+P12) \cdot h = 41.095 \quad (\text{kN})$$

$$P11 = q \cdot K_a \cdot \cos(\theta + \delta) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P12 = (q + \gamma \cdot h) \cdot K_a \cdot \cos(\theta + \delta) = 23.483 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$M_e = E_h \cdot Y_e = 47.944 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$Y_e = \frac{2 \cdot P11 + P12}{3 \cdot (P11 + P12)} \cdot h = 1.167 \quad (\text{m})$$

ここに、

E_h : 土圧力 (kN)

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

K_a : 常時土圧係数, $K_a = 0.377$

P11, P12: 土圧強度 (kN/m²)

M_e : 土圧による曲げモーメント (kN・m)

Y_e : 土圧力の作用位置 (m)

q : 載荷荷重 (kN/m²), $q = 0.000$

γ : 土の単位重量 (kN/m³), $\gamma = 18.000$

δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角(度), $\delta = 8.333$

θ : 壁背面と鉛直面のなす角(度), $\theta = 0.000$

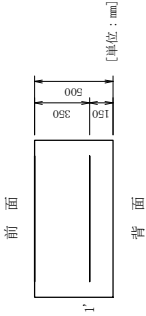
(3)断面力の集計

$$\text{曲げモーメント} \quad M = M_t + M_e = 199.888 + 47.944 = 247.832 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{せん断力} \quad S = S_t + E_h = 79.941 + 41.095 = 121.035 \quad (\text{kN})$$

4. 1. 2 断面計算

(1)鉄筋配置



1)主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄 筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)
1 前面	—	—	—	—	—
2 背面	—	—	—	—	—
1' 前面	15.0	D51	20.270	8.00	162.160
2' 背面	—	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_c \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_c = b \cdot h^2 / 6 = 41666.7 \times 10^3$

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 0.23 \sigma_{sk}^{2/3}$

σ_{sk} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 24.0$

N : 軸方向力 (N), $N = 0.0$

A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), $A_s = b \cdot h = 500000$

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), $h = 500.000$

設計位置	荷重状態	使用 鉄筋量 (cm)	M ×1.7 (kN・m)	M _u (kN・m)	最小 鉄筋量 (cm)
背面側	常時	162.160	421.314	> 79.737	6.744

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は5.0と表示。

大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

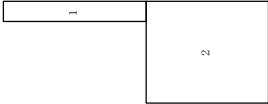
$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

5. 堅壁の設計
5. 1 堅壁基部の設計
5. 1. 1 水位を考慮しないブロックデータ
- (1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.500×3.500×7.700	13.475	2.250	4.750	30.319	64.006	
2	2.500×3.000×7.700	57.750	1.250	1.500	72.188	86.625	
Σ		71.225	—	—	102.506	150.631	

重心 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 102.506 / 71.225 = 1.439 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 150.631 / 71.225 = 2.115 \text{ (m)}$

5. 1. 2 躯体自重, 上部工反力, その他荷重による鉛直力、水平力

- (1) 躯体自重 (偏心モーメントを無視します)

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 71.225 = 1745.012 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.439 \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot kh = 1745.012 \times 0.110 = 191.951 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 2.115 \text{ (m)}$

- (2) 上部工反力

- [1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 4700.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.000 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 4700.000 \cdot 0.450 = 2115.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

(偏心モーメントは、無条件に無視します)

鉛直力の作用位置

$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \text{ (m)}$

ここに、

B : 堅壁厚さ

BR : 堅壁前面から胸壁前面までの距離

XR : 胸壁前面から作用位置までの距離

- ここに、
- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 500.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σc : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σs : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

設計位置	荷重状態	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm²)		引張応力度 (N/mm²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
背面側	常時	247.832	23.572	7.745	≤ 8.000	56.326	≤ 180.000

(4) セン断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

τ_m : 平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 作用せん断力 (N)

d : 部材の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}$$

ここに、

τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C _e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 引張主鉄筋比P_tに関する補正係数 (下限値以下は線形補間により求める)

P _t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C _{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm²)		補正係数	
				計算値 τ	許容値 τ _{a1}	許容値 τ _{a2}	C _{pt}
背面側	常時	121.035	35.000	0.346	≤ 0.473	1.700	1.371
							1.500

2) 土圧算出結果

	項 目	区間1
条 件	算出区間における高さ (上) (下)	HU(m) HL(m) 6.500 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 4.690 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ 0.000
	壁面摩擦角 (度)	δ 8.333
	単位体積重量 (飽和) γ _t γ _{sat}	(kN/m³) 18.000 18.800
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp 4.000
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Ku1 Ku2 Ku2 0.37672 0.37672 0.37672 0.37672
	土圧強度 [1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)	(上) (下) (上) (下) 0.000 31.801 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)	574.174 0.000 574.174 568.112
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/(3・([1]+[2]))+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/(3・([3]+[4]))+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	1.563 0.000 1.563

・作用位置

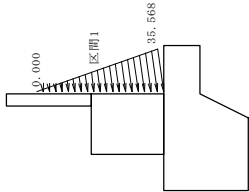
$$Y = \frac{\Sigma (\text{Peh} \cdot Y)}{\Sigma \text{Peh}} = 1.563 \text{ (m)}$$

・土圧力

水平力

$$\text{Ph} = \Sigma \text{Peh} = 568.112 \text{ (kN)}$$

[2] 常時2 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重量	q (kN/m²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 Rv = 4700.000 (kN)
作用位置 X = 0.000 (m)
モーメント Mx = Rv・X = 4700.000・0.450 = 2115.000 (kN・m)
(偏心モーメントは、無条件に無視します)
水平力 RH = 1000.000 (kN)
作用位置 Y = 4.500 (m)
モーメント My = RH・Y = 1000.000・4.500 = 4500.000 (kN・m)
鉛直力の作用位置

$$X = \frac{B}{2} - \frac{(BR - XR)}{2} = 1.250 - 0.800 = 0.450 \text{ (m)}$$

ここに、

B：壁厚

BR：壁前面から胸壁前面までの距離

XR：胸壁前面から作用位置までの距離

水平力の作用位置

$$Y = YZ + YR = 3.000 + 1.500 = 4.500 \text{ (m)}$$

ここに、

YZ：壁前面高さ

YR：背座面から作用位置までの高さ

5. 1. 3 土圧・水圧

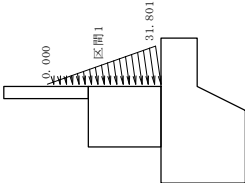
(1) 共通データ

水の単位体積重量	γ _w (kN/m³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力 (常時)	C (kN/m²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

(2) 土圧力

[1] 常時1 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重量	q (kN/m²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(飽和) (kN/m^3)	γ_t γ_{sat}
	土圧の作用原点(X座標) (m)	X_p
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
	土圧強度 [1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 57.283 0.000 0.000
	土圧力 $Pe1 = (1/2) \cdot ([1]+[2]) \cdot h1 \cdot Bc$ $Pe2 = (1/2) \cdot ([3]+[4]) \cdot h2 \cdot Bc$ $Pe = Pe1+Pe2$ $Peh = Pe \cdot \cos(\delta + \theta)$ (土圧の水平成分)	1433.512 0.000 1433.512 1433.512
	作用位置 $Y1 = (2 \cdot [1]+[2]) \cdot h1 / (3 \cdot ([1]+[2])) + h2 + HL + hr$ $Y2 = (2 \cdot [3]+[4]) \cdot h2 / (3 \cdot ([3]+[4])) + HL + hr$ $Y = (Pe1 \cdot Y1 + Pe2 \cdot Y2) / Pe$	2.167 0.000 2.167

・作用位置

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 2.167 \text{ (m)}$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 1433.512 \text{ (kN)}$$

5. 1. 4 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N_e (kN)	H_e (kN)	X_e (m)	Y_e (m)	$M = M_e + M_c$ (kN·m)
躯体自重	1745.012	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	4700.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	568.112	0.000	1.563	888.094
合 計	6445.013	568.112	———	———	888.094
単位幅当り	837.015	73.781	———	———	115.337

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(飽和) (kN/m^3)	γ_t γ_{sat}
	土圧の作用原点(X座標) (m)	X_p
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
	土圧強度 [1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 35.568 0.000 0.000
	土圧力 $Pe1 = (1/2) \cdot ([1]+[2]) \cdot h1 \cdot Bc$ $Pe2 = (1/2) \cdot ([3]+[4]) \cdot h2 \cdot Bc$ $Pe = Pe1+Pe2$ $Peh = Pe \cdot \cos(\delta + \theta)$ (土圧の水平成分)	718.268 0.000 718.268 710.685
	作用位置 $Y1 = (2 \cdot [1]+[2]) \cdot h1 / (3 \cdot ([1]+[2])) + h2 + HL + hr$ $Y2 = (2 \cdot [3]+[4]) \cdot h2 / (3 \cdot ([3]+[4])) + HL + hr$ $Y = (Pe1 \cdot Y1 + Pe2 \cdot Y2) / Pe$	1.748 0.000 1.748

・作用位置

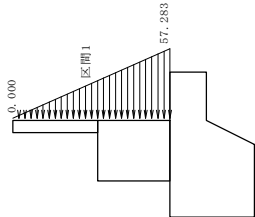
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.748 \text{ (m)}$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 710.685 \text{ (kN)}$$

[3] 地震時 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m^2)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

[2]常時2(浮力無し)

項 目	N _c (kN)	H _c (kN)	X _c (m)	Y _c (m)	M =M _c +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	1745.012	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	4700.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	710.685	0.000	1.748	1242.577
合 計	6445.013	710.685	――	――	1242.577
単位幅当り	837.015	92.297	――	――	161.374

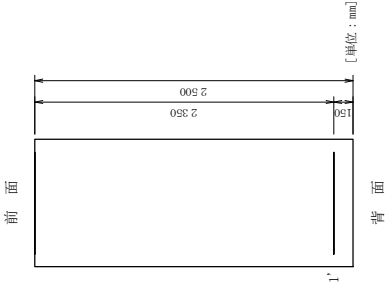
[3]地震時(浮力無し)

項 目	N _c (kN)	H _c (kN)	X _c (m)	Y _c (m)	M =M _c +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	1745.012	191.951	0.000	2.115	405.951
上部工反力	4700.000	1000.000	0.000	4.500	4500.000
土 圧 力	0.000	1433.512	0.000	2.167	3105.943
合 計	6445.013	2625.463	――	――	8011.894
単位幅当り	837.015	340.969	――	――	1040.506

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、曲げモーメントは反時計回りを正

5. 1. 5 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)
1 前面	――	――	――	――	――
2 前面	――	――	――	――	――
1' 背面	15.0	D19	2.865	4.00	11.460
2' 背面	――	――	――	――	――

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

M_c： ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c： コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_c = b・h²/6 = 1041670×10³

σ_{sk}： コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{sk} = 0.23 σ_{sk}^{2/3}

σ_{sk}： コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{sk} = 24.0

N： 軸方向力 (N)

A_c： コンクリート部材の断面積 (mm²), A_c = b・h = 2500000

b： 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

h： 部材断面高 (mm), h = 2500.000

$$A' = N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{sa})$$

ここに、

A'： 必要断面積 (mm²)

N： 軸方向力 (N)

σ_{sa}： 鉄筋の許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{sa}： コンクリートの許容軸圧縮応力度 (N/mm²)

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	N (kN)	必要断面積 A (cm ²)	鉄筋量 0.008A' (cm ²)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	11.460	196.073	2342.170	837.015	1033.351	8.267	8.267
常時2 (浮力無し)	11.460	274.335	2342.170	837.015	1033.351	8.267	8.267
地震時 (浮力無し)	11.460	1768.860	2342.170	837.015	688.901	5.511	5.511

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより

大きい場合 終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量、

5.0 (単鉄筋時)・10.0 (複鉄筋時), 0.008A'

小さい場合 5.0 (単鉄筋時)・10.0 (複鉄筋時), 0.008A' の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^3 - 3 \cdot \left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot x^2 - \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} \cdot x + \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot d' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot d \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x} + n \cdot A_s' \cdot \frac{x-d'}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

(4)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

τ_m ：平均せん断応力度(N/mm²)

S_h ：作用せん断力(N)

d ：部材の有効高(mm)

b ：部材断面幅(mm)

τ_{a1} ：割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = Ce \cdot Cpt \cdot CN \cdot \tau_{a1}'$$

$$CN = 1 + \frac{M_u}{M} \quad (1 \leq CN \leq 2)$$

ここに、

τ_{a1}' ：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

Ce ：部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt：引張主鉄筋P_{tt}に関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

CN：軸方向圧縮力による補正係数

M_u ：軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる

曲げモーメント(N・mm)

$$M_u = \frac{N}{A} \cdot \frac{I_u}{y}$$

N：部材断面に作用する軸方向圧縮力(N)

A_u ：部材断面積(mm²)

I_u ：部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント(mm⁴)

y：部材断面の図心より部材引張縁までの距離(mm)

荷重状態(水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ_{a1}	Ce	Cpt
常時1 (浮力無し)	73.781	235.000	$0.031 \leq$	0.110	1.700	0.797
常時2 (浮力無し)	92.297	235.000	$0.039 \leq$	0.110	1.700	0.797
地震時 (浮力無し)	340.969	235.000	$0.145 \leq$	0.167	2.550	0.797

ここに、

x：コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

h：部材断面の高さ(mm)，h = 2500.000

b：部材断面幅(mm)，b = 1000.000

d：部材の有効高(mm)

d'：鉄筋のかぶり(mm)

A_s ：引張側鉄筋の全断面積(mm²)

$A_{s'}$ ：圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)

n：鉄筋とコンクリートのヤング係数比，n = 15.00

e：部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)

σ_c ：コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)

σ_s ：鉄筋の引張応力度(N/mm²)

N：軸方向力(N)

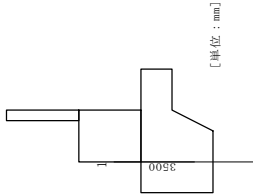
荷重状態(水 位)	M (kN・m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	115.337	837.015	487.387	0.448 $\leq$	8.000	-3.481 $\leq$	200.000
常時2 (浮力無し)	161.374	837.015	388.088	0.492 $\leq$	8.000	-2.911 $\leq$	200.000
地震時 (浮力無し)	1040.506	837.015	73.739	2.528 $\leq$	12.000	82.928 $\leq$	300.000

引張応力度がマイナスの場合は、全断面圧縮となりますので鉄筋の圧縮応力度との比較となります。

6. 前趾の設計

6. 1 照査位置[1]の設計

付け根からの距離 0.000 (m)

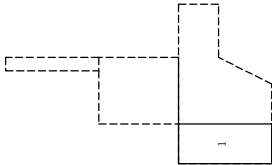


[単位：mm]

6. 1. 1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.500 × 3.500 × 7.700	40.425	0.750	30.319	
Σ		40.425	—	30.319	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 30.319 / 40.425 = 0.750$ (m)

6. 1. 2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 40.425 = 990.412$ (kN)

作用位置 $X = 0.750$ (m)

6. 1. 3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q1 + q2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1 + q2}{3 \cdot (q1 + q2)} \cdot L$$

ここに、

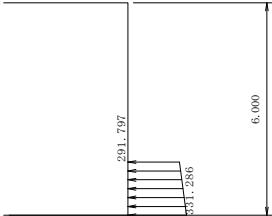
q1 : 前趾前面位置の地盤反力度

q2 : 前趾設計位置の地盤反力度

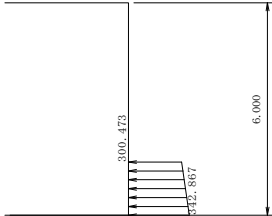
L : 前趾設計張出長 L = 1.500 (m)

B : 前趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

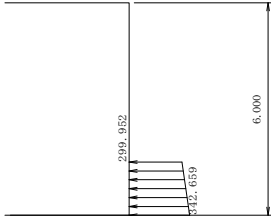
[1] 常時1 (浮力無し)



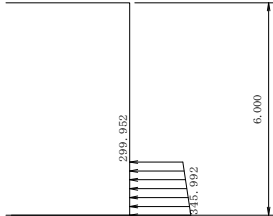
[2] 常時2 (浮力無し) a



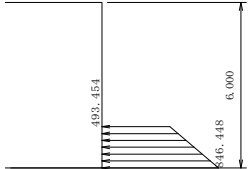
[3] 常時2 (浮力無し) b



[4] 常時2 (浮力無し) c



[5]地震時(浮力無し)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
846.448	493.455	-7737.936	0.816

6. 1. 4 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	3598.301	0.766	2755.737
合 計	2607.889	—	2012.928
単位幅当り	338.687	—	261.419

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	3715.292	0.766	2847.676
合 計	2724.879	—	2104.866
単位幅当り	353.880	—	273.359

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	3711.081	0.767	2844.969
合 計	2720.668	—	2102.159
単位幅当り	353.334	—	273.008

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	3730.331	0.768	2864.219
合 計	2739.919	—	2121.410
単位幅当り	355.834	—	275.508

[5]地震時(浮力無し)

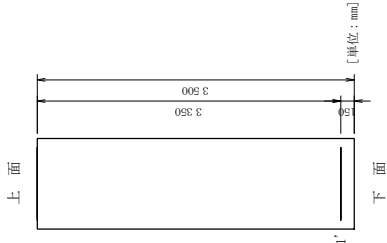
項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	7737.936	0.816	6313.086
合 計	6747.523	—	5570.276
単位幅当り	876.302	—	723.413

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6. 1. 5 断面計算

付け根からの距離 0.000 (m)

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄 筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm)
上 面	—	—	—	—	—
下 面	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_e = Z_e \cdot \left(\sigma_{st} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_e : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_e : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_e = b \cdot h^2 / 6 = 2041670 \times 10^3$

σ_{st} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{st} = 0.23 \sigma_{sk}^{2/3}$

σ_{sk} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 24.0$

N : 軸方向力 (N), N = 0.0

A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), A_s = b・h = 3500000.000

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), h = 3500.000

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm)	M ×1.7 (kN.m)	M (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm)
常時1 (浮力無し)	7.944	444.413 ≦ 3907.091		5.000
常時2 (浮力無し) a	7.944	464.711 ≦ 3907.091		5.000
常時2 (浮力無し) b	7.944	464.113 ≦ 3907.091		5.000
常時2 (浮力無し) c	7.944	468.363 ≦ 3907.091		5.000
地震時 (浮力無し)	7.944	1229.801 ≦ 3907.091		5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{3} + n \cdot As' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x} \right)}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

h : 部材断面の高さ (mm), h = 3500.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

d' : 鉄筋のかぶり (mm)

As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)

As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

σc : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σs : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

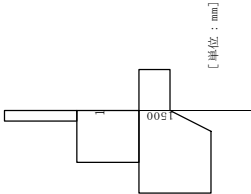
M : 曲げモーメント (N・mm)

荷重状態(水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm²)		引張応力度 (N/mm²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	261.419	27.087	0.592 ≦ 8.000		100.954 ≦ 180.000	
常時2 (浮力無し) a	273.359	27.087	0.619 ≦ 8.000		105.565 ≦ 180.000	
常時2 (浮力無し) b	273.008	27.087	0.618 ≦ 8.000		105.429 ≦ 180.000	
常時2 (浮力無し) c	275.508	27.087	0.624 ≦ 8.000		106.394 ≦ 180.000	
地震時 (浮力無し)	723.413	27.087	1.638 ≦ 12.000		279.364 ≦ 300.000	

7. 後趾の設計

7.1 照査位置[1]の設計

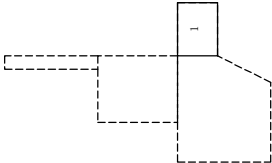
付け根からの距離 0.000 (m)



7.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



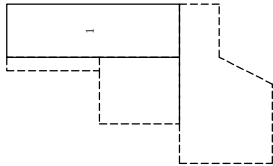
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	2.000 × 1.500 × 7.700	23.100	1.000	23.100	
Σ		23.100	—	23.100	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 23.100 / 23.100 = 1.000$ (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



7.1.3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

- q : 地表面載荷荷重強度
- qd : 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)
- q1 : 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)
- B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 7.700 (m)
- Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ
- L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2(浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	L_s (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd	10.000	0.000	2.000	154.000	1.000
Q1	---	---	---	---	---

7.1.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$$E_w = 2 \cdot \frac{P_{ev}}{L \cdot B}$$

鉛直力

$$N = (q_r + q_f) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$$

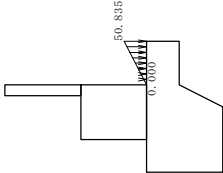
作用位置

$$X = \frac{2.0 \cdot q_r + q_f}{3.0 (q_r + q_f)} \cdot L$$

ここに、

- Pev: 土圧の鉛直成分 (kN)
- qf : 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度
- qr : 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重
- L : フーチング後趾張出長, L = 2.000 (m)
- B : 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

[1] 常時1(浮力無し)



	E_w (kN/m ²)	q_f (kN/m ²)	q_r (kN/m ²)	N (kN)	X (m)
1	50.835	0.000	50.835	391.430	1.333

2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$2.000 \times 6.500 \times 7.700$	100.100	1.000	100.100	
Σ		100.100	---	100.100	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 100.100 / 100.100 = 1.000$ (m)

7.1.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 23.100 = 565.950$ (kN)

作用位置 $X = 1.000$ (m)

(2) 土砂重量による作用力, 浮力

鉛直力 $W = W_u + W_l$ (kN)

$W_u = V_u$ (水より上の体積) $\cdot \gamma$ (土の湿潤重量) (kN)

$W_l = V_l$ (水より下の体積) $\cdot \gamma_{sat}$ (土の飽和重量) (kN)

作用位置 $X = (W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)

[1] 常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)、地震時(浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m ³)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m ³)	重心位置 X_l (m)
土砂(背面)	100.100	1.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 V_u (m ³)	重心位置 X_u (m)
土砂(背面)	100.100	1.000

水位より上の体積

$V_u = V - V_l$

水位より上の重心位置

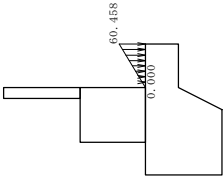
$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \times \gamma$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \times \gamma_{sat}$ (kN)
土砂(背面)	$100.100 \times 18.000 = 1801.800$	$0.000 \times 18.800 = 0.000$

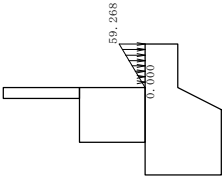
位置	重量 W $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	$1801.800 + 0.000 = 1801.800$	1.000

[2] 常時2 (浮力無し)



	E_w (kN/m)	q_f^f (kN/m)	q_r^f (kN/m)	N (kN)	X (m)
1	60.458	0.000	60.458	465.528	1.333

[3] 地震時 (浮力無し)



	E_w (kN/m)	q_f^f (kN/m)	q_r^f (kN/m)	N (kN)	X (m)
1	59.268	0.000	59.268	456.362	1.333

7.1.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

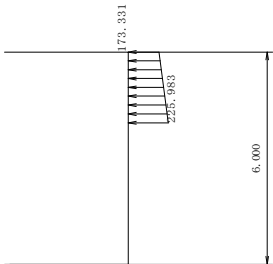
q_1 : 後趾前面位置の地盤反力度

q_2 : 後趾設計位置の地盤反力度

L : 後趾設計張出長 $L = 2.000$ (m)

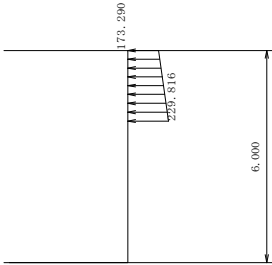
B : 後趾直角方向幅 $B = 7.700$ (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



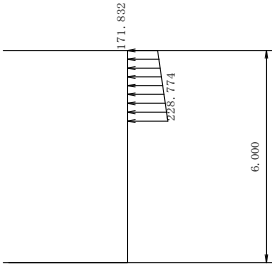
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
173.331	223.983	-3074.715	0.956

[2] 常時2 (浮力無し) a



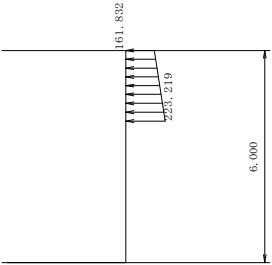
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
173.290	223.816	-3103.916	0.953

[3] 常時2 (浮力無し) b



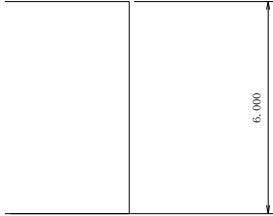
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
171.832	223.774	-3084.666	0.953

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
161.832	223.219	-2964.889	0.947

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	0.000	0.000	0.000

7. 1. 6 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
土 圧 力	391. 430	1. 333	521. 907
地盤反力	-3074. 715	0. 956	-2939. 576
合 計	-315. 535	—	-49. 919
単位幅当り	-40. 979	—	-6. 483

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
載荷荷重L	154. 000	1. 000	154. 000
土 圧 力	465. 528	1. 333	620. 704
地盤反力	-3103. 916	0. 953	-2958. 833
合 計	-116. 638	—	183. 620
単位幅当り	-15. 148	—	23. 847

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
載荷荷重L	154. 000	1. 000	154. 000
土 圧 力	465. 528	1. 333	620. 704
地盤反力	-3084. 666	0. 953	-2938. 514
合 計	-97. 388	—	203. 940
単位幅当り	-12. 648	—	26. 486

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
土 圧 力	465. 528	1. 333	620. 704
地盤反力	-2964. 889	0. 947	-2807. 329
合 計	-131. 611	—	181. 125
単位幅当り	-17. 092	—	23. 523

[5] 地震時 (浮力無し)

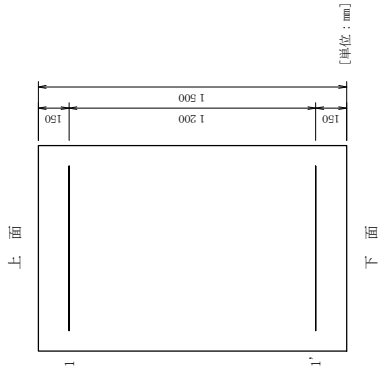
項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
土 圧 力	456. 362	1. 333	608. 482
合 計	2824. 112	—	2976. 232
単位幅当り	366. 768	—	386. 524

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7. 1. 7 断面計算

付け根からの距離 0. 000 (m)

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄 筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)	
上 面	1	15.0	D19	2.865	4.00	11.460
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_u : コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_u = b・h²/6 = 375000×10³

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{sk} = 0. 23 σ_{ck}^{2/3}

σ_{sk} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{sk} = 24. 0

N : 軸方向力 (N), N = 0. 0

A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), A_s = b・h = 1500000. 000

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), h = 1500. 000

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	7.944	11.021 ≦	717.629	5.000
常時2 (浮力無し) a	11.460	40.540 ≦	717.629	5.000
常時2 (浮力無し) b	11.460	45.026 ≦	717.629	5.000
常時2 (浮力無し) c	11.460	39.989 ≦	717.629	5.000
地震時 (浮力無し)	11.460	657.090 ≦	717.629	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査
(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} + \frac{h-x}{3} + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x} \right)}$$

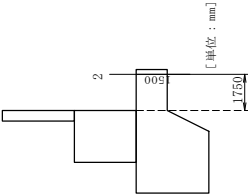
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 1500.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- A_s' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ_c: コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s: 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

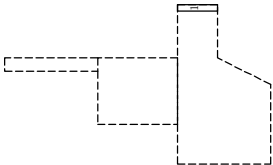
荷重状態(水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	-6.483	16.791	0.060 ≦	8.000	6.306 ≦	180.000
常時2 (浮力無し) a	23.847	19.885	0.187 ≦	8.000	16.211 ≦	180.000
常時2 (浮力無し) b	26.486	19.885	0.207 ≦	8.000	18.005 ≦	180.000
常時2 (浮力無し) c	23.523	19.885	0.184 ≦	8.000	15.991 ≦	180.000
地震時 (浮力無し)	386.524	19.885	3.026 ≦	12.000	262.761 ≦	300.000

7.2 照査位置[2]の設計
付け根からの距離 1.750 (m)



7.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

- (1) 躯体自重
- 1) ブロック割り

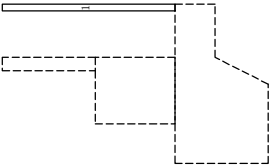


2) 自重・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置 X _i (m)	V _i ・X _i	備考
1	0.250 × 1.500 × 7.700	2.887	0.125	0.361	
Σ		2.887	—	0.361	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.361 / 2.887 = 0.125 \text{ (m)}$$

- (2) 背面土砂
- 1) ブロック割り



7.2.3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

- q : 地表面載荷荷重強度
- qd : 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)
- q1 : 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)
- B : 地表面載荷荷重直交方向幅, B = 7.700 (m)
- Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ
- L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重 (kN/m²)	L_s (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd	10.000	19.250	0.125
Q1	0.000	—	—

7.2.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$$E_w = 2 \cdot \frac{P_{ev}}{L \cdot B}$$

鉛直力

$$N = (q_r + q_f) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$$

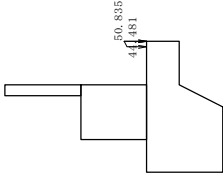
作用位置

$$X = \frac{2.0 \cdot q_r + q_f}{3.0 (q_r + q_f)} \cdot L$$

ここに、

- Pev: 土圧の鉛直成分 (kN)
- qf : 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度
- qr : 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重
- L : フーチング後趾張出長, L = 0.250 (m)
- B : 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



	E_w (kN/m²)	q_f (kN/m²)	q_r (kN/m²)	N (kN)	X (m)
1	50.835	44.481	50.835	91.741	0.128

2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m³)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.250 \times 6.500 \times 7.700$	12.512	0.125	1.564	
Σ		12.512	—	1.564	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 1.564 / 12.512 = 0.125$ (m)

7.2.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 2.887 = 70.744$ (kN)

作用位置 $X = 0.125$ (m)

(2) 土砂重量による作用力, 浮力

鉛直力 $W = W_u + W_l$ (kN)

$W_u = V_u$ (水より上の体積) $\cdot \gamma$ (土の湿潤重量) (kN)

$W_l = V_l$ (水より下の体積) $\cdot \gamma_{sat}$ (土の飽和重量) (kN)

作用位置 $X = (W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)、地震時 (浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m³)	重心位置 X (m)	体積 V_l (m³)	重心位置 X_l (m)
土砂(背面)	12.512	0.125	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 V_u (m³)	重心位置 X_u (m)
土砂(背面)	12.512	0.125

水位より上の体積

$V_u = V - V_l$

水位より上の重心位置

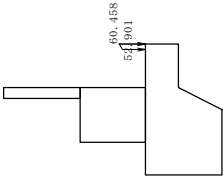
$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \times \gamma$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \times \gamma_{sat}$ (kN)
土砂(背面)	$12.512 \times 18.000 = 225.225$	$0.000 \times 18.800 = 0.000$

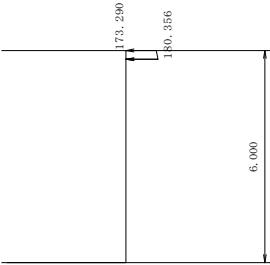
位置	重量 W $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	$225.225 + 0.000 = 225.225$	0.125

[2] 常時2 (浮力無し)

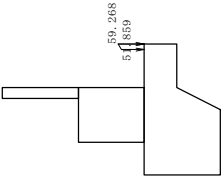


	E_w (kN/m)	q_f^f (kN/m ²)	q_r^f (kN/m ²)	N (kN)	X (m)
1	60.458	52.901	60.458	109.108	0.128

[2] 常時2 (浮力無し) a

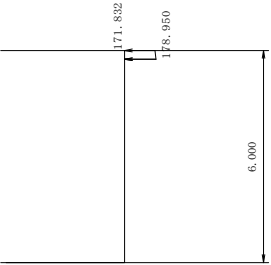


[3] 地震時 (浮力無し)



	E_w (kN/m)	q_f^f (kN/m ²)	q_r^f (kN/m ²)	N (kN)	X (m)
1	59.268	51.859	59.268	106.960	0.128

[3] 常時2 (浮力無し) b



7.2.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

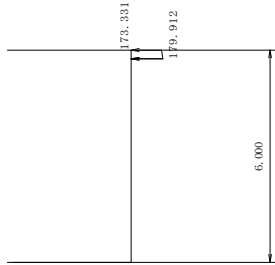
q_1 : 後趾前面位置の地盤反力度

q_2 : 後趾設計位置の地盤反力度

L : 後趾設計張出長 L = 0.250 (m)

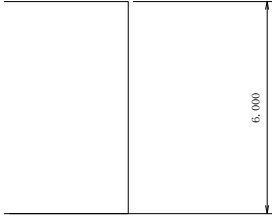
B : 後趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
173.331	179.912	-339.997	0.124

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	0.000	0.000	0.000

7.2.6 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	70.744	0.125	8.843
背面土砂	225.225	0.125	28.153
土 圧 力	91.741	0.128	11.723
地盤反力	-339.997	0.124	-42.236
合 計	47.713	――	6.483
単位幅当り	6.197	――	0.842

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	70.744	0.125	8.843
背面土砂	225.225	0.125	28.153
載荷荷重L	19.250	0.125	2.406
土 圧 力	109.108	0.128	13.942
地盤反力	-340.384	0.124	-42.265
合 計	83.943	――	11.079
単位幅当り	10.902	――	1.439

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	70.744	0.125	8.843
背面土砂	225.225	0.125	28.153
載荷荷重L	19.250	0.125	2.406
土 圧 力	109.108	0.128	13.942
地盤反力	-337.627	0.124	-41.918
合 計	86.700	――	11.426
単位幅当り	11.260	――	1.484

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	70.744	0.125	8.843
背面土砂	225.225	0.125	28.153
土 圧 力	109.108	0.128	13.942
地盤反力	-318.912	0.124	-39.556
合 計	86.165	――	11.381
単位幅当り	11.190	――	1.478

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	70.744	0.125	8.843
背面土砂	225.225	0.125	28.153
土 圧 力	106.960	0.128	13.667
合 計	402.929	――	50.663
単位幅当り	52.328	――	6.580

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7.2.7 断面計算

付け根からの距離 1.750 (m)

(1) セン断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_a = S - \frac{M}{d} \cdot \tan \theta$$

$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_a = S$$

ここに、

S_a : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N・mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度, θ = 0.000 , tan θ = 0.000

a : セン断スパン(mm)

荷重状態(水 位)	有効高 d' (cm)	2.5・d	せん断スパン a (cm)	S (kN)	M (kN・m)	M/d'・tan θ	S _a (kN)
常時1 (浮力無し)	135.000	337.500	≥ 15.820	6.197	0.842	0.000	6.197
常時2 (浮力無し) a	135.000	337.500	≥ 282.427	10.902	1.439	0.000	10.902
常時2 (浮力無し) b	135.000	337.500	≥ 325.000	11.260	1.484	0.000	11.260
常時2 (浮力無し) c	135.000	337.500	≥ 262.621	11.190	1.478	0.000	11.190
地震時 (浮力無し)	135.000	337.500	≥ 230.387	52.328	6.580	0.000	52.328

§ 6. P3橋脚の設計
1. 設計条件
1-1 基本条件

- (1) 橋梁名 : 2号橋
- (2) 適用基準 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (平成24年)
- (3) 上部構造
 - ・ブロック 1 (ブロック名称 : 5径間)支間数 : 5
支間割 : 62.800m + 75.000m + 105.000m + 125.000m + 83.800m
支承の種類 : 分散支承

(4) 下部構造

橋脚名	A1	P1	P2	P3	P4	A2
橋脚形式	線形 コンクリート橋脚	形状入力 単柱式 RC橋脚	形状入力 単柱式 RC橋脚	形状入力 単柱式 RC橋脚	形状入力 単柱式 RC橋脚	線形 コンクリート橋脚

- (5) 重要度区分 : B種
- (6) 地域区分 : A1地域
- (7) 地盤種別 : I 種
- (8) 検討条件 : 新設橋
- (9) 解析モデル : 2次元モデル
- (10) 単位系 : SI

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d'} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_m : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)
- d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)
- d' : 部材断面の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- S : 部材断面に作用するせん断力(N)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)
- $\tau_{a1} = Ce \cdot Cpt \cdot Cdc \cdot \tau_{a1}'$

ここに、

- τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)
- Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

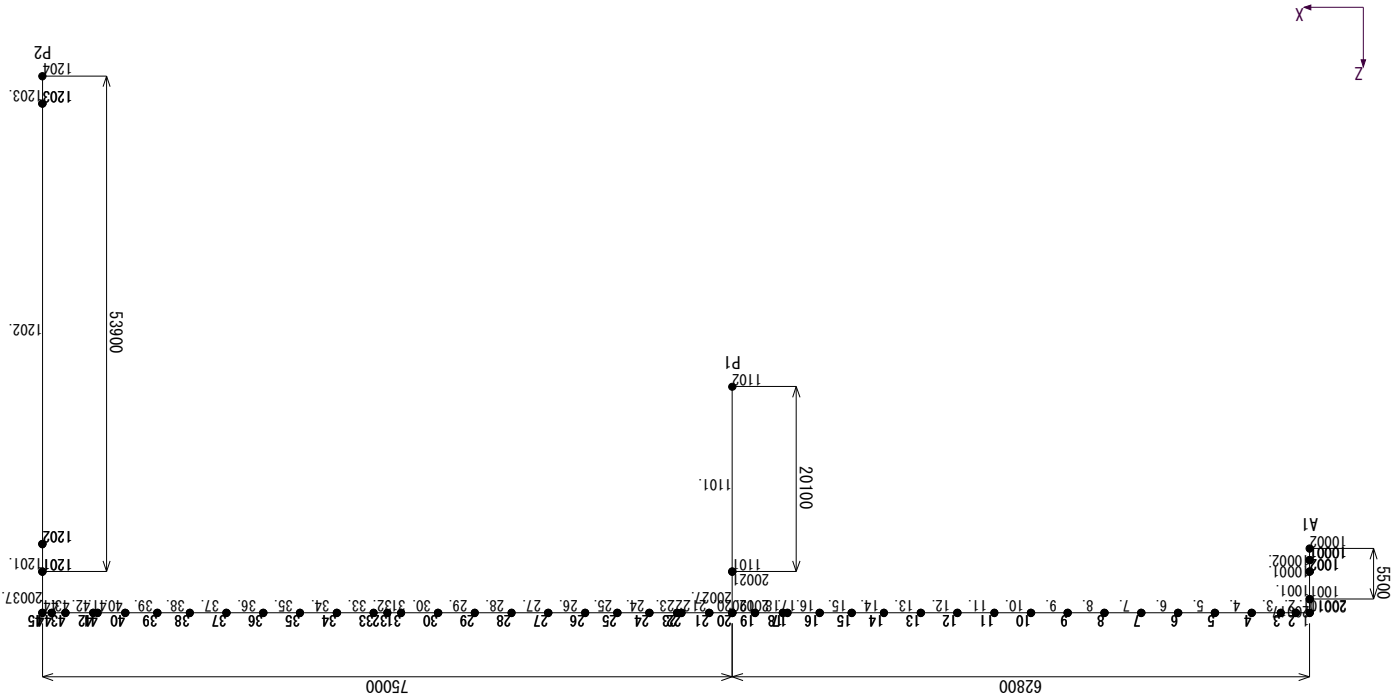
Cpt: 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

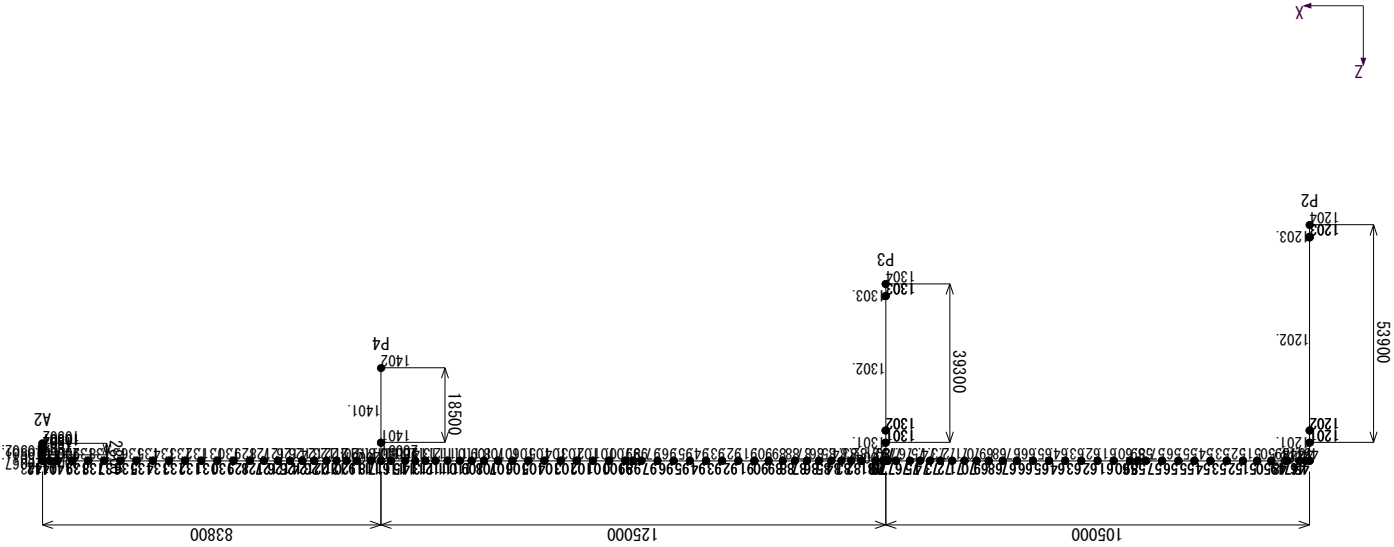
Cdc: せん断スパン比に関する補正係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
Cdc	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

荷重状態(水 位)	せん断力 Sh (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ_{a1}	Ce	Cpt
常時1 (浮力無し)	6.197	135.000	$0.005 \leq$	0.862	1.700	0.947
常時2 (浮力無し) a	10.902	135.000	$0.008 \leq$	0.217	1.700	0.947
常時2 (浮力無し) b	11.260	135.000	$0.008 \leq$	0.162	1.700	0.947
常時2 (浮力無し) c	11.190	135.000	$0.008 \leq$	0.248	1.700	0.947
地震時 (浮力無し)	52.328	135.000	$0.039 \leq$	0.473	2.550	0.947



単位：mm



単位：mm

1-3 下部構造

1-3-1 A1橋脚

(1) 使用材料

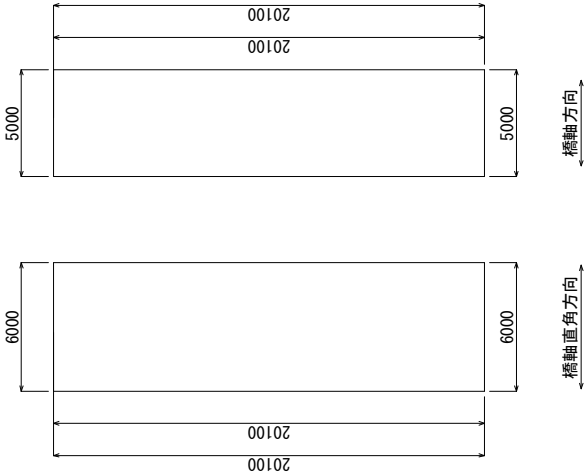
		柱-1	
コンクリート	基準強度 ヤング係数	(N/mm ²) (N/mm ²)	24.0 25000
主鉄筋	呼び名 降伏点	(N/mm ²)	----
横拘束・帯鉄筋	呼び名 降伏点	(N/mm ²)	----

(2) 支承条件

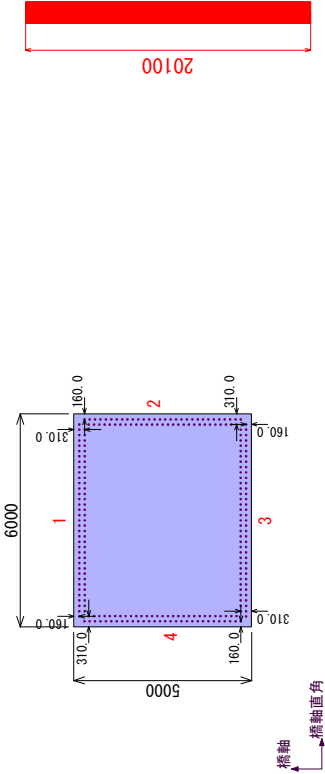
支承線名	A1	P1	P2	P3	P4	A2
橋軸方向	分散	分散	剛結	剛結	分散	分散
橋軸直角方向	固定	固定	剛結	剛結	固定	固定
鉛直方向	固定	固定	固定	固定	固定	固定

(3) 使用材料

	材料	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性 係数(N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	線膨張係数 (1/℃)
主桁	コンクリート(40.0)	31000.00	13478.26	24.50	1.00e-005



- (2) 断面情報
- 1) 柱-1
- ・ブロック1 (基部からの距離 20.1000 (m)～0.0000 (m))



＜ 軸方向鉄筋 ＞

	基準辺 (mm)	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
							始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0	450.0
2	160.0	D51	30	2027.0	○	300.0	300.0	300.0
4	160.0	D51	30	2027.0	○	300.0	300.0	300.0
2	310.0	D51	29	2027.0	○	425.0	425.0	425.0
4	310.0	D51	29	2027.0	○	425.0	425.0	425.0

鉄筋総断面積 = 531074.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント (mm ⁴)
橋軸方向	150.0	1000.0	506.7	20431.7
橋軸直角方向	150.0	1000.0	506.7	20431.7

＜ セン断補強筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	4560.3
橋軸直角方向	150.0	4053.6

＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

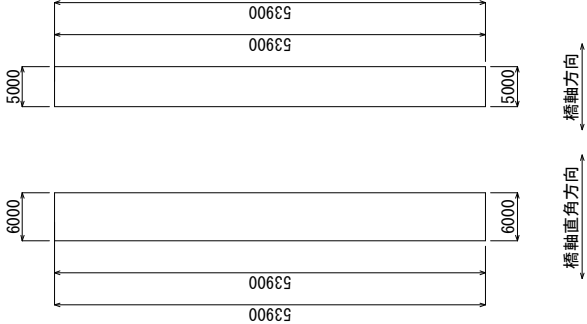
＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋の有効長の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の純かぶり _{c0} (mm)	軸方向鉄筋の直径 φ' ≦ 40.0 (mm)
橋軸方向	1000.0	14	124.5	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	124.5	40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

1-3-3 P2橋脚
(1)橋脚形状図

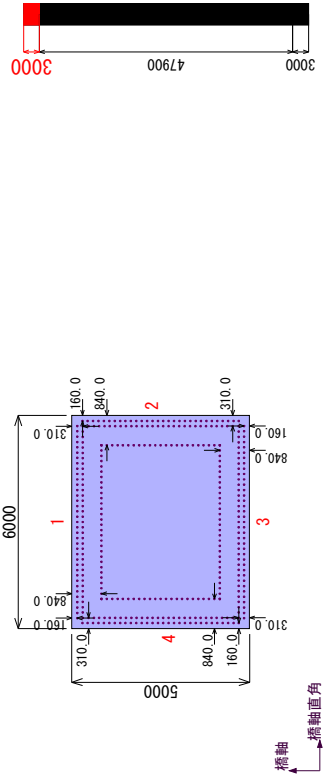


(3) 使用材料		柱-1
コンクリート	基準強度 (N/mm ²)	24.0
	ヤング係数 (N/mm ²)	25000
主鉄筋	呼び名	SD345
	降伏点 (N/mm ²)	345.0
横拘束・帯鉄筋	呼び名	SD345
	降伏点 (N/mm ²)	345.0

(2) 断面情報

1) 柱-1

・ブロック1（基部からの距離 53.9000 (m)～50.9000 (m)）



＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	37	2027.0	○	310.0	310.0
3	310.0	D51	37	2027.0	○	310.0	310.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	30	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	30	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	28	2027.0	○	475.0	475.0
4	310.0	D51	28	2027.0	○	475.0	475.0
2	840.0	D51	23	2027.0	○	840.0	840.0
4	840.0	D51	23	2027.0	○	840.0	840.0

鉄筋総断面積 = 749990.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント(mm ⁴)	せん断補強筋	
					解析方向	断面積 (mm ²)
					橋軸方向	150.0
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸直角方向	150.0

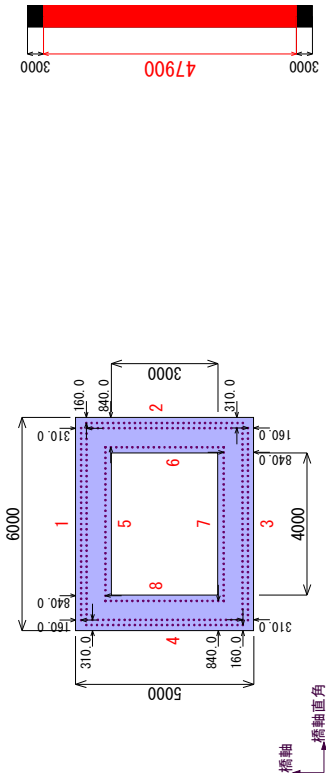
＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

解析方向	+方向	-方向	断面補正係数	
			解析方向	α
			橋軸直角方向	0.20
橋軸直角方向	1000.0	1000.0	橋軸直角方向	0.20

＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数n _s	軸方向鉄筋の 純かぶりc0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径φ' ≦ 40.0 (mm)	
			+方向	-方向	+方向	-方向
			14	14	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	14	14	40.00 (D51)	40.00 (D51)

- ブロック2 (基部からの距離 50.9000 (m) ~3.0000 (m))



＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	37	2027.0	○	310.0	310.0
3	310.0	D51	37	2027.0	○	310.0	310.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	30	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	30	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	28	2027.0	○	475.0	475.0
4	310.0	D51	28	2027.0	○	475.0	475.0
2	840.0	D51	23	2027.0	○	840.0	840.0
4	840.0	D51	23	2027.0	○	840.0	840.0

鉄筋総断面積 = 74990.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント(mm ⁴)
橋軸方向	150.0	750.0	642.4	32842.3
橋軸直角方向	150.0	750.0	642.4	32842.3

＜ せん断補強筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	3854.4
橋軸直角方向	150.0	3854.4

＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

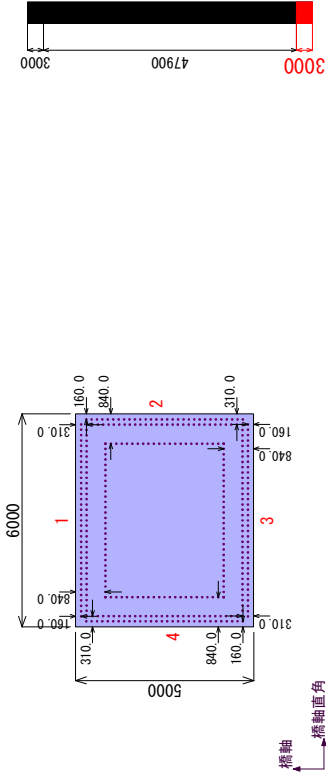
＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の 純かぶり c0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径 ϕ' ≦ 40.0 (mm)
			+方向	-方向	
橋軸方向	750.0	14	124.5	124.5	40.00 (D51)
橋軸直角方向	750.0	14	124.5	124.5	40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

- ブロック3 (基部からの距離 3.0000 (m) ~0.0000 (m))



＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	37	2027.0	○	310.0	310.0
3	310.0	D51	37	2027.0	○	310.0	310.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	30	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	30	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	28	2027.0	○	475.0	475.0
4	310.0	D51	28	2027.0	○	475.0	475.0
2	840.0	D51	23	2027.0	○	840.0	840.0
4	840.0	D51	23	2027.0	○	840.0	840.0

鉄筋総断面積 = 74990.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント(mm ⁴)
橋軸方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3

＜ せん断補強筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	5781.6
橋軸直角方向	150.0	5139.2

＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

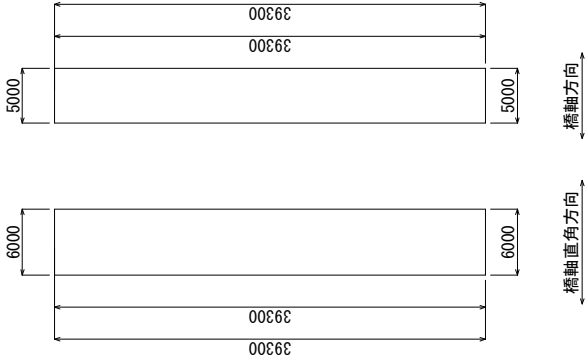
＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の 純かぶり c0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径 ϕ' ≦ 40.0 (mm)
			+方向	-方向	
橋軸方向	1000.0	14	124.5	124.5	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	124.5	124.5	40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

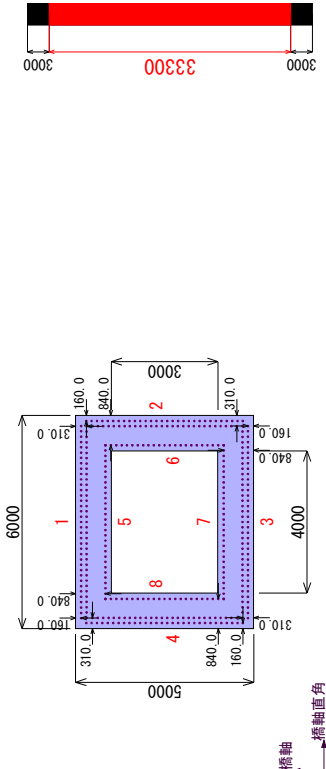
1-3-4 P3橋脚
(1)橋脚形状図



(3) 使用材料

		柱-1
コンクリート	基準強度 (N/mm ²)	24.0
	ヤング係数 (N/mm ²)	25000
主鉄筋	呼び名	SD345
	降伏点 (N/mm ²)	345.0
横拘束・帯鉄筋	呼び名	SD345
	降伏点 (N/mm ²)	345.0

- ・ブロック2（基部からの距離 36.3000 (m)～3.0000 (m)）



＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	37	2027.0	○	310.0	310.0
3	310.0	D51	37	2027.0	○	310.0	310.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	30	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	30	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	28	2027.0	○	475.0	475.0
4	310.0	D51	28	2027.0	○	475.0	475.0
2	840.0	D51	23	2027.0	○	840.0	840.0
4	840.0	D51	23	2027.0	○	840.0	840.0

鉄筋総断面積 = 74990.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント(mm ⁴)	解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	750.0	642.4	32842.3	橋軸方向	150.0	5139.2
橋軸直角方向	150.0	750.0	642.4	32842.3	橋軸直角方向	150.0	5139.2

＜ せん断補強筋 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

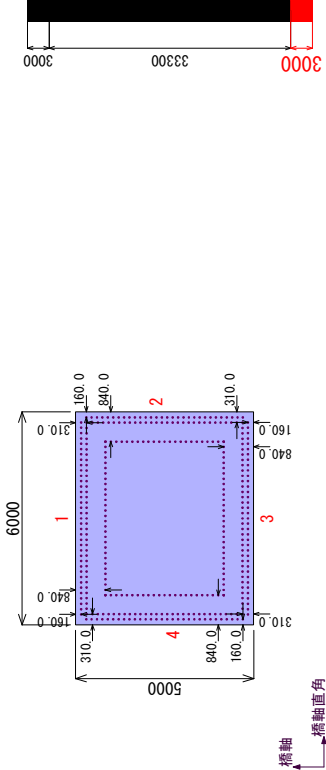
＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の 純かぶり c0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径 ϕ' ≦ 40.0 (mm)
			+方向	-方向	
橋軸方向	750.0	14	124.5	124.5	40.00 (D51)
橋軸直角方向	750.0	14	124.5	124.5	40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

- ・ブロック3（基部からの距離 3.0000 (m)～0.0000 (m)）



＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	37	2027.0	○	310.0	310.0
3	310.0	D51	37	2027.0	○	310.0	310.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	30	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	30	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	28	2027.0	○	475.0	475.0
4	310.0	D51	28	2027.0	○	475.0	475.0
2	840.0	D51	23	2027.0	○	840.0	840.0
4	840.0	D51	23	2027.0	○	840.0	840.0

鉄筋総断面積 = 74990.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント(mm ⁴)	解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸方向	150.0	5781.6
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸直角方向	150.0	5139.2

＜ せん断補強筋 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

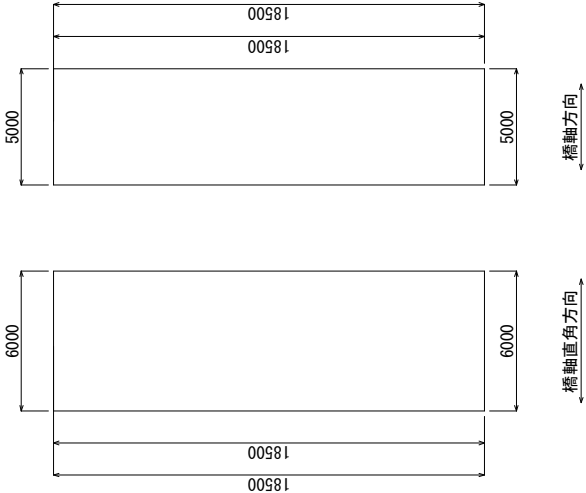
＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の 純かぶり c0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径 ϕ' ≦ 40.0 (mm)
			+方向	-方向	
橋軸方向	1000.0	14	124.5	124.5	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	124.5	124.5	40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

1-3-5 P4橋脚
(1)橋脚形状図



(3) 使用材料

		柱-1
コンクリート	基準強度 (N/mm ²)	24.0
	ヤング係数 (N/mm ²)	25000
主鉄筋	呼び名	SD345
	降伏点 (N/mm ²)	345.0
横拘束・帯鉄筋	呼び名	SD345
	降伏点 (N/mm ²)	345.0

2. 静的照査(レベル2地震動)

2-1 レベル2地震動に対する保有水平耐力の下限値の照査(橋軸方向 設計振動単位1)

2-1-1 解析条件

(1) 塑性ヒンジ長

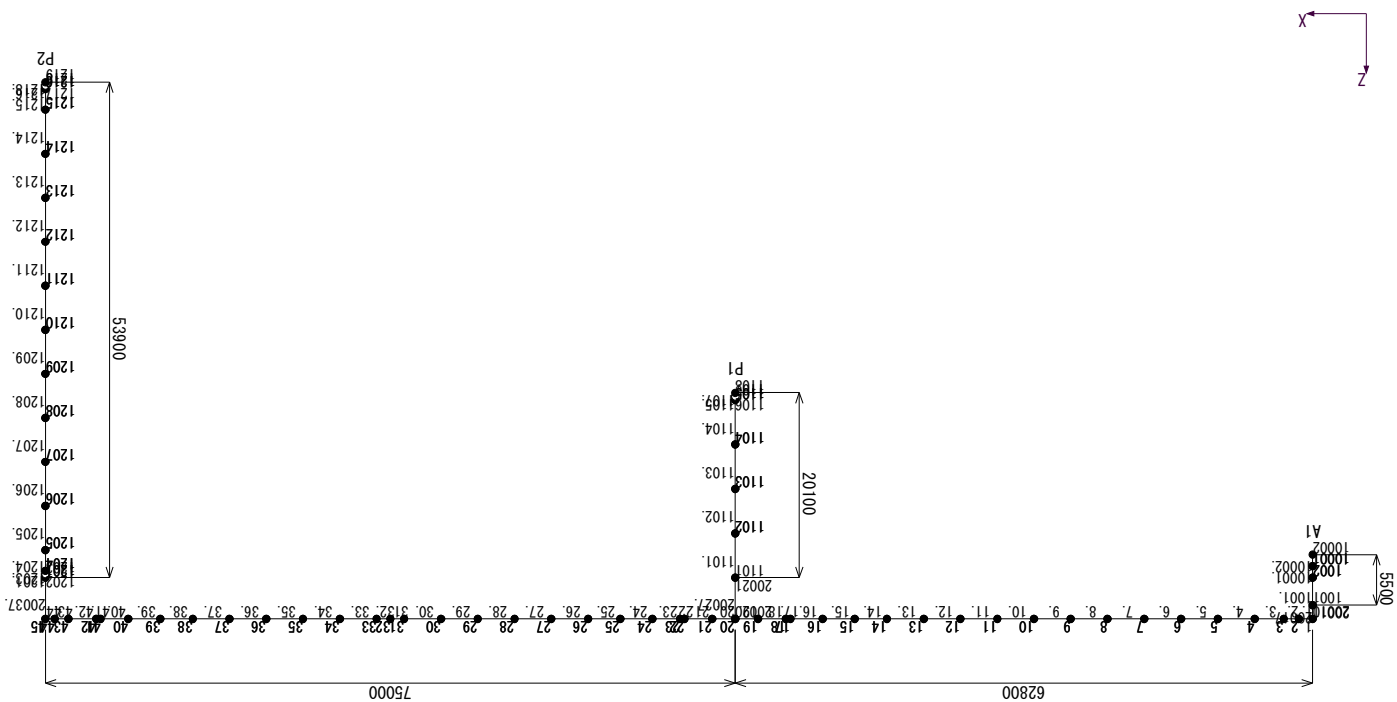
	塑性ヒンジ長		塑性ヒンジ長(m)
	上部	下部	
P1			---
P2	下部		0.8000
	上部		0.7470
P3	下部		0.7470
	上部		0.6290
P4	下部		0.7470
	上部		---
	下部		0.8000

- (2) 全体系の耐震性能限界時の定義
： 全体系の耐震性能限界の判定に支承構造の橋脚を考慮しない
支承構造の橋脚の取扱い
- (3) 全体系の破壊形態の判定方法
： 全体系の耐震性能限界時に各部材に発生するせん断力とせん断耐力を比較する
- (4) コンクリート橋脚の非線形モデル
： バイリニア
- (5) コンクリート上部構造の取扱い
： 全部材全断面有効

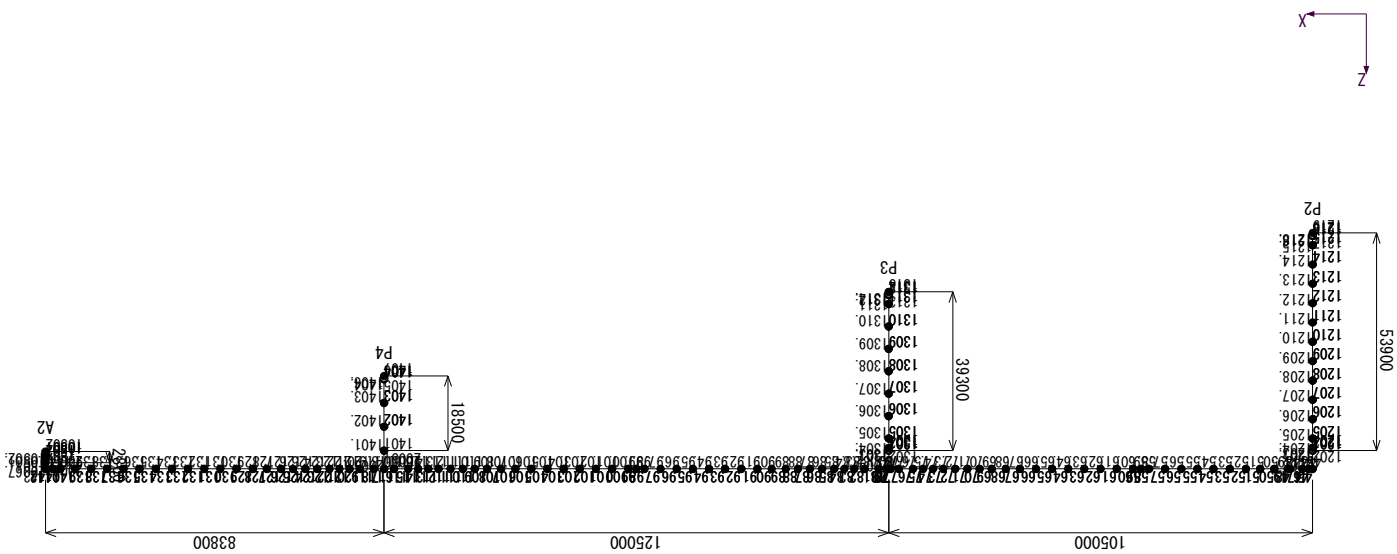
1-3-6 A2橋脚

(1) 使用材料

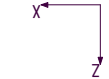
		柱-1
コンクリート	基準強度 (N/mm ²) ヤング係数 (N/mm ²)	24.0 25000
主鉄筋	呼び名 降伏点 (N/mm ²)	---
横拘束・帯鉄筋	呼び名 降伏点 (N/mm ²)	---



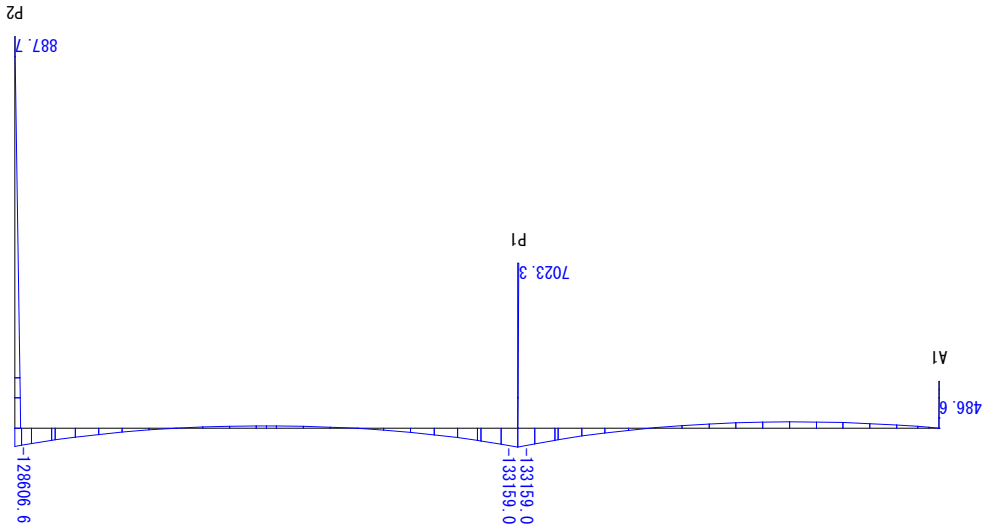
単位: mm



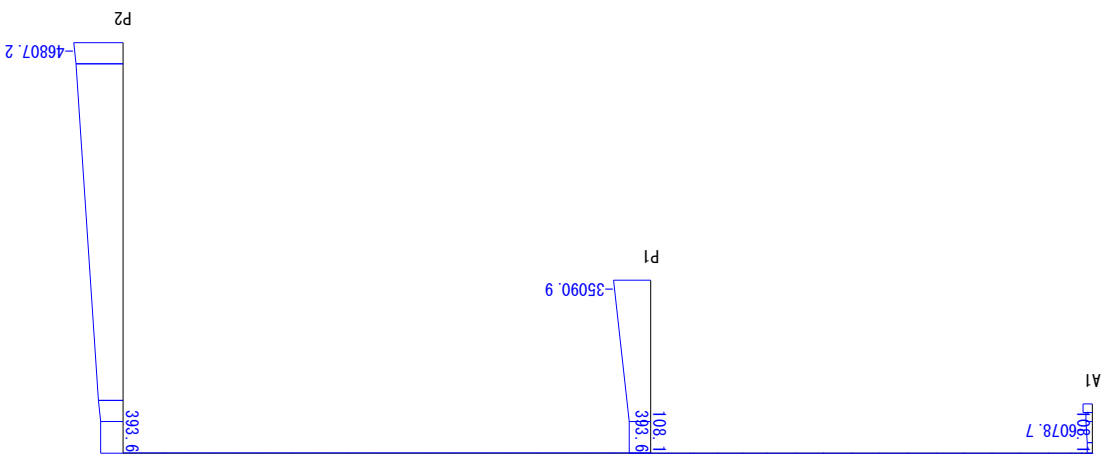
単位: mm



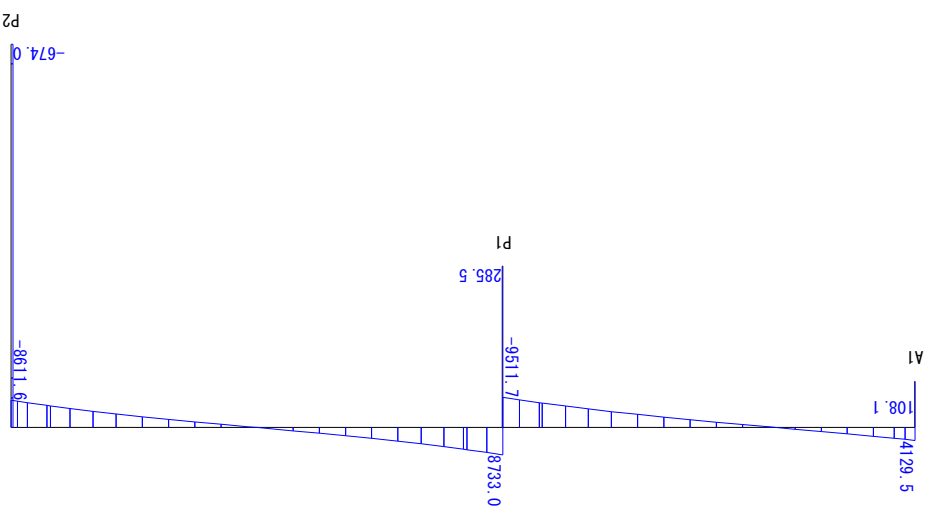
(7) 初期断面力
I) 断面力図
・5径間 (A1～P2)
[曲げモーメント]



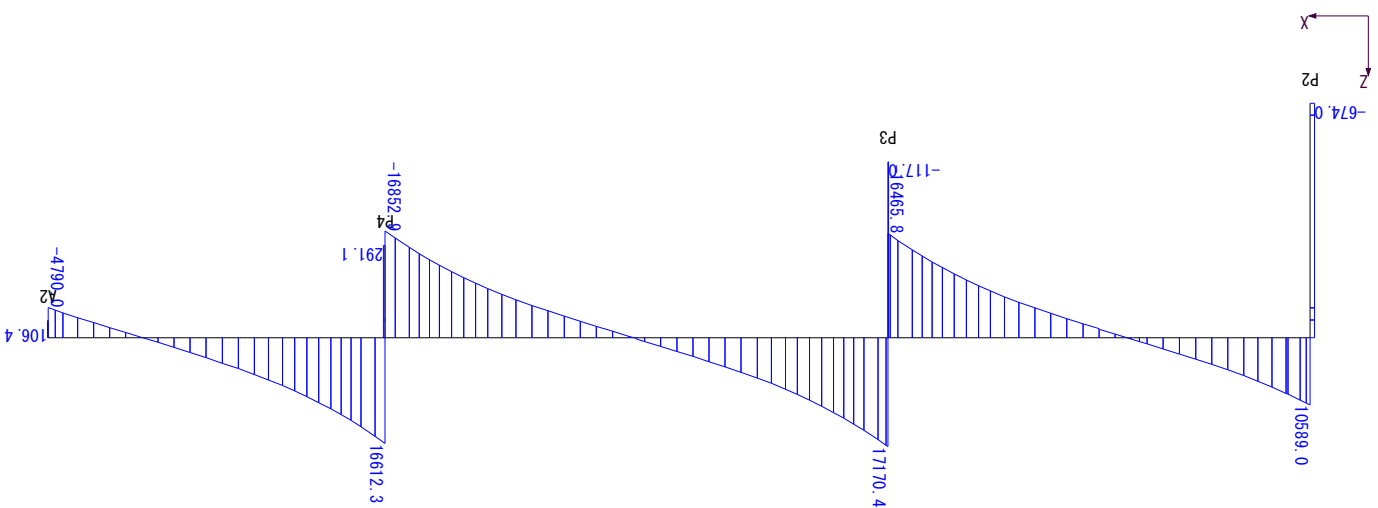
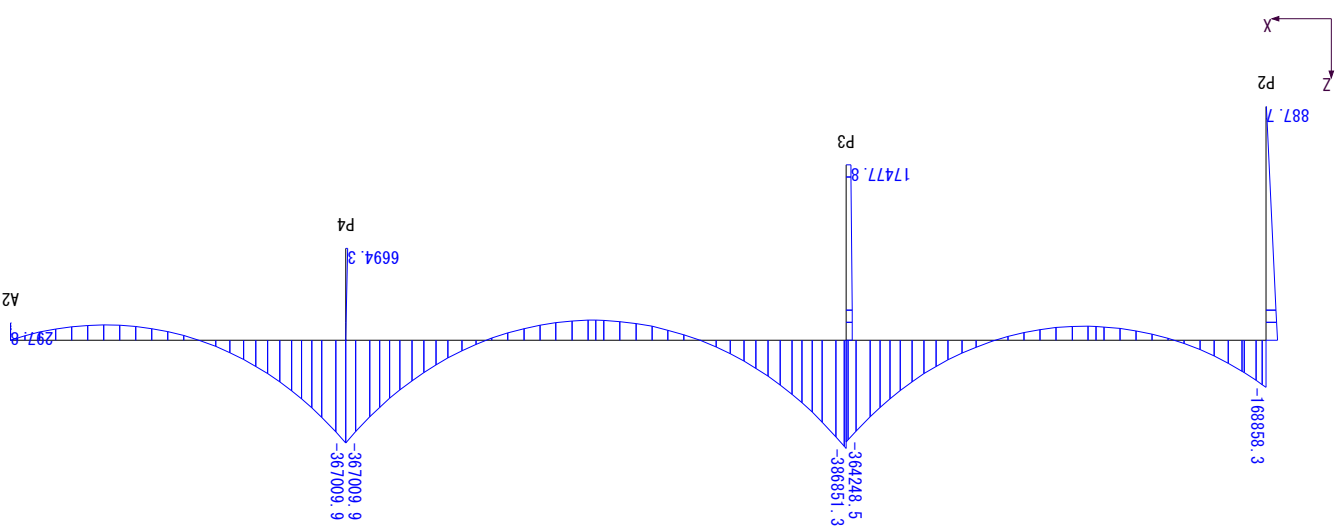
部 材 番 号	I 端 番 号	J 端 番 号	部材長 (m)	断面積 A (m ²)	断面2次モーメント		ねじり定数 J (m ⁴)	備 考
					Iy (m ⁴)	Iz (m ⁴)		
1401	1401	1402	5.9000	30.0000	25.79485	-	-	P4 柱-1 BLOCK1
1402	1402	1403	5.9000	30.0000	26.01868	-	-	P4 柱-1 BLOCK1
1403	1403	1404	5.9000	30.0000	26.23578	-	-	P4 柱-1 BLOCK1
1404	1404	1405	0.4000	30.0000	10000.00000	-	-	P4 柱-1 BLOCK1
1406	1406	1407	0.4000	30.0000	10000.00000	-	-	P4 柱-1 BLOCK1
1501	1501	1502	1.3000	19.2500	10.02600	-	-	A2 柱-1 BLOCK1
10501	1502	10501	0.7500	10000.0000	10000.00000	-	-	フーチング
10502	10501	10502	0.7500	10000.0000	10000.00000	-	-	フーチング



[軸力]



[せん断力]



2-1-2 全体系モデルによる照査
(1) + 方向

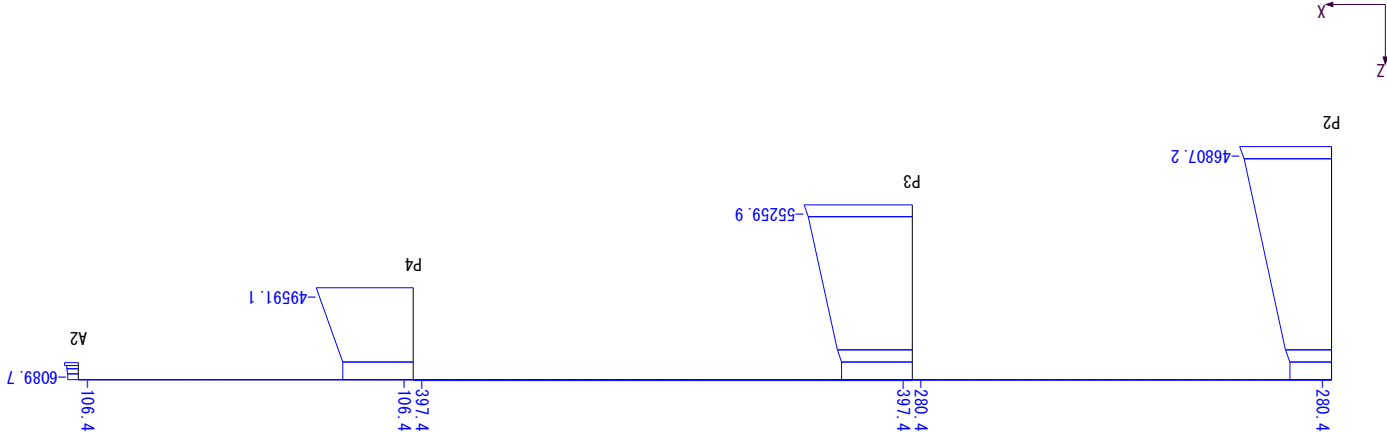
- 1) セン断耐力と破壊形態の判定
a) タイプ I
・ セン断耐力

<P1橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)			
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _s	P _{s0}
1101	1101	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6	52382.9
	1102	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6	52382.9
	1102	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6	52382.9
1103	1103	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6	52382.9
	1103	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6	52382.9
	1104	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6	52382.9
1105	1104	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6	52382.9
	1105	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6	52382.9
	1105	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6	52382.9
1107	1106	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6	52382.9
	1107	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6	52382.9
	1108	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6	52382.9

<P2橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)			
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _s	P _{s0}
1201	1201	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2	61722.3
	1202	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2	61722.3
	1203	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2	61722.3
1204	1204	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2	61722.3
	1204	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2	61722.3
	1205	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2	61722.3
1206	1205	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1206	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1206	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
1207	1207	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1207	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1208	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
1208	1208	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1208	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1209	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
1209	1209	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1210	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1210	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
1210	1210	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1211	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1211	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
1212	1212	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1212	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1213	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
1213	1213	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1213	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1214	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
1214	1214	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1215	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
	1215	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	35188.1	36976.1	38168.1
1215	1215	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2	61722.3
	1216	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2	61722.3
	1216	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2	61722.3
1217	1217	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2	61722.3
	1217	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2	61722.3
	1217	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2	61722.3



部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力(kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1218	1218	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2
	1219	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2

<P3橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力(kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1301	1301	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2
	1302	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2
1303	1303	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2
	1304	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2
1304	1304	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2
	1305	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2
1305	1305	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	46917.4	49897.5
	1306	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	46917.4	49897.5
1306	1306	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	46917.4	49897.5
	1307	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	46917.4	49897.5
1307	1307	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	46917.4	49897.5
	1308	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	46917.4	49897.5
1308	1308	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	46917.4	49897.5
	1309	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	46917.4	49897.5
1309	1309	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	46917.4	49897.5
	1310	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	46917.4	49897.5
1310	1310	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	46917.4	49897.5
	1311	2000.0	4564.7	4.108	1788.0	46917.4	49897.5
1311	1311	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2
	1312	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2
1312	1312	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2
	1313	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2
1314	1314	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2
	1315	6000.0	4564.7	1.369	5364.1	52782.1	58146.2

<P4橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力(kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1401	1401	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6
	1402	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6
1402	1402	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6
	1403	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6
1403	1403	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6
	1404	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6
1404	1404	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6
	1405	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6
1406	1406	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6
	1407	6000.0	4765.3	0.929	5352.4	43462.1	48814.6

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S (kN)	せん断耐力		判定	
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)	P _s /S	P _{s0} /S
1101	1101	20	48814.6	52382.9	3.22	OK
	1102	20	48814.6	52382.9	2.78	OK
1102	1102	20	48814.6	52382.9	2.78	OK
	1103	25	48814.6	52382.9	2.43	OK
1103	1103	25	48814.6	52382.9	2.43	OK
	1104	25	48814.6	52382.9	2.15	OK
1104	1104	25	48814.6	52382.9	2.15	OK
	1105	25	48814.6	52382.9	1.92	OK
1105	1105	25	48814.6	52382.9	1.92	OK
	1106	25	48814.6	52382.9	1.90	OK
1107	1107	25	48814.6	52382.9	1.90	OK
	1108	25	48814.6	52382.9	1.89	OK
1201	1201	22	58146.2	61722.3	4.11	OK
	1202	22	58146.2	61722.3	4.06	OK
1203	1203	22	58146.2	61722.3	4.06	OK
	1204	22	58146.2	61722.3	4.00	OK
1204	1204	22	58146.2	61722.3	4.00	OK
	1205	22	58146.2	61722.3	3.70	OK
1205	1205	22	36976.1	38168.1	2.35	OK
	1206	22	36976.1	38168.1	2.15	OK
1206	1206	22	36976.1	38168.1	2.15	OK
	1207	22	36976.1	38168.1	1.97	OK
1207	1207	22	36976.1	38168.1	1.97	OK
	1208	22	36976.1	38168.1	1.83	OK
1208	1208	22	36976.1	38168.1	1.83	OK
	1209	22	36976.1	38168.1	1.70	OK
1209	1209	22	36976.1	38168.1	1.70	OK
	1210	25	36976.1	38168.1	1.59	OK
1210	1210	25	36976.1	38168.1	1.59	OK
	1211	25	36976.1	38168.1	1.49	OK
1211	1211	25	36976.1	38168.1	1.49	OK
	1212	25	36976.1	38168.1	1.40	OK
1212	1212	25	36976.1	38168.1	1.40	OK
	1213	25	36976.1	38168.1	1.32	OK
1213	1213	25	36976.1	38168.1	1.32	OK
	1214	25	36976.1	38168.1	1.25	OK
1214	1214	25	36976.1	38168.1	1.25	OK
	1215	25	36976.1	38168.1	1.18	OK
1215	1215	25	36976.1	38168.1	1.86	OK
	1216	25	36976.1	38168.1	1.79	OK
1216	1216	25	36976.1	38168.1	1.79	OK
	1217	25	36976.1	38168.1	1.78	OK
1218	1218	25	36976.1	38168.1	1.78	OK
	1219	25	36976.1	38168.1	1.77	OK
1301	1301	15	58146.2	61722.3	2.06	OK
	1302	15	58146.2	61722.3	2.05	OK
1303	1303	15	58146.2	61722.3	2.05	OK
	1304	15	58146.2	61722.3	2.05	OK

- ・破壊形態の判定
※ 発生せん断力S_tには、最大せん断力の発生した解析履歴番号（「kh-δ関係」参照）と、最大せん断力を表示。

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S (kN)	せん断耐力		判定	
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)	P _s /S	P _{s0} /S
1304	1304	15 28430.7	58146.2	61722.3	2.05	OK
	1305	15 29449.0	58146.2	61722.3	1.97	OK
	1306	15 29449.0	48705.4	49897.5	1.65	OK
1305	1305	15 29449.0	48705.4	49897.5	1.58	OK
	1306	15 30879.1	48705.4	49897.5	1.58	OK
	1307	15 32309.3	48705.4	49897.5	1.51	OK
1306	1306	15 30879.1	48705.4	49897.5	1.58	OK
	1307	15 32309.3	48705.4	49897.5	1.51	OK
	1308	25 33755.3	48705.4	49897.5	1.44	OK
1307	1307	15 32309.3	48705.4	49897.5	1.51	OK
	1308	25 33755.3	48705.4	49897.5	1.44	OK
	1309	25 35694.4	48705.4	49897.5	1.37	OK
1308	1308	25 33755.3	48705.4	49897.5	1.44	OK
	1309	25 35694.4	48705.4	49897.5	1.37	OK
1309	1309	25 35694.4	48705.4	49897.5	1.37	OK
	1310	25 37433.6	48705.4	49897.5	1.30	OK
	1311	25 37433.6	48705.4	49897.5	1.30	OK
1310	1310	25 37433.6	48705.4	49897.5	1.30	OK
	1311	25 39272.8	48705.4	49897.5	1.24	OK
	1312	25 40517.1	58146.2	61722.3	1.44	OK
1311	1311	25 39272.8	58146.2	61722.3	1.48	OK
	1312	25 40517.1	58146.2	61722.3	1.44	OK
	1313	25 40723.4	58146.2	61722.3	1.43	OK
1312	1312	25 40723.4	58146.2	61722.3	1.43	OK
	1313	25 40723.4	58146.2	61722.3	1.43	OK
	1314	25 40723.4	58146.2	61722.3	1.43	OK
1314	1314	25 40723.4	58146.2	61722.3	1.43	OK
	1315	25 40929.7	58146.2	61722.3	1.42	OK
	1401	21 17787.2	48814.6	52382.9	2.74	OK
1401	1401	21 17787.2	48814.6	52382.9	2.74	OK
	1402	21 20867.0	48814.6	52382.9	2.34	OK
	1403	21 20867.0	48814.6	52382.9	2.34	OK
1402	1402	21 20867.0	48814.6	52382.9	2.34	OK
	1403	25 24092.3	48814.6	52382.9	2.03	OK
	1404	25 24092.3	48814.6	52382.9	2.03	OK
1403	1403	25 24092.3	48814.6	52382.9	2.03	OK
	1404	25 27350.9	48814.6	52382.9	1.78	OK
	1405	25 27571.8	48814.6	52382.9	1.77	OK
1404	1404	25 27350.9	48814.6	52382.9	1.78	OK
	1405	25 27571.8	48814.6	52382.9	1.77	OK
	1406	25 27571.8	48814.6	52382.9	1.77	OK
1406	1406	25 27571.8	48814.6	52382.9	1.77	OK
	1407	25 27792.7	48814.6	52382.9	1.76	OK
	1407	25 27792.7	48814.6	52382.9	1.76	OK

全体系としての破壊形態は、曲げ破壊型と判定される。

b) タイプⅡ

- ・せん断耐力

<P1橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1101	1101	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1102	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1103	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1102	1102	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1103	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1104	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1103	1103	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1104	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1105	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1104	1104	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1105	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1106	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1105	1105	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1106	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1107	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1107	1107	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1108	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1108	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7

<P1橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1101	1101	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1102	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1103	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1102	1102	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1103	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1104	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1103	1103	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1104	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1105	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1104	1104	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1105	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1106	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1105	1105	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1106	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1107	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1107	1107	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1108	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1108	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7

<P2橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1201	1201	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1202	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1203	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1203	1203	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1204	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1205	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1204	1204	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1205	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1206	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1205	1205	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1206	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1207	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1206	1206	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1207	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1208	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1208	1208	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1209	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1210	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1210	1210	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1211	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1212	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1211	1211	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1212	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1213	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1212	1212	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1213	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1214	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1213	1213	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1214	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1215	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1215	1215	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1216	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1217	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1216	1216	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1217	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1218	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1218	1218	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1219	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1219	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2

<P3橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1301	1301	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1302	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1303	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1303	1303	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1310	1310	2000.0	4564.7	4.108	2384.1	46917.4	49301.5
	1311	2000.0	4564.7	4.108	2384.1	46917.4	49301.5
	1312	2000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1312	1312	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1313	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
1314	1314	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2
	1315	6000.0	4564.7	1.369	7152.2	52782.1	59934.2

<P4橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1401	1401	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1402	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1402	1402	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1403	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1403	1403	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1404	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1404	1404	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1405	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
1406	1406	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7
	1407	6000.0	4765.3	0.929	7136.6	43462.1	50598.7

破壊形態の判定

※ 発生せん断力S_tには、最大せん断力の発生した解析履歴番号（「kh-δ関係」参照）と、最大せん断力を表示。

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S (kN)	せん断耐力		判定	
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)	P _s /S	P _{s0} /S
1101	1101	20	15137.7	50598.7	52382.9	3.34
	1102	20	17569.6	50598.7	52382.9	2.88
1102	1102	20	17569.6	50598.7	52382.9	2.88
	1103	25	20088.1	50598.7	52382.9	2.52
1103	1103	25	20088.1	50598.7	52382.9	2.52
	1104	25	22753.0	50598.7	52382.9	2.22
1104	1104	25	22753.0	50598.7	52382.9	2.22
	1105	25	25417.8	50598.7	52382.9	1.99
1105	1105	25	25417.8	50598.7	52382.9	1.99
	1106	25	25638.8	50598.7	52382.9	1.97
1107	1107	25	25638.8	50598.7	52382.9	1.97
	1108	25	25859.6	50598.7	52382.9	1.96
1201	1201	22	14134.6	59934.2	61722.3	4.24
	1202	22	14331.5	59934.2	61722.3	4.18
1203	1203	22	14331.5	59934.2	61722.3	4.18
	1204	22	14528.3	59934.2	61722.3	4.13
1204	1204	22	14528.3	59934.2	61722.3	4.13
	1205	22	15715.5	59934.2	61722.3	3.81
1205	1205	22	15715.5	59934.2	61722.3	3.81
	1206	22	17230.0	37572.1	38168.1	2.18
1206	1206	22	17230.0	37572.1	38168.1	2.18
	1207	22	18744.4	37572.1	38168.1	2.00

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S (kN)	せん断耐力		判定	
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)	P _s /S	P _{s0} /S
1207	1207	22	18744.4	37572.1	38168.1	2.00
	1208	22	20258.9	37572.1	38168.1	1.85
1208	1208	22	20258.9	37572.1	38168.1	1.85
	1209	22	21773.3	37572.1	38168.1	1.73
1209	1209	22	21773.3	37572.1	38168.1	1.73
	1210	25	23290.7	37572.1	38168.1	1.61
1210	1210	25	23290.7	37572.1	38168.1	1.61
	1211	25	24878.1	37572.1	38168.1	1.51
1211	1211	25	24878.1	37572.1	38168.1	1.51
	1212	25	26465.4	37572.1	38168.1	1.42
1212	1212	25	26465.4	37572.1	38168.1	1.42
	1213	25	28052.7	37572.1	38168.1	1.34
1213	1213	25	28052.7	37572.1	38168.1	1.34
	1214	25	29640.0	37572.1	38168.1	1.27
1214	1214	25	29640.0	37572.1	38168.1	1.27
	1215	25	31227.3	37572.1	38168.1	1.20
1215	1215	25	31227.3	59934.2	61722.3	1.92
	1216	25	32471.7	59934.2	61722.3	1.85
1216	1216	25	32471.7	59934.2	61722.3	1.85
	1217	25	32677.9	59934.2	61722.3	1.83
1218	1218	25	32677.9	59934.2	61722.3	1.83
	1219	25	32884.2	59934.2	61722.3	1.82
1301	1301	15	28160.5	59934.2	61722.3	2.13
	1302	15	28295.6	59934.2	61722.3	2.12
1303	1303	15	28295.6	59934.2	61722.3	2.12
	1304	15	28430.7	59934.2	61722.3	2.11
1304	1304	15	28430.7	59934.2	61722.3	2.11
	1305	15	29449.0	59934.2	61722.3	2.04
1305	1305	15	29449.0	49301.5	49897.5	1.67
	1306	15	30879.1	49301.5	49897.5	1.60
1306	1306	15	30879.1	49301.5	49897.5	1.60
	1307	15	32309.3	49301.5	49897.5	1.53
1307	1307	15	32309.3	49301.5	49897.5	1.53
	1308	25	33755.3	49301.5	49897.5	1.46
1308	1308	25	33755.3	49301.5	49897.5	1.46
	1309	25	35594.4	49301.5	49897.5	1.39
1309	1309	25	35594.4	49301.5	49897.5	1.39
	1310	25	37433.6	49301.5	49897.5	1.32
1310	1310	25	37433.6	49301.5	49897.5	1.32
	1311	25	39272.8	49301.5	49897.5	1.26
1311	1311	25	39272.8	59934.2	61722.3	1.53
	1312	25	40517.1	59934.2	61722.3	1.48
1312	1312	25	40517.1	59934.2	61722.3	1.48
	1313	25	40723.4	59934.2	61722.3	1.47
1314	1314	25	40723.4	59934.2	61722.3	1.47
	1315	25	40929.7	59934.2	61722.3	1.46
1401	1401	21	17787.2	50598.7	52382.9	2.84
	1402	21	20867.0	50598.7	52382.9	2.42
1402	1402	21	20867.0	50598.7	52382.9	2.42
	1403	25	24092.3	50598.7	52382.9	2.10
1403	1403	25	24092.3	50598.7	52382.9	2.10
	1404	25	27350.9	50598.7	52382.9	1.85

2-1-3 全体系モデルの解析結果

(1) + 方向

1) 各種脚耐震性能限界時の柱下端断面力

a) タイプⅠ

橋脚名称	柱名称	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
P1	柱-1	474369.7	25554.4	-29191.8
P2	柱-1	647703.9	30801.6	-40810.1
P3	柱-1	677296.8	39320.0	-61457.8
P4	柱-1	498544.6	27577.9	-53290.8

b) タイプⅡ

橋脚名称	柱名称	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
P1	柱-1	474369.7	25554.4	-29191.8
P2	柱-1	647703.9	30801.6	-40810.1
P3	柱-1	677296.8	39320.0	-61457.8
P4	柱-1	498544.6	27577.9	-53290.8

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S(kN)	せん断耐力		判定	
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)	P _s /S	P _{s0} /S
1404	1404	25	27350.9	52382.9	1.85	OK
	1405	25	27571.8	52382.9	1.84	OK
1406	1406	25	27571.8	52382.9	1.84	OK
	1407	25	27792.7	52382.9	1.82	OK

全体系としての破壊形態は、曲げ破壊型と判定される。

2) 保有水平耐力の下限値の照査

破壊形態		タイプⅠ	タイプⅡ
水平震度 降伏限界	k _{lv}	曲げ破壊型	曲げ破壊型
〃 せん断破壊時	k _{hs}	0.75	0.75
地域別補正係数	C _{2z}	1.20	1.00
0.4・C _{2z}		0.48	0.40
k _{lv} ≧ 0.4・C _{2z}		OK	OK
k _{hs} ≧ 0.4・C _{2z}		OK	OK

2-2-3 P3の照査
(1) + 方向

1) セン断耐力と破壊形態の判定

a) タイプⅠ

- ・ セン断耐力

ブロック 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
				コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1	5000.0	5566.1	1.347	5160.7	57210.9	62371.6
2	2000.0	5566.1	3.369	2064.3	57210.9	59275.2
3	5000.0	5566.1	1.347	5160.7	57210.9	62371.6

- ・ 破壊形態の判定

終局水平耐力 P_u = 16872.3 (kN)

破壊形態は、曲げ破壊型と判定される。

b) タイプⅡ

- ・ セン断耐力

ブロック 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
				コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1	5000.0	5566.1	1.347	6881.0	57210.9	64091.9
2	2000.0	5566.1	3.369	2752.4	57210.9	59963.3
3	5000.0	5566.1	1.347	6881.0	57210.9	64091.9

- ・ 破壊形態の判定

終局水平耐力 P_u = 16872.3 (kN)

破壊形態は、曲げ破壊型と判定される。

2) 保有水平耐力の下限値の照査

破壊形態		タイプⅠ	タイプⅡ
せん断耐力	P _s (cc考慮)	曲げ破壊型	曲げ破壊型
	P _{s0} (cc=1.0)	59275.2	59963.3
終局水平耐力 P _u		60651.4	60651.4
		16872.3	16872.3
P-δ 算出時の断面耐力位置		基部	基部
地震時保有水平耐力 P _a		16872.3	16872.3
地域別補正係数 C _{2z}		1.20	1.00
等価重量 W		17933.5	17933.5
0.4・C _{2z} ・W		8608.1	7173.4
P _a ≧ 0.4・C _{2z} ・W		OK	OK

2-2 レベル2地震動に対する保有水平耐力の下限値の照査 (橋軸直角方向)

2-2-1 解析条件

(1) 塑性ヒンジ長

	+ 方向 (m)	- 方向 (m)
P1	上部	---
	下部	0.7998
P2	上部	---
	下部	0.7469
P3	上部	---
	下部	0.7469
P4	上部	---
	下部	0.7998

2-2-4 橋脚単独系の解析結果

(1) + 方向

1) 各橋脚耐震性能限界時の柱下端断面力

a) タイプⅠ

橋脚名称	柱名称	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)	備考
P1	柱-1	552969.8	26819.1	-35090.9 Wp = 14773.5[kN] hp = 10.0500[m]	
P2	柱-1	725968.3	17412.3	-46807.2 Wp = 25533.9[kN] hp = 26.9500[m]	
P3	柱-1	739008.0	27351.0	-55259.9 Wp = 19095.3[kN] hp = 19.6500[m]	
P4	柱-1	579629.2	28296.0	-49591.1 Wp = 13597.5[kN] hp = 9.2500[m]	

b) タイプⅡ

橋脚名称	柱名称	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)	備考
P1	柱-1	552969.8	26819.1	-35090.9 Wp = 14773.5[kN] hp = 10.0500[m]	
P2	柱-1	725968.3	17412.3	-46807.2 Wp = 25533.9[kN] hp = 26.9500[m]	
P3	柱-1	739008.0	27351.0	-55259.9 Wp = 19095.3[kN] hp = 19.6500[m]	
P4	柱-1	579629.2	28296.0	-49591.1 Wp = 13597.5[kN] hp = 9.2500[m]	

└ ここではせん断力を以下のように算出している。

└ $S = (W_u + W_p) \cdot M_{1S} / (W_u \cdot h_u + W_p \cdot h_p)$

└ S : せん断力(kN)

W_u : 上部構造分担重量(kN)

W_p : フーチングを除いた下部構造重量(kN)

M_{1S} : 橋脚下端断面の限界曲げモーメント(kN・m)

h_u : 橋脚下端～上部構造慣性力作用位置の高さ(m)

h_p : 橋脚下端～橋脚重心位置までの高さ(m)

P3-柱下端断面力(level-2)

本橋梁はラーメン形式であるため、基礎のレベル2地震時照査時の作用力は、終局限界時の発生断面力を保有水平耐力として用いることとする。

橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

k_{hp} = 1.1 × k_{hu}

地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

W = S_u / k_{hu} (kN)

橋脚下端からのWの作用位置

y = M_u / S_u (m)

《橋軸方向》

地震力方向

	水平震度 k _{hu}	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S (kN)	軸力 N (kN)	Cz・k _{hc0}
タイプⅠ	0.750	677296.8	39320.0	61457.8	0.76
タイプⅡ	0.750	677296.800	39320.000	61457.8	0.50

	水平震度 k _{hp}	等価重量 W(kN)	作用位置 y (m)	軸力 N (kN)	Cz・k _{hc0}
タイプⅠ	0.83	52400	17.225	61500	0.76
タイプⅡ	0.83	52400	17.225	61500	0.50

《直角方向》

	水平震度 k _{hu}	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S (kN)	軸力 N (kN)	Cz・k _{hc0}
タイプⅠ	0.941	739008.000	27351.000	55259.9	0.50
タイプⅡ	0.941	739008.000	27351.000	55259.9	0.22

	水平震度 k _{hp}	等価重量 W(kN)	作用位置 y (m)	軸力 N (kN)	Cz・k _{hc0}
タイプⅠ	1.03	29100	27.019	55300	0.50
タイプⅡ	1.03	29100	27.019	55300	0.22

※基礎の照査は、発生曲げモーメント最大時で行う。

1 設計条件

1.1 基本データ

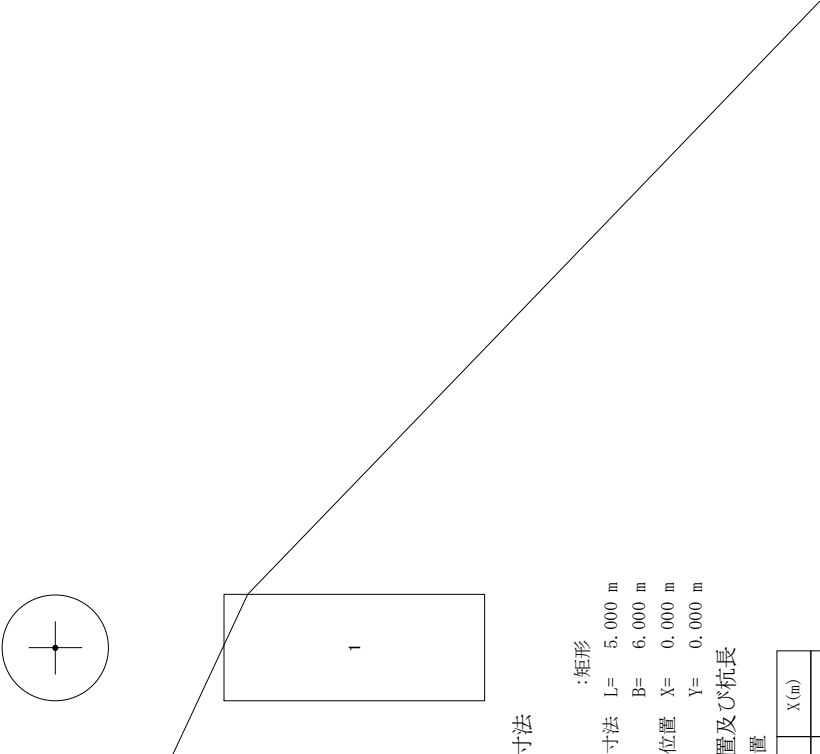
保存ファイル名：50P3-深礎

工事名：

- (1) 橋軸直角方向
- (2) 橋軸方向
- (3) 杭形状
- (4) 適用基準
- (5) 対象構造物
- (6) 杭周面摩擦の考慮
- (7) 杭径（公称径）
- 杭径（設計径）
- (8) 使用材料（深礎杭）
- コンクリートの設計基準強度
- 鉄筋の材質（軸方向鉄筋）
- （せん断補強筋）
- 単位体積重量
- (9) 使用材料（フーチング）
- コンクリートの設計基準強度
- 鉄筋の材質（軸方向鉄筋）
- （せん断補強筋）
- 単位体積重量
- (10) 解析方向
- (11) 荷重載荷方向
- (12) 設計水平震度（レベル1地震時）
- (13) フーチングタイプ
- (14) 底版荷重の取扱い
- (15) 荷重データを自動生成
- (16) 作用位置自動設定の取扱い

- 杭列数 1 列 入力対象杭列 A 列
- 杭列数 1 列 入力対象杭列 1 列
- 円形
- 斜面上の深礎基礎設計施工便覧
- 橋脚基礎
- 考慮しない
- D = 9.000 m
- D_s = 9.000 m
- σ_{sk} = 24 N/mm²
- SD345
- SD345
- γ_s = 24.50 kN/m³
- σ_{sk} = 24 N/mm²
- SD345
- SD345
- γ_s = 24.50 kN/m³
- [設計方向2]
- 面内解析
- +X(+Z)方向
- k_{θ} = 0.20
- フーチングなし
- 作用格点に載荷
- 行わない
- 自動設定しない

構造図



1.2 構造寸法

柱寸法
形状 : 矩形
断面寸法 L= 5.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長 L(m)	1列
1行	22.000	

1.4 荷重ケース（許容応力度法）

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時

安全率 : 常時

応力度 : 常時

底面せん断

許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)

許容応力度 $\sigma_{ca} = 8.00$ (N/mm²)

$\sigma_{sa} = 160.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)

$\sigma_{sa} = 160.00$ (N/mm²) (上記以外)

$\sigma_{sa}' = 200.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)

$\tau_{ca} = 0.23$ (N/mm²)

$\tau_{ca} = 1.70$ (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底版下面作用力	63998.28	0.00	0.00

	杭列1
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時

安全率 : 地震時

応力度 : 地震時

底面せん断 : 暴風・地震

許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)

許容応力度 $\sigma_{ca} = 12.00$ (N/mm²)

$\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)

$\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)

$\sigma_{sa}' = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)

$\tau_{ca} = 0.35$ (N/mm²)

$\tau_{ca} = 2.55$ (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底版下面作用力	58998.28	3875.00	117198.75

	杭列1
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.5 荷重ケース（レベル2地震時）

計算対象

地震動タイプI	地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2
○	—	○	—
		—	—

慣性力の向き :+X(+Z)方向

死荷重時上部工反力

橋脚躯体重量

底版下面からWp重心位置までの高さ

慣性力を考慮する底版および土重量

底版下面からWp重心位置までの高さ

RD = 52400.00 (kN)

WP = 0.00 (kN)

yP = 17.225 (m)

WF = 0.00 (kN)

yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.76	0.50
khp	—	0.83	0.83
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	52400.00	52400.00
yU	m	20.247	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	52400.00	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	104800.00	—

■ 荷重分担率

	杭列1
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.6 基礎基礎データ

1.6.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-25.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値	単位重量 (kN/m ³)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘着力 C (kN/m ²)	変形係数 αE_o (kN/m ²)	動的ポアソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 VSD (m/s)	動的変形係 数 ED (kN/m ²)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α : 内部計算

2 許容応力度法

2.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水平変位	δ	mm	0.0
	δa	mm	25.0
		判定	OK
地盤反力度	q_{max}	kN/m^2	539
	q_a	kN/m^2	2500
		判定	OK
せん断力	H	kN	0.0
	H_a	kN	13715.9
		判定	OK
杭体応力度	σc	N/mm^2	0.5
	σca	N/mm^2	8.0
	判定		OK
	σs	N/mm^2	-7.4
	σsa	N/mm^2	160.0
	判定		OK
	$\sigma s'$	N/mm^2	-7.4
	$\sigma sa'$	N/mm^2	200.0
	判定		OK
	τm	N/mm^2	0.00
せん断照査	τac	N/mm^2	0.12
	$\tau a2$	N/mm^2	1.70
	A_w	cm^2	39.710
	A_{wreq}	cm^2	0.000
		判定	OK
判定		OK	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

ひろがり角 β : 内部計算
杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_d) = 0.6000$
杭底面と地盤との間の粘着力 $C_d = 0 \text{ kN/m}^2$
土質 : 硬岩 (亀裂多)

1.6.2 杭配筋

※かぶりりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・区間長 $L1 = 30.000 \text{ m}$

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A_s (cm ²)
1	16.0	51	180	151.5	3648.600

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	32
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A_s (cm ²)	7.942
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	870.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	32
中間帯鉄筋の本数 n (本)	3. 000
中間帯鉄筋の断面積A _v ' (cm ²)	23. 826

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-3117.25
102	2.500	0.00	0.00	-3896.56
103	3.000	0.00	0.00	-4675.87
104	3.500	0.00	0.00	-5455.18
105	4.000	0.00	0.00	-6234.49
106	4.500	0.00	0.00	-7013.80
107	5.000	0.00	0.00	-7793.11
108	5.500	0.00	0.00	-8572.42
109	6.000	0.00	0.00	-9351.74
110	6.500	0.00	0.00	-10131.05
111	7.000	0.00	0.00	-10910.36
112	7.500	0.00	0.00	-11689.67
113	8.000	0.00	0.00	-12468.98
114	8.500	0.00	0.00	-13248.29
115	9.000	0.00	0.00	-14027.60
116	9.500	0.00	0.00	-14806.92
117	10.000	0.00	0.00	-15586.23
118	10.500	0.00	0.00	-16365.54
119	11.000	0.00	0.00	-17144.85
120	11.500	0.00	0.00	-17924.16
121	12.000	0.00	0.00	-18703.47
122	12.500	0.00	0.00	-19482.78
123	13.000	0.00	0.00	-20262.09
124	13.500	0.00	0.00	-21041.41
125	14.000	0.00	0.00	-21820.72
126	14.500	0.00	0.00	-22600.03
127	15.000	0.00	0.00	-23379.34
128	15.500	0.00	0.00	-24158.65
129	16.000	0.00	0.00	-24937.96
130	16.500	0.00	0.00	-25717.27
131	17.000	0.00	0.00	-26496.59
132	17.500	0.00	0.00	-27275.90
133	18.000	0.00	0.00	-28055.21
134	18.500	0.00	0.00	-28834.52
135	19.000	0.00	0.00	-29613.83
136	19.500	0.00	0.00	-30393.14
137	20.000	0.00	0.00	-31172.45
138	20.500	0.00	0.00	-31951.76
139	21.000	0.00	0.00	-32731.08
140	21.500	0.00	0.00	-33510.39
141	22.000	0.00	0.00	-34289.70

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$$q_{\text{base}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$
$$= 34289.70/63.617 + (0.00/322.0623) \cdot (9.000/2 - 0.000)$$
$$= 539 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_b = k_s \times \delta_s$$
$$= 1971257 \times 0.000 \times 10^{-3}$$

杭体応力度

$$M_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=22.000 \text{ m})$$
$$N = 34289.70 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 0.5 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -7.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_s = -7.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\tau_m = 0.00 \leq 0.12 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$
$$\tau_a = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$

$b = 7976.0 \text{ mm}$, $d = 7895.4 \text{ mm}$, $pt = 0.290 \%$

$Ce = 0.542$, $C_{pt} = 0.990$, $CN = 1.000$, $\tau_{a1} = 0.23$, $\tau_{ac} = 0.12$, $\tau_{a2} = 1.70$

1/2M_{max}点

$$1/2M_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=22.000 \text{ m})$$

$$N = 34289.70 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 0.5 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -7.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_s = -7.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	623.45	623.45	-3117.25
102	2.500	935.17	623.45	-3896.56
103	3.000	1246.90	623.45	-4675.87
104	3.500	1558.62	623.45	-5455.18
105	4.000	1870.35	623.45	-6234.49
106	4.500	2182.07	584.49	-7013.80
107	5.000	2454.84	507.44	-7793.11
108	5.500	2689.51	432.44	-8572.42
109	6.000	2887.28	360.06	-9351.74
110	6.500	3049.57	290.69	-10131.05
111	7.000	3177.97	224.61	-10910.36
112	7.500	3274.19	162.03	-11689.67
113	8.000	3340.00	103.07	-12468.98
114	8.500	3377.26	47.85	-13248.29
115	9.000	3387.85	-3.58	-14027.60
116	9.500	3373.68	-51.19	-14806.92
117	10.000	3336.66	-94.97	-15586.23
118	10.500	3278.71	-134.93	-16365.54
119	11.000	3201.73	-171.10	-17144.85
120	11.500	3107.61	-203.51	-17924.16
121	12.000	2998.21	-232.21	-18703.47
122	12.500	2875.40	-257.23	-19482.78
123	13.000	2740.98	-278.65	-20262.09
124	13.500	2596.75	-296.50	-21041.41
125	14.000	2444.48	-310.86	-21820.72
126	14.500	2285.89	-321.76	-22600.03
127	15.000	2122.71	-329.28	-23379.34
128	15.500	1956.62	-333.45	-24158.65
129	16.000	1789.26	-334.34	-24937.96
130	16.500	1622.27	-331.98	-25717.27
131	17.000	1457.28	-326.42	-26496.59
132	17.500	1296.86	-317.69	-27275.90
133	18.000	1139.59	-305.82	-28055.21
134	18.500	990.04	-290.85	-28834.52
135	19.000	848.74	-272.79	-29613.83
136	19.500	717.25	-251.66	-30393.14
137	20.000	597.08	-227.48	-31172.45
138	20.500	489.77	-200.25	-31951.76
139	21.000	396.84	-169.97	-32731.08
140	21.500	319.80	-136.65	-33510.39
141	22.000	260.18	-119.24	-34289.70

水平変位

$$\delta = 0.1 \leq 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

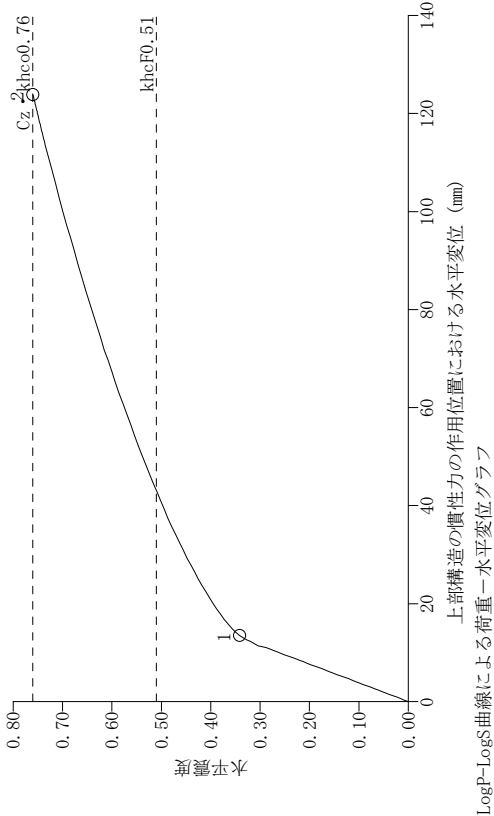
浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$$q_{\text{base}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$
$$= 34289.70/63.617 + (260.18/322.0623) \cdot (9.000/2 - 0.000)$$
$$= 543 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$$

※yolは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。
※xolは、底板中心から作用格点までの水平距離。
杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma c \\ &= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha i \cdot khg \cdot Wpr \\ &= \alpha i \times 0.50 \times 1558.623 \\ &= \alpha i \times 779.311 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、
qpr ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)
Wpr ; 杭突出部の杭長 1 m 当り重量 (kN/m)
Ap ; 杭の断面積 (m²)
γc ; 杭の単位体積重量 (kN/m³)
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、
基礎の荷重－水平変位の関係を求める。
荷重－水平変位の関係



底面せん断力

$$\begin{aligned} S_b &= K_b \times \delta_b \\ &= 3942514 \times -0.025 \times 10^{-3} \\ &= 100.29 \text{ kN} \end{aligned}$$

杭体応力度

$$\begin{aligned} M_{max} &= 260.18 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=22.000 \text{ m}) \\ N &= 34289.70 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 0.5 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= -7.4 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s' &= -7.5 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\ S_{max} &= 623.45 \text{ kN} \quad (Z=4.000 \text{ m}) \quad N= 6234.49 \text{ kN} \quad M= 1870.35 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \tau_a &= 0.01 \leq 0.19 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac} \\ \tau_a &= 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2} \\ b &= 7976.0 \text{ mm}, d=7895.4 \text{ mm}, pt=0.290 \% \\ C_e &= 0.542, C_{pt}=0.990, C_N=1.000, \tau_{a1}=0.35, \tau_{ac}=0.19, \tau_{a2}=2.55 \\ 1/2M_{max} \text{点} \\ 1/2N_{max} &= 1694.08 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=16.285 \text{ m}) \\ N &= 25382.17 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 0.4 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= -5.2 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s' &= -5.8 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

3 安定照査 (レベル2地震時)

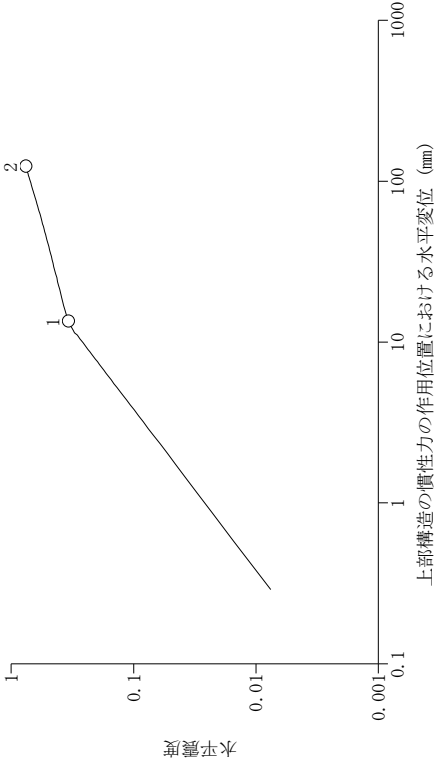
3.1 照査結果

3.1.1 橋軸方向：タイプ1地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

$$\begin{aligned} \text{設計水平震度} \quad C2z \cdot khco &= 0.76 \\ \text{設計水平震度} \quad khp &= 0.83 \\ \text{設計水平震度} \quad khg &= 0.50 \\ \text{作用格点からWU作用位置までの高さ } yU &= 10.000 \text{ m} \\ \text{作用格点からWP作用位置までの高さ } yP &= 0.000 \text{ m} \\ \text{水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。} \\ \text{領域(1)} \quad \alpha i \cdot C2z \cdot khco &\leq khp \text{ のとき} \\ \text{鉛直力} \\ V_o &= (RD + WP + Vd) \cdot \mu V \\ &= (52400.00 + 0.00 + 52400.00) \times 1.0000 \\ &= 104800.00 \text{ kN} \\ \text{水平力} \\ H_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha i \times 0.7600 \times (52400.00 + 0.00) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha i \times 39824.00 + 0.00 \text{ kN} \\ \text{モーメント} \\ M_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha i \times 0.7600 \times (52400.00 \times 10.000 + 0.00 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 104800.00 \times 0.000 \\ &= \alpha i \times 398240.00 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \text{領域(2)} \quad \alpha i \cdot C2z \cdot khco &> khp \text{ のとき} \\ \text{領域(2)は存在しない。} \end{aligned}$$



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス テップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-4}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.450	0.342	6.9	0.7	13.5	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.760	63.5	6.0	123.8	$\alpha_1=1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス テップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 $A(m^2)$	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.450	0.342	5.000	25.0	63.617	0.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.760	11.000	55.0	63.617	0.0	$\alpha_1=1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1=1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭頭位置		杭番号 1	
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN)	P (kN)
	せん断耐力 判定	73106.73	76589.15

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 73106.73 (kN) せん断耐力P_s 76589.15(kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	b	mm	7976
部材高	h	mm	7976
有効高	d	mm	7895
補正係数	C _c	—	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	p _t	%	0.290
補正係数	C _{pc}	—	0.990
作用軸力	N	N	104800×10 ³
作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	848342×10 ⁶
断面積	A _f	mm ²	63.617×10 ³
断面二次モーメント	I _x	mm ⁴	322.062×10 ¹²
図心より引張縁までの距離	y	mm	4500
軸方向圧縮力による補正	M _c	N・mm	117900×10 ⁶
補正係数	C _s	—	1.139
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	13468×10 ³
帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	39.710×10 ³
帯鉄筋の間隔	s	mm	150
帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	62705×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	76174×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.290
	補正係数		C _{pc}	0.990
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	131297×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	848342×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	147709×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.174
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	13884×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	39.710×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	62705×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	76589×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.290
	補正係数		C _{pc}	0.990
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	131297×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	848342×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	147709×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.174
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	13884×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	39.710×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	62705×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	76589×10 ⁶

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	681892.703 ≦ 689959.051	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	139089.698 ≦ 477129.384	--
降伏点判定			OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	681893
降伏モーメント M _y	689959
判定	M≦M _y
基礎は降伏しない、OK	

せん断力の照査

杭番号1		杭番号1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号1
		39824.00 76173.65	OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	
		73106.73 76589.15	OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 73106.73 (kN) せん断耐力P_r 76589.15 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	9.000	63.617	63.617	477129.38

3. 1. 2 橋軸方向：タイプII地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.50

設計水平震度 khp = 0.83

設計水平震度 khg = 0.68

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α_i・C2z・khco ≤ khpのとき

鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (52400.00 + 0.00 + 52400.00) \times 1.0000 \\ &= 104800.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha_i \times 0.5000 \times (52400.00 + 0.00) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 26200.00 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha_i \times 0.5000 \times (52400.00 \times 10.000 + 0.00 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 104800.00 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 262000.00 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α_i・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma_c \\ &= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha_i \cdot khg \cdot Wpr \\ &= \alpha_i \times 0.68 \times 1558.623 \\ &= \alpha_i \times 1059.863 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

qpr；杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

Wpr；杭突出部の杭長1 m当り重量(kN/m)

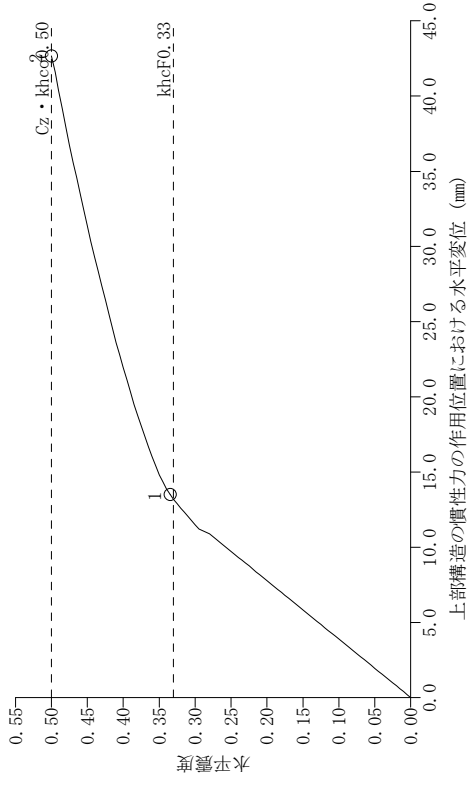
Ap；杭の断面積(m²)

γ_c；杭の単位体積重量(kN/m³)

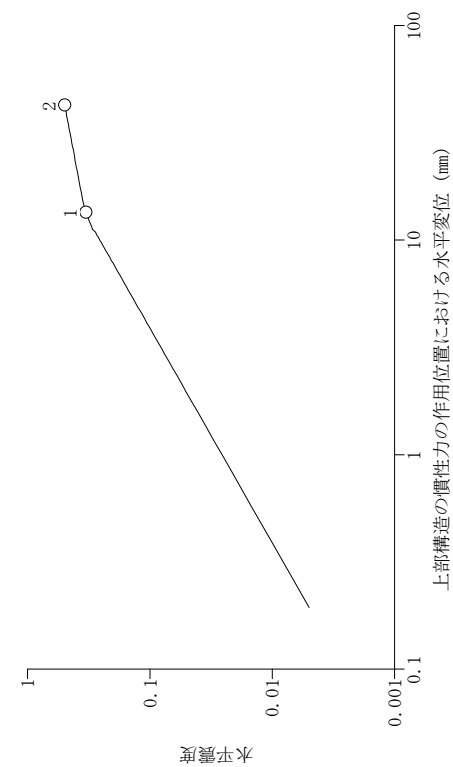
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.670	0.335	6.9	0.7	13.5	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.500	21.1	2.2	42.7	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 $A(m^2)$	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.670	0.335	5.000	25.0	63.617	0.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.500	8.000	40.0	63.617	0.0	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定
S_{max} 位置	せん断力 判定

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 41179.58 (kN) せん断耐力 P_s 76552.49 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	
荷重の正負交替作用の影響に関する補正係数	C_c	mm
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b
	部材高	h
	有効高	d
	補正係数	C_s
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t
	補正係数	C_{ps}
	作用軸力	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)	M
	断面積	A_s
	断面二次モーメント	I_s
	図心より引張縁までの距離	y
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c
	補正係数	C_{cs}
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²
コンクリートの負担するせん断耐力	S_s	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_s
	帯鉄筋の間隔	s
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S_s	N
杭1本あたりのせん断耐力	P_s	N

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0. 542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 290
	補正係数		C _{pc}	0. 990
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	128959×10 ⁶
	作用曲げモーメント（終局M）		M	848342×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	145078×10 ⁶
	補正係数		C _s	1. 171
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _o	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _s		N	13847×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	39. 710×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	62705×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	76552×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0. 542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 290
	補正係数		C _{pc}	0. 990
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	128959×10 ⁶
	作用曲げモーメント（終局M）		M	848342×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	145078×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _o	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _s		N	13847×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	39. 710×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	62705×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	76552×10 ⁶

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 427464. 921 ≦ 689959. 051	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 139089. 698 ≦ 477129. 384	--
降伏点判定	----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	427465
降伏モーメント M _L	689959
判 定	M≦M _L
基礎は降伏しない、 OK	

せん断力の照査

1 設計条件

1.2 基本データ

保存ファイル名：50P3-深礎

工事名：

杭列数1列

入力対象杭列A列

杭列数1列

入力対象杭列1列

円形

斜面上の深礎基礎設計施工便覧

橋脚基礎

考慮しない

D=9.000m

Du=9.000m

$\sigma_{sk}=24\text{ N/mm}^2$

SD345

SD345

$\gamma_s=24.50\text{ kN/m}^3$

$\sigma_{sk}=24\text{ N/mm}^2$

SD345

SD345

$\gamma_s=24.50\text{ kN/m}^3$

$\sigma_{sk}=24\text{ N/mm}^2$

SD345

SD345

[設計方向1]

面内解析

+X(+Z)方向

$k_{\theta}=0.20$

フーチングなし

作用格点に載荷

行わない

自動設定しない

(1) 橋軸直角方向

(2) 橋軸方向

(3) 杭形状

(4) 適用基準

(5) 対象構造物

(6) 杭周面摩擦の考慮

(7) 杭径 (公称径) 杭径 (設計径)

(8) 使用材料 (深礎杭)

コンクリートの設計基準強度

鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)

単位体積重量

(9) 使用材料 (フーチング)

コンクリートの設計基準強度

鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)

単位体積重量

(10) 解析方向

(11) 荷重載荷方向

(12) 設計水平震度 (レベル1地震時)

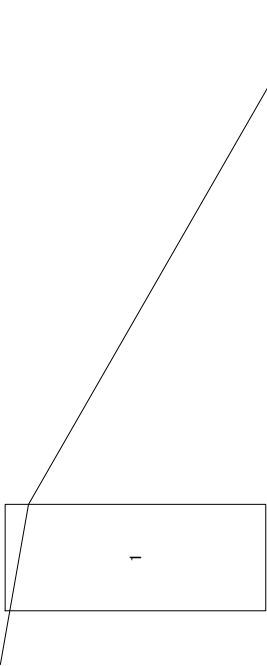
(13) フーチングタイプ

(14) 底板荷重の取扱い

(15) 荷重データを自動生成

(16) 作用位置自動設定の取扱い

構造図



杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 41179.58 (kN) せん断耐力Pc 76552.49 (kN) 判定OK

以上より、深礎基礎の安全性の判定を満足する。

杭底面の押込み支持力 (PN=cu×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	9.000	63.617	63.617	477129.38

3.2 杭体のM-φ曲線

3.2.1 ケース1

杭番号-1 区間長 L1=30.000 m 作用軸力 N=104800.00 kN

M _c	271000.58 kN・m	M _y	689959.05 kN・m	M _u	848342.33 kN・m
φ _c	3.1011E-005 1/m	φ _y	3.6932E-004 1/m	φ _u	2.1935E-003 1/m

1.3 構造寸法

柱寸法
形状 : 矩形
断面寸法 L= 5.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.4 杭配置及び杭長

1.4.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.4.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行		22.000	

1.6 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時
安全率 : 常時
応力度 : 常時
底面せん断 : 常時
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 8.00 (N/mm²)
σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{sa}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.23 (N/mm²)
τ_{a2} = 1.70 (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	63998.28	0.00	0.00

	杭列I
荷重分担率 μ V	1.0000
荷重分担率 μ H	1.0000
荷重分担率 μ M	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 12.00 (N/mm²)
σ_{sa} = 300.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{sa} = 300.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{sa}' = 300.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.35 (N/mm²)
τ_{a2} = 2.55 (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	58998.28	5770.45	190669.43

	杭列I
荷重分担率 μ V	1.0000
荷重分担率 μ H	1.0000
荷重分担率 μ M	1.0000

1.7 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース1
○	—	○	—	—

慣性力の向き :+X(+Z)方向
死荷重時上部工反力 RD = 29100.00 (kN)
橋脚躯体重量 WP = 0.00 (kN)
底版下面からWp重心位置までの高さ yP = 27.019 (m)
慣性力を考慮する底版および土重量 WF = 0.00 (kN)
底版下面からWF重心位置までの高さ yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.50	0.22
khp	—	1.03	1.03
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	52400.00	52400.00
yU	m	27.019	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度
khg : 地盤面における設計水平震度
WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)
yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	29100.00	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	58200.00	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.8 基礎基礎データ

1.8.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-10.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値 (kN/m)	単位重量 γ (kN/m)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m)	変形係数 αE_0 (kN/m)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 数 ED (kN/m)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α : 内部計算

ひろがり角 β : 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_a) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_a = 0$ kN/m²

土質 : 硬岩 (亀裂多)

1.8.4 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・区間長 L1 = 30.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	51	180	151.5	3648.600

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	32
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A _s (cm ²)	7.942
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	870.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	32
中間帯鉄筋の本数 n (本)	3.000
中間帯鉄筋の断面積A _s ' (cm ²)	23.826

2 許容応力度法

2.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水 平 変 位	δ	mm	0.0
	δa	mm	25.0
地 盤 反 力 度	判定	OK	OK
	qmax	kN/m ²	539
地 盤 反 力 度	qa	kN/m ²	2500
	判定	OK	OK
せん断力	H	kN	0.0
	Ha	kN	13715.9
せん断力	判定	OK	OK
杭体応力度	σc	N/mm ²	0.5
	σca	N/mm ²	8.0
曲げ照査	判定	OK	OK
	σs	N/mm ²	-7.4
曲げ照査	σsa	N/mm ²	160.0
	判定	OK	OK
杭体応力度	$\sigma s'$	N/mm ²	-7.4
	$\sigma sa'$	N/mm ²	200.0
せん断照査	判定	OK	OK
	τm	N/mm ²	0.00
せん断照査	τac	N/mm ²	0.12
	$\tau a2$	N/mm ²	1.70
せん断照査	Aw	cm ²	39.710
	Awreq	cm ²	0.000
判定	判定	OK	OK
	判定	OK	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-3117.25
102	2.500	0.00	0.00	-3896.56
103	3.000	0.00	0.00	-4675.87
104	3.500	0.00	0.00	-5455.18
105	4.000	0.00	0.00	-6234.49
106	4.500	0.00	0.00	-7013.80
107	5.000	0.00	0.00	-7793.11
108	5.500	0.00	0.00	-8572.42
109	6.000	0.00	0.00	-9351.74
110	6.500	0.00	0.00	-10131.05
111	7.000	0.00	0.00	-10910.36
112	7.500	0.00	0.00	-11689.67
113	8.000	0.00	0.00	-12468.98
114	8.500	0.00	0.00	-13248.29
115	9.000	0.00	0.00	-14027.60
116	9.500	0.00	0.00	-14806.92
117	10.000	0.00	0.00	-15586.23
118	10.500	0.00	0.00	-16365.54
119	11.000	0.00	0.00	-17144.85
120	11.500	0.00	0.00	-17924.16
121	12.000	0.00	0.00	-18703.47
122	12.500	0.00	0.00	-19482.78
123	13.000	0.00	0.00	-20262.09
124	13.500	0.00	0.00	-21041.41
125	14.000	0.00	0.00	-21820.72
126	14.500	0.00	0.00	-22600.03
127	15.000	0.00	0.00	-23379.34
128	15.500	0.00	0.00	-24158.65
129	16.000	0.00	0.00	-24937.96
130	16.500	0.00	0.00	-25717.27
131	17.000	0.00	0.00	-26496.59
132	17.500	0.00	0.00	-27275.90
133	18.000	0.00	0.00	-28055.21
134	18.500	0.00	0.00	-28834.52
135	19.000	0.00	0.00	-29613.83
136	19.500	0.00	0.00	-30393.14
137	20.000	0.00	0.00	-31172.45
138	20.500	0.00	0.00	-31951.76
139	21.000	0.00	0.00	-32731.08
140	21.500	0.00	0.00	-33510.39
141	22.000	0.00	0.00	-34289.70

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$
$$= 34289.70 / 63.617 + (0.00 / 322.0623) \cdot (9.000 / 2 - 0.000)$$
$$= 539 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_b = K_s \times \delta_s$$
$$= 1971257 \times 0.000 \times 10^{-3}$$
$$= 0.00 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\text{amax}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=22.000 \text{ m})$$

$$N = 34289.70 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 0.5 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -7.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_s = -7.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_a = 0.00 \leq 0.12 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$

$$\tau_u = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$

$$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7895.4 \text{ mm}, pt = 0.290 \%$$

$$Ce = 0.542, Cpt = 0.990, CN = 1.000, \tau a1 = 0.23, \tau ac = 0.12, \tau a2 = 1.70$$

$$1/2M_{\text{max}} \text{点}$$

$$1/2M_{\text{min}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=22.000 \text{ m})$$

$$N = 34289.70 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 0.5 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -7.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_s = -7.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	623.45	623.45	-3117.25
102	2.500	935.17	623.45	-3896.56
103	3.000	1246.90	592.40	-4675.87
104	3.500	1527.57	529.59	-5455.18
105	4.000	1776.48	466.25	-6234.49
106	4.500	1993.82	403.80	-7013.80
107	5.000	2180.29	343.07	-7793.11
108	5.500	2336.89	284.57	-8572.42
109	6.000	2464.85	228.64	-9351.74
110	6.500	2565.53	175.52	-10131.05
111	7.000	2640.37	125.37	-10910.36
112	7.500	2690.90	78.29	-11689.67
113	8.000	2718.66	34.33	-12468.98
114	8.500	2725.23	-6.47	-13248.29
115	9.000	2712.19	-44.10	-14027.60
116	9.500	2681.13	-78.59	-14806.92
117	10.000	2633.60	-109.97	-15586.23
118	10.500	2571.16	-138.27	-16365.54
119	11.000	2495.33	-163.54	-17144.85
120	11.500	2407.61	-185.85	-17924.16
121	12.000	2309.48	-205.25	-18703.47
122	12.500	2202.37	-221.80	-19482.78
123	13.000	2087.69	-235.56	-20262.09
124	13.500	1966.81	-246.61	-21041.41
125	14.000	1841.07	-255.00	-21820.72
126	14.500	1711.80	-260.80	-22600.03
127	15.000	1580.28	-264.06	-23379.34
128	15.500	1447.75	-264.83	-24158.65
129	16.000	1315.45	-263.17	-24937.96
130	16.500	1184.58	-259.13	-25717.27
131	17.000	1056.32	-252.74	-26496.59
132	17.500	931.84	-244.04	-27275.90
133	18.000	812.28	-233.07	-28055.21
134	18.500	696.77	-219.90	-28834.52
135	19.000	592.39	-204.56	-29613.83
136	19.500	494.21	-187.11	-30393.14
137	20.000	405.28	-167.55	-31172.45
138	20.500	326.65	-145.93	-31951.76
139	21.000	259.36	-122.25	-32731.08
140	21.500	204.41	-96.53	-33510.39
141	22.000	162.83	-83.16	-34289.70

水平変位

$\delta = 0.1 \leq 25.0 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} &= \{ \alpha_i \times 0.5000 \times (52400.00 \times 10.000 + 0.00 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 58200.00 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 262000.00 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) $\alpha_i \cdot C2z \cdot khco > khp$ のとき

領域(2)は存在しない。

※yolは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

※xolは、底板中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma_c \\ &= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha_i \cdot khg \cdot Wpr \\ &= \alpha_i \times 0.50 \times 1558.623 \\ &= \alpha_i \times 779.311 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

qpr ; 杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

Wpr ; 杭突出部の杭長1 m当り重量(kN/m)

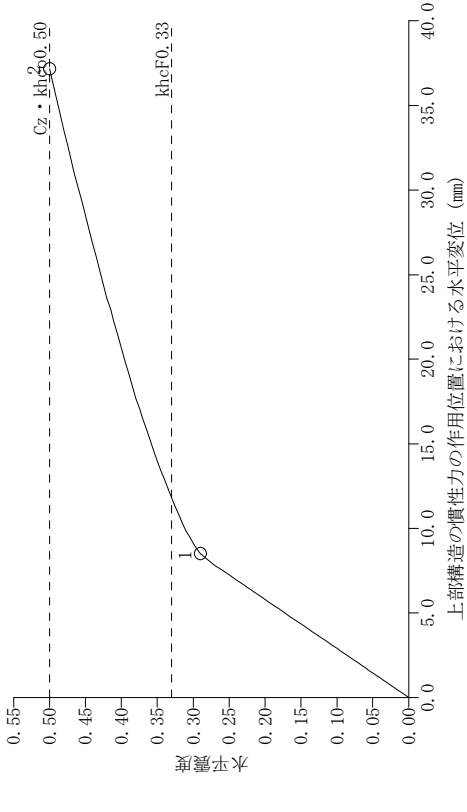
Ap ; 杭の断面積(m²)

γ_c ; 杭の単位体積重量(kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$$q_{\text{max}} = N/A + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$

$$= 34289.70 / 63.617 + (162.83 / 322.0623) \cdot (9.000 / 2 - 0.000)$$

$$= 541 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_b = K_b \times \delta_b$$

$$= 3942514 \times -0.017 \times 10^{-3}$$

$$= 68.78 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\text{max}} = 162.83 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=22.000 \text{ m})$$

$$N = 34289.70 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 0.5 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -7.4 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_s = -7.5 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\text{max}} = 623.45 \text{ kN} \quad (Z=2.500 \text{ m}) \quad N = 3896.56 \text{ kN} \quad M = 935.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_a = 0.01 \leq 0.19 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$

$$\tau_n = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$

$$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7895.4 \text{ mm}, pt = 0.290 \%$$

$$Ce = 0.542, Cpt = 0.990, CN = 1.000, \tau a1 = 0.35, \tau ac = 0.19, \tau a2 = 2.55$$

1/2M_{max}点

$$1/2M_{\text{max}} = 1362.54 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=15.822 \text{ m})$$

$$N = 24660.53 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 0.4 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -5.1 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_s = -5.6 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$

3 安定照査 (レベル2地震時)

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸直角方向：タイプI地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No : 1

$$\text{設計水平震度} \quad C2z \cdot khco = 0.50$$

$$\text{設計水平震度} \quad khp = 1.03$$

$$\text{設計水平震度} \quad khg = 0.50$$

$$\text{作用格点からWU作用位置までの高さ yU} = 10.000 \text{ m}$$

$$\text{作用格点からWP作用位置までの高さ yP} = 0.000 \text{ m}$$

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) $\alpha_i \cdot C2z \cdot khco \leq khp$ のとき

鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + Vd) \cdot \mu V \\ &= (29100.00 + 0.00 + 29100.00) \times 1.0000 \\ &= 58200.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

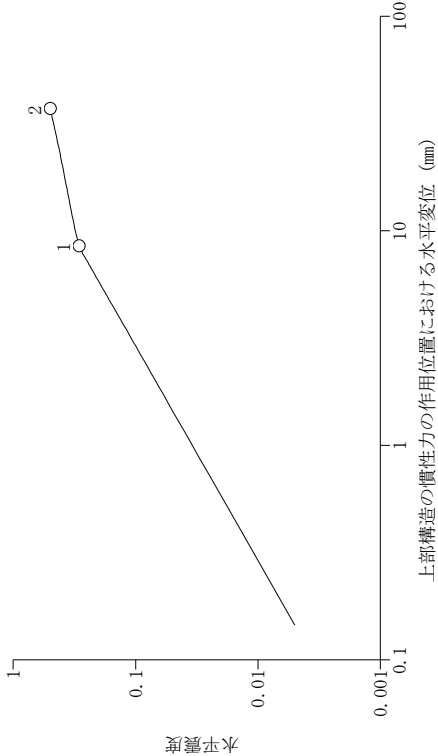
$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha_i \times 0.5000 \times (52400.00 + 0.00) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 26200.00 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$M_o = \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o$$

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径		D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C _c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	7976
	部材高	h	mm	7976
	有効高	d	mm	7895
	補正係数	C _c	—	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正		p _t	%	0.290
		C _{pc}	—	0.990
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	58200×10 ³
	作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	702934×10 ⁶
	断面積	A _c	mm ²	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント	I _c	mm ⁴	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	N・mm	65475×10 ⁶
		補正係数	C _s	—
		τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		S _c	N	12926×10 ³
帯鉄筋	コンクリートの負担するせん断耐力		A _c	mm ²
			s	mm
			σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	62705×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	75632×10 ³



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス テッパ α ₁	水平 震度 k _h	基礎顶端 の水平 変位(mm)	基礎顶端の 回転角 (×10 ⁻⁴ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.580	0.290	4.1	0.4	8.5	logP~logS法で求まる急変点
2	1.000	0.500	15.9	2.1	37.2	α ₁ =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス テッパ α ₁	水平 震度 k _h	塑性化 領域 L _p (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 A(m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.580	0.290	2.000	10.0	63.617	0.0	logP~logS法で求まる急変点
2	1.000	0.500	4.500	22.5	63.617	0.0	α ₁ =1で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 (α₁=1) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定 OK
S _{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 34381.76 (kN) せん断耐力P_s 76029.90 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.290
	補正係数		C _{pc}	0.990
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	79241×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	702934×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	89147×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.127
			τ _c	0.350
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	13325×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	39.710×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	62705×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	杭1本あたりのせん断耐力		P _s	76030×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.290
	補正係数		C _{pc}	0.990
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	79241×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	702934×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	89147×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.127
			τ _c	0.350
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	13325×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	39.710×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	62705×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	杭1本あたりのせん断耐力		P _s	76030×10 ⁶

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	391384.080 ≦ 558775.619	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	92489.698 ≦ 477129.384	--
降伏点判定			OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	391384
降伏モーメント M _y	558776
判定	M≦M _y
基礎は降伏しない、OK	

せん断力の照査

杭番号 1		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号 1
		26200.00 75631.69	OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号 1
		34381.76 76029.90	OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 34381.76 (kN) せん断耐力P_r 76029.90 (kN) 判定OK
以上より、深礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	9.000	63.617	63.617	477129.38

3. 1. 2 橋軸直角方向：タイプII地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.22

設計水平震度 khp = 1.03

設計水平震度 khg = 0.68

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α i・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + Vd) \cdot \mu V \\ &= (29100.00 + 0.00 + 29100.00) \times 1.0000 \\ &= 58200.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha i \times 0.2200 \times (52400.00 + 0.00) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha i \times 11528.00 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha i \times 0.2200 \times (52400.00 \times 10.000 + 0.00 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 58200.00 \times 0.000 \\ &= \alpha i \times 115280.00 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α i・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} W_{pr} &= A_p \cdot \gamma_c \\ &= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m} \\ q_{pr} &= \alpha i \cdot khg \cdot W_{pr} \\ &= \alpha i \times 0.68 \times 1558.623 \\ &= \alpha i \times 1059.863 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

q_{pr}；杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

W_{pr}；杭突出部の杭長 1 m 当り 重量 (kN/m)

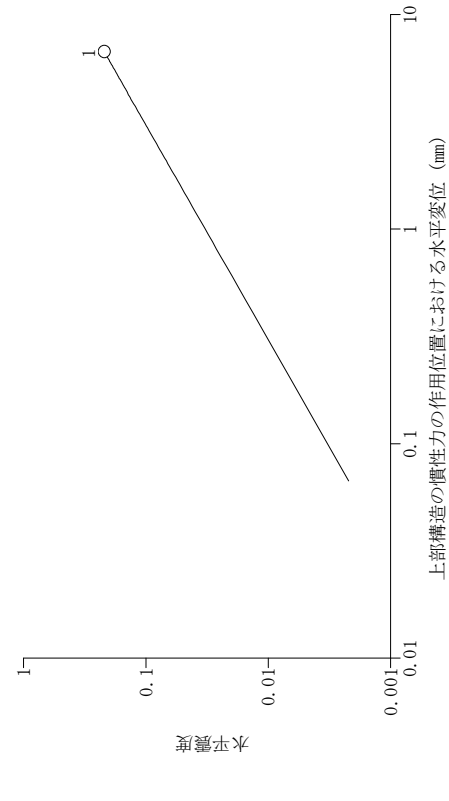
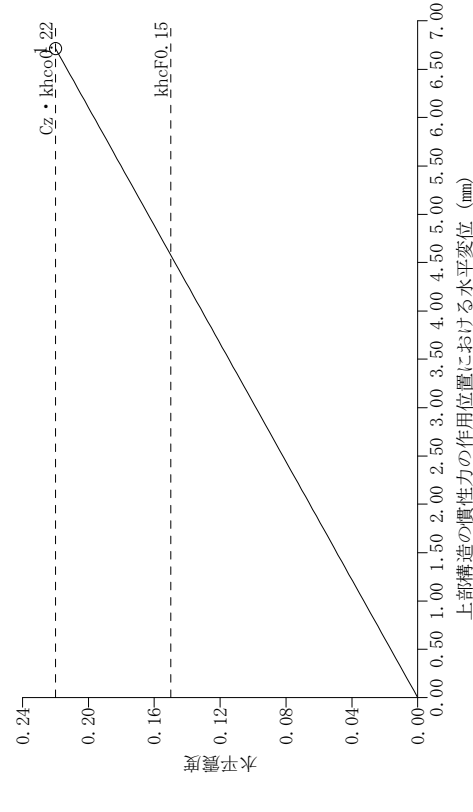
A_p；杭の断面積 (m²)

γ_c；杭の単位体積重量 (kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	1.000	0.220	3.2	0.4	6.7	$\alpha_1=1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	底面 有効面積 A (m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	1.000	0.220	0.000	63.617	0.0	$\alpha_1=1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1=1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭頭位置	杭番号 1	
	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN) OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	14482.47 S (kN) P _s (kN) 76044.65 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 14482.47 (kN) せん断耐力P_s 76044.65 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	—
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b
	部材高	h
	有効高	d
	補正係数	C _c
軸方向引張鉄筋比に関する補正	p _t	%
軸方向圧縮力による補正	補正係数	C _{pc}
	作用軸力	N
	作用曲げモーメント (終局M)	M
	断面積	A _f
	断面二次モーメント	I _c
	図心より引張縁までの距離	y
軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	N・mm
	補正係数	C _{cs}
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N
	帯鉄筋の断面積	A _s
	帯鉄筋の間隔	s
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.290
	補正係数		C _{pc}	0.990
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	80021×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	702934×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	90023×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.128
			τ _c	0.350
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	13339×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	39.710×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	62705×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	杭1本あたりのせん断耐力		P _s	76045×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.290
	補正係数		C _{pc}	0.990
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	80021×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	702934×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	90023×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.128
			τ _c	0.350
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	13339×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	39.710×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	62705×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	杭1本あたりのせん断耐力		P _s	76045×10 ⁶

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	170987.390 ≦ 558775.619	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	92489.698 ≦ 477129.384	--
降伏点判定			OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

		杭番号 1
曲げモーメント	M _{max}	170987
降伏モーメント	M _y	558776
判 定	M ≤ M _y	
基礎は降伏しない OK		

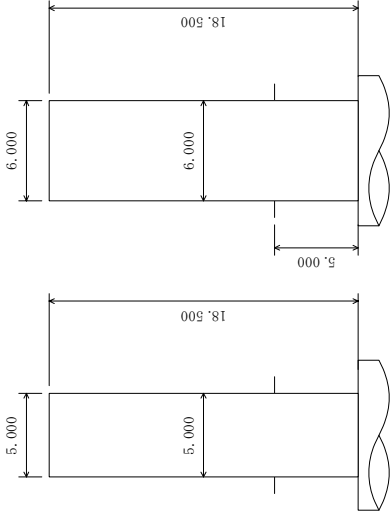
せん断力の照査

§ 7. P4橋脚の設計

1 設計条件

1.1 形状寸法

形式 RC矩形柱橋脚 (新設検討)
はり形状タイプ はり無し
基礎形式 深礎基礎
重要度の区分 B種の橋



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (mm)
柱高さ (柱基部 - はり下面)	H	18,500
橋軸方向 柱幅	B _h	5,000
橋軸直角方向 柱幅	B _r	6,000
地表面 (柱下端から)	h _a	5,000

1.2 上部工反力

1.2.1 死荷重反力および慣性力作用位置

上部工死荷重反力 R₀ 36300.00 (kN)

上部工慣性力の作用位置 h _i (mm)	橋軸	橋軸直角
4,500		4,500

1.2.2 許容応力度法

活荷重反力および地震時水平反力

	橋軸	橋軸直角
上部工活荷重反力 R _h (kN)	5000.00	5000.00
地震時水平反力 R _e (kN)	2400.00	4300.00

1.2.3 保有耐力法

死荷重水平力および偏心モーメント

	H (kN)	橋軸	橋軸直角
死荷重水平力	0.00		0.00
死荷重偏心モーメント Me (kN・m)	0.00		0.00

死荷重水平力は上部工慣性力作用位置に載荷。

1.3 設計水平震度

地域区分 B2地域

地盤種別 I種地盤

杭番号 1		杭番号 1
杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _r (kN) 判定	11528.00 75631.69 OK
S _{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _r (kN) 判定	14482.47 76044.65 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 14482.47 (kN) せん断耐力P_r 76044.65 (kN) 判定OK

以上より、深礎基礎の安全性の判定を満足する。

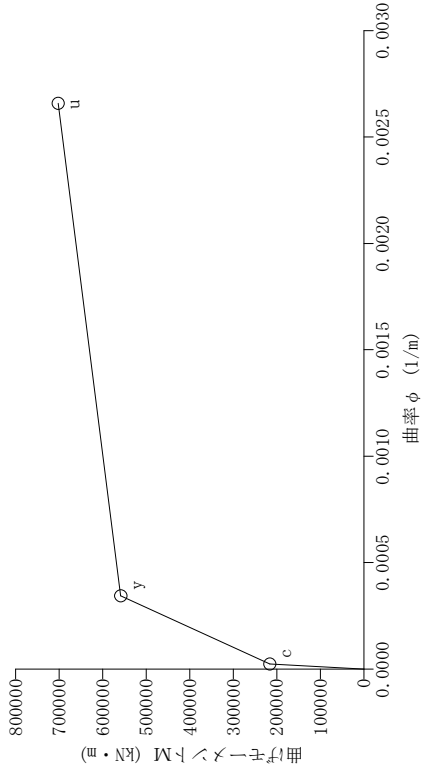
杭底面の押込み支持力 (PN = q_a × A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (mm)	有効載荷面積 A' (mm ²)	杭の断面積 A (mm ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	9,000	63,617	63,617	477129.38

3.2 杭体のM-φ曲線

3.2.1 ケース1

杭番号-1 区間長 L1=30,000 m 作用軸力 N=58200.00 kN



Me = 216597.02 kN・m	My = 558775.62 kN・m	Mu = 702933.95 kN・m
φ c = 2.4786E-005 1/m	φ y = 3.4429E-004 1/m	φ u = 2.6584E-003 1/m

1. 3. 1 許容応力度法

	kh
橋軸方向	0. 11
橋軸直角方向	0. 13

kh: 許容応力度法による設計に用いる設計水平震度

1. 3. 2 保有耐力法

橋軸方向

	タイプIの設計震度, 分担重量		タイプIIの設計震度, 分担重量	
	CIzkhco	khg khemin	CIzkhco	khg khemin
正方向	0. 5727	0. 50 0. 47	0. 6000	0. 68 0. 49

橋軸直角方向

	タイプIの設計震度, 分担重量		タイプIIの設計震度, 分担重量	
	CIzkhco	khg khemin	CIzkhco	khg khemin
正方向	0. 6282	0. 50 0. 52	0. 6000	0. 68 0. 49

CIzkhco: 地域別補正係数×設計水平震度(タイプI)の標準値

CIzkhco: 地域別補正係数×設計水平震度(タイプII)の標準値

khg: 地盤における設計水平震度

khemin: 同一振動単位系における設計水平震度の最大値(本橋脚設計における設計水平震度の最小値)

Wu: 橋脚が支持している上部工重量

1. 4 単位重量他

鉄筋のヤング係数 Es	2. 00×10 ⁸ (N/mm ²)
断面設計のヤング係数比	15
鉄筋コンクリートの単位重量 γ c	24. 50 (kN/m ³)
水の単位重量 γ w	9. 80 (kN/m ³)
土砂(埋戻し土)の単位重量 γ t	18. 00 (kN/m ³)
土砂浮力算出時の水の単位重量 γ w	9. 00 (kN/m ³)

1. 5 柱

1. 5. 1 使用材料

コンクリートの設計基準強度 σ ck	24. 0 (N/mm ²)
コンクリートのヤング係数 Ec	2. 50×10 ⁴ (N/mm ²)
主鉄筋材質	SD345
帯鉄筋材質	SD345

曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない。
柱の許容せん断応力度 τ alに補正係数cNを考慮しない。

1. 5. 2 鉄筋

(1) 基部主鉄筋

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 D51 310		300 D51 450	360150 340150	300 425 450

前面側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 D51 310		300 D51 450	360150 340150	300 425 450

右側

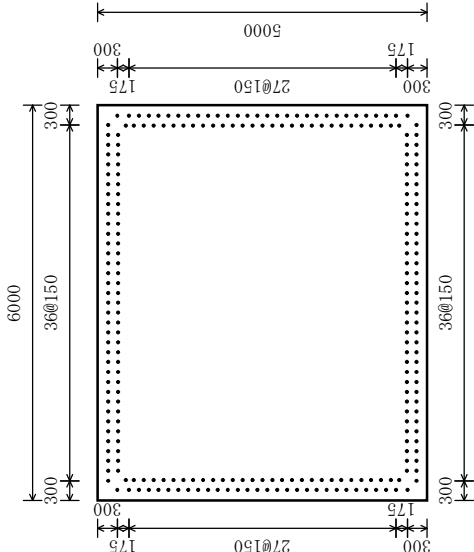
かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 D51 310		300 D51 425	175+270150+175 125+260150+125	300 425

左側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 D51 310		300 D51 425	175+270150+175 125+260150+125	300 425

※鉄筋量合計 531074. 0mm³は、

- ・「mあたり500mm²の鉄筋量(11000. 0mm²)」以上を満足する。
- ・「断面積(30000000. 0mm²)の6%となる鉄筋量(1800000. 0mm²)」以下を満足する。



(2) 帯鉄筋

鉄筋径 D25

1) 横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (mm)	高さ間隔 s (mm)	横拘束鉄筋 の断面積 Ah (mm ²)	横拘束鉄筋の有効長d (mm)	せん断補強鉄筋Aw (mm ²)
1	0. 000	150	506. 70	1000. 0	3040. 20

2) 塑性ヒンジ長

区間	軸方向鉄筋の本数ns (本)		
	始端高さ h (mm)	橋軸背面側 橋軸前面側	橋軸前面側 橋軸背面側
1	0. 000	14	14

3) セン断耐力算定条件

区間	始端高さ h (m)	断面幅b (mm)		有効高d (mm)		引張主鉄筋比p _t (%)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	6000.0	5000.0	4767.1	5766.3	0.928	0.921

1.6 地表面の形状

地表面タイプ:水平

1.7 許容応力度法:荷重ケース

柱の許容応力度法による検討は以下の荷重ケースについて行う。

1.7.1 橋軸方向

- (1) ケース: 常時(略称: 常時) 荷重状態: 常時(許容応力度の割増し係数 1.00)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	36300.00
活荷重反力R _h	5000.00
合計	41300.00

水平力 R _x (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _x ・h _i	R ₀
0.00	4.500	0.00	0.00
		合計	
		0.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 考慮しない

- (2) ケース: レベル1地震時(略称: Lv1地震時) 荷重状態: Lv1地震時(許容応力度の割増し係数 1.50)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	36300.00
合計	36300.00

水平力 R _x (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _x ・h _i	R ₀
2400.00	4.500	10800.00	0.00
		合計	
		10800.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 橋軸方向↑(正方向)

動水圧

考慮しない

1.7.2 橋軸直角方向

- (1) ケース: 常時(略称: 常時) 荷重状態: 常時(許容応力度の割増し係数 1.00)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	36300.00
活荷重反力R _h	5000.00
合計	41300.00

水平力 R _x (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _x ・h _i	R ₀
0.00	4.500	0.00	0.00
		合計	
		0.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 考慮しない

- (2) ケース: レベル1地震時(略称: Lv1地震時) 荷重状態: Lv1地震時(許容応力度の割増し係数 1.50)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	36300.00
合計	36300.00

水平力 R _x (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _x ・h _i	R ₀
4300.00	4.500	19350.00	0.00
		合計	
		19350.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 直角方向→(正方向)

動水圧

考慮しない

2 柱の設計(許容応力度法)

2.1 柱基部の断面力

2.1.1 躯体自重

(1) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1 (m)	直角下幅 Br2 (m)	橋軸上幅 Ba1 (m)	橋軸下幅 Ba2 (m)	柱高 H (m)	体積 V (m ³)
1	矩形柱	6.000	6.000	5.000	5.000	18.500	555.00000

No	体積 V (m)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋軸図心 Z _g (m)	V・X _g (m)	V・Y _g (m)	V・Z _g (m)
1	555.00000	0.0000	9.2500	0.0000	0.0000	5133.7500	0.0000
Σ	555.00000	0.0000	9.2500	0.0000	0.0000	5133.7500	0.0000

※表中の図心(X_g, Y_g, Z_g)は、柱基部の柱中心(テーパー幅無視)を(0, 0, 0)としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 555.00000 \cdot 24.50 = 13597.50 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V = 9.250 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 重量合計

$$\Sigma W = 13597.50 \text{ (kN)}$$

(3) 重心位置

$$Y = \frac{\sum W \cdot Y}{\sum W} = 9.250(\text{m})$$
$$Xc = \frac{\sum W \cdot Xc}{\sum W} = 0.000(\text{m})$$

2.1.2 各荷重ケース毎の断面力(橋軸方向)

ケース：常時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	41300.00	0.00	18.500	0.00	0.00
躯体	13597.50	0.00	9.250	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	54897.50	0.00	—	—	0.00

ケース：レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	36300.00	2400.00	18.500	10800.00	55200.00
躯体	13597.50	1495.73	9.250	0.00	13835.46
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	49897.50	3895.73	—	—	69035.46

2.1.3 各荷重ケース毎の断面力(直角方向)

ケース：常時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	41300.00	0.00	18.500	0.00	0.00
躯体	13597.50	0.00	9.250	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	54897.50	0.00	—	—	0.00

ケース：レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	36300.00	4300.00	18.500	19350.00	98900.00
躯体	13597.50	1767.68	9.250	0.00	16350.99
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	49897.50	6067.68	—	—	115250.99

2.1.4 断面力一覧(柱中心位置で集計)

橋軸方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
常時	無し	54897.50	0.00	0.00
レベル1地震時	無し	49897.50	3895.73	69035.46

橋軸直角方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
常時	無し	54897.50	0.00	0.00
レベル1地震時	無し	49897.50	6067.68	115250.99

2.2 柱基部断面の検討

2.2.1 橋軸方向

(1) 断面形状および鉄筋配置

断面幅 B = 6,000 (m) 断面高さ H = 5,000 (m)

主鉄筋(位置は背面側からの距離) ※曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
1	160	D51	37	74999.0
2	310	D51	35	70945.0
3	4690	D51	35	70945.0
4	4840	D51	37	74999.0
鉄筋量合計 ΣAs =				291888.0

τa1算出時に引張主鉄筋に算入する側面鉄筋

背面側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D51	15.0	30405.0
	2	D51	15.0	30405.0
	3	D51	14.5	29391.5
	4	D51	14.5	29391.5
鉄筋量合計 ΣAss =				119593.0

前面側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D51	15.0	30405.0
	2	D51	15.0	30405.0
	3	D51	14.5	29391.5
	4	D51	14.5	29391.5
鉄筋量合計 ΣAss =				119593.0

全鉄筋量As = 531074.0 (mm²)

- ・最小鉄筋量「全鉄筋量As ≧ mあたり500mm²の鉄筋量(11000.0mm²)」 OK
- ・最大鉄筋量「全鉄筋量As ≦ 断面積の6%となる鉄筋量(1800000.0mm²)」 OK

2)せん断力に対する検討

項目	単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
状態	—	常時	Lv1地震時
b	mm	5000	5000
d	mm	5766	5766
S	kN	0.00	6067.68
N	kN	54897.50	49897.50
M	kN・m	0.00	115250.99
α	—	1.00	1.50
pt	%	0.921	0.921
ce	—	0.585	0.585
cpt	—	1.453	1.453
CN	—	1.000	1.000
τm	N/mm ²	0.000	0.210
τa1	N/mm ²	0.195	0.297
τa1	N/mm ²	1.700	2.550

ここに、

- S：せん断力
N：軸力
M：曲げモーメント
b：部材断面幅
d：有効高
α：許容応力度の割増し係数
pt：引張主鉄筋比
ce：有効高d<に関する許容せん断応力度の補正係数
cpt：引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数
CN：軸方向圧縮力による補正係数
τm：平均せん断応力度
τa1：コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度
τa2：せん断補強鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度

3 柱の設計(レベル2地震動に対する保有耐力法による照査)

3.1 保有耐力法中間データ

1)設計対象

RC新設橋脚

2)柱基部鉄筋データ[配筋番号1]

橋軸方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ³)
1	直鉄筋	160.0	D51	37	74999.0
2	直鉄筋	310.0	D51	35	70945.0
3	直鉄筋	4690.0	D51	35	70945.0
4	直鉄筋	4840.0	D51	37	74999.0
5	直鉄筋	300.0～ 4700.0	D51	118	239186.0

※ 鉄筋位置は、背面側からの距離。

直角方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ³)
1	直鉄筋	160.0	D51	30	60810.0
2	直鉄筋	310.0	D51	29	58783.0
3	直鉄筋	5690.0	D51	29	58783.0
4	直鉄筋	5840.0	D51	30	60810.0
5	直鉄筋	300.0～ 5700.0	D51	144	291888.0

※ 鉄筋位置は、右側からの距離。

3)分割位置・分割数

基本ピッチ算出用分割数: 50

テーパー部の分割倍数 n: 2

4)横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (mm)	高さ間隔 s (mm)	横拘束鉄筋Ah (mm ²)	横拘束鉄筋の有効長d (mm)	せん断補強鉄筋Aw (mm ²)
			橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用
1	0.000	150	506.70	506.70	1000.0
			橋軸検討用	直角検討用	直角検討用
1	0.000			1000.0	14

5)塑性ヒンジ長

区間	始端高さ h (mm)	横拘束鉄筋の有効長d' (mm)	軸方向鉄筋の本数ns (本)
		橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	1000.0	1000.0
		橋軸検討用	直角検討用
1	0.000		

6)せん断耐力算定条件

区間	始端高さ h (mm)	断面幅b (mm)	有効高d (mm)	引張主鉄筋比pt (%)
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用
1	0.000	6000.0	5000.0	4767.1
		橋軸検討用	直角検討用	直角検討用
1	0.000			

3.2 躯体自重

(1) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1 (m)	直角下幅 Br2 (m)	橋軸上幅 Ba1 (m)	橋軸下幅 Ba2 (m)	柱高 H (m)	体積 V (m ³)
1	矩形柱	6.000	6.000	5.000	5.000	18.500	555.00000

No	体積 V (m ³)	直角図心 Xg (m)	高さ図心 Yg (m)	橋軸図心 Zg (m)	V・Xg (m ⁴)	V・Yg (m ⁴)	V・Zg (m ⁴)
1	555.00000	0.0000	9.2500	0.0000	0.0000	5133.7500	0.0000
Σ	555.00000	-----	-----	-----	0.0000	5133.7500	0.0000

※表中の図心(Xg, Yg, Zg)は、柱基部の柱中心(テーパー幅無視)を(0, 0, 0)としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma \cdot c = 555.00000 \cdot 24.50 = 13597.50 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Yg) / \Sigma V = 9.250 \text{ (m)}$$

$$Xc = \Sigma (V \cdot Xg) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 重量合計

$$\Sigma W = 13597.50 \text{ (kN)}$$

(3) 重心位置

$$Y = \frac{\Sigma W \cdot Y}{\Sigma W} = 9.250(m)$$

$$X_c = \frac{\Sigma W \cdot X_c}{\Sigma W} = 0.000(m)$$

3.3 橋軸 荷重正方向(↑：前面側引張)

3.3.1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK

水平耐力に対する判定	Pa≧khc・W	OK	Pa≧khc・W	OK
終局位置	基部		基部	
地震時保有水平耐力 Pa	21211.45		21211.45	
破壊形態	曲げ破壊型		曲げ破壊型	
終局水平耐力 Pu	21211.45		21211.45	
せん断耐力 Ps0(係数1.0)	37906.04		37906.04	
せん断耐力 Ps	34337.97		36122.01	
khc・W	15003.70		15642.15	
設計水平震度 khc	0.47		0.49	
構造物特性補正係数 cs	0.581		0.581	
許容塑性率 μa	1.979		1.979	
c2・khec	0.5727		0.6000	
等価重量W	31922.76		31922.76	
等価重量算出係数 cp	0.5		0.5	
基礎照査に用いる設計水平震度 khp	0.73		0.73	
khp算定に用いる耐力	Pu		Pu	
耐力に大きな余裕	ない		ない	
1.5・khc・W	22505.55		23463.23	
判定に用いる耐力	Pu		Pu	

残留変位に対する判定	弾性応答範囲	OK	弾性応答範囲	OK
許容残留変位 δas	230.00		230.00	
慣性力作用位置 h	23.000		23.000	
残留変位 δs	0.00		0.00	
残留変位補正係数 cs	0.6		0.6	
最大応答塑性率 μp	0.871		0.908	
降伏剛性に対する2次剛性の比 r	0.0		0.0	
降伏変位 δy	117.37		117.37	

変位

降伏変位	δy (mm)	117.37	117.37
限界変位	δ1s (mm)	278.69	278.69

降伏剛性

降伏剛性	Ky (kN/m)	180728.09	180728.09
柱部の断面2次モーメント	I (m ⁴)	29.09933	29.09933

3.3.2 水平耐力および水平変位
(1) 応力度－ひずみ曲線(柱基部)

1) コンクリート

横拘束鋼材の断面積

横拘束鋼材の間隔

横拘束鋼材の有効長

横拘束鋼材の体積比

横拘束鋼材の降伏点強度

コンクリートの設計基準強度

コンクリートのヤング係数

下降勾配

断面補正係数

α = 0.20

β = 0.40

εcc = 0.00456390

σcc = 27.543 (N/mm²)

εcc1 = 0.01451514

σcc = 27.543

εcc = 0.00456390

σcc = 27.543 (N/mm²)

εcc1 = 0.01451514

εcc1 = 0.01451514

ひずみ

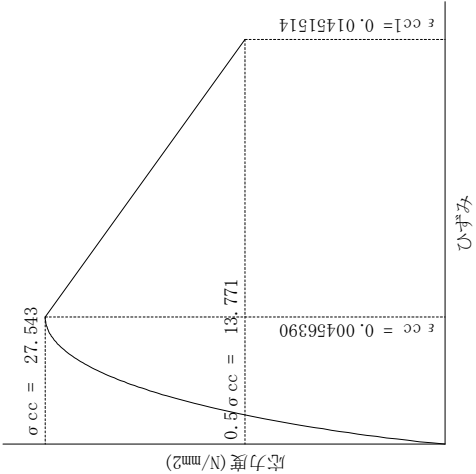
最大圧縮応力時ひずみ

帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度

n = Ec・εcc/(Ec・εcc - σcc) = 1.31821317

限界圧縮ひずみ

εcc1 = 0.01451514



2)鉄筋

$\epsilon_{st2} = 0.025 \cdot Lp^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \beta s^{0.2} \beta co^{0.22} = 0.03797094$

ここに

ϵ_{st2} : 耐震性能2の鉄筋の許容ひずみ

$$Lp : \text{塑性ヒンジ長 (mm)} = 9.5 \sigma sy^{1/6} \beta n^{1/3} \phi' \leq 0.15h$$
$$= 786.84 \text{ (mm)}$$

σsy : 軸方向鉄筋の降伏点

ϕ : 許容ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径

βn : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta n = \beta s + \beta co = 2.092217$$

βs : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta s = \frac{384E0Ih}{nsd^3s} = 0.747217$$

E0 : 横拘束鉄筋のヤング係数

ϕh : 横拘束鉄筋の径

Ih : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長

s : 横拘束鉄筋の間隔

ns : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

βco : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数

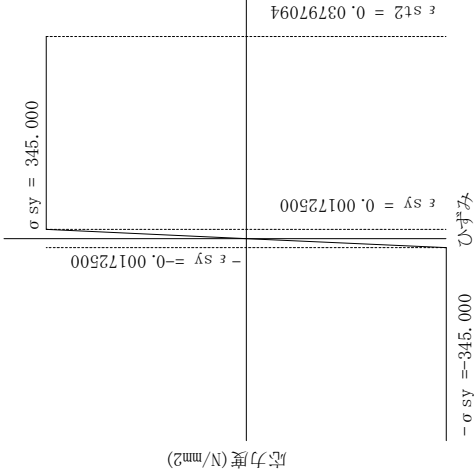
$$\beta co = 0.01c0$$

c0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に

配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離

ϕ' : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離



(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント (前面側引張となる向きを正とする)

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置からの距離 yi (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重によるモーメント Moi (kN・m)
0	0.000	23.000	49897.5	0.0
1	0.370	22.630	49625.6	0.0
2	0.740	22.260	49353.6	0.0
3	1.110	21.890	49081.7	0.0
4	1.480	21.520	48809.7	0.0
5	1.850	21.150	48537.8	0.0
6	2.220	20.780	48265.8	0.0
7	2.590	20.410	47993.9	0.0
8	2.960	20.040	47721.9	0.0
9	3.330	19.670	47450.0	0.0
10	3.700	19.300	47178.0	0.0
11	4.070	18.930	46906.1	0.0
12	4.440	18.560	46634.1	0.0
13	4.810	18.190	46362.2	0.0
14	5.180	17.820	46090.2	0.0
15	5.550	17.450	45818.3	0.0
16	5.920	17.080	45546.3	0.0
17	6.290	16.710	45274.4	0.0
18	6.660	16.340	45002.4	0.0
19	7.030	15.970	44730.5	0.0
20	7.400	15.600	44458.5	0.0
21	7.770	15.230	44186.6	0.0
22	8.140	14.860	43914.6	0.0
23	8.510	14.490	43642.7	0.0
24	8.880	14.120	43370.7	0.0
25	9.250	13.750	43098.8	0.0
26	9.620	13.380	42826.8	0.0
27	9.990	13.010	42554.9	0.0
28	10.360	12.640	42282.9	0.0
29	10.730	12.270	42011.0	0.0
30	11.100	11.900	41739.0	0.0
31	11.470	11.530	41467.1	0.0
32	11.840	11.160	41196.1	0.0
33	12.210	10.790	40923.2	0.0
34	12.580	10.420	40651.2	0.0
35	12.950	10.050	40379.3	0.0
36	13.320	9.680	40107.3	0.0
37	13.690	9.310	39835.4	0.0
38	14.060	8.940	39563.4	0.0
39	14.430	8.570	39291.5	0.0
40	14.800	8.200	39019.5	0.0
41	15.170	7.830	38747.6	0.0
42	15.540	7.460	38475.6	0.0
43	15.910	7.090	38203.7	0.0
44	16.280	6.720	37931.7	0.0
45	16.650	6.350	37659.8	0.0
46	17.020	5.980	37387.8	0.0
47	17.390	5.610	37115.9	0.0
48	17.760	5.240	36843.9	0.0
49	18.130	4.870	36572.0	0.0
50	18.500	4.500	36300.0	0.0
51	18.870	4.130	36028.0	0.0
52	19.240	3.760	35756.0	0.0

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s1 (mm)	鉄筋量 Ahl (mm ²)	有効長 dl (mm)	体積比 ρ s1	有効長 d' l (mm)	軸方向鉄筋 本数 ns (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
50	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
51	—	—	—	—	—	—
52	—	—	—	—	—	—

(4) 各着目点のモーメント および 曲率

i	モーメント (kN・m)			引張限界 Msti	圧縮限界 Mccli	曲率 (1/m)			初降伏 φyi	引張限界 φsti	圧縮限界 φccli
	ひび割れ McI	初降伏 My0i	ひび割れ φci								
0	104672.6	382739.9	487863.3	478358.6	6	0.00005393	0.00058027	0.00980929	0.01688242		
1	104426.0	382325.6	487442.0	477959.9	0	0.00005380	0.00057993	0.00980524	0.01691529		
2	104179.4	381910.6	487021.1	477559.0	0	0.00005368	0.00057959	0.00980150	0.01694841		
3	103932.8	381496.0	486599.2	477158.8	8	0.00005355	0.00057925	0.00979717	0.01698153		
4	103686.2	381080.7	486177.6	476757.9	0	0.00005342	0.00057891	0.00979315	0.01701478		
5	103439.6	380664.7	485753.7	476356.3	3	0.00005329	0.00057857	0.00978912	0.01704816		
6	103193.0	380249.2	485330.2	475955.3	3	0.00005317	0.00057823	0.00978511	0.01708155		
7	102946.4	379833.9	484906.9	475553.7	0	0.00005304	0.00057789	0.00978112	0.01711507		
8	102699.9	379418.0	484481.4	475151.3	0	0.00005291	0.00057755	0.00977711	0.01714873		
9	102453.3	379001.5	484056.2	474748.1	0	0.00005279	0.00057721	0.00977313	0.01718251		
10	102206.7	378586.3	483630.0	474345.7	0	0.00005266	0.00057687	0.00976914	0.01721630		
11	101960.1	378169.5	483203.4	473942.5	0	0.00005253	0.00057653	0.00976517	0.01725023		
12	101713.5	377753.0	482775.1	473538.6	0	0.00005241	0.00057619	0.00976139	0.01728428		
13	101466.9	377335.8	482344.5	473134.0	0	0.00005228	0.00057585	0.00975760	0.01731848		
14	101220.3	376919.0	481914.5	472730.1	0	0.00005215	0.00057551	0.00975383	0.01735268		
15	100973.7	376501.6	481485.0	472325.4	0	0.00005202	0.00057517	0.00975007	0.01738701		
16	100727.1	376084.6	481053.3	471920.0	0	0.00005190	0.00057483	0.00974630	0.01742148		
17	100480.6	375667.9	480622.0	471515.3	0	0.00005177	0.00057449	0.00974255	0.01745596		
18	100234.0	375249.5	480190.0	471109.9	0	0.00005164	0.00057415	0.00973880	0.01749058		
19	99987.4	374831.5	479757.0	470703.8	0	0.00005152	0.00057381	0.00973505	0.01752533		
20	99740.8	374413.9	479323.2	470296.8	0	0.00005139	0.00057346	0.00973130	0.01756022		
21	99494.2	373996.7	478890.0	469890.7	0	0.00005126	0.00057312	0.00972757	0.01759512		
22	99247.6	373577.8	478455.9	469483.8	0	0.00005113	0.00057278	0.00972385	0.01763015		
23	99001.0	373159.3	478020.9	469076.1	0	0.00005101	0.00057244	0.00972012	0.01766533		
24	98754.4	372741.1	477586.5	468667.7	0	0.00005088	0.00057210	0.00971642	0.01770065		
25	98507.9	372321.3	477149.9	468260.0	0	0.00005075	0.00057176	0.00971270	0.01773597		
26	98261.3	371902.9	476713.8	467850.2	0	0.00005063	0.00057142	0.00970899	0.01777387		
27	98014.7	371482.9	476276.9	467439.0	0	0.00005050	0.00057108	0.00970529	0.01781329		
28	97768.1	371064.4	475839.8	467028.5	0	0.00005037	0.00057074	0.00970160	0.01785274		
29	97521.5	370644.9	475401.9	466615.8	0	0.00005025	0.00057040	0.00969791	0.01789251		
30	97274.9	370225.0	474963.9	466203.7	0	0.00005012	0.00057005	0.00969424	0.01793232		
31	97028.3	369804.5	474525.0	465790.9	0	0.00004999	0.00056971	0.00969056	0.01797231		
32	96781.7	369385.4	474085.3	465378.1	0	0.00004986	0.00056937	0.00968688	0.01801240		
33	96535.2	368964.6	473646.2	464964.5	0	0.00004974	0.00056903	0.00968323	0.01805268		
34	96288.6	368544.2	473204.8	464550.8	0	0.00004961	0.00056869	0.00967956	0.01809306		
35	96042.0	368123.2	472764.0	464136.4	0	0.00004948	0.00056835	0.00967590	0.01813363		
36	95795.4	367702.6	472323.2	463721.2	0	0.00004936	0.00056800	0.00967226	0.01817437		
37	95548.8	367281.3	471881.5	463306.7	0	0.00004923	0.00056766	0.00966862	0.01821516		
38	95302.2	366860.5	471439.7	462891.4	0	0.00004910	0.00056732	0.00966498	0.01825614		
39	95055.6	366439.1	470996.3	462475.4	0	0.00004897	0.00056698	0.00966135	0.01829730		
40	94809.0	366018.0	470552.8	462058.5	0	0.00004885	0.00056664	0.00965772	0.01833864		
41	94562.4	365596.4	470109.2	461642.4	0	0.00004872	0.00056629	0.00965410	0.01838003		
42	94315.9	365174.1	469664.1	461225.5	0	0.00004859	0.00056595	0.00965048	0.01842160		
43	94069.3	364752.2	469219.6	460807.8	0	0.00004847	0.00056561	0.00964687	0.01846336		
44	93822.7	364329.7	468774.3	460389.3	0	0.00004834	0.00056527	0.00964327	0.01850532		
45	93576.1	363906.7	468328.2	459971.1	0	0.00004821	0.00056493	0.00963967	0.01854643		
46	93329.5	363484.0	467882.8	459549.6	0	0.00004809	0.00056458	0.00963608	0.01858629		
47	93082.9	363061.7	467435.7	459128.2	0	0.00004796	0.00056424	0.00963249	0.01862623		
48	92836.3	362638.9	466987.9	458706.7	0	0.00004783	0.00056390	0.00962890	0.01866627		
49	92589.7	362215.4	466538.9	458284.4	0	0.00004770	0.00056356	0.00962525	0.01870247		
50	92343.2	361792.4	466088.1	457862.1	0	0.00004758	0.00056321	0.00962163	0.01874176		
51					0	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000		
52					0	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000		

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{sti} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{ccli} に達する場合、 $Msti = Mccli$ 、 $\phi sti = \phi ccli$ とする。

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ (m)	慣性力作用位置までの高さyi (m)	ひび割れ時水平力 (kN)	初降伏時水平力 (kN)	終局時水平力 (kN)	備考
0	0.000	23.000	4550.98	16640.86	21211.45	cyu
1	0.370	22.630	4614.49	16894.63	21539.64	
2	0.740	22.260	4680.12	17156.81	21878.76	
3	1.110	21.890	4747.96	17427.87	22229.29	
4	1.480	21.520	4818.13	17708.21	22591.90	
5	1.850	21.150	4890.96	17998.33	22967.08	
6	2.220	20.780	4965.98	18298.80	23355.64	
7	2.590	20.410	5043.92	18610.19	23758.30	
8	2.960	20.040	5124.74	18933.04	24175.72	
9	3.330	19.670	5208.61	19268.00	24608.85	
10	3.700	19.300	5295.68	19615.87	25058.55	
11	4.070	18.930	5386.16	19977.26	25525.80	
12	4.440	18.560	5480.25	20353.07	26011.59	
13	4.810	18.190	5578.17	20744.14	26517.02	
14	5.180	17.820	5680.15	21151.46	27043.46	
15	5.550	17.450	5786.46	21576.02	27592.27	
16	5.920	17.080	5897.37	22019.00	28164.71	
17	6.290	16.710	6013.20	22481.62	28762.54	
18	6.660	16.340	6134.27	22965.09	29387.39	
19	7.030	15.970	6260.95	23470.98	30041.14	
20	7.400	15.600	6393.64	24000.89	30725.85	
21	7.770	15.230	6532.78	24556.58	31443.86	
22	8.140	14.860	6678.84	25139.82	32197.57	
23	8.510	14.490	6832.37	25752.88	32989.71	
24	8.880	14.120	6993.94	26398.10	33823.41	
25	9.250	13.750	7164.21	27077.91	34701.81	
26	9.620	13.380	7343.89	27795.43	35628.83	
27	9.990	13.010	7533.80	28553.64	36608.52	
28	10.360	12.640	7734.82	29356.35	37645.55	
29	10.730	12.270	7947.96	30207.41	38745.06	
30	11.100	11.900	8174.36	31111.35	39912.93	
31	11.470	11.530	8415.29	32073.24	41155.68	
32	11.840	11.160	8672.20	33099.05	42480.76	
33	12.210	10.790	8946.72	34195.05	43896.78	
34	12.580	10.420	9240.75	35368.92	45413.13	
35	12.950	10.050	9556.42	36629.17	47041.20	
36	13.320	9.680	9896.22	37985.80	48793.72	
37	13.690	9.310	10263.03	39450.20	50685.44	
38	14.060	8.940	10660.20	41035.85	52733.74	
39	14.430	8.570	11091.67	42758.35	54958.73	
40	14.800	8.200	11562.08	44636.34	57384.49	
41	15.170	7.830	12076.94	46691.74	60039.49	
42	15.540	7.460	12642.88	48950.95	62957.65	
43	15.910	7.090	13267.88	51446.01	66180.48	
44	16.280	6.720	13961.71	54215.74	69758.08	
45	16.650	6.350	14736.59	57308.14	73752.47	
46	17.020	5.980	15606.94	60793.28	78241.26	
47	17.390	5.610	16592.32	64716.89	83321.88	
48	17.760	5.240	17716.86	69205.89	89119.82	
49	18.130	4.870	19012.27	74376.88	96798.53	
50	18.500	4.500	20520.70	80398.30	103575.14	
51	18.870	4.130				
52	23.000	0.000				

備考欄 c:Pe最小位置, y:Py0最小位置, u:Pu最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000
水平力 (kN)	4550.98	16640.86	21211.45

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

・Pu = 21211.45 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	yi (m)	φ ci (1/m)	φ ci・yi	φ y0i (1/m)	φ y0i・yi	Δ yi (mm)
0	23.000	0.0005393	0.001240380	0.00058027	0.013346259	0.370
1	22.630	0.0005306	0.001200793	0.00056906	0.012877827	0.370
2	22.260	0.0005219	0.001161848	0.00055784	0.012417613	0.370
3	21.890	0.0005133	0.001123546	0.00054662	0.011965597	0.370
4	21.520	0.0005046	0.001085885	0.00053540	0.011521806	0.370
5	21.150	0.0004959	0.01048866	0.00052417	0.011068243	0.370
6	20.780	0.0004872	0.01012489	0.00051294	0.010668890	0.370
7	20.410	0.0004786	0.00976754	0.00050170	0.010239753	0.370
8	20.040	0.0004699	0.00941661	0.00049046	0.009828856	0.370
9	19.670	0.0004612	0.00907210	0.00047922	0.009426202	0.370
10	19.300	0.0004525	0.00873401	0.00046797	0.009031759	0.370
11	18.930	0.0004439	0.00840234	0.00045671	0.008645586	0.370
12	18.560	0.0004352	0.00808709	0.00044546	0.008267650	0.370
13	18.190	0.0004265	0.00775826	0.00043419	0.007897973	0.370
14	17.820	0.0004178	0.00744585	0.00042293	0.007536544	0.370
15	17.450	0.0004092	0.00713987	0.00041166	0.007183382	0.370
16	17.080	0.0004005	0.00684030	0.00040038	0.006838477	0.370
17	16.710	0.0003918	0.00654715	0.00038910	0.006501836	0.370
18	16.340	0.0003831	0.00626042	0.00037781	0.006173486	0.370
19	15.970	0.0003745	0.00598011	0.00036653	0.005853407	0.370
20	15.600	0.0003658	0.00570622	0.00035523	0.005541606	0.370
21	15.230	0.0003571	0.00543875	0.00034393	0.005238088	0.370
22	14.860	0.0003484	0.00517770	0.00033263	0.004942876	0.370
23	14.490	0.0003398	0.00492307	0.00032132	0.004655957	0.370
24	14.120	0.0003311	0.00467486	0.00031001	0.004377334	0.370
25	13.750	0.0003224	0.00443307	0.00029869	0.004107030	0.370
26	13.380	0.0003137	0.00419770	0.00028737	0.003845026	0.370
27	13.010	0.0003051	0.000396875	0.00027605	0.003591347	0.370
28	12.640	0.0002964	0.000374622	0.00026471	0.003345980	0.370
29	12.270	0.0002877	0.000353011	0.00025338	0.003108943	0.370
30	11.900	0.0002790	0.000332042	0.00024204	0.002880239	0.370
31	11.530	0.0002704	0.000311715	0.00023069	0.002659873	0.370
32	11.160	0.0002617	0.000292030	0.00021934	0.002447841	0.370
33	10.790	0.0002530	0.000272987	0.00020799	0.002244163	0.370
34	10.420	0.0002443	0.000254586	0.00019663	0.002048833	0.370
35	10.050	0.0002356	0.000236827	0.00018526	0.001861862	0.370
36	9.680	0.0002270	0.000219710	0.00017389	0.001683251	0.370
37	9.310	0.0002183	0.000203235	0.00016251	0.001513008	0.370
38	8.940	0.0002096	0.000187402	0.00015113	0.001351137	0.370
39	8.570	0.0002009	0.000172211	0.00013975	0.001197644	0.370
40	8.200	0.0001923	0.000157662	0.00012836	0.001052534	0.370
41	7.830	0.0001836	0.000143755	0.00011696	0.000915814	0.370
42	7.460	0.0001749	0.000130490	0.00010556	0.000787489	0.370
43	7.090	0.0001662	0.000117867	0.00009416	0.000667562	0.370
44	6.720	0.0001576	0.000105886	0.00008274	0.000556042	0.370
45	6.350	0.0001489	0.000094547	0.00007133	0.000452932	0.370
46	5.980	0.0001402	0.000083850	0.00005991	0.000358239	0.370
47	5.610	0.0001315	0.000073795	0.00004848	0.000271968	0.370
48	5.240	0.0001229	0.000064382	0.00004493	0.000235414	0.370
49	4.870	0.0001142	0.000055611	0.00004175	0.000203342	0.370
50	4.500	0.0001055	0.000047481	0.00003858	0.000173618	0.370
51	4.130	0.0000968	0.000039800	0.000030000	0.000000000	0.000
52	0.000	0.000000000	0.000000000	0.000000000	0.000000000	4.500

$$\delta c = \int \phi c \cdot ydy = \Sigma (\phi c_i \cdot y_i + \phi c_{i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 9.44 \text{ (mm)}$$

$$\delta y0 = \int \phi y0 \cdot ydy = \Sigma (\phi y0_i \cdot y_i + \phi y0_{i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 92.08 \text{ (mm)}$$

ここに、

δ c : ひび割れ変位

δ y0 : 初降伏変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力Pcを用いさせたときの曲率分布より求める。

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力Py0を用いさせたときの曲率分布より求める。

yi : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

φ ci : 慣性力作用位置にひび割れ水平力Pcを載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ y0i : 慣性力作用位置に初降伏水平力Py0を載荷したときの各断面の曲率 1/m

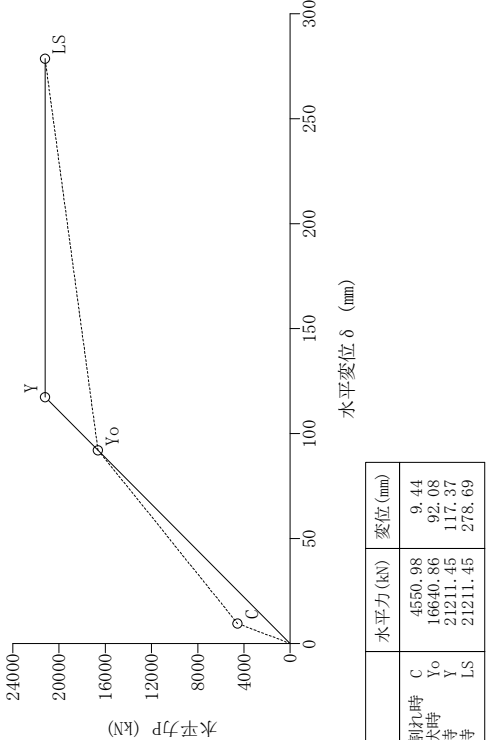
$$P_s \text{ : せん断耐力 (kN)}$$
$$P_{so} \text{ : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (kN)}$$
$$S_c \text{ : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)}$$
$$S_{co} \text{ : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)}$$
$$(\text{正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合})$$
$$\sigma_{ck} \text{ : コンクリートの設計基準強度} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$\tau_c \text{ : コンクリートが負担できる平均せん断応力度} = 0.350 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$\sigma_{sy} \text{ : せん断補強鉄筋の降伏点強度} = 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$h_p \text{ : 橋脚の高さ (基部から天端)} = 18500 \text{ (mm)}$$
$$c_e \text{ : 有効高さdに関する補正係数} = 0.612$$
$$c_{pt} \text{ : 引張主鉄筋比に関する補正係数} = 1.457$$
$$p_t \text{ : 引張主鉄筋比 (図心から引張側)} = 0.928 \text{ (\%)}$$
$$b \text{ : 部材断面幅} = 6000.0 \text{ (mm)}$$
$$d \text{ : 部材断面の有効高} = 4767.1 \text{ (mm)}$$
$$S_s \text{ : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)}$$
$$A_w \text{ : せん断補強鉄筋の総断面積} = 3040.20 \text{ (mm}^2\text{)}$$
$$a \text{ : } \quad \quad \quad \text{の部材軸方向の間隔} = 150 \text{ (mm)}$$

$$1) \text{タイプI地震動}$$
$$P_{so} = S_{co} + S_s = 37906.04 \text{ (kN)}$$
$$P_s = S_c + S_s = 34337.97 \text{ (kN)}$$
$$S_{co} = c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 8920.17 \text{ (kN)}$$
$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 5352.10 \text{ (kN)}$$
$$S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3} = 28985.87 \text{ (kN)}$$
$$\text{ここに、}$$
$$c_c \text{ : 正負交番作用による補正係数} = 0.6$$

$$2) \text{タイプII地震動}$$
$$P_{so} = S_{co} + S_s = 37906.04 \text{ (kN)}$$
$$P_s = S_c + S_s = 36122.01 \text{ (kN)}$$
$$S_{co} = c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 8920.17 \text{ (kN)}$$
$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 7136.13 \text{ (kN)}$$
$$S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3} = 28985.87 \text{ (kN)}$$
$$\text{ここに、}$$
$$c_c \text{ : 正負交番作用による補正係数} = 0.8$$

$$(8) \text{ 限界状態の変位}$$
$$\delta_{ls2} \text{ : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位 (mm)}$$
$$L_p \text{ : 塑性ヒンジ長 (mm)} = 786.84 \text{ (mm)}$$
$$h \text{ : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離} = 23000 \text{ (mm)}$$
$$M_{yo} \text{ : 橋脚基部断面における初降伏モーメント} = 382739.9 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$
$$\phi_{yo} \text{ : 橋脚基部断面における初降伏曲率} = 0.00058027 \text{ (1/m)}$$
$$\delta_{yo} \text{ : 橋脚の初降伏変位} = 92.08 \text{ (mm)}$$
$$\delta_{ls2} = \delta_y + (\phi_{ls2} - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) = 278.69 \text{ (mm)}$$
$$\text{ここに}$$
$$\phi_{ls2} \text{ : 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率} = 0.00980929 \text{ (1/m)}$$
$$\phi_y \text{ : 橋脚基部断面における降伏曲率}$$
$$= \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \phi_{yo} = 0.00073965 \text{ (1/m)}$$
$$\delta_y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \delta_{yo} = 117.37 \text{ (mm)}$$
$$M_{ls2} \text{ : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント} = 487863.3 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$(9) \text{ 水平力－水平変位の関係}$$



3.3.3 せん断耐力
(1) 破壊形態の判定に用いるせん断耐力

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基礎からの高さ h _i (m)	断面幅 b(mm)	有効高 d(mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	A _w (mm ²)	ce	cpt
0	0.000	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
1	0.370	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
2	0.740	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
3	1.110	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
4	1.480	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
5	1.850	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
6	2.220	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
7	2.590	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
8	2.960	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
9	3.330	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
10	3.700	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
11	4.070	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
12	4.440	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
13	4.810	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
14	5.180	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
15	5.550	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
16	5.920	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
17	6.290	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
18	6.660	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
19	7.030	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
20	7.400	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
21	7.770	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
22	8.140	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
23	8.510	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
24	8.880	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
25	9.250	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
26	9.620	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
27	9.990	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
28	10.360	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
29	10.730	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
30	11.100	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
31	11.470	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
32	11.840	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
33	12.210	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
34	12.580	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
35	12.950	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
36	13.320	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
37	13.690	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
38	14.060	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
39	14.430	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
40	14.800	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
41	15.170	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
42	15.540	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
43	15.910	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
44	16.280	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
45	16.650	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
46	17.020	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
47	17.390	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
48	17.760	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
49	18.130	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
50	18.500	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	S _{co} (kN)	S _s (kN)	P _{so} (kN)	S _c (kN)		P _s (kN)	
				タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
0	8920.17	28985.87	37906.04	5352.10	7136.13	34337.97	36122.01
1	8920.17	28985.87	37906.04	5352.10	7136.13	34337.97	36122.01
2	8920.17	28985.87	37906.04	5352.10	7136.13	34337.97	36122.01
3	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
4	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
5	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
6	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
7	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
8	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
9	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
10	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
11	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
12	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
13	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
14	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
15	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
16	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
17	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
18	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
19	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
20	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
21	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
22	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
23	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
24	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
25	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
26	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
27	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
28	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
29	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
30	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
31	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
32	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
33	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
34	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
35	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
36	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
37	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
38	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
39	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
40	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
41	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
42	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
43	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
44	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
45	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
46	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
47	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
48	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
49	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
50	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{IIz} \cdot k_{hco} &&= 0.35 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.6 &&= 0.35 \\k_{hc3} &= c_{IIz} \cdot 0.4 &&= 0.34 \\k_{hemin} &&&= 0.49 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.49\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}k_{hc} &: \text{設計水平震度} &&= 0.85 \\c_{IIz} &: \text{地域別補正係数} &&= 0.6000 \\c_{IIz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.581 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1.979 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} &&= 1.979 \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0} \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値が} 0.6 \text{を下回る」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が} 0.4 \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値を下回る」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \quad \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

(2) 等価重量

$$W: \text{地震時保有水平耐力法に用いる等価重量}$$
$$W_p: \text{橋脚の重量} \quad W_p = 13597.50 \text{ (kN)}$$

1) タイプI地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 31922.76 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 25124.01 \text{ (kN)}$$
$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

2) タイプII地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 31922.76 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 25124.01 \text{ (kN)}$$
$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

$$c_{IIz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.581$$

$$c_s: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 = 1.979$$

$$\mu_a: \text{許容塑性率} = 1.979$$

$$k_{hc1}: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度}$$

$$k_{hc2}: \text{例外規定「}k_{hc0} \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値が} 0.4 \text{を下回る」ときの震度}$$

$$k_{hc3}: \text{例外規定「設計水平震度が} 0.4 \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値を下回る」ときの震度}$$

$$k_{hemin}: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値}$$

$$\text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)}$$

$$Pa = 21211.45 \geq k_{hc} \times W = 15003.70 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$Pa: \text{地震時保有水平耐力 (kN)}$$

$$k_{hc}: \text{設計水平震度} = 0.49$$

$$W: \text{等価重量} = 31922.76 \text{ (kN)}$$

$$Pa = 21211.45 \geq k_{hc} \times W = 15642.15 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$Pa: \text{地震時保有水平耐力 (kN)}$$

$$k_{hc}: \text{設計水平震度} = 0.49$$

$$W: \text{等価重量} = 31922.76 \text{ (kN)}$$

3.3.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプI地震動

$$P_u \leq P_s \text{ より 曲げ破壊型 となる。よって、}$$

$$Pa = P_u = 21211.45 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a2 = \frac{\delta \text{ } l s2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.979$$

とする。

(2) タイプII地震動

$$P_u \leq P_s \text{ より 曲げ破壊型 となる。よって、}$$

$$Pa = P_u = 21211.45 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a2 = \frac{\delta \text{ } l s2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.979$$

とする。

ここに、

$$Pa: \text{鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力}$$

$$\mu_a2: \text{鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率}$$

$$\alpha 2: \text{安全係数} = 1.2$$

3.3.5 作用荷重

(1) 設計水平震度

1) タイプI地震動

$$k_{hc1} = c_s \cdot c_{IIz} \cdot k_{hco} = 0.33$$

$$k_{hc2} = c_s \cdot 0.4 = 0.23$$

$$k_{hc3} = c_{IIz} \cdot 0.4 = 0.40$$

$$k_{hemin} = 0.47$$

$$k_{hc} = \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) = 0.47$$

ここに、

$$k_{hc}: \text{設計水平震度}$$

$$c_{IIz}: \text{地域別補正係数} = 1.00$$

$$c_{IIz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 0.5727$$

$$c_s: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 = 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.581$$

$$\mu_a: \text{許容塑性率} = 1.979$$

$$k_{hc1}: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度}$$

$$k_{hc2}: \text{例外規定「}k_{hc0} \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値が} 0.4 \text{を下回る」ときの震度}$$

$$k_{hc3}: \text{例外規定「設計水平震度が} 0.4 \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値を下回る」ときの震度}$$

$$k_{hemin}: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値}$$

$$\text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)}$$

3.3.7 残留変位による判定 (B種橋)

$\delta_{\text{h}} \text{ : 橋脚の許容残留変位} = 230.00 \text{ (mm)}$

$\alpha_k \text{ : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので} = 0.6$

$r \text{ : 橋脚の降伏剛性に對する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので} = 0.0$

(1)タイプI地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。

ここに、

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率} = \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位} = 117.37 \text{ (mm)}$$

(2)タイプII地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。

ここに、

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率} = \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位} = 117.37 \text{ (mm)}$$

3.3.8 基礎設計用水平震度

(1)タイプI地震動

$P_u = 21211.45 \text{ (kN)}$

$W = 31922.76 \text{ (kN)}$

$$khp = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$

$$= 0.73$$

(2)タイプII地震動

$P_u = 21211.45 \text{ (kN)}$

$W = 31922.76 \text{ (kN)}$

$$khp = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$

$$= 0.73$$

ここに、

khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

CdF : khp算出のための補正係数で1.1とする

Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

3.3.9 固有周期算定用剛性

橋脚天端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$I_y = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E) = 29.09933 \text{ (m}^4\text{)}$

$K = Py / \delta y = Pyo / \delta yo = 180728.09 \text{ (kN/m)}$

ここに

Iy : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

Py : 降伏水平耐力

δy : 降伏変位

$Pyo \text{ : 橋脚の初降伏水平耐力} = 16640.86 \text{ (kN)}$

$\delta yo \text{ : 橋脚の初降伏変位} = 92.08 \text{ (mm)}$

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離

$hu \text{ : 橋脚天端から上部工慣性力作用位置までの距離} = 23.000 \text{ (m)}$

$E \text{ : コンクリートのヤング係数} = 4.500 \text{ (m)}$

$E \text{ : コンクリートのヤング係数} = 2.50 \times 10^4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

3.3.10 主要断面のMc、Myo、MIs

(1) 基部断面

1) 条件

断面幅 6000.0 (mm) 断面高 5000.0 (mm)

コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

作用軸力 49897.5 (kN)

主鉄筋 $\Sigma As = 531074.0 \text{ mm}^2$ ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。

軸方向鉄筋比 = 1.77 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)
1	4840	74999.0	345.0	2	4700	4054.0	345.0
3	4690	70945.0	345.0	4	4575	4054.0	345.0
5	4825	4054.0	345.0	6	4450	4054.0	345.0
7	4375	4054.0	345.0	8	4300	4054.0	345.0
9	4225	4054.0	345.0	10	4150	4054.0	345.0
11	4075	4054.0	345.0	12	4000	4054.0	345.0
13	3925	4054.0	345.0	14	3850	4054.0	345.0
15	3775	4054.0	345.0	16	3700	4054.0	345.0
17	3625	4054.0	345.0	18	3550	4054.0	345.0
19	3475	4054.0	345.0	20	3400	4054.0	345.0
21	3325	4054.0	345.0	22	3250	4054.0	345.0
23	3175	4054.0	345.0	24	3100	4054.0	345.0
25	3025	4054.0	345.0	26	2950	4054.0	345.0
27	2875	4054.0	345.0	28	2800	4054.0	345.0
29	2725	4054.0	345.0	30	2650	4054.0	345.0
31	2575	4054.0	345.0	32	2500	4054.0	345.0
33	2425	4054.0	345.0	34	2350	4054.0	345.0
35	2275	4054.0	345.0	36	2200	4054.0	345.0
37	2125	4054.0	345.0	38	2050	4054.0	345.0
39	1975	4054.0	345.0	40	1900	4054.0	345.0
41	1825	4054.0	345.0	42	1750	4054.0	345.0
43	1675	4054.0	345.0	44	1600	4054.0	345.0
45	1525	4054.0	345.0	46	1450	4054.0	345.0
47	1375	4054.0	345.0	48	1300	4054.0	345.0
49	1225	4054.0	345.0	50	1150	4054.0	345.0
51	1075	4054.0	345.0	52	1000	4054.0	345.0
53	925	4054.0	345.0	54	850	4054.0	345.0
55	775	4054.0	345.0	56	700	4054.0	345.0
57	625	4054.0	345.0	58	550	4054.0	345.0
59	475	4054.0	345.0	60	425	4054.0	345.0
61	310	70945.0	345.0	62	300	4054.0	345.0
63	160	74999.0	345.0				

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) Mc (kN.m) φ (1/m)	34.249 31.055 77.636 1.9137 104672.6 0.00005393
初降伏時	コンクリート圧縮緑でのひずみ コンクリート圧縮緑から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント (図心) 曲率	ϵ_c (mm) X _o (mm) My _o (kN.m) φ _{yo} = ε _c /X _o (1/m)	0.00108352 1867.26 382739.9 0.00058027
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ccl} X _{ccl} (mm) Mccl (kN.m) φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	0.01451514 859.78 478358.6 0.01688242
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{sc} ε _{st} X _{st} (mm) Mc _{st} (kN.m) φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	0.00793653 0.03797094 3870.92 487863.3 0.00980929
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ls} X _{ls} (mm) M _{ls} (kN.m) φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	0.03797094 3870.92 487863.3 0.00980929

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
786.8	50.80	0.74721691	1.34500000	0.03797094

柱基部の軸圧縮応力度

	(N/mm ²)
軸方向圧縮応力度 σ _c	1.663

3.4 橋軸直角 荷重正方向 (→: 左側引張)

3.4.1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK

水平耐力に対する判定	Pa ≥ khc・W OK	Pa ≥ khc・W OK
終局位置	基部	基部
地震時保有水平耐力 Pa	25217.44	25217.44
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 Pu	25217.44	25217.44
せん断耐力 Ps0 (係数1.0)	43631.69	43631.69
せん断耐力 Ps	40203.58	41917.64
khc・W	19334.86	19334.86
設計水平震度 khc	0.52	0.49
構造物特性補正係数 c _s	0.586	0.586
許容塑性率 μ _a	1.956	1.956
c _z ・khco	0.6282	0.6000
等価重量 W	39458.90	39458.90
等価重量算出係数 c _p	0.5	0.5
基礎照本に用いる設計水平震度 kh _p	0.70	0.70
kh _p 算定に用いる耐力	Pu	Pu
耐力に大きな余裕	ない、	ない、
1.5・khc・W	30777.94	29002.29
判定に用いる耐力	Pu	Pu

残留変位に対する判定	弾性応答範囲 OK	弾性応答範囲 OK
許容残留変位 δ _u	230.00	230.00
慣性力作用位置 h	23.000	23.000
残留変位 δ _s	0.00	0.00
残留変位補正係数 c _u	0.6	0.6
最大応答塑性率 μ _r	0.983	0.941
降伏剛性に対する2次剛性の比 r	0.0	0.0
降伏変位 δ _y	100.03	100.03

変位

降伏変位	δ _y (mm)	100.03
限界変位	δ _{ls} (mm)	234.78

降伏剛性

降伏剛性	K _y (kN/m)	252097.58
柱部の断面2次モーメント I	I (m ⁴)	40.59065

3.4.2 水平耐力および水平変位

(1) 応力度－ひずみ曲線 (柱基部)

1) コンクリート

横拘束鋼材の断面積

横拘束鋼材の間隔

横拘束鋼材の有効長

横拘束鋼材の体積比

横拘束鋼材の降伏点強度

コンクリートの設計基準強度

コンクリートのヤング係数

下降勾配

断面補正係数

$$\alpha = 0.20$$

$$\beta = 0.40$$

最大圧縮応力時ひずみ

帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度

$$\sigma_{ccn} = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc}) = 1.31821317$$

限界圧縮ひずみ

$$\epsilon_{ccl} = 0.01451514$$

$$A_h = 506.70 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$s = 150 \text{ (mm)}$$

$$d = 1000.0 \text{ (mm)}$$

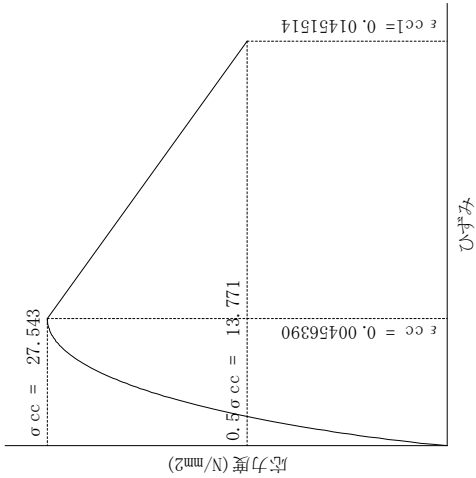
$$\rho_s = 0.01351200$$

$$\sigma_{sy} = 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_c = 25000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_{des} = 1383.891 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$



2) 鉄筋

$\epsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \beta_{s0.2} \beta_{co0.22} = 0.03797094$

ここに

ϵ_{st2} : 耐震性能2の鉄筋の許容ひずみ

$$L_p : \text{塑性ヒンジ長 (mm)} = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi' \leq 0.15h$$
$$= 786.84 \text{ (mm)}$$

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点

ϕ : 許容ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径

β_n : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co} = 2.092217$$

β_s : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta_s = \frac{384E0I_h}{nsd^3s} = 0.747217$$

$E0$: 横拘束鉄筋のヤング係数

ϕ_h : 横拘束鉄筋の径

I_h : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長

s : 横拘束鉄筋の間隔

ns : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

β_{co} : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数

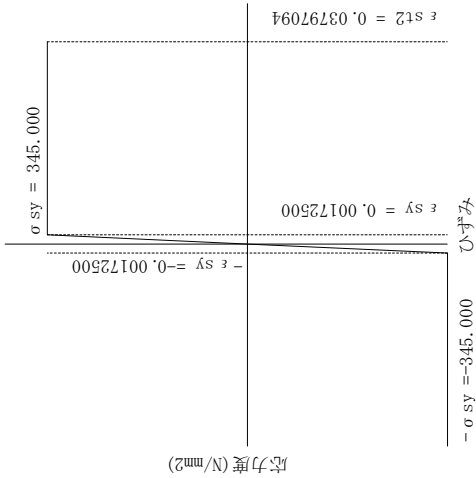
$$\beta_{co} = 0.01c_0$$

c_0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に

配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離

ϕ' : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離



(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント(左面側引張となる向きを正とする)

i	基部からの 高さ h1 (m)	慣性力作用位置 からの距離 y1 (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重による モーメント Moi (kN・m)
0	0.000	23.000	49897.5	0.0
1	0.370	22.630	49625.6	0.0
2	0.740	22.260	49353.6	0.0
3	1.110	21.890	49081.7	0.0
4	1.480	21.520	48809.7	0.0
5	1.850	21.150	48537.8	0.0
6	2.220	20.780	48265.8	0.0
7	2.590	20.410	47993.9	0.0
8	2.960	20.040	47721.9	0.0
9	3.330	19.670	47450.0	0.0
10	3.700	19.300	47178.0	0.0
11	4.070	18.930	46906.1	0.0
12	4.440	18.560	46634.1	0.0
13	4.810	18.190	46362.2	0.0
14	5.180	17.820	46090.2	0.0
15	5.550	17.450	45818.3	0.0
16	5.920	17.080	45546.3	0.0
17	6.290	16.710	45274.4	0.0
18	6.660	16.340	45002.4	0.0
19	7.030	15.970	44730.5	0.0
20	7.400	15.600	44458.5	0.0
21	7.770	15.230	44186.6	0.0
22	8.140	14.860	43914.6	0.0
23	8.510	14.490	43642.7	0.0
24	8.880	14.120	43370.7	0.0
25	9.250	13.750	43098.8	0.0
26	9.620	13.380	42826.8	0.0
27	9.990	13.010	42554.9	0.0
28	10.360	12.640	42282.9	0.0
29	10.730	12.270	42011.0	0.0
30	11.100	11.900	41739.0	0.0
31	11.470	11.530	41467.1	0.0
32	11.840	11.160	41196.1	0.0
33	12.210	10.790	40923.2	0.0
34	12.580	10.420	40651.2	0.0
35	12.950	10.050	40379.3	0.0
36	13.320	9.680	40107.3	0.0
37	13.690	9.310	39835.4	0.0
38	14.060	8.940	39563.4	0.0
39	14.430	8.570	39291.5	0.0
40	14.800	8.200	39019.5	0.0
41	15.170	7.830	38747.6	0.0
42	15.540	7.460	38475.6	0.0
43	15.910	7.090	38203.7	0.0
44	16.280	6.720	37931.7	0.0
45	16.650	6.350	37659.8	0.0
46	17.020	5.980	37387.8	0.0
47	17.390	5.610	37115.9	0.0
48	17.760	5.240	36843.9	0.0
49	18.130	4.870	36572.0	0.0
50	18.500	4.500	36300.0	0.0
51	18.870	4.130	36028.0	0.0
52	19.240	3.760	35756.0	0.0

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s1 (mm)	鉄筋量 Ahi (mm ²)	有効長 di (mm)	体積比 ρs1	有効長 d1 (mm)	有効長 d1 (mm)	軸方向鉄筋 本数 ns (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
50	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
51	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
52	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14

(4) 各着目点のモーメント および 曲率

i	モーメント Mc <i>i</i>	初降伏 My <i>i</i>	引張限界 Mst <i>i</i>	圧縮限界 Mc <i>cl</i> <i>i</i>	曲率 (1/m)	ひび割れ φ <i>ci</i>	初降伏 φ <i>yi</i>	引張限界 φst <i>i</i>	圧縮限界 φ <i>ccl</i> <i>i</i>
0	123966.5	438595.1	580001.0	567534.7	0.00004494	0.00004494	0.00047954	0.00820976	0.01295923
1	123674.4	438110.5	579521.1	567007.1	0.00004484	0.00004484	0.00047826	0.00820653	0.01298118
2	123382.4	437626.3	579041.9	566540.7	0.00004473	0.00004473	0.00047697	0.00820331	0.01300320
3	123090.3	437139.5	578559.3	566144.0	0.00004462	0.00004462	0.00047570	0.00820008	0.01302520
4	122798.3	436653.1	578078.5	565680.0	0.00004452	0.00004452	0.00047441	0.00819687	0.01304729
5	122506.3	436167.1	577596.0	565215.2	0.00004441	0.00004441	0.00047313	0.00819365	0.01306944
6	122214.2	435680.6	577112.4	564750.4	0.00004431	0.00004431	0.00047185	0.00819044	0.01309163
7	121922.2	435194.7	576627.8	564284.8	0.00004420	0.00004420	0.00047057	0.00818724	0.01311390
8	121630.1	434707.8	576143.7	563819.2	0.00004409	0.00004409	0.00046929	0.00818404	0.01313620
9	121338.1	434221.9	575658.6	563352.9	0.00004398	0.00004398	0.00046801	0.00818085	0.01315857
10	121046.1	433735.2	575172.5	562887.5	0.00004387	0.00004387	0.00046673	0.00817767	0.01318093
11	120754.0	433248.5	574686.9	562420.3	0.00004376	0.00004376	0.00046545	0.00817449	0.01320341
12	120462.0	432761.2	574198.7	561952.4	0.00004365	0.00004365	0.00046417	0.00817131	0.01322597
13	120169.9	432269.6	573711.0	561486.3	0.00004354	0.00004354	0.00046289	0.00816814	0.01324847
14	119877.9	431781.5	573222.3	561017.6	0.00004343	0.00004343	0.00046161	0.00816497	0.01327114
15	119585.9	431292.8	572734.2	560549.8	0.00004332	0.00004332	0.00046033	0.00816181	0.01329379
16	119293.8	430804.5	572245.0	560081.3	0.00004321	0.00004321	0.00045905	0.00815866	0.01331652
17	119001.8	430316.7	571753.2	559611.8	0.00004310	0.00004310	0.00045777	0.00815550	0.01333933
18	118709.7	429826.3	571263.6	559143.4	0.00004299	0.00004299	0.00045648	0.00815236	0.01336213
19	118417.7	429338.4	570771.4	558673.3	0.00004288	0.00004288	0.00045520	0.00814922	0.01338505
20	118125.7	428848.8	570279.7	558203.2	0.00004277	0.00004277	0.00045392	0.00814609	0.01340801
21	117833.6	428358.8	569785.4	557733.2	0.00004266	0.00004266	0.00045264	0.00814295	0.01343099
22	117541.6	427869.2	569292.6	557261.4	0.00004255	0.00004255	0.00045136	0.00813982	0.01345411
23	117249.5	427379.0	568798.7	556790.6	0.00004244	0.00004244	0.00045008	0.00813670	0.01347721
24	116957.5	426889.9	568303.3	556319.0	0.00004233	0.00004233	0.00044880	0.00813358	0.01350039
25	116665.5	426398.0	567807.9	555848.4	0.00004222	0.00004222	0.00044752	0.00813047	0.01352355
26	116373.4	425907.2	567311.8	555375.1	0.00004211	0.00004211	0.00044624	0.00812736	0.01354689
27	116081.4	425416.8	566814.6	554902.8	0.00004200	0.00004200	0.00044496	0.00812426	0.01357022
28	115789.3	424925.5	566318.2	554429.7	0.00004189	0.00004189	0.00044368	0.00812117	0.01359362
29	115497.3	424434.5	565820.7	553957.6	0.00004177	0.00004177	0.00044240	0.00811808	0.01361701
30	115205.2	423942.5	565321.4	553483.7	0.00004166	0.00004166	0.00044111	0.00811498	0.01364053
31	114913.2	423452.0	564822.7	553006.6	0.00004155	0.00004155	0.00043983	0.00811190	0.01366747
32	114621.2	422959.9	564322.2	552526.5	0.00004144	0.00004144	0.00043855	0.00810882	0.01369589
33	114329.1	422467.3	563822.4	552047.2	0.00004133	0.00004133	0.00043726	0.00810575	0.01372434
34	114037.1	421975.2	563320.7	551567.0	0.00004122	0.00004122	0.00043598	0.00810268	0.01375291
35	113745.0	421482.5	562819.7	551085.9	0.00004111	0.00004111	0.00043470	0.00809965	0.01378159
36	113453.0	420989.3	562316.9	550604.0	0.00004100	0.00004100	0.00043342	0.00809655	0.01381040
37	113161.0	420496.6	561813.1	550122.0	0.00004089	0.00004089	0.00043214	0.00809344	0.01383927
38	112868.9	420003.3	561309.9	549639.2	0.00004078	0.00004078	0.00043086	0.00809044	0.01386827
39	112576.9	419509.5	560805.8	549156.3	0.00004067	0.00004067	0.00042958	0.00808740	0.01389734
40	112284.8	419016.2	560300.7	548672.5	0.00004056	0.00004056	0.00042830	0.00808435	0.01392653
41	111992.8	418522.4	559796.3	548189.5	0.00004045	0.00004045	0.00042702	0.00808132	0.01395575
42	111700.8	418028.1	559289.2	547703.9	0.00004034	0.00004034	0.00042574	0.00807828	0.01398519
43	111408.7	417534.2	558782.9	547219.2	0.00004023	0.00004023	0.00042446	0.00807526	0.01401465
44	111116.7	417038.8	558275.0	546733.6	0.00004012	0.00004012	0.00042318	0.00807220	0.01404424
45	110824.6	416544.0	557762.8	546247.9	0.00004001	0.00004001	0.00042190	0.00806922	0.01407390
46	110532.6	416049.6	557247.8	545761.3	0.00003990	0.00003990	0.00042062	0.00806623	0.01410369
47	110240.6	415553.7	556733.9	545274.7	0.00003979	0.00003979	0.00041934	0.00806327	0.01413355
48	109948.5	415059.2	556218.9	544787.2	0.00003968	0.00003968	0.00041806	0.00806031	0.01416354
49	109656.5	414563.3	555702.8	544298.9	0.00003957	0.00003957	0.00041678	0.00805734	0.01419366
50	109364.4	414067.9	555186.2	543810.5	0.00003946	0.00003946	0.00041550	0.00805438	0.01422386
51					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
52					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{st} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{ccl} に達する場合、Mst*i* = Mc*cl**i*, φst*i* = φ*ccl**i*とする。

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置までの高さyi (m)	ひび割れ時 水平力 Pci (kN)	初降伏時 水平力 Py <i>0i</i> (kN)	終局時 水平力 Pu (kN)	備考
0	0.000	23.000	5389.85	19069.35	25217.44	cyu
1	0.370	22.630	5465.07	19359.72	25608.54	
2	0.740	22.260	5542.78	19659.67	26012.66	
3	1.110	21.890	5623.13	19969.83	26430.33	
4	1.480	21.520	5706.24	20269.57	26862.88	
5	1.850	21.150	5792.26	20566.34	27309.50	
6	2.220	20.780	5881.34	20966.34	27772.49	
7	2.590	20.410	5973.65	21322.61	28252.22	
8	2.960	20.040	6069.37	21692.00	28749.69	
9	3.330	19.670	6168.69	22075.21	29265.82	
10	3.700	19.300	6271.82	22473.19	29801.68	
11	4.070	18.930	6378.98	22886.70	30358.53	
12	4.440	18.560	6490.41	23316.66	30937.43	
13	4.810	18.190	6606.37	23764.14	31539.91	
14	5.180	17.820	6727.15	24230.16	32167.36	
15	5.550	17.450	6853.06	24715.92	32821.44	
16	5.920	17.080	6984.42	25222.75	33503.81	
17	6.290	16.710	7121.59	25752.05	34216.23	
18	6.660	16.340	7264.98	26305.16	34961.05	
19	7.030	15.970	7415.01	26884.06	35740.22	
20	7.400	15.600	7572.16	27490.31	36556.39	
21	7.770	15.230	7736.94	28125.99	37412.04	
22	8.140	14.860	7909.93	28793.35	38310.40	
23	8.510	14.490	8091.76	29494.76	39254.57	
24	8.880	14.120	8283.11	30232.95	40248.09	
25	9.250	13.750	8484.76	31010.77	41295.12	
26	9.620	13.380	8697.56	31831.63	42399.98	
27	9.990	13.010	8922.47	32699.22	43567.61	
28	10.360	12.640	9160.55	33617.56	44803.65	
29	10.730	12.270	9412.98	34591.24	46114.16	
30	11.100	11.900	9681.11	35625.42	47506.00	
31	11.470	11.530	9966.45	36726.10	48987.23	
32	11.840	11.160	10270.71	37899.63	50566.51	
33	12.210	10.790	10595.84	39153.60	52254.16	
34	12.580	10.420	10944.06	40496.66	54061.49	
35	12.950	10.050	11317.91	41938.56	56001.96	
36	13.320	9.680	11720.35	43490.63	58090.59	
37	13.690	9.310	12154.78	45166.12	60345.12	
38	14.060	8.940	12625.16	46980.24	62786.35	
39	14.430	8.570	13136.16	48950.94	65438.25	
40	14.800	8.200	13693.27	51099.54	68329.36	
41	15.170	7.830	14303.04	53451.14	71493.78	
42	15.540	7.460	14973.29	56035.94	74971.75	
43	15.910	7.090	15713.50	58890.58	78812.81	
44	16.280	6.720	16535.22	62059.35	83076.64	
45	16.650	6.350	17452.70	65597.47	87936.66	
46	17.020	5.980	18483.71	69573.50	93185.24	
47	17.390	5.610	19650.72	74073.74	99239.56	
48	17.760	5.240	20982.54	79209.78	106148.65	
49	18.130	4.870	22516.73	85125.94	114107.34	
50	18.500	4.500	24303.21	92015.08	123374.71	
51						
52	23.000	0.000				

備考欄 c:Pe最小位置, y:Py0最小位置, u:Pu最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000
水平力 (kN)	5389.85	19069.35	25217.44

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

・Pu = 25217.44 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	y _i (m)	φ _{c i} (1/m)	φ _{c i} ・y _i	φ _{y0 i} (1/m)	φ _{y0 i} ・y _i	Δ y _i (m)
0	23.000	0.00004494	0.001033650	0.00047954	0.011029316	
1	22.630	0.001004422	0.001000661	0.00047018	0.010640109	0.370
2	22.260	0.00004350	0.000968207	0.00046082	0.01025771	0.370
3	21.890	0.00004277	0.000936288	0.00045145	0.009882252	0.370
4	21.520	0.00004205	0.000904904	0.00044208	0.009513608	0.370
5	21.150	0.00004133	0.000874055	0.00043271	0.009151807	0.370
6	20.780	0.00004060	0.000843741	0.00042333	0.008796871	0.370
7	20.410	0.00003988	0.000813962	0.00041395	0.008448787	0.370
8	20.040	0.00003916	0.000784717	0.00040457	0.008107575	0.370
9	19.670	0.00003843	0.000756008	0.00039518	0.007773249	0.370
10	19.300	0.00003771	0.000727834	0.00038579	0.007445775	0.370
11	18.930	0.00003699	0.000700195	0.00037640	0.007125182	0.370
12	18.560	0.00003627	0.000673091	0.00036700	0.006811474	0.370
13	18.190	0.00003554	0.000646522	0.00035759	0.006504643	0.370
14	17.820	0.00003482	0.000620488	0.00034819	0.006204705	0.370
15	17.450	0.00003410	0.000594989	0.00033878	0.005911662	0.370
16	17.080	0.00003337	0.000569025	0.00032936	0.005625510	0.370
17	16.710	0.00003265	0.000543596	0.00031994	0.005346252	0.370
18	16.340	0.00003193	0.000518170	0.00031052	0.005073918	0.370
19	15.970	0.00003120	0.000492842	0.00030109	0.004808471	0.370
20	15.600	0.00003048	0.0004675518	0.00029166	0.004548948	0.370
21	15.230	0.00002976	0.000442329	0.00028223	0.004298343	0.370
22	14.860	0.00002904	0.0004171475	0.00027279	0.004053655	0.370
23	14.490	0.00002831	0.0004010256	0.00026335	0.003815893	0.370
24	14.120	0.00002759	0.0003849572	0.00025390	0.003585058	0.370
25	13.750	0.00002687	0.0003689422	0.00024445	0.003361163	0.370
26	13.380	0.00002614	0.0003498408	0.00023499	0.003144202	0.370
27	13.010	0.00002542	0.0003307029	0.00022553	0.002934180	0.370
28	12.640	0.00002470	0.000312185	0.00021607	0.002731106	0.370
29	12.270	0.00002398	0.000294176	0.00020660	0.002534985	0.370
30	11.900	0.00002325	0.000276702	0.00019713	0.002345820	0.370
31	11.530	0.00002253	0.000259763	0.00018765	0.002163609	0.370
32	11.160	0.00002181	0.000243358	0.00017817	0.001988368	0.370
33	10.790	0.00002108	0.000227489	0.00016868	0.001820096	0.370
34	10.420	0.00002036	0.000212155	0.00015919	0.001658796	0.370
35	10.050	0.00001964	0.000197356	0.00014970	0.001504475	0.370
36	9.680	0.00001891	0.000183092	0.00014020	0.001357137	0.370
37	9.310	0.00001819	0.000169363	0.00013071	0.001216786	0.370
38	8.940	0.00001747	0.000156168	0.00012119	0.001083427	0.370
39	8.570	0.00001675	0.000143509	0.00011168	0.000957066	0.370
40	8.200	0.00001602	0.000131385	0.00010216	0.000837706	0.370
41	7.830	0.00001530	0.000119796	0.00009264	0.000725353	0.370
42	7.460	0.00001458	0.000108742	0.00008311	0.000620012	0.370
43	7.090	0.00001385	0.000098222	0.00007358	0.000521688	0.370
44	6.720	0.00001313	0.000088238	0.00006405	0.000430385	0.370
45	6.350	0.00001241	0.000078789	0.00005451	0.000346108	0.370
46	5.980	0.00001168	0.000069875	0.00004496	0.000268863	0.370
47	5.610	0.00001096	0.000061496	0.00003878	0.000217572	0.370
48	5.240	0.00001024	0.000053651	0.00003263	0.000189819	0.370
49	4.870	0.00000952	0.000046342	0.00002637	0.000163959	0.370
50	4.500	0.00000879	0.000039568	0.00002011	0.000139992	0.370
51	4.130	0.00000807	0.000033299	0.00001385	0.000117996	0.370
52	0.000	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	4.500

$$\delta_c = \int \phi_c \cdot y dy = \Sigma (\phi_{c i} \cdot y_i + \phi_{c i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 7.87 \text{ (mm)}$$
$$\delta_{y0} = \int \phi_{y0} \cdot y dy = \Sigma (\phi_{y0 i} \cdot y_i + \phi_{y0 i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 75.64 \text{ (mm)}$$

ここに、

δ_c : ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力P_{y0}cを作用させたときの曲率分布より求める。

δ_{y0} : 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力P_{y0}を作用させたときの曲率分布より求める。

y_i : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

φ_{c i} : 慣性力作用位置にひび割れ水平力P_cを載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ_{y0 i}: 慣性力作用位置に初降伏水平力P_{y0}を載荷したときの各断面の曲率 1/m

(8) 限界状態の変位

δ_{ls2}: 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位 (mm)

$$L_p \text{ : 塑性ヒンジ長 (mm)} = 786.84 \text{ (mm)}$$

$$h \text{ : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離} = 23000 \text{ (mm)}$$

$$M_{y0} \text{ : 橋脚基部断面における初降伏モーメント} = 438595.1 \text{ (kN.m)}$$

$$\phi_{y0} \text{ : 橋脚基部断面における初降伏曲率} = 0.00047954 \text{ (1/m)}$$

$$\delta_{y0} \text{ : 橋脚の初降伏変位} = 75.64 \text{ (mm)}$$

$$\delta_{ls2} = \delta_y + (\phi_{ls2} - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) = 234.78 \text{ (mm)}$$

ここに

φ_{ls2}: 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率 = 0.00820976 (1/m)

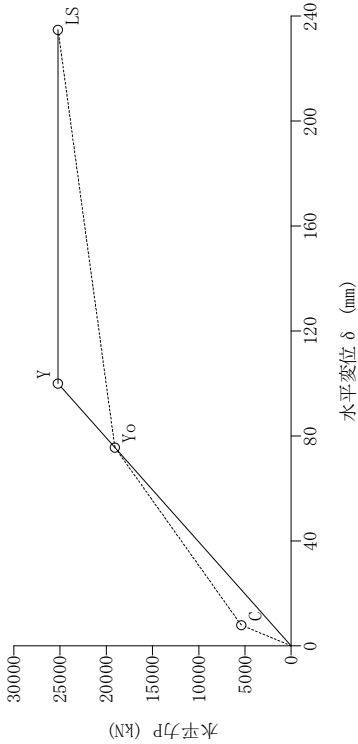
φ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率

$$= \left(\frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \right) \phi_{y0} = 0.00063414 \text{ (1/m)}$$

$$\delta_y \text{ : 橋脚の降伏変位} = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \right) \delta_{y0} = 100.03 \text{ (mm)}$$

$$M_{ls2} \text{ : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント} = 580001.0 \text{ (kN.m)}$$

(9) 水平力ー水平変位の関係



	水平力 (kN)	変位 (mm)
ひび割れ時 C	5389.85	7.87
初降伏時 Y ₀	19069.35	75.64
降伏時 Y	25217.44	100.03
限界時 LS	25217.44	234.78

3.4.3 セン断耐力

(1) 破壊形態の判定に用いるせん断耐力

Ps : せん断耐力 (kN)
Pso : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (kN)
Sc : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)
Sco : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

(正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 = 24.0 (N/mm²)
 τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.350 (N/mm²)
 σ_{sy} : せん断補強鉄筋の降伏点強度 = 345.0 (N/mm²)
hp : 橋脚の高さ(基部から天端) = 18500 (mm)
ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.585
cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.453
pt : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 0.921 (%)
b : 部材断面幅 = 5000.0 (mm)
d : 部材断面の有効高 = 5766.3 (mm)
Ss : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)
Aw : せん断補強鉄筋の総断面積 = 3040.20 (mm²)
a : 〃 の部材軸方向の間隔 = 150 (mm)

1) タイプI地震動

$P_{so} = S_{co} + S_s$ = 43631.69 (kN)
 $P_s = S_c + S_s$ = 40203.58 (kN)
 $S_{co} = ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 8570.28 (kN)
 $S_c = cc \cdot ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 5142.17 (kN)
 $S_s = Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$ = 35061.41 (kN)

ここに、

cc: 正負交番作用による補正係数

2) タイプII地震動

$P_{so} = S_{co} + S_s$ = 43631.69 (kN)
 $P_s = S_c + S_s$ = 41917.64 (kN)
 $S_{co} = ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 8570.28 (kN)
 $S_c = cc \cdot ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 6856.23 (kN)
 $S_s = Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$ = 35061.41 (kN)

ここに、

cc: 正負交番作用による補正係数

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基部から の高さ h _i (m)	断面幅 b(mm)	有効高 d(mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	Aw (mm ²)	ce	cpt
0	0.000	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
1	0.370	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
2	0.740	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
3	1.110	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
4	1.480	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
5	1.850	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
6	2.220	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
7	2.590	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
8	2.960	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
9	3.330	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
10	3.700	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
11	4.070	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
12	4.440	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
13	4.810	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
14	5.180	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
15	5.550	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
16	5.920	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
17	6.290	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
18	6.660	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
19	7.030	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
20	7.400	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
21	7.770	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
22	8.140	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
23	8.510	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
24	8.880	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
25	9.250	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
26	9.620	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
27	9.990	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
28	10.360	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
29	10.730	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
30	11.100	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
31	11.470	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
32	11.840	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
33	12.210	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
34	12.580	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
35	12.950	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
36	13.320	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
37	13.690	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
38	14.060	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
39	14.430	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
40	14.800	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
41	15.170	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
42	15.540	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
43	15.910	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
44	16.280	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
45	16.650	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
46	17.020	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
47	17.390	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
48	17.760	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
49	18.130	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
50	18.500	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	S _{co} (kN)	S _s (kN)	P _{so} (kN)	S _c (kN)		P _s (kN)	
				タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
0	8570.28	35061.41	43631.69	5142.17	6856.23	40203.58	41917.64
1	8570.28	35061.41	43631.69	5142.17	6856.23	40203.58	41917.64
2	8570.28	35061.41	43631.69	5142.17	6856.23	40203.58	41917.64
3	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
4	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
5	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
6	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
7	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
8	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
9	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
10	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
11	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
12	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
13	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
14	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
15	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
16	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
17	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
18	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
19	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
20	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
21	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
22	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
23	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
24	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
25	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
26	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
27	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
28	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
29	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
30	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
31	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
32	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
33	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
34	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
35	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
36	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
37	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
38	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
39	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
40	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
41	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
42	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
43	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
44	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
45	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
46	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
47	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
48	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
49	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
50	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69

3.4.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプI地震動

Pu ≤ Ps より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 25217.44 \text{ (kN)}$$

$$\mu a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.956$$

とする。

(2) タイプII地震動

Pu ≤ Ps より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 25217.44 \text{ (kN)}$$

$$\mu a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.956$$

とする。

ここに、

Pa：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

μa2：鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

α2：安全係数 = 1.2

3.4.5 作用荷重

(1) 設計水平震度

1) タイプI地震動

$$khc1 = cs \cdot cIz \cdot khco = 0.37$$

$$khc2 = cs \cdot 0.4 = 0.23$$

$$khc3 = cIz \cdot 0.4 = 0.40$$

$$khemin = 0.52$$

$$khc = \max(khc1, khc2, khc3, khemin) = 0.52$$

ここに、

khc：設計水平震度

$$cIz：地域別補正係数 = 1.00$$

$$cIz \cdot Khco：地域別補正係数 \times 設計水平震度の標準値 = 0.6282$$

$$cs：6.4.4に規定する構造物特性補正係数 = 1 / (\sqrt{2 \cdot \mu a - 1}) = 0.586$$

$$\mu a：許容塑性率 = 1.956$$

khc1：設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

khc2：例外規定「khc0にcIzを乗じた値が0.4を下回る」ときの震度

khc3：例外規定「設計水平震度が0.4にcIzを乗じた値を下回る」ときの震度

khemin：同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned} khc1 &= cs \cdot cIIz \cdot khco &= 0.35 \\ khc2 &= cs \cdot 0.6 &= 0.35 \\ khc3 &= cIIz \cdot 0.4 &= 0.34 \\ khemin & &= 0.49 \\ khc &= \max(khc1, khc2, khc3, khemin) &= 0.49 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} khc &: \text{設計水平震度} &= 0.85 \\ cIIz &: \text{地域別補正係数} &= 0.6000 \\ cIIz \cdot khco &: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu a - 1)}) = 0.586 \\ cs &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &= 1.956 \\ \mu a &: \text{許容塑性率} &= 1.956 \\ khc1 &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} & \\ khc2 &: \text{例外規定「khco0にcIIzを乗じた値が0.6を下回る」ときの震度} & \\ khc3 &: \text{例外規定「設計水平震度が0.4にcIIzを乗じた値を下回る」ときの震度} & \\ khemin &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} & \end{aligned}$$

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

(2)等価重量

$$\begin{aligned} W &: \text{地震時保有水平耐力法に用いる等価重量} \\ Wp &: \text{橋脚の重量} &= 13597.50 \text{ (kN)} \\ W &= Wu + cp \cdot Wp &= 39458.90 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Wu &: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} &= 32660.15 \text{ (kN)} \\ cp &: \text{等価重量算出係数} &= 0.5(\text{曲げ破壊型}) \end{aligned}$$

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned} W &= Wu + cp \cdot Wp &= 39458.90 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Wu &: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} &= 32660.15 \text{ (kN)} \\ cp &: \text{等価重量算出係数} &= 0.5(\text{曲げ破壊型}) \end{aligned}$$

3. 4. 6 水平耐力の照査

(1)タイプI地震動

$$Pa = 25217.44 \geq khc \times W = 20518.63 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Pa &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\ khc &: \text{設計水平震度} &= 0.52 \\ W &: \text{等価重量} &= 39458.90 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2)タイプII地震動

$$Pa = 25217.44 \geq khc \times W = 19334.86 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Pa &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\ khc &: \text{設計水平震度} &= 0.49 \\ W &: \text{等価重量} &= 39458.90 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

3. 4. 7 残留変位による判定(B種橋)

$$\begin{aligned} \delta_{ba} &: \text{橋脚の許容残留変位} &= 230.00 \text{ (mm)} \\ c_k &: \text{残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので} &= 0.6 \\ r &: \text{橋脚の降伏剛性に對する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので} &= 0.0 \end{aligned}$$

(1)タイプI地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。

ここに、

$$\begin{aligned} \mu r &: \text{橋脚の応答塑性率} &= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} &= 0.983 \\ \delta y &: \text{橋脚の降伏変位} &= 100.03 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

(2)タイプII地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。

ここに、

$$\begin{aligned} \mu r &: \text{橋脚の応答塑性率} &= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} &= 0.941 \\ \delta y &: \text{橋脚の降伏変位} &= 100.03 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

3. 4. 8 基礎設計用水平震度

(1)タイプI地震動

$$\begin{aligned} Pu &= 25217.44 \text{ (kN)} \\ W &= 39458.90 \text{ (kN)} \\ khp &= \frac{CdF \cdot Pu}{W} \end{aligned}$$

$$= 0.70$$

(2)タイプII地震動

$$\begin{aligned} Pu &= 25217.44 \text{ (kN)} \\ W &= 39458.90 \text{ (kN)} \\ khp &= \frac{CdF \cdot Pu}{W} \end{aligned}$$

$$= 0.70$$

ここに、

khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

CdF : khp算出のための補正係数で1.1とする

Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

3. 4. 9 固有周期算定用剛性

橋脚天端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$I_y = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E) = 40.59065 \text{ (m}^4\text{)}$

$K = P_y / \delta y = P_{yo} / \delta y_o = 252097.58 \text{ (kN/m)}$

ここに

I_y : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

P_y : 降伏水平耐力

δy : 降伏変位

$P_{yo} = \text{橋脚の初降伏水平耐力} = 19069.35 \text{ (kN)}$

$\delta y_o = \text{橋脚の初降伏変位} = 75.64 \text{ (mm)}$

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離

hu : 橋脚天端から上部工慣性力作用位置までの距離

$E = \text{コンクリートのヤング係数} = 2.50 \times 10^7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

3. 4. 10 主要断面のMc、Myo、Mls

(1) 基部断面

1) 条件

断面幅 5000.0 (mm) 断面高 6000.0 (mm)

コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

作用軸力 49897.5 (kN)

主鉄筋 $\Sigma A_s = 531074.0 \text{ mm}^2$ ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。

軸方向鉄筋比 = 1.77 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)
1	5840	60810.0	345.0	2	5700	4054.0	345.0
3	5690	58783.0	345.0	4	5550	8108.0	345.0
5	5400	8108.0	345.0	6	5250	8108.0	345.0
7	5100	8108.0	345.0	8	4950	8108.0	345.0
9	4800	8108.0	345.0	10	4650	8108.0	345.0
11	4500	8108.0	345.0	12	4350	8108.0	345.0
13	4200	8108.0	345.0	14	4050	8108.0	345.0
15	3900	8108.0	345.0	16	3750	8108.0	345.0
17	3600	8108.0	345.0	18	3450	8108.0	345.0
19	3300	8108.0	345.0	20	3150	8108.0	345.0
21	3000	8108.0	345.0	22	2850	8108.0	345.0
23	2700	8108.0	345.0	24	2550	8108.0	345.0
25	2400	8108.0	345.0	26	2250	8108.0	345.0
27	2100	8108.0	345.0	28	1950	8108.0	345.0
29	1800	8108.0	345.0	30	1650	8108.0	345.0
31	1500	8108.0	345.0	32	1350	8108.0	345.0
33	1200	8108.0	345.0	34	1050	8108.0	345.0
35	900	8108.0	345.0	36	750	8108.0	345.0
37	600	8108.0	345.0	38	450	8108.0	345.0
39	310	58783.0	345.0	40	300	4054.0	345.0
41	160	60810.0	345.0	—	—	—	—

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ_{bt} (N/mm ²) Mc(kN.m) ϕ (1/m)	34.249 36.779 110.336 1.9137 123966.5 0.00004494
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント(図心) 曲率	ϵ_c (mm) Xo (mm) Myo (kN.m) $\phi y_o = \epsilon_c / X_o$ (1/m)	0.00107549 2242.77 438595.1 0.00047954
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント(図心) 許容曲率	ϵ_{cc1} Xcc1 (mm) Mcc1(kN.m) $\phi_{cc1} = \epsilon_{cc1} / X_{cc1}$ (1/m)	0.01451514 1120.06 567534.7 0.01295923
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント(図心) 許容曲率	ϵ_{st} Xst (mm) Mst(kN.m) $\phi_{st} = \epsilon_{st} / X_{st}$ (1/m)	0.00866048 0.03797094 4625.10 580001.0 0.00820976
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント(図心) 許容曲率	ϵ_{ls} Xls (mm) Mls(kN.m) $\phi_{ls} = \epsilon_{ls} / X_{ls}$ (1/m)	0.03797094 4625.10 580001.0 0.00820976

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ_s	σ_{cc} (N/mm ²)	ϵ_{cc}	ϵ_{cc1}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

Lp (mm)	ϕ (mm)	β_s (N/mm ²)	β_{co} (N/mm ²)	ϵ_{st}
786.8	50.80	0.74721691	1.345000000	0.03797094

柱基部の軸圧縮応力度

	(N/mm ²)
軸方向圧縮応力度 σ_c	1.663

4 安定計算

4. 1 上載土砂重量

上載土砂高さ 5.000(m)

埋戻し土の単位体積重量 $\gamma_t = 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

※表中の図心(Xg,Zg)は、柱下面中心を(0,0)としたときの座標

	体積 V(m ³)	直角図心 Xg(m)	橋軸図心 Zg(m)	V・Xg(m ³)	V・Zg(m ³)
土砂上面まで 柱控除分	318.08626 -150.00000	0.0000 0.0000	0.0000 0.0000	0.0000 0.0000	0.0000 0.0000
Σ	168.08626			0.0000	0.0000

重量 $W = \Sigma V \cdot \gamma_t = 3025.55 \text{ (kN)}$

モーメント $M_x = \Sigma (V \cdot X_g) \cdot \gamma_t = 0.00 \text{ (kN.m)}$

$M_z = \Sigma (V \cdot Z_g) \cdot \gamma_t = 0.00 \text{ (kN.m)}$

重心位置 $x = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$

$z = \Sigma (V \cdot Z_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$

4.2 各荷重ケース毎の作用力の集計(橋軸方向)

4.2.1 ケース 常時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント(kN.m)
上部工反力	41300.00	0.00	0.00
躯体自重(柱)	13597.50	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3025.55	0.00	0.00
合計	57923.05	0.00	0.00

4.2.2 ケース レベル1地震時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント(kN.m)
上部工反力	36300.00	2400.00	55200.00
躯体自重(柱)	13597.50	1495.73	13835.46
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3025.55	0.00	0.00
合計	52923.05	3895.73	69035.46

4.3 各荷重ケース毎の作用力の集計(橋軸直角方向)

4.3.1 ケース 常時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント(kN.m)
上部工反力	41300.00	0.00	0.00
躯体自重(柱)	13597.50	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3025.55	0.00	0.00
合計	57923.05	0.00	0.00

4.3.2 ケース レベル1地震時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント(kN.m)
上部工反力	36300.00	4300.00	98900.00
躯体自重(柱)	13597.50	1767.68	16350.99
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3025.55	0.00	0.00
合計	52923.05	6067.68	115250.99

1 設計条件

1.1 基本データ

保存ファイル名：(橋脚の設計 運動データ)

工事名：

- (1) 橋軸直角方向
- (2) 橋軸方向
- (3) 杭形状
- (4) 適用基準
- (5) 対象構造物
- (6) 杭周面摩擦の考慮
- (7) 杭径 (公称径)
- 杭径 (設計径)
- (8) 使用材料 (深礎杭)

コンクリートの設計基準強度
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)

(せん断補強筋)

単位体積重量

(9) 使用材料 (フーチング)

コンクリートの設計基準強度

鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)

(せん断補強筋)

単位体積重量

(10) 解析方向

(11) 荷重載荷方向

(12) 設計水平震度 (レベル1地震時)

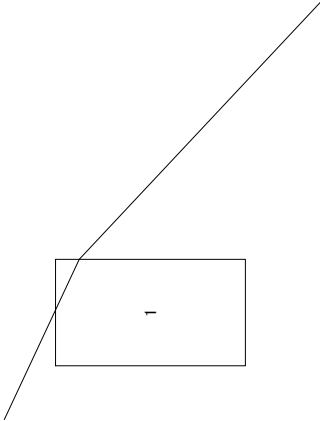
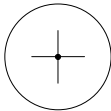
(13) フーチングタイプ

(14) 底版荷重の取扱い

(15) 荷重データを自動生成

(16) 作用位置自動設定の取扱い

構造図



杭列数 1 列 入力対象杭列 A 列
杭列数 1 列 入力対象杭列 1 列
円形

斜面上の深礎基礎設計施工便覧

橋脚基礎

考慮しない

D = 9.000 m

D_s = 9.000 m

σ_{sk} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_s = 24.50 kN/m³

σ_{sk} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_s = 24.50 kN/m³

[設計方向2]

面内解析

+X(+Z)方向

k_{ai} = 0.20

フーチングなし

作用格点に載荷

行わない

自動設定しない

1.2 構造寸法

柱寸法
形状 : 矩形
断面寸法 L= 5.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	1列
1行	L(m)	16.000

1.5 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時
安全率 : 常時
応力度 : 常時
底面せん断 : 常時
許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{sa} = 8.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sb} = 160.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sa} = 160.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma_{sa}' = 200.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{sa} = 0.23$ (N/mm²)
 $\tau_{sd} = 1.70$ (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	57923.05	0.00	0.00

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震
許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{sa} = 12.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sb} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sb} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma_{sb}' = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{sa} = 0.35$ (N/mm²)
 $\tau_{sd} = 2.55$ (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	52923.05	3895.72	69035.46

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.6 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース1
○	—	○	—	—

慣性力の向き : +X (+Z) 方向

死荷重時上部工反力

橋脚躯体重量

底版下面からWp重心位置までの高さ

慣性力を考慮する底版および土重量

底版下面からWp重心位置までの高さ

RD = 36300.00 (kN)
WP = 13597.50 (kN)
yP = 9.250 (m)
WF = 0.00 (kN)
yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.57	0.60
khp	—	0.73	0.73
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	25124.01	25124.01
yU	m	23.000	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース 1	ケース 2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	3025.55	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	52923.05	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1. 7 基礎基礎データ

1. 7. 1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-25.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値 (kN/m ²)	単位重量 γ (kN/m ³)	内部重量 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m ²)	変形係数 αE_0 (kN/m ²)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 ED (kN/m ²)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α ： 内部計算

ひろがり角 β ： 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_a) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_a = 0$ kN/m²

土質 ： 硬岩 (亀裂多)

1. 7. 4 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・ 区間長 L1 = 22.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	38	160	170.4	1824.000
2	31.0	38	160	164.5	1824.000

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	2.000
横拘束筋の断面積	A _s (cm ²)	10.134
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	920.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	25
中間帯鉄筋の本数 n (本)	2.000
中間帯鉄筋の断面積A _s ' (cm ²)	10.134

2 許容応力度法

2. 1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水 平 変 位	δ	mm	0.0
	δa	mm	25.0
	判定	OK	OK
地 盤 反 力 度	qmax	kN/m ²	392
	qa	kN/m ²	2500
	判定	OK	OK
せん断力	H	kN	0.0
	Ha	kN	9975.2
	判定	OK	OK
杭 体 応 力 度	σc	N/mm ²	0.4
	σca	N/mm ²	8.0
	判定	OK	OK
曲 げ 照 査	σs	N/mm ²	-5.4
	σsa	N/mm ²	160.0
	判定	OK	OK
せん断照査	$\sigma s'$	N/mm ²	-5.4
	$\sigma sa'$	N/mm ²	200.0
	判定	OK	OK
せん断照査	τm	N/mm ²	0.00
	τac	N/mm ²	0.12
	$\tau a2$	N/mm ²	1.70
	Aw	cm ²	30.402
	Awreq	cm ²	0.000
	判定	OK	OK
	判 定	OK	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-3117.25
102	2.500	0.00	0.00	-3896.56
103	3.000	0.00	0.00	-4675.87
104	3.500	0.00	0.00	-5455.18
105	4.000	0.00	0.00	-6234.49
106	4.500	0.00	0.00	-7013.80
107	5.000	0.00	0.00	-7793.11
108	5.500	0.00	0.00	-8572.42
109	6.000	0.00	0.00	-9351.74
110	6.500	0.00	0.00	-10131.05
111	7.000	0.00	0.00	-10910.36
112	7.500	0.00	0.00	-11689.67
113	8.000	0.00	0.00	-12468.98
114	8.500	0.00	0.00	-13248.29
115	9.000	0.00	0.00	-14027.60
116	9.500	0.00	0.00	-14806.92
117	10.000	0.00	0.00	-15586.23
118	10.500	0.00	0.00	-16365.54
119	11.000	0.00	0.00	-17144.85
120	11.500	0.00	0.00	-17924.16
121	12.000	0.00	0.00	-18703.47
122	12.500	0.00	0.00	-19482.78
123	13.000	0.00	0.00	-20262.09
124	13.500	0.00	0.00	-21041.41
125	14.000	0.00	0.00	-21820.72
126	14.500	0.00	0.00	-22600.03
127	15.000	0.00	0.00	-23379.34
128	15.500	0.00	0.00	-24158.65
129	16.000	0.00	0.00	-24937.96

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 24937.96 / 63.617 + (0.00 / 322.0623) \cdot (9.000 / 2 - 0.000)$

$= 392 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_s$

$= 1971257 \times 0.000 \times 10^{-3}$

$= 0.00 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{s\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=16.000 \text{ m})$

$N = 24937.96 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -5.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -5.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_n = 0.00 \leq 0.12 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_n = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7827.9 \text{ mm}, pt = 0.292 \%$

$Ce = 0.543, C_{pt} = 0.992, CN = 1.000, \tau_{a1} = 0.23, \tau_{ac} = 0.12, \tau_{a2} = 1.70$

1/2M_{max}点

$1/2M_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=16.000 \text{ m})$

$N = 24937.96 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -5.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -5.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	623.45	623.45	-3117.25
102	2.500	935.17	623.45	-3896.56
103	3.000	1246.90	623.45	-4675.87
104	3.500	1558.62	623.45	-5455.18
105	4.000	1870.35	623.45	-6234.49
106	4.500	2182.07	569.56	-7013.80
107	5.000	2439.90	463.61	-7793.11
108	5.500	2645.68	361.86	-8572.42
109	6.000	2801.76	265.18	-9351.74
110	6.500	2910.87	174.22	-10131.05
111	7.000	2975.98	89.46	-10910.36
112	7.500	3000.32	11.28	-11689.67
113	8.000	2987.26	-60.02	-12468.98
114	8.500	2940.31	-124.21	-13248.29
115	9.000	2863.06	-181.11	-14027.60
116	9.500	2759.20	-230.57	-14806.92
117	10.000	2632.49	-272.47	-15586.23
118	10.500	2486.73	-306.72	-16365.54
119	11.000	2325.77	-333.23	-17144.85
120	11.500	2153.49	-351.95	-17924.16
121	12.000	1973.82	-362.80	-18703.47
122	12.500	1790.69	-365.75	-19482.78
123	13.000	1608.07	-360.74	-20262.09
124	13.500	1429.94	-347.73	-21041.41
125	14.000	1260.33	-326.68	-21820.72
126	14.500	1103.26	-297.54	-22600.03
127	15.000	962.79	-260.28	-23379.34
128	15.500	842.98	-214.85	-24158.65
129	16.000	747.94	-190.09	-24937.96

水平変位

$\delta = 0.1 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 24937.96 / 63.617 + (747.94 / 322.0623) \cdot (9.000 / 2 - 0.000)$

$= 402 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_s$

$= 3942514 \times -0.041 \times 10^{-3}$

$= 161.21 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{s\text{max}} = 747.94 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=16.000 \text{ m})$

$N = 24937.96 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -5.3 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -5.5 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$$S_{max} = 623.45 \text{ kN} \quad (Z=4.000 \text{ m}) \quad N = 6234.49 \text{ kN} \quad M = 1870.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\tau_a = 0.01 \leq 0.19 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$
$$\tau_n = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$
$$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7827.9 \text{ mm}, pt = 0.292 \%$$
$$C_e = 0.543, C_{pt} = 0.992, C_N = 1.000, \tau_{a1} = 0.35, \tau_{ac} = 0.19, \tau_{a2} = 2.55$$
$$1/2M_{max} \text{ 点}$$
$$1/2M_{min} = 1500.12 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z = 13.303 \text{ m})$$
$$N = 20734.36 \text{ kN}$$
$$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -4.2 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma'_s = -4.8 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$

3 安定照査 (レベル2地震時)

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸方向：タイプ1地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

$$C2z \cdot khco = 0.57$$
$$khp = 0.73$$
$$khg = 0.50$$

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) $\alpha i \cdot C2z \cdot khco \leq khp$ のとき

鉛直力

$$Vo = (RD + WP + Vd) \cdot \mu V$$
$$= (36300.00 + 13597.50 + 3025.55) \times 1.0000$$
$$= 52923.05 \text{ kN}$$

水平力

$$Ho = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H$$
$$= \{ \alpha i \times 0.5727 \times (25124.01 + 13597.50) + 0.00 \} \times 1.0000$$
$$= \alpha i \times 22176.71 + 0.00 \text{ kN}$$

モーメント

$$Mo = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot yo - Vo \cdot xo$$
$$= \{ \alpha i \times 0.5727 \times (25124.01 \times 10.000 + 13597.50 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000$$
$$- 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 52923.05 \times 0.000$$
$$= \alpha i \times 143891.08 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

領域(2) $\alpha i \cdot C2z \cdot khco > khp$ のとき

領域(2)は存在しない。

※yoは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※xoは、底版中心から作用格点までの水平距離。

-316-

杭突出部の慣性力

$$Wpr = Ap \cdot \gamma c$$
$$= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m}$$
$$qpr = \alpha i \cdot khg \cdot Wpr$$
$$= \alpha i \times 0.50 \times 1558.623$$
$$= \alpha i \times 779.311 \text{ kN/m}$$

ここに、

$$qpr$$
 ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

$$Wpr$$
 ; 杭突出部の杭長 1 m 当り重量 (kN/m)

$$Ap$$
 ; 杭の断面積 (m²)

$$\gamma c$$
 ; 杭の単位体積重量 (kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、
基礎の荷重－水平変位の関係を求める。
荷重－水平変位の関係

LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ

-159-

深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.830	0.475	12.6	1.1	24.1	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.573	21.5	2.0	41.2	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 $A(m^2)$	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.830	0.475	6.500	46.4	63.617	0.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.573	7.500	53.6	63.617	0.0	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定
S _{max} 位置	せん断力 判定

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 33127.23 (kN) せん断耐力P_s 60797.41 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	
荷重の正負交替作用の影響に関する補正係数	C _ε	—
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	b	7976
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	h	7976
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	d	7828
補正係数	C _ε	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	p _t	0.292
補正係数	C _{ε_t}	—
作用軸力	N	52923×10 ⁹
作用曲げモーメント (終局M)	M	683810×10 ⁹
断面積	A _f	63.617×10 ⁹
断面二次モーメント	I _x	322.062×10 ¹²
図心より引張縁までの距離	y	4500
軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	59538×10 ⁹
補正係数	C _{ε_s}	—
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _o	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _s	12808×10 ⁹
帯鉄筋の断面積	A _s	30.402×10 ⁹
帯鉄筋の間隔	s	150
帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	47597×10 ⁹
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	60405×10 ⁹

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7828
	補正係数		C _c	0.543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.292
	補正係数		C _{pc}	0.992
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	73185×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	683810×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	82333×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.120
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _s		N	13201×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	30.402×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	47597×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	60797×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7828
	補正係数		C _c	0.543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.292
	補正係数		C _{pc}	0.992
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	73185×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	683810×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	82333×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.120
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _s		N	13201×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	30.402×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	47597×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	60797×10 ⁶

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 273404.304 ≦ 540974.500	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 77861.015 ≦ 477129.384	--
降伏点判定	-----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	273404
降伏モーメント M _L	540975
判 定	M≦M _L
基礎は降伏しない、 OK	

せん断力の照査

		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力	S (kN)	杭番号 1
	せん断耐力	P _r (kN)	
	判定	22176.71 60404.65	OK
S _{max} 位置	せん断力	S (kN)	
	せん断耐力	P _r (kN)	
	判定	33127.23 60797.41	OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 33127.23 (kN) せん断耐力P_r 60797.41 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	9.000	63.617	63.617	477129.38

3. 1. 2 橋軸方向：タイプII地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.60
設計水平震度 khp = 0.73
設計水平震度 khg = 0.68
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α_i・C2z・khco ≦ khpのとき
鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (36300.00 + 13597.50 + 3025.55) \times 1.0000 \\ &= 52923.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (25124.01 + 13597.50) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 23232.91 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (25124.01 \times 10.000 + 13597.50 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 52923.05 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 150744.07 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α_i・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma_c \\ &= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha_i \cdot khg \cdot Wpr \\ &= \alpha_i \times 0.68 \times 1558.623 \\ &= \alpha_i \times 1059.863 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

qpr；杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

Wpr；杭突出部の杭長1 m当り重量(kN/m)

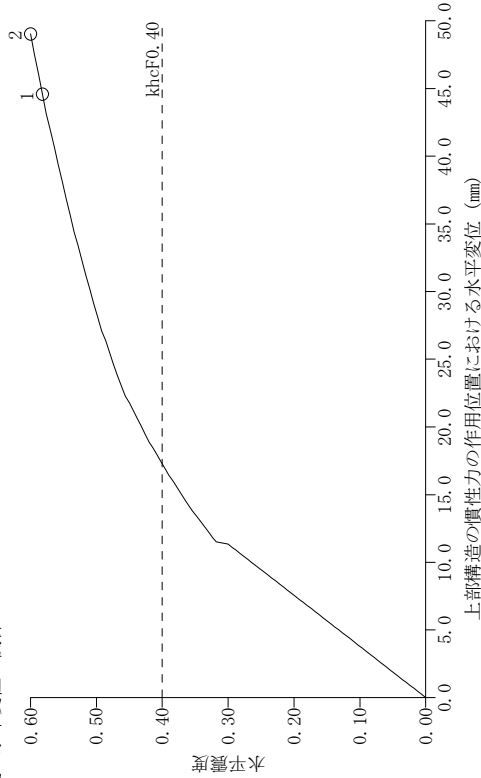
Ap；杭の断面積(m²)

γ_c；杭の単位体積重量(kN/m³)

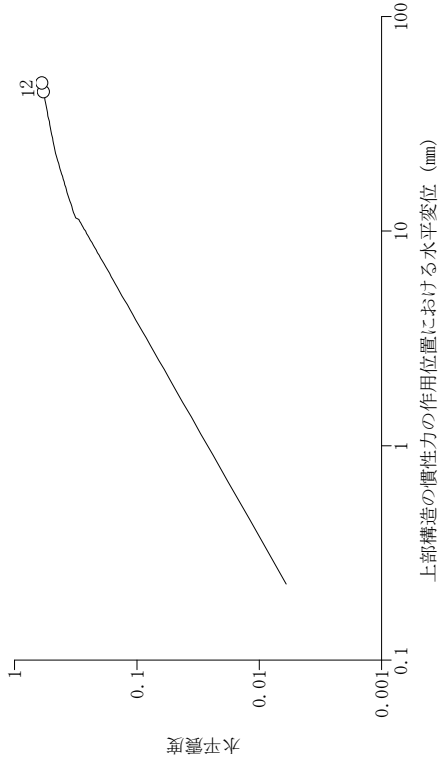
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.970	0.582	23.3	2.1	44.6	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	25.7	2.3	49.0	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 $A(m^2)$	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.970	0.582	8.000	57.1	63.431	0.3	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	8.000	57.1	62.374	2.0	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定
S _{max} 位置	せん断力 判定

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 35318.50 (kN) せん断耐力P_s 60797.41 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	b	mm	7976
	h	mm	7976
	d	mm	7828
補正係数	C_s	—	0.543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	p_t	%	0.292
補正係数	C_{ps}	—	0.992
作用軸力	N	N	52923×10^6
作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	683810×10^6
断面積	A _s	mm ²	63.617×10^6
断面二次モーメント	I _s	mm ⁴	322.062×10^{12}
図心より引張縁までの距離	y	mm	4500
軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	N・mm	59538×10^6
補正係数	C_{sk}	—	1.087
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _s	N	12808×10^6
帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	30.402×10^6
帯鉄筋の間隔	s	mm	150
帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	47597×10^6
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	60405×10^6

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7828
	補正係数		C _c	0. 543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 292
	補正係数		C _{pc}	0. 992
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	73185×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	683810×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	82333×10 ⁶
	補正係数		C _s	1. 120
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _x		N	13201×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	30. 402×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	47597×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	60797×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7828
	補正係数		C _c	0. 543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 292
	補正係数		C _{pc}	0. 992
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	73185×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	683810×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	82333×10 ⁶
	補正係数		C _s	1. 120
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _x		N	13201×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	30. 402×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	47597×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	60797×10 ⁶

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 292393. 535 ≦ 540974. 500	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 77861. 015 ≦ 467806. 705	--
降伏点判定	----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	292394
降伏モーメント M _L	540975
判 定	M≦M _L
基礎は降伏しない、 OK	

せん断力の照査

		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	23232.91 60404.65 OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	35318.50 60797.41 OK

杭番号1

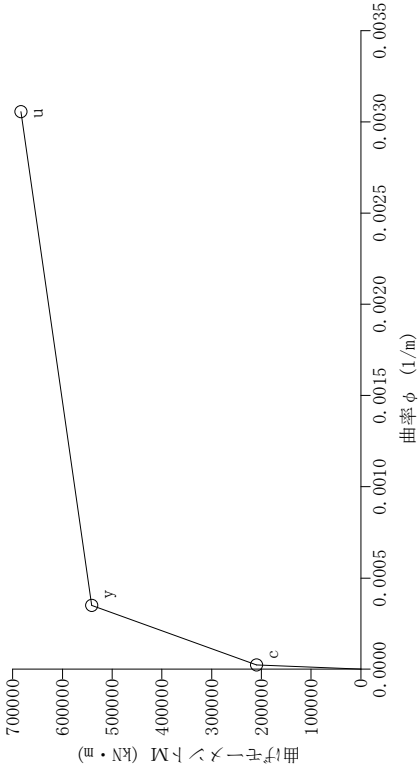
鉄筋区間1 せん断力S 35318.50 (kN) せん断耐力P_r 60797.41 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN_r=q_u×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN _r (kN)
1	7500	8.536	62.374	63.617	467806.70

3.2 杭体のM-φ曲線

3.2.1 ケース 1

杭番号-1 区間長 L1=22.000 m 作用軸力 N=52923.05 kN



Mc = 209872.13 kN・m	My = 540974.50 kN・m	Mu = 683809.97 kN・m
φc=2.4081E-005 1／m	φy=3.4914E-004 1／m	φu=3.0560E-003 1／m

1 設計条件

1.2 基本データ

保存ファイル名： (橋脚の設計 連動データ)

工事名：

- (1) 橋軸直角方向
- (2) 橋軸方向
- (3) 杭形状
- (4) 適用基準
- (5) 対象構造物
- (6) 杭周面摩擦の考慮
- (7) 杭径 (公称径)
杭径 (設計径)
- (8) 使用材料 (深礎杭)

コンクリートの設計基準強度
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
(せん断補強筋)

単位体積重量

(9) 使用材料 (フーチング)

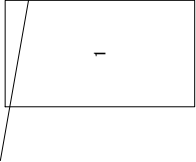
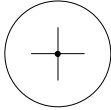
コンクリートの設計基準強度
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
(せん断補強筋)

単位体積重量

(10) 解析方向

- (11) 荷重載荷方向
- (12) 設計水平震度 (レベル1地震時)
- (13) フーチングタイプ
- (14) 底版荷重の取扱い
- (15) 荷重データを自動生成
- (16) 作用位置自動設定の取扱い

構造図



1.3 構造寸法

柱寸法
形状 : 矩形
断面寸法 L= 5.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.4 杭配置及び杭長

1.4.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.4.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行		16.000	

1.6 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時
安全率 : 常時
応力度 : 常時
底面せん断 : 常時
許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{sa} = 8.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sb} = 160.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sa} = 160.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma_{sa}' = 200.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{sa} = 0.23$ (N/mm²)
 $\tau_{sd} = 1.70$ (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底板下面作用力	57923.05	0.00	0.00

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震
許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{sa} = 12.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sb} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sb} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma_{sb}' = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{sa} = 0.35$ (N/mm²)
 $\tau_{sd} = 2.55$ (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底板下面作用力	52923.05	6067.68	115250.99

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.7 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

	地震動タイプI	地震動タイプII	落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2
○	—	○	—

慣性力の向き :+X(+Z)方向
死荷重時上部工反力 RD = 36300.00 (kN)
橋脚躯体重量 WP = 13597.50 (kN)
底板下面からWp重心位置までの高さ yP = 9.250 (m)
慣性力を考慮する底板および土重量 WF = 0.00 (kN)
底板下面からWF重心位置までの高さ yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.63	0.60
khp	—	0.70	0.70
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	32660.15	32660.15
yU	m	23.000	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度
khg : 地盤面における設計水平震度
WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)
yU : 底板下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	3025.55	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	52923.05	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.8 基礎基礎データ

1.8.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-10.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値 (kN/m)	単位重量 γ (kN/m)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m)	変形係数 αE_o (kN/m)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 ED (kN/m)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α : 内部計算

ひろがり角 β : 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_u) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_u = 0 \text{ kN/m}^2$

土質 : 硬岩 (亀裂多)

1.8.4 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・区間長 L1 = 22.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	38	160	170.4	1824.000
2	31.0	38	160	164.5	1824.000

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	2,000
横拘束筋の断面積	A _s (cm ²)	10.134
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	920.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D		25
中間帯鉄筋の本数	n (本)	2,000
中間帯鉄筋の断面積A _s ' (cm ²)		10.134

2 許容応力度法

2.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水 平 変 位	δ	mm	0.0
	δa	mm	25.0
		判定	OK
地 盤 反 力 度	qmax	kN/m ²	392
	qa	kN/m ²	2500
		判定	OK
せん 断 力	H	kN	0.0
	Ha	kN	9975.2
		判定	OK
杭 体 応 力 度	σc	N/mm ²	0.4
	σca	N/mm ²	8.0
		判定	OK
曲 げ 照 査	σs	N/mm ²	-5.4
	σsa	N/mm ²	160.0
		判定	OK
せん 断 照 査	$\sigma s'$	N/mm ²	-5.4
	$\sigma sa'$	N/mm ²	200.0
		判定	OK
せん 断 照 査	τm	N/mm ²	0.00
	τac	N/mm ²	0.12
	$\tau a2$	N/mm ²	1.70
	Aw	cm ²	30.402
	Awreq	cm ²	0.000
		判定	OK
		判 定	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-3117.25
102	2.500	0.00	0.00	-3896.56
103	3.000	0.00	0.00	-4675.87
104	3.500	0.00	0.00	-5455.18
105	4.000	0.00	0.00	-6234.49
106	4.500	0.00	0.00	-7013.80
107	5.000	0.00	0.00	-7793.11
108	5.500	0.00	0.00	-8572.42
109	6.000	0.00	0.00	-9351.74
110	6.500	0.00	0.00	-10131.05
111	7.000	0.00	0.00	-10910.36
112	7.500	0.00	0.00	-11689.67
113	8.000	0.00	0.00	-12468.98
114	8.500	0.00	0.00	-13248.29
115	9.000	0.00	0.00	-14027.60
116	9.500	0.00	0.00	-14806.92
117	10.000	0.00	0.00	-15586.23
118	10.500	0.00	0.00	-16365.54
119	11.000	0.00	0.00	-17144.85
120	11.500	0.00	0.00	-17924.16
121	12.000	0.00	0.00	-18703.47
122	12.500	0.00	0.00	-19482.78
123	13.000	0.00	0.00	-20262.09
124	13.500	0.00	0.00	-21041.41
125	14.000	0.00	0.00	-21820.72
126	14.500	0.00	0.00	-22600.03
127	15.000	0.00	0.00	-23379.34
128	15.500	0.00	0.00	-24158.65
129	16.000	0.00	0.00	-24937.96

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 24937.96/63.617 + (0.00/322.0623) \cdot (9.000/2 - 0.000)$

$= 392 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_s$

$= 1971257 \times 0.000 \times 10^{-3}$

$= 0.00 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{s\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=16.000 \text{ m})$

$N = 24937.96 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -5.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -5.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_n = 0.00 \leq 0.12 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_n = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7827.9 \text{ mm}, pt = 0.292 \%$

$C_e = 0.543, C_{pt} = 0.992, CN = 1.000, \tau_{a1} = 0.23, \tau_{ac} = 0.12, \tau_{a2} = 1.70$

1/2M_{max}点

$1/2M_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=16.000 \text{ m})$

$N = 24937.96 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -5.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -5.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	623.45	623.45	-3117.25
102	2.500	935.17	623.45	-3896.56
103	3.000	1246.90	583.02	-4675.87
104	3.500	1518.19	501.54	-5455.18
105	4.000	1748.44	420.07	-6234.49
106	4.500	1938.26	340.53	-7013.80
107	5.000	2088.96	264.06	-7793.11
108	5.500	2202.31	191.38	-8572.42
109	6.000	2280.35	123.03	-9351.74
110	6.500	2325.34	59.35	-10131.05
111	7.000	2339.70	0.62	-10910.36
112	7.500	2325.96	-52.96	-11689.67
113	8.000	2286.74	-101.24	-12468.98
114	8.500	2224.72	-144.11	-13248.29
115	9.000	2142.62	-181.50	-14027.60
116	9.500	2043.22	-213.33	-14806.92
117	10.000	1929.30	-239.56	-15586.23
118	10.500	1803.66	-260.16	-16365.54
119	11.000	1669.13	-275.11	-17144.85
120	11.500	1528.55	-284.39	-17924.16
121	12.000	1384.74	-287.98	-18703.47
122	12.500	1240.56	-285.87	-19482.78
123	13.000	1098.87	-278.05	-20262.09
124	13.500	962.51	-264.50	-21041.41
125	14.000	834.37	-245.21	-21820.72
126	14.500	717.31	-220.16	-22600.03
127	15.000	614.21	-189.33	-23379.34
128	15.500	527.97	-152.71	-24158.65
129	16.000	461.50	-132.95	-24937.96

水平変位

$\delta = 0.1 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 24937.96/63.617 + (461.50/322.0623) \cdot (9.000/2 - 0.000)$

$= 398 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_s$

$= 3942514 \times -0.028 \times 10^{-3}$

$= 110.27 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{s\text{max}} = 461.50 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=16.000 \text{ m})$

$N = 24937.96 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -5.3 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -5.5 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$$S_{max} = 623.45 \text{ kN} \quad (Z=2,500 \text{ m}) \quad N = 3896.56 \text{ kN} \quad M = 935.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\tau_u = 0.01 \leq 0.19 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$
$$\tau_n = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$
$$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7827.9 \text{ mm}, pt = 0.292 \%$$
$$C_e = 0.543, C_{pt} = 0.992, C_N = 1.000, \tau_{a1} = 0.35, \tau_{ac} = 0.19, \tau_{a2} = 2.55$$
$$1/2M_{max} \text{ 点}$$
$$1/2M_{min} = 1169.72 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z = 12,750 \text{ m})$$
$$N = 19872.44 \text{ kN}$$
$$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -4.1 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma'_s = -4.5 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$

3 安定照査 (レベル2地震時)

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸直角方向：タイプI地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

$$C2z \cdot khco = 0.63$$
$$khp = 0.70$$
$$khg = 0.50$$

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) $\alpha i \cdot C2z \cdot khco \leq khp$ のとき

鉛直力

$$Vo = (RD + WP + Vd) \cdot \mu V$$
$$= (36300.00 + 13597.50 + 3025.55) \times 1.0000$$
$$= 52923.05 \text{ kN}$$

水平力

$$Ho = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H$$
$$= \{ \alpha i \times 0.6282 \times (32660.15 + 13597.50) + 0.00 \} \times 1.0000$$
$$= \alpha i \times 29061.14 + 0.00 \text{ kN}$$

モーメント

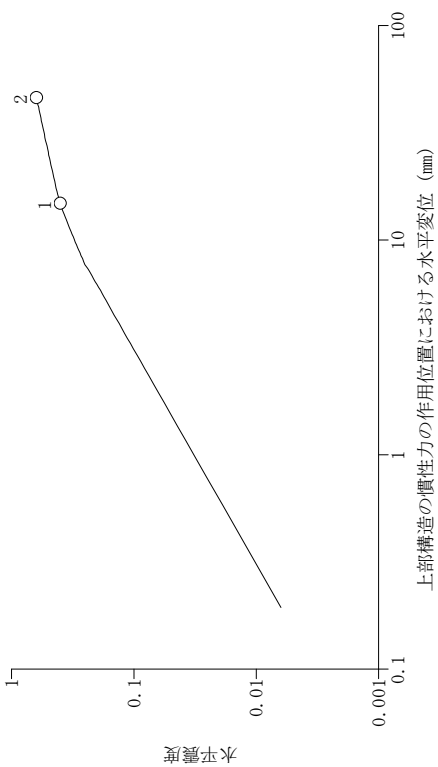
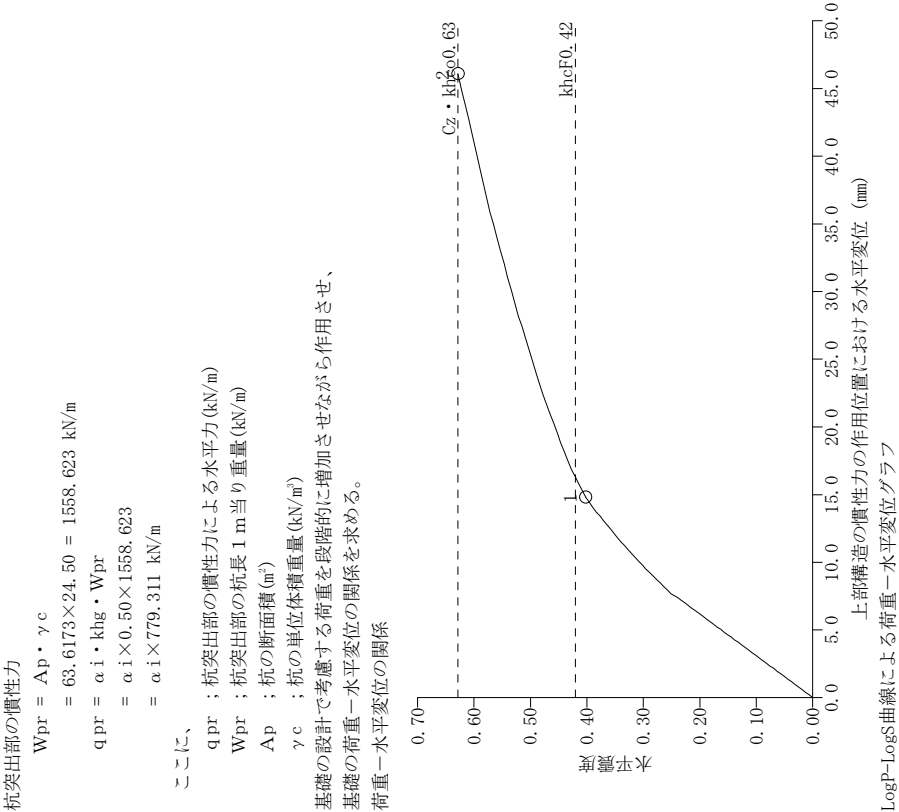
$$Mo = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - Vo \cdot x_o$$
$$= \{ \alpha i \times 0.6282 \times (32660.15 \times 10.000 + 13597.50 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000$$
$$- 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 52923.05 \times 0.000$$
$$= \alpha i \times 205185.80 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

領域(2) $\alpha i \cdot C2z \cdot khco > khp$ のとき

領域(2)は存在しない。

※yoは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※xoは、底版中心から作用格点までの水平距離。



基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径			D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数			C _c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm	7976
	部材高		h	mm	7976
	有効高		d	mm	7828
	補正係数		C _s	—	0.543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%	0.292
	補正係数		C _g	—	0.992
	作用軸力		N	N	52923×10 ⁹
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm	683810×10 ⁹
	断面積		A _c	mm ²	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _c	mm ⁴	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm	59538×10 ⁹
	補正係数		C _s	—	1.087
コンクリートが負担できる平均せん断応力度			τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力			S _c	N	12808×10 ⁹
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²	30.402×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力			S _s	N	47597×10 ⁹
杭1本あたりのせん断耐力			P _s	N	60405×10 ⁹

深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 (×10 ⁻³ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.640	0.402	7.3	0.8	14.8	logP~logS法で求まる急変点
2	1.000	0.628	21.7	2.4	46.1	α ₁ =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	塑性化 領域 L _p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 A(m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.640	0.402	3.500	25.0	63.617	0.0	logP~logS法で求まる急変点
2	1.000	0.628	6.000	42.9	63.617	0.0	α ₁ =1で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 (α₁=1) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭番号 1			
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	29061.14 60404.65 OK
	せん断耐力 判定	S (kN) P _s (kN)	43189.53 60767.20 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 43189.53 (kN) せん断耐力P_s 60767.20 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径			D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数			C _c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	mm	7976
	部材高	h	mm	mm	7976
	有効高	d	mm	mm	7828
	補正係数	C _c	—	—	0.543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	P _t	%	%	0.292
	補正係数	C _{cs}	—	—	0.992
	作用軸力	N	N	N	71627×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	N・mm	683810×10 ⁶
	断面積	A _f	mm ²	mm ²	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント	I _x	mm ⁴	mm ⁴	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	mm	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _L	N・mm	N・mm	80580×10 ⁶
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	補正係数	C _s	—	—	1.118
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	N/mm ²	N/mm ²	0.350
	コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	N	13171×10 ⁶
	帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	mm ²
帯鉄筋の間隔		s	mm	mm	150
帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力			S _s	N	47597×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力			P _s	N	60767×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径		D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C _c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	7976
	部材高	h	mm	7976
	有効高	d	mm	7828
	補正係数	C _c	—	0.543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _t	%	0.292
	補正係数	C _{pc}	—	0.992
	作用軸力	N	N	71627×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	683810×10 ⁶
	断面積	A _f	mm ²	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント	I _x	mm ⁴	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _L	N・mm	80580×10 ⁶
補正係数	C _s	—	1.118	
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S _s	N	13171×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	30.402×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	47597×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	60767×10 ⁶

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	353167.309 ≦ 540974.500	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	77861.015 ≦ 477129.384	--
降伏点判定	-----		OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

		杭番号 1
曲げモーメント	M _{max}	353167
降伏モーメント	M _L	540975
判 定	M ≤ M _L	
基礎は降伏しない OK		

せん断力の照査

杭番号1		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭頭位置
		29061.14 60404.65	OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	
		43189.53 60767.20	OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 43189.53 (kN) せん断耐力P_r 60767.20 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	9.000	63.617	63.617	477129.38

3. 1. 2 橋軸直角方向：タイプII地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.60
設計水平震度 khp = 0.70
設計水平震度 khg = 0.68
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α_i・C2z・khco ≤ khpのとき
鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (36300.00 + 13597.50 + 3025.55) \times 1.0000 \\ &= 52923.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (32660.15 + 13597.50) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 27754.59 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (32660.15 \times 10.000 + 13597.50 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 52923.05 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 195960.90 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α_i・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma_c \\ &= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha_i \cdot khg \cdot Wpr \\ &= \alpha_i \times 0.68 \times 1558.623 \\ &= \alpha_i \times 1059.863 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

q_{pr}；杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

W_{pr}；杭突出部の杭長 1 m 当り重量 (kN/m)

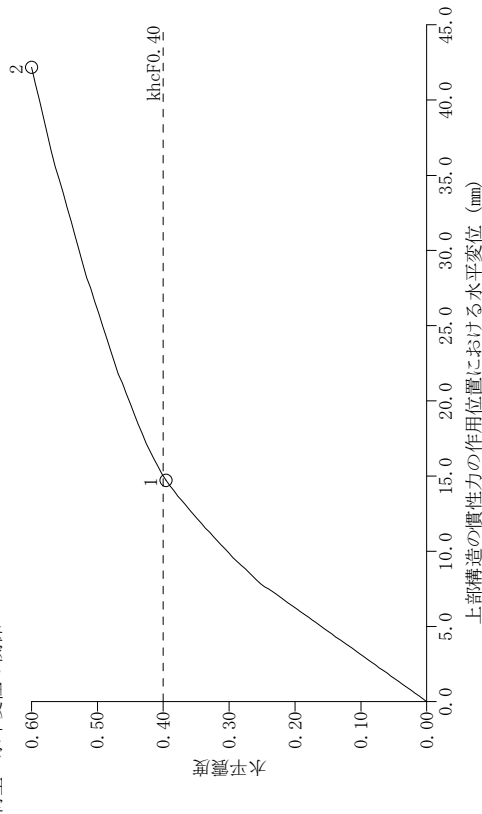
A_p；杭の断面積 (m²)

γ_c；杭の単位体積重量 (kN/m³)

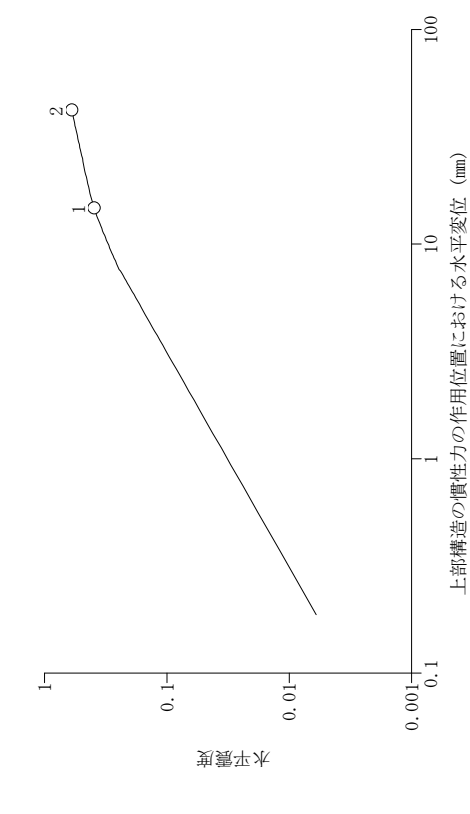
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.660	0.396	7.2	0.7	14.7	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	20.0	2.2	42.2	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 $A(m^2)$	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.660	0.396	3.500	25.0	63.617	0.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	5.500	39.3	63.617	0.0	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1			
杭頭位置	せん断力	S (kN)	27754.59
	せん断耐力	P _s (kN)	60404.65 OK
S _{max} 位置	せん断力	S (kN)	41397.64
	せん断耐力	P _s (kN)	60767.20 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 41397.64 (kN) せん断耐力P_s 60767.20 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		9000
荷重の正負交替作用の影響に関する補正係数	C _c	—	1.000
	b	mm	7976
	h	mm	7976
	d	mm	7828
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数	C _c	—
	軸方向引張鉄筋比	p _t	%
	補正係数	C _{pe}	—
	作用軸力	N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm
	断面積	A _f	mm ²
	断面二次モーメント	I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離	y	mm
軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	補正係数	C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力	S _s	N
	帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²
帯鉄筋	帯鉄筋の間隔	s	mm
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²
	帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	60405×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数					
	C _c		—	1. 000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm	7976
	部材高		h	mm	7976
	有効高		d	mm	7828
	補正係数		C _s	—	0. 543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		P _t	%	0. 292
	補正係数		C _{co}	—	0. 992
	作用軸力		N	N	71627×10 ⁶
	作用曲げモーメント（終局M）		M	N・mm	683810×10 ⁶
	断面積		A _f	mm ²	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm	80580×10 ⁶
補正係数					
	C _s		—	1. 118	
コンクリートが負担できる平均せん断応力度					
	τ _c		N/mm ²	0. 350	
コンクリートの負担するせん断耐力					
	S _c		N	13171×10 ⁶	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²	30. 402×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力					
	S _s		N	47597×10 ⁶	
杭1本あたりのせん断耐力					
	P _s		N	60767×10 ⁶	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径		D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C _c	—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	7976
	部材高	h	mm	7976
	有効高	d	mm	7828
	補正係数	C _c	—	0. 543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _t	%	0. 292
	補正係数	C _{cs}	—	0. 992
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	71627×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	683810×10 ⁶
	断面積	A _f	mm ²	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント	I _x	mm ⁴	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	N・mm	80580×10 ⁶
	補正係数	C _s	—	1. 118
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	N/mm ²	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	13171×10 ⁶	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	30. 402×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	47597×10 ⁶	
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	60767×10 ⁶	

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 338535. 892 ≦ 540974. 500	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 77861. 015 ≦ 477129. 384	--
降伏点判定	-----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	338536
降伏モーメント M _y	540975
判 定	M≦M _y
基礎は降伏しない、 OK	

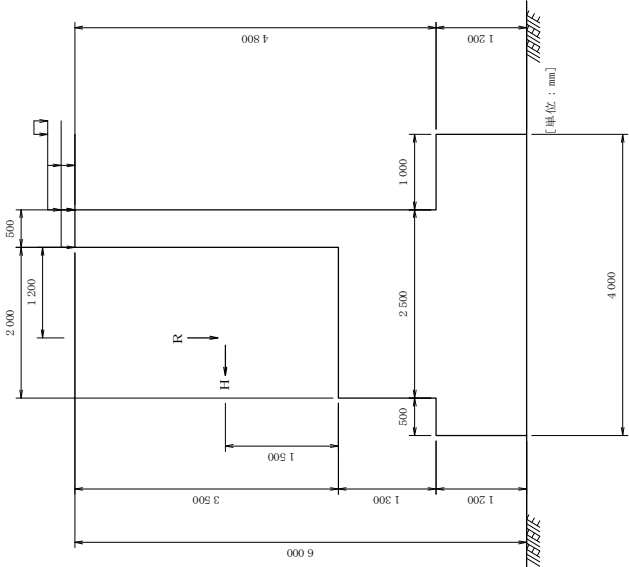
せん断力の照査

§ 8. A2橋台の設計

1. 設計条件

1.1 形状寸法

(1) 躯体形状



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
7700		

1.2 地盤条件

重要度 : B種

地域区分: B2

地盤種別: I種

1.3 使用材料

【コンクリート】 胸壁設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)
堅壁設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)
底板設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)

【使用鉄筋材料】

部 材	せん断補強鉄筋
胸 壁	SD345
堅 壁	SD345
底 版	SD345

【せん断抵抗角】 せん断抵抗角 $\phi = 25.00$
残留強度 $\phi_{res} = 25.00$
ピーク強度 $\phi_{peak} = 30.00$

杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	杭番号 1
		27754.59 60404.65	OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	41397.64 60767.20	OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 41397.64 (kN) せん断耐力P_s 60767.20 (kN) 判定OK

以上より、深礎基礎の安全性の判定を満足する。

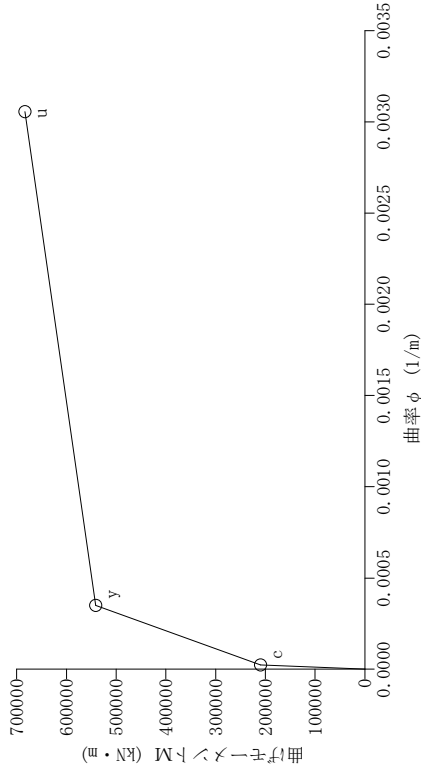
杭底面の押込み支持力 (PN = q_a × A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	9.000	63.617	63.617	477129.38

3.2 杭体のM-φ曲線

3.2.1 ケース1

杭番号-1 区間長 L1=22.000 m 作用軸力 N=52923.05 kN



Mc = 209872.13 kN・m	My = 540974.50 kN・m	Mu = 683809.97 kN・m
φc = 2.4081E-005 1/m	φy = 3.4914E-004 1/m	φu = 3.0560E-003 1/m

【単位体積重量】

軀 体	鉄筋コンクリート	(kN/m ³)	
		24.500	
		9.800	
		飽和重量	
前 面		19.000	19.800
背 面		18.000	18.800

1. 4 作用荷重

(1) 設計震度

1) レベル1地震時

対 象	橋軸方向
軀 体	0.11
土 砂	0.14

(2) 地震動の方向

荷 重 状 態	地震動の方向
常時1(浮力無し)	——
常時2(浮力無し)	——
地震時(浮力無し)	背面から前面

(3) 上部工反力

1) 上部工反力作用位置

	上部工反力位置
橋軸方向XR(m)	1.200
橋軸方向YR(m)	1.500

橋軸方向XR : 胸壁前面位置からの距離 (m)

橋軸方向YR : 橋座面位置からの距離 (m)

2) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
常時1(浮力無し)	5400.000	0.000	5400.000	0.000	0.000
常時2(浮力無し)	5400.000	0.000	5400.000	0.000	0.000
地震時(浮力無し)	5400.000	0.000	5400.000	—	1000.000

Rd : 上部工死荷重反力

Rex : 上部工死荷重反力、活荷重反力以外の鉛直反力

RD : 上部工鉛直反力

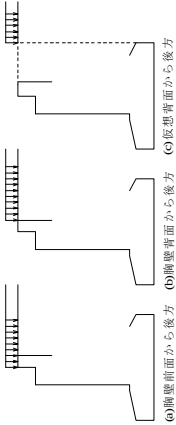
RL : 上部工活荷重反力

RH : 上部工水平反力

(4) 地表面荷重

1) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	地表面荷重 (kN/m ²)		活荷重位置		
	死荷重 Qd	活荷重 Ql	a	b	c
常時1(浮力無し)	0.000	0.000			
常時2(浮力無し)	0.000	10.000	○	○	○
地震時(浮力無し)	0.000	—			



(5) 土砂の扱い

荷 重 状 態	前面土砂		前趾設計時 前趾上土砂
	鉛直	水平	
常時1(浮力無し)	無視	—	無視
常時2(浮力無し)	無視	—	無視
地震時(浮力無し)	無視	無視	無視

(6) 水位の考慮

- 水位位置は、フーチング底面からの高さとする

荷 重 状 態	背面水位 Hf (m)	前面水位 Hf (m)	水位の影響	
			浮 力	水 圧
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視

1. 5 土圧

- 土圧の作用面の壁面摩擦角(度)と仮想背面の扱い

荷 重 状 態	安定計算時	堅壁設計時	算 出 式
	土-土	土-コンクリート	
常 時	25.000	8.333	クーロン式
地震時	12.500	0.000	修正物部・岡部

- 水位以下の土圧算出における水位

常時土圧 : 考慮する

レベル1地震時: 考慮する

- 土圧を考慮しない下面からの高さ

安定計算時 0.000(m)

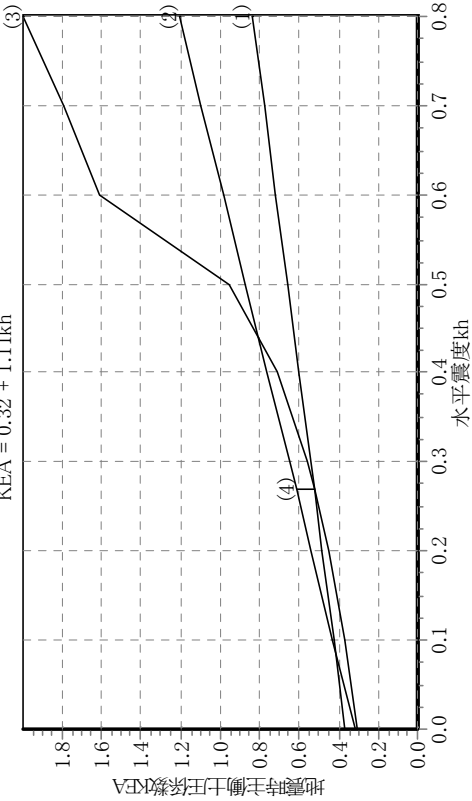
堅壁設計時 0.000(m)

- 土圧算出時における土圧の作用幅 (m)

1)安定計算時(土-土)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係

KEA = 0.32 + 1.11kh

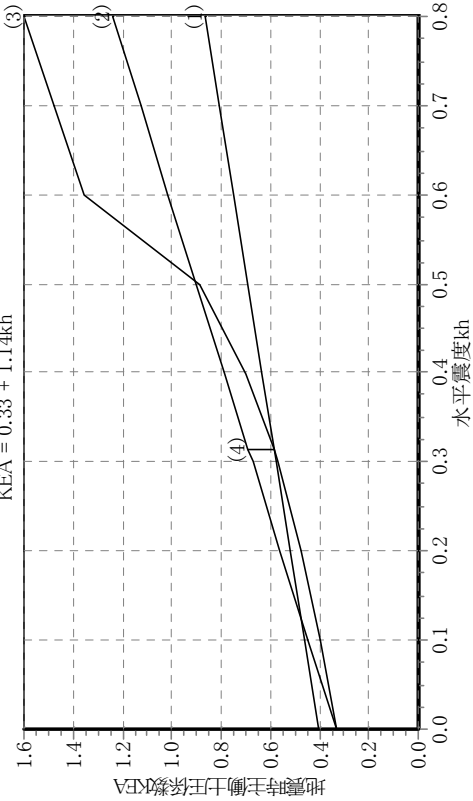


- (1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
- (2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
- (3)物部・岡部の地震時主働土圧係数
- (4)一次主働破壊面 $\theta s = 56.9^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta s = 41.0^\circ$

2)堅壁設計時(土-コンクリート)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係

KEA = 0.33 + 1.14kh



- (1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
- (2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
- (3)物部・岡部の地震時主働土圧係数
- (4)一次主働破壊面 $\theta s = 60.0^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta s = 41.3^\circ$

適用	扱い	作用幅	
		堅壁区間	底板区間
安定計算	底板幅	7.700	7.700
堅壁設計	堅壁幅	7.700	—
底板設計	底板幅	7.700	7.700

堅壁区間の重心補正: 0.000(m)

底板区間の重心補正: 0.000(m)

・土圧係数及び土圧強度(kN/m²) (範囲はフーチング底面からの距離)

荷重 状態	範囲(m)	安定計算時		堅壁設計時	
		始まり	終わり	土圧係数	算出式
常時	0.000	6.000	0.355	0.377	
地震時	0.000	6.000	0.475	0.490	0.33+1.14・Kh

(1) 常時土圧係数(クローン式)

1) 安定計算時(土-土)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2}$$
$$= \frac{\cos^2(25.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 25.000) \left\{ 1 + \frac{\sin(25.000 + 25.000) \sin(25.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 25.000) \cos(0.000 - (0.000))} \right\}^2}$$
$$= 0.355$$

2) 堅壁設計時(土-コンクリート)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2}$$
$$= \frac{\cos^2(25.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 8.333) \left\{ 1 + \frac{\sin(25.000 + 8.333) \sin(25.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 8.333) \cos(0.000 - (0.000))} \right\}^2}$$
$$= 0.377$$

(2) 地震時土圧係数(修正物部・岡部式)

※グラフ(1)は、任意の震度に対する一次主働破壊面 $\theta s1$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出
グラフ(2)は、任意の震度に対する二次主働破壊面 $\theta s2$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出

1.6 水圧

- 背面水圧における水圧の作用方向は、水平方向

1.7 基礎の条件

1.7.1 許容せん断抵抗算出用データ

基礎底面と地盤との付着力 c_0 (kN/m ²)	0.00
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_0$	0.600

1.7.2 フーチング厚さ照査用データ

(1) 地盤データ

基礎底面の変形係数 αE_s (kN/m ³)	常 時	地震時
	196000.000	392000.000

(2) 底版データ

フーチングのヤング係数 $\times 10^4$ (N/mm ²)	2.500
フーチング厚さ上限値(輪軸幅・壁壁厚)/n	5.00

1.8 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.8.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	割増係数	許容偏心量 e_0 / B (m)	滑動安全率	鉛直支持力算出時の安全率	最大地盤反力度 (kN/m ²)
常時1(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
常時2(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
地震時(浮力無し)	1.50	1/3	1.2	2.0	900.000

ここに、

B : 基礎幅 (m)

e_0 : 荷重の偏心量 (m), ただし、 $e_0=M_0/V$

M_0 : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

1.8.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 胸壁 (一般部材)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の引張応力度 σ_{ss}	せん断応力度 τ_{cs}	(N/mm ²)	
					せん断応力度 τ_{cs}	斜引張鉄筋引張応力度 σ_{ss}
常 時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	180.000

2) 堅壁 (一般部材)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の引張応力度 σ_{ss}	(N/mm ²)		コンクリートの軸圧縮応力度 σ_{cha}	鉄筋の圧縮応力度 σ_{sha}
				せん断応力度 τ_{cs}	せん断応力度 τ_{cs}		
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	9.750	300.000

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増係数	斜引張鉄筋引張応力度 σ_{ss}
常時1(浮力無し)	1.00	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	180.000
地震時(浮力無し)	1.50	300.000

3) 底版 (一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の引張応力度 σ_{ss}	(N/mm ²)		斜引張鉄筋引張応力度 σ_{ss}
				せん断応力度 τ_{cs}	せん断応力度 τ_{cs}	
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	180.000
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	300.000

ここに、

τ_{cs} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

τ_{cs} : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2. 結果一覧

1. 安定計算 (輪軸方向)

(1) 転倒に対する照査

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		偏心量 e_0 (m)		判定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)	計算値	許容値	
常時1(浮力無し)	2857.769	8091.877	0.353	0.667	○
常時2(浮力無し)	2997.388	8142.866	0.368	0.667	○
地震時(浮力無し)	9164.350	8170.753	1.122	1.333	○

(2) 滑動に対する照査

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)	計算値	安全率	
常時1(浮力無し)	2857.769	8091.877	381.351	12.731	1.500
常時2(浮力無し)	2997.388	8142.866	490.698	9.957	1.500
地震時(浮力無し)	9164.350	8170.753	2454.418	1.997	1.200

(3) 地盤反力度の計算

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)		計算値 (qmin, qmax)	許容値	
常時1(浮力無し)	2857.769	8091.877	4.000	123.546	401.900	600.000
常時2(浮力無し)	2997.388	8142.866	4.000	118.402	410.355	600.000
地震時(浮力無し)	9164.350	8170.753	2.635	0.000	805.359	900.000

(4)フーチング厚さの照査

荷重状態	$\beta \cdot \lambda$		フーチング厚さ h (m)	剛体とする厚さ h_o (m)	判定
	計算値	許容値			
常時	$0.267 \leq$	1.0	1.200	≥ 0.300	○
地震時	$0.318 \leq$	1.0	1.200	≥ 0.300	○

2.断面計算

(1)最小鉄筋量の照査

部材	荷重状態	引張側鉄筋	使用鉄筋量 (cm ²)	最小鉄筋量 (cm ²)	判定
胸壁背面側 縦壁基部	常時	背面	162.160	> 6.744	○
	常時1(浮力無し)	背面	11.460	> 8.136	○
	常時2(浮力無し)	背面	11.460	> 8.136	○
	地震時(浮力無し)	背面	11.460	> 5.424	○
前趾付け根	常時1(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時2(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	地震時(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時1(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
後趾付け根	常時2(浮力無し)	上側	7.944	> 5.000	○
	地震時(浮力無し)	上側	7.944	> 5.000	○

(2)曲げ応力度

部材	荷重状態	M (kN・m)	N (kN)	圧縮応力度(N/mm ²)		判定
				計算値	許容値	
胸壁背面側	常時	247.832		7.745	≤ 8.000	引張応力度(N/mm ²) 計算値 許容値 56.326 ≤ 180.000 ○
縦壁基部	常時1(浮力無し)	29.883	823.799	0.362	≤ 8.000	-4.462 ≤ 200.000 ○
	常時2(浮力無し)	49.828	823.799	0.381	≤ 8.000	-4.215 ≤ 200.000 ○
	地震時(浮力無し)	546.152	823.799	0.925	≤ 12.000	4.312 ≤ 300.000 ○
	常時1(浮力無し)	45.113		0.615	≤ 8.000	56.723 ≤ 180.000 ○
前趾付け根	常時2(浮力無し)	46.099		0.628	≤ 8.000	57.963 ≤ 180.000 ○
	地震時(浮力無し)	90.828		1.235	≤ 12.000	113.952 ≤ 300.000 ○
	常時1(浮力無し)	-0.075		0.001	≤ 8.000	0.094 ≤ 180.000 ○
	常時2(浮力無し)	7.751		0.106	≤ 8.000	9.746 ≤ 180.000 ○
後趾付け根	地震時(浮力無し)	80.125		1.091	≤ 12.000	100.746 ≤ 300.000 ○

(3)せん断応力度

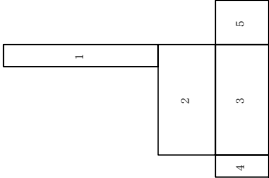
部材	荷重状態	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	
胸壁背面側	常時	121.035	0.346	≤ 0.473	1.700 ○
縦壁基部	常時1(浮力無し)	29.985	0.013	≤ 0.110	1.700 ○
	常時2(浮力無し)	42.165	0.018	≤ 0.110	1.700 ○
	地震時(浮力無し)	244.869	0.104	≤ 0.167	2.550 ○
後趾照査1	常時1(浮力無し)	6.115	0.006	≤ 0.952	1.700 ○
	常時2(浮力無し)	13.114	0.012	≤ 0.251	1.700 ○
	地震時(浮力無し)	67.656	0.064	≤ 0.561	2.550 ○

3.安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1)躯体自重

1)ブロック割り



2)自重・重心

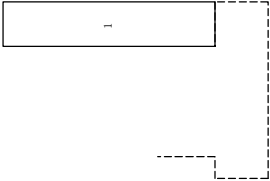
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.500 × 3.500 × 7.700	13.475	2.750	4.250	37.056	57.269	躯体
2	2.500 × 1.300 × 7.700	25.025	1.750	1.850	43.794	46.296	躯体
3	2.500 × 1.200 × 7.700	23.100	1.750	0.600	40.425	13.860	躯体
4	0.800 × 1.200 × 7.700	4.620	0.250	0.600	1.155	2.772	躯体
5	1.000 × 1.200 × 7.700	9.240	3.500	0.600	32.340	5.544	躯体
Σ		75.460	—	—	154.770	125.741	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 154.770 / 75.460 = 2.051$ (m)

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 125.741 / 75.460 = 1.666$ (m)

(2)背面土砂

1)ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅×高さ×奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1.000×4.800×7.700	36.960	3.500	3.600	129.360	133.056	
Σ		36.960	――	――	129.360	133.056	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 129.360 / 36.960 = 3.500$ (m)

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 133.056 / 36.960 = 3.600$ (m)

3. 2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 75.460 = 1848.770$ (kN)

作用位置 $X = 2.051$ (m)

水平力 $H = W \cdot kh = 1848.770 \times 0.110 = 203.365$ (kN)

作用位置 $Y = 1.666$ (m)

(2) 土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = Wu + W1$ (kN)

$Wu = Vu$ (水より上の体積)・ γ (土の湿潤重量) (kN)

$W1 = V1$ (水より下の体積)・ γ_{sat} (土の飽和重量) (kN)

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)

水平力 $H = W \cdot Kh$ (kN)

作用位置 $Y = (Wu \cdot Yu + W1 \cdot Y1) / W$ (m)

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)、地震時 (浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m ³)	重心位置 (m)	体積 V1 (m ³)	重心位置 (m)
土砂 (背面)	36.960	3.500	3.600	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 Vu (m ³)	重心位置 (m)
土砂 (背面)	36.960	3.500

水位より上の体積

$Vu = V - V1$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$

$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $Wu = Vu \times \gamma$ (kN)	水位より下の重量 $W1 = V1 \times \gamma_{sat}$ (kN)
土砂 (背面)	$36.960 \times 18.000 = 665.280$	$0.000 \times 18.800 = 0.000$

位置	鉛直力 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X (m)	水平力 H $W \cdot Kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
土砂 (背面)	$665.280 + 0.000 = 665.280$	3.500	$665.280 \times 0.14 = 93.139$	3.600

3. 3 上部工反力、載荷荷重

(1) 上部工反力

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 5400.000$ (kN)

作用位置 $X = 1.300$ (m)

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 5400.000 \cdot 1.300 = 7020.000$ (kN・m)

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 5400.000$ (kN)

作用位置 $X = 1.300$ (m)

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 5400.000 \cdot 1.300 = 7020.000$ (kN・m)

水平力 $RH = 1000.000$ (kN)

作用位置 $Y = 4.000$ (m)

モーメント $My = RH \cdot Y = 1000.000 \cdot 4.000 = 4000.000$ (kN・m)

(2) 載荷荷重

鉛直力

$N = q \cdot L \cdot B$

作用位置

$X = Ls + \frac{L}{2.0}$

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

qd : 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)

$q1$: 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)

B : 地表面載荷荷重直角方向幅、 $B = 7.700$ (m)

Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
$q1(a)$	10.000	2.500	1.500	115.500	3.250
$q1(b)$	10.000	3.000	1.000	77.000	3.500
$q1(c)$	――	――	――	――	――

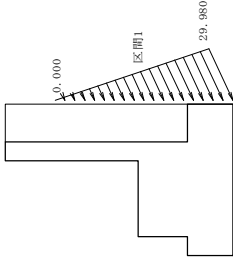
3. 4 土圧・水圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	γ_w (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	h_r (m)	0.000
土の粘着力 (常時)	C (kN/m ²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

・土圧力
鉛直力
 $P_v = \Sigma P_{ev} = 177.827 \text{ (kN)}$
水平力
 $P_h = \Sigma P_{eh} = 381.351 \text{ (kN)}$
[2] 常時2(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

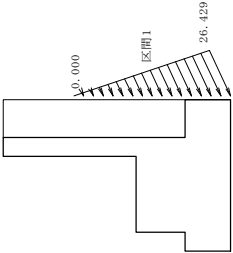
地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項目	区間1
算出区間における高さ(上) (下)	6.000 0.000
算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
壁面摩擦角 (度)	δ
単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ t γ sat
土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) Ku1 背面水位より下の土圧係数 (下) Ku2 0.35506
土圧強度	[1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)
土圧力	Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc
作用位置	Y1 = (2 · [1] + [2]) · h1 / (3 · ([1] + [2])) + h2 + HL + hr Y2 = (2 · [3] + [4]) · h2 / (3 · ([3] + [4])) + HL + hr Y = (Pe1 · Y1 + Pe2 · Y2) / Pe X = Xp - Y tan θ

・作用位置

(2) 土圧力
[1] 常時1(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項目	区間1
算出区間における高さ(上) (下)	6.000 0.000
算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
壁面摩擦角 (度)	δ
単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ t γ sat
土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) Ku1 背面水位より下の土圧係数 (下) Ku2 0.35506
土圧強度	[1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)
土圧力	Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc
作用位置	Y1 = (2 · [1] + [2]) · h1 / (3 · ([1] + [2])) + h2 + HL + hr Y2 = (2 · [3] + [4]) · h2 / (3 · ([3] + [4])) + HL + hr Y = (Pe1 · Y1 + Pe2 · Y2) / Pe X = Xp - Y tan θ

・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (P_{ev} \cdot X)}{\Sigma P_{ev}} = 4.000 \text{ (m)}$$
$$Y = \frac{\Sigma (P_{eh} \cdot Y)}{\Sigma P_{eh}} = 1.378 \text{ (m)}$$

$$X = \frac{\sum (P_{ev} \cdot X)}{\sum P_{ev}} = 4.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum (P_{eh} \cdot Y)}{\sum P_{eh}} = 1.564 \text{ (m)}$$

・土圧力

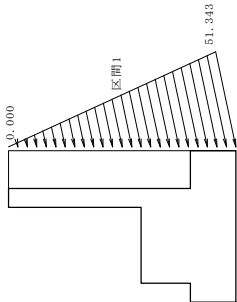
鉛直力

$$P_v = \sum P_{ev} = 228.816 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \sum P_{eh} = 490.698 \text{ (kN)}$$

[3]地震時(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

	項	目	区間1
条 件	算出区間における高さ(上)	HU(m)	6.000
	算出区間における高さ(下)	HL(m)	0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ	h1(m)	6.000
	算出区間の背面水位より下の高さ	h2(m)	0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs(m)	0.000
	算出区間の土圧を考慮しない高さ	hr(m)	0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角(度)	θ	0.000
	壁面摩擦角(度)	δ	12.500
	単位体積重量(飽和)	γ _t γ _{sat}	18.000 18.800
	土圧の作用原点(X座標)	Xp	4.000
土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数(上)	Ku1	0.47540
	背面水位より上の土圧係数(下)	Kl1	0.47540
	背面水位より下の土圧係数(上)	Ku2	0.47540
土 強 度	[1]水位より上の土圧強度(上)		0.000
	[2]水位より上の土圧強度(下)		51.343
	[3]水位より下の土圧強度(上)		0.000
	[4]水位より下の土圧強度(下)		0.000
土 圧 力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc		1186.028
	Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		0.000
	Pe = Pe1+Pe2		1186.028
作 用 位 置	Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)		1157.914
	Pev = Pe・sin(δ+θ) (土圧の鉛直成分)		256.703
	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2])+h2+HL+hr		2.000
	Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4])+HL+hr		0.000
土 圧 力	Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe		2.000
	X = Xp - Y tan θ		4.000

・作用位置

$$X = \frac{\sum (P_{ev} \cdot X)}{\sum P_{ev}} = 4.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum (P_{eh} \cdot Y)}{\sum P_{eh}} = 2.000 \text{ (m)}$$

・土圧力

鉛直力

$$P_v = \sum P_{ev} = 256.703 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \sum P_{eh} = 1157.914 \text{ (kN)}$$

3. 5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	0.000	2.051	0.000	3791.865	0.000
背面土砂	665.280	0.000	3.500	0.000	2328.480	0.000
上部工反力	5400.000	0.000	1.300	4.000	7020.000	0.000
土 圧 力	177.827	381.351	4.000	1.378	711.307	525.667
合 計	8091.877	381.351	――	――	13851.652	525.667

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	0.000	2.051	0.000	3791.865	0.000
背面土砂	665.280	0.000	3.500	0.000	2328.480	0.000
上部工反力	5400.000	0.000	1.300	4.000	7020.000	0.000
載荷荷重L	115.500	0.000	3.250	6.000	375.375	0.000
土 圧 力	228.816	490.698	4.000	1.564	915.265	767.266
合 計	8258.366	490.698	――	――	14430.985	767.266

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	0.000	2.051	0.000	3791.865	0.000
背面土砂	665.280	0.000	3.500	0.000	2328.480	0.000
上部工反力	5400.000	0.000	1.300	4.000	7020.000	0.000
載荷荷重L	77.000	0.000	3.500	6.000	269.500	0.000
土 圧 力	228.816	490.698	4.000	1.564	915.265	767.266
合 計	8219.866	490.698	――	――	14325.110	767.266

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	0.000	2.051	0.000	3791.865	0.000
背面土砂	665.280	0.000	3.500	0.000	2328.480	0.000
上部工反力	5400.000	0.000	1.300	4.000	7020.000	0.000
土 圧 力	228.816	490.698	4.000	1.564	915.265	767.266
合 計	8142.866	490.698	――	――	14055.610	767.266

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	203.365	2.051	1.666	3791.865	338.872
背面土砂	665.280	93.139	3.500	3.600	2328.480	335.301
上部工反力	5400.000	1000.000	1.300	4.000	7020.000	4000.000
土 圧 力	256.703	1157.914	4.000	2.000	1026.814	2315.829
合 計	8170.753	2454.418	――	――	14167.159	6990.002

荷重状態(水 位)	V _e (kN)	H _e (kN)	M _e (kN・m)
常時1 (浮力無し)	8091.877	381.351	-13325.985
常時2 (浮力無し) a	8258.366	490.698	-13663.720
常時2 (浮力無し) b	8219.866	490.698	-13557.845
常時2 (浮力無し) c	8142.866	490.698	-13288.345
地震時 (浮力無し)	8170.753	2454.418	-7177.157

(2) フーチング下面中心での作用力の集計

鉛 直 力 : V_h = V_o (kN)

水 平 力 : H_h = H_o (kN)

回 転 モ ー メ ン ト : M_h = V_o・B_j/2.0+M_o (kN・m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : B_j = 4.000 (m)

荷重状態(水 位)	V _e (kN)	H _e (kN)	M _e (kN・m)
常時1 (浮力無し)	8091.877	381.351	2857.769
常時2 (浮力無し) a	8258.366	490.698	2853.013
常時2 (浮力無し) b	8219.866	490.698	2881.888
常時2 (浮力無し) c	8142.866	490.698	2997.388
地震時 (浮力無し)	8170.753	2454.418	9164.350

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

3. 6 安定照査

3. 6. 1 転倒に対する安定

$$e_n = \frac{M_h}{V_h}$$

ここに、

e_n: 荷重の偏心量(m)

M_h: 基礎底面に作用するモーメント(kN・m)

V_h: 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$$e_n = B/n$$

ここに、

e_n: 荷重の許容偏心量(m)

B: 基礎幅(m), B = 4.000

n: 安全率

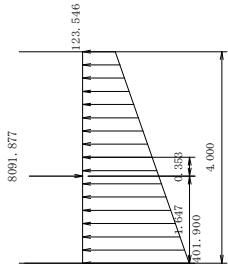
2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合 (三角形分布)

$$q_{\max} = 2 \frac{V_b}{L \cdot x}$$

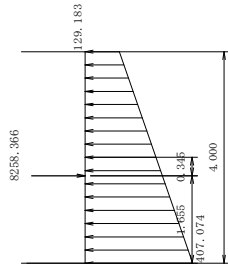
ここに、

- V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
- M_b : 基礎底面中心に作用するモーメント (kN・m)
- e_b : 荷重の偏心量 (m)
- x : 底面反力の作用幅 (m), $x = 3(B/2 - e_b)$
 x がBより小さいときには、三角形分布となり、
 x がBより大きい時には、台形分布となる。
- $q_{\max}$: 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/㎡)
- $q_{\min}$: 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/㎡)
- B : 基礎幅 (m), $B = 4.000$
- L : 基礎の奥行き (m), $L = 7.700$

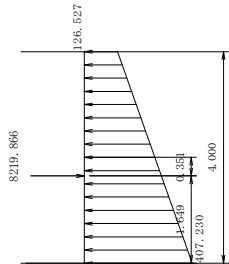
[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し) a



[3] 常時2 (浮力無し) b



荷重状態 (水 位)	偏心量 (m)	
	$e_b = M_b/V_b$	許容値 e_{b0}
常時1 (浮力無し)	$0.353 \leq$	0.667
常時2 (浮力無し) a	$0.345 \leq$	0.667
常時2 (浮力無し) b	$0.351 \leq$	0.667
常時2 (浮力無し) c	$0.368 \leq$	0.667
地震時 (浮力無し)	$1.122 \leq$	1.333

3. 6. 2 滑動に対する安定

$$H_b = c_d A_b + V_b \tan \phi_b$$

ここに、

- H_b : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)
- c_b : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/㎡), $c_b = 0.000$
- $\tan \phi_b$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, $\tan \phi_b = 0.600$
- A_b : 有効載荷面積 (㎡), $A_b = L \cdot B$
- V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN) ただし、浮力を差し引いた値とする。
- L : 基礎の奥行き (m), $L = 7.700$
- B : 基礎の有効載荷幅 (m), $B = B - 2e_b$
- B : 基礎幅 (m), $B = 4.000$
- e_b : 荷重の偏心量 (m)

荷重状態 (水 位)	偏心量 e_b (m)	有効載荷幅 B (m)	有効載荷面積 A_b (㎡)	鉛直荷重 V_b (kN)
常時1 (浮力無し)	0.353	3.294	25.361	8091.877
常時2 (浮力無し) a	0.345	3.309	25.480	8258.366
常時2 (浮力無し) b	0.351	3.299	25.401	8219.866
常時2 (浮力無し) c	0.368	3.264	25.131	8142.866
地震時 (浮力無し)	1.122	1.757	13.527	8170.753

$$f_s = H_b/H_b$$

ここに、

- f_s : 滑動に対する安全率
- H_b : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

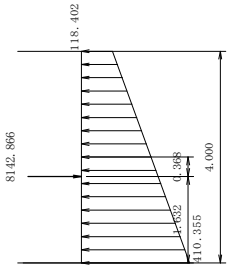
荷重状態 (水 位)	せん断抵抗力 H_b (kN)	作用水平力 F_s (kN)	安全率 f_s	必要安全率 f_{s0}
常時1 (浮力無し)	4855.126	381.351	$12.731 \geq$	1.500
常時2 (浮力無し) a	4955.020	490.698	$10.098 \geq$	1.500
常時2 (浮力無し) b	4931.920	490.698	$10.051 \geq$	1.500
常時2 (浮力無し) c	4885.720	490.698	$9.957 \geq$	1.500
地震時 (浮力無し)	4902.452	2454.418	$1.997 \geq$	1.200

3. 6. 3 地盤反力度の計算

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布)

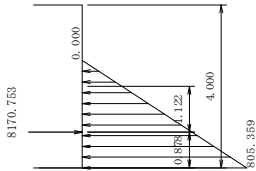
$$q_{\min}, q_{\max} = \frac{V_b \pm 6M_b}{LB}$$

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力の 作用幅 (m) x及びyB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m²)	
		qmin	qmax 最大値
4.000	台 形	118.402	410.355 ≦ 600.000

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力の 作用幅 (m) x及びyB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m²)	
		qmin	qmax 最大値
2.635	三角形	0.000	805.359 ≦ 900.000

3.6.4 フーチング厚さの照査

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定

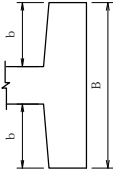
$$\beta \cdot \lambda \leq 1.0$$

ここに、

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot k_v}{E \cdot h^3}} \quad (\text{m}^{-3})$$

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_v = k_w \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$



k_w : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m²)

$$k_w = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha E_o$$

B_v : 基礎に換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{L \cdot B} = 5.550$$

αE_o : 設計の対象とする位置の変形係数 (kN/m²)

A_v : 鉛直方向の換算載荷幅 (m²)

B : フーチングの幅 (m), $B = 4.000$

L : フーチングの奥行き (m), $L = 7.700$

E : フーチングのヤング係数 (kN/m²), $E = 2.50 \times 10^7$

h : フーチングの厚さ (m), $h = 1.200$

λ : フーチングの換算突出長 (m), $\lambda = 1.000$

$$\lambda = b/b_0 \text{ は上図の長い方}$$

ただし、 $b \geq B/2$ ならば $b = B/2$

荷重状態	変形係数 αE_o (kN/m²)	鉛直方向地盤反力係数		$\beta \cdot \lambda$ (m³)
		k_w (kN/m²)	k_v (kN/m²)	
常 時	196000.000	653333.333	73243.525	0.267056
地震時	392000.000	1306666.667	146487.051	0.317584

(2) フーチング厚さの上限値 (掃軸方向幅-堅壁の厚さ)/n による判定

$$FH_h \geq FH_v$$

ここに、

FH_h : フーチングの厚さ (m), $FH_h = 1.200$

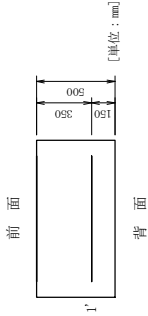
FH_v : 剛体であると判定する厚さ (m), $FH_v = 1.500/5.000 = 0.300$

(3) 照査結果

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定	(2) フーチング厚さの 上限値による判定	判 定
常 時: $0.267 \leq 1.0$ 地震時: $0.318 \leq 1.0$ フーチングは 剛体と見なせる	(2) $1.200 \geq 0.300$ フーチングは 剛体と見なせる	(1)または(2)を満足しているので フーチングは剛体として設計してよい

4. 1.2 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄 筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
1 前 面	—	—	—	—	—
2 背 面	—	—	—	—	—
1'	15.0	D51	20.270	8.00	162.160
2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_u : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_u = b \cdot h^2 / 6 = 41666.7 \times 10^3$

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.0$

N : 軸方向力 (N), $N = 0.0$

A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), $A_s = b \cdot h = 500000$

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), $h = 500.000$

設計位置	荷重状態	使用 鉄筋量 (cm)	M ×1.7 (kN・m)	M _u (kN・m)	最小 鉄筋量 (cm)
背面側	常 時	162.160	421.314	> 79.737	6.744

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

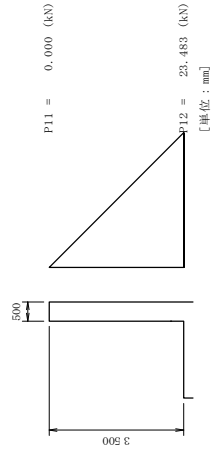
$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

4. 胸壁の設計

4. 1 踏掛版を設置しない場合の設計

・背面に対して常時で設計する。

4. 1. 1 断面力の集計



(1) T荷重による断面力

$$M_u = \frac{K_s \cdot T}{1.375} \cdot \left[-h + (h+a) \log \left(\frac{a+h}{a} \right) \right] = 199.888 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$S_u = \frac{K_s \cdot T}{1.375} \cdot \log \left(\frac{a+h}{a} \right) = 79.941 \quad (\text{kN})$$

ここに、

M_u : T荷重による曲げモーメント (kN・m)

S_u : T荷重によるせん断力 (kN)

K_s : 常時土圧係数(鉛直部), $K_s = 0.377$

T : T荷重の片側荷重 (kN), $T = 100.000$

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

a : 接地長 (m), $a = 0.200$

(2) 土圧による断面力

$$E_h = \frac{1}{2} (P11 + P12) \cdot h = 41.095 \quad (\text{kN})$$

$$P11 = q \cdot K_s \cdot \cos \delta = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P12 = (q + \gamma \cdot h) \cdot K_s \cdot \cos \delta = 23.483 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$M_u = E_h \cdot Y_e = 47.944 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$Y_e = \frac{2 \cdot P11 + P12}{3 \cdot (P11 + P12)} \cdot h = 1.167 \quad (\text{m})$$

ここに、

E_h : 土圧力 (kN)

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

K_s : 常時土圧係数(鉛直部), $K_s = 0.377$

P11, P12: 土圧強度 (kN/m²)

M_u : 土圧による曲げモーメント (kN・m)

Y_e : 土圧力の作用位置 (m)

q : 載荷荷重 (kN/m²), $q = 0.000$

γ : 土の単位重量 (kN/m³), $\gamma = 18.000$

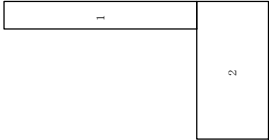
δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角(度), $\delta = 8.333$

(3) 断面力の集計

$$\text{曲げモーメント} \quad M = M_u + M_s = 199.888 + 47.944 = 247.832 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{せん断力} \quad S = S_u + E_h = 79.941 + 41.095 = 121.035 \quad (\text{kN})$$

5. 堅壁の設計
5. 1 堅壁基部の設計
5. 1. 1 水位を考慮しないブロックデータ
- (1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.500×3.500×7.700	13.475	2.250	3.050	30.319	41.099	
2	2.500×1.300×7.700	25.025	1.250	0.650	31.281	16.266	
Σ		38.500	—	—	61.600	57.365	

重心 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 61.600 / 38.500 = 1.600 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 57.365 / 38.500 = 1.490 \text{ (m)}$

5. 1. 2 躯体自重, 上部工反力, その他荷重による鉛直力、水平力

- (1) 躯体自重 (偏心モーメントを無視します)

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 38.500 = 943.250 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.600 \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot kh = 943.250 \times 0.110 = 103.757 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 1.490 \text{ (m)}$

- (2) 上部工反力

- [1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 5400.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.000 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 5400.000 \cdot 0.450 = 2430.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

(偏心モーメントは、無条件に無視します)

鉛直力の作用位置

$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \text{ (m)}$

ここに、

B : 堅壁厚さ

BR : 堅壁前面から胸壁前面までの距離

XR : 胸壁前面から作用位置までの距離

- ここに、
- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 500.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σc : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σs : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

設計位置	荷重状態	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm²)		引張応力度 (N/mm²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
背面側	常 時	247.832	23.572	7.745	≤ 8.000	56.326	≤ 180.000

(4) セン断応力度の照査

$\tau_n = \frac{S_n}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$

ここに、

τ_n : 平均せん断応力度 (N/mm²)

S_n : 作用せん断力 (N)

d : 部材の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)

$\tau_{a1} = Ce \cdot Cpt \cdot \tau_{a1}$

ここに、

τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数 (下限値以下は線形補間により求める)

Pt (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	せん断力 Ss (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm²)		補正係数	
				計算値 τ	許容値 τa1	Ce	Cpt
背面側	常 時	121.035	35.000	0.346	≤ 0.473	1.700	1.371
							1.500

2) 土圧算出結果

	項 目	区間1
条 件	算出区間における高さ (上) (下)	HU(m) HL(m) 4.800 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 2.990 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ 0.000
	壁面摩擦角 (度)	δ 8.333
	単位体積重量 (飽和) γ _t γ _{sat}	(kN/m³) 18.000 18.800
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp 3.000
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Ku1 Ku2 Ku2 0.37672 0.37672 0.37672 0.37672
	土圧強度 [1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)	(上) (下) (上) (下) 0.000 20.273 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)	233.351 0.000 233.351 230.887
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/[3・([1]+[2])] + h2 + HL + hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/[3・([3]+[4])] + HL + hr Y = (Pe1・Y1 + Pe2・Y2)/Pe	0.997 0.000 0.997

・作用位置

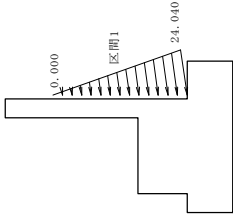
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 0.997 \text{ (m)}$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 230.887 \text{ (kN)}$$

[2] 常時2 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重	q (kN/m²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	4.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 Rv = 5400.000 (kN)
作用位置 X = 0.000 (m)
モーメント Mx = Rv・X = 5400.000・0.450 = 2430.000 (kN・m)
(偏心モーメントは、無条件に無視します)
水平力 RH = 1000.000 (kN)
作用位置 Y = 2.800 (m)
モーメント My = RH・Y = 1000.000・2.800 = 2800.000 (kN・m)
鉛直力の作用位置

$$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \text{ (m)}$$

ここに、

B： 堅壁厚さ

BR： 堅壁前面から胸壁前面までの距離

XR： 胸壁前面から作用位置までの距離

水平力の作用位置

$$Y = YZ + YR = 1.300 + 1.500 = 2.800 \text{ (m)}$$

ここに、

YZ： 堅壁前面高さ

YR： 脊座面から作用位置までの高さ

5. 1. 3 土圧・水圧

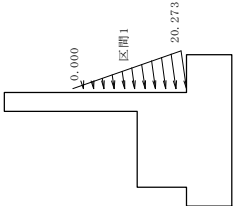
(1) 共通データ

水の単位体積重量	γ _w (kN/m³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力 (常時)	C (kN/m²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

(2) 土圧力

[1] 常時1 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重	q (kN/m²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	4.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

		項 目	区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)		HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ		h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ		hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		θ
	壁面摩擦角 (度)		δ
	単位体積重量(飽潤) (飽和)		γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)		Xp
	土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上)	Ku1
		背面水位より下の土圧係数 (上)	Kl1
		背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku2 Kl2
土 圧 強 度	[1]水位より上の土圧強度 (上)		0.000
	[2]水位より上の土圧強度 (下)		24.040
	[3]水位より下の土圧強度 (上)		0.000
	[4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000
土 圧 力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc		328.133
	Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		0.000
作 用 位 置	Pe = Pe1+Pe2		328.133
	Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)		324.668
作 用 位 置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/ {3・([1]+[2])}+h2+HL+hr		1.182
	Y2 = (2・[3]+[4])・h2/ {3・([3]+[4])}+HL+hr		0.000
	Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe		1.182

・作用位置

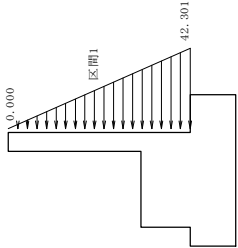
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.182 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 324.668 (kN)$$

[3]地震時(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重量	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	4.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

		項 目	区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)		HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ		h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ		hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		θ
	壁面摩擦角 (度)		δ
	単位体積重量(飽潤) (飽和)		γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)		Xp
	土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上)	Ku1
		背面水位より下の土圧係数 (上)	Kl1
		背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku2 Kl2
土 圧 強 度	[1]水位より上の土圧強度 (上)		0.000
	[2]水位より上の土圧強度 (下)		42.301
	[3]水位より下の土圧強度 (上)		0.000
	[4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000
土 圧 力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc		781.731
	Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		0.000
作 用 位 置	Pe = Pe1+Pe2		781.731
	Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)		781.731
作 用 位 置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/ {3・([1]+[2])}+h2+HL+hr		1.600
	Y2 = (2・[3]+[4])・h2/ {3・([3]+[4])}+HL+hr		0.000
	Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe		1.600

・作用位置

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.600 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 781.731 (kN)$$

5. 1. 4 断面力の集計

[1] 常時1(浮力無し)

項 目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M ₀ +M _i (kN・m)
躯体自重	943.250	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	5400.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	230.887	0.000	0.997	230.095
合 計	6343.250	230.887	—	—	230.095
単位幅当り	823.799	29.985	—	—	29.883

[2]常時2(浮力無し)

項 目	N _c (kN)	H _c (kN)	X _c (m)	Y _c (m)	M =M _c +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	943.250	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	5400.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	324.668	0.000	1.182	383.678
合 計	6343.250	324.668	――	――	383.678
単位幅当り	823.799	42.165	――	――	49.828

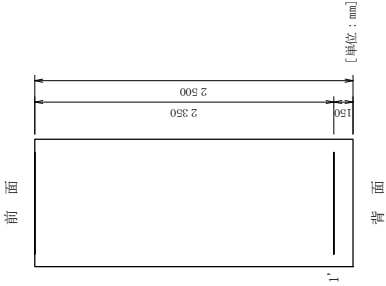
[3]地震時(浮力無し)

項 目	N _c (kN)	H _c (kN)	X _c (m)	Y _c (m)	M =M _c +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	943.250	103.757	0.000	1.490	154.599
上部工反力	5400.000	1000.000	0.000	2.800	2800.000
土 圧 力	0.000	781.731	0.000	1.600	1250.769
合 計	6343.250	1885.488	――	――	4205.368
単位幅当り	823.799	244.869	――	――	546.152

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、曲げモーメントは反時計回りを正

5. 1. 5 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)
1 前面	――	――	――	――	――
2 前面	――	――	――	――	――
1' 背面	15.0	D19	2.865	4.00	11.460
2' 背面	――	――	――	――	――

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

M_c： ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c： コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_c = b・h²/6 = 1041670×10³

σ_{sk}： コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{sk} = 0.23 σ_{sk}^{0.9}

σ_{sk}： コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{sk} = 24.0

N： 軸方向力 (N)

A_c： コンクリート部材の断面積 (mm²), A_c = b・h = 2500000

b： 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

h： 部材断面高 (mm), h = 2500.000

$$A' = N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{sa})$$

ここに、

A'： 必要断面積 (mm²)

N： 軸方向力 (N)

σ_{sa}： 鉄筋の許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{sa}： コンクリートの許容軸圧縮応力度 (N/mm²)

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	N (kN)	必要断面積 A _c (cm ²)	鉄筋量 0.008A _c (cm ²)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	11.460	50.800 ≦	2336.663	823.799	1017.035	8.136	8.136
常時2 (浮力無し)	11.460	84.708 ≦	2336.663	823.799	1017.035	8.136	8.136
地震時 (浮力無し)	11.460	928.458 ≦	2336.663	823.799	678.024	5.424	5.424

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより

大きい場合 終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量、

5.0 (単鉄筋時)・10.0 (複鉄筋時), 0.008A'

小さい場合 5.0 (単鉄筋時)・10.0 (複鉄筋時), 0.008A' の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^3 - 3 \cdot \left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot x^2 - \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} \cdot x + \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot d' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot d \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x} + n \cdot A_s' \cdot \frac{x-d'}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
h : 部材断面の高さ (mm), h = 2500.000
b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
d : 部材の有効高 (mm)
d' : 鉄筋のかぶり (mm)
As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
σ c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
σ s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
N : 軸方向力 (N)

荷重状態 (水 位)	M (kN・m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	29.883	823.799	1325.868	0.362 ≦ 8.000	-4.462 ≦ 200.000
常時2 (浮力無し)	49.828	823.799	898.543	0.381 ≦ 8.000	-4.215 ≦ 200.000
地震時 (浮力無し)	546.152	823.799	179.265	0.925 ≦ 12.000	4.312 ≦ 300.000

引張応力度がマイナスの場合は、全断面圧縮となりますので鉄筋の圧縮応力度との比較となります。

(4)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ m : 平均せん断応力度 (N/mm²)
S h : 作用せん断力 (N)
d : 部材の有効高 (mm)
b : 部材断面幅 (mm)
τ a1: 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)
τ a1≡ Ce・Cpt・CN・τ a1'
CN = 1+ $\frac{M_u}{M}$ (1 ≦ CN ≦ 2)

ここに、

- τ a1' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)
Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数 (下限値以下は線形補間により求める)

Pt (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

CN : 軸方向圧縮力による補正係数

M u : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる

曲げモーメント (N・mm)

$$M_u = \frac{N}{A_s} \cdot \frac{I_{ex}}{y}$$

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)

A s : 部材断面積 (mm²)

I ex : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm⁴)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _v (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ a1	Ce	Cpt
常時1 (浮力無し)	29.985	235.000	0.013 ≦ 0.110	1.700	0.797	0.598
常時2 (浮力無し)	42.165	235.000	0.018 ≦ 0.110	1.700	0.797	0.598
地震時 (浮力無し)	244.869	235.000	0.104 ≦ 0.167	2.550	0.797	0.598

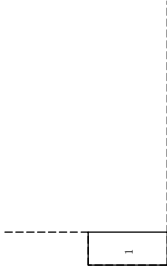
6. 前趾の設計

6. 1 付け根位置の設計

6. 1. 1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2)自重・重心

区分	計算式 幅×高さ×奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	0.500×1.200×7.700	4.620	0.250	1.155	
Σ		4.620	—	1.155	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.155 / 4.620 = 0.250 \text{ (m)}$

6.1.2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 4.620 = 113.190 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.250 \text{ (m)}$

6.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q1 + q2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1 + q2}{3 \cdot (q1 + q2)} \cdot L$$

ここに、

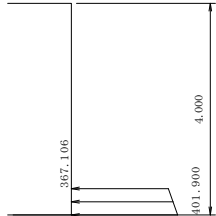
q1：前趾前面位置の地盤反力度

q2：前趾設計位置の地盤反力度

L：前趾設計張出長 $L = 0.500 \text{ (m)}$

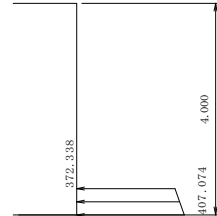
B：前趾直角方向幅 $B = 7.700 \text{ (m)}$

[1] 常時1 (浮力無し)



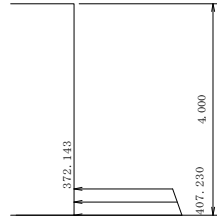
地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
401.900	367.106	-1480.337	0.254

[2] 常時2 (浮力無し) a



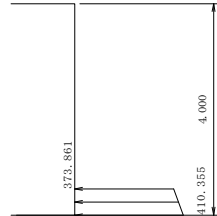
地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
407.074	372.338	-1500.368	0.254

[3] 常時2 (浮力無し) b



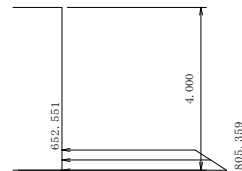
地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
407.230	372.143	-1500.293	0.254

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
410.355	373.861	-1509.617	0.254

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
805.359	652.551	-2806.477	0.259

6.1.4 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項目	N (kN)	Xi (m)	M = N・Xi (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1480.337	0.254	375.666
合計	1367.147	—	347.368
単位幅当り	177.552	—	45.113

1)主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm)
1 上面	—	—	—	—
2 —	—	—	—	—
1' 下面	15.0	D16 1.986	4.00	7.944
2' —	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

$$M_e = Z_e \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

- M_e : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)
 Z_e : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_e = b \cdot h^2/6 = 240000 \times 10^3$
 σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ak}^{2/3}$
 σ_{ak} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{ak} = 24.0$
 N : 軸方向力 (N), $N = 0.0$
 A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), $A_s = b \cdot h = 1200000.000$
 b : 部材断面幅 (mm)
 h : 部材断面高 (mm), $h = 1200.000$

荷重状態(水 位)	使用鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M _e (kN・m)	最小鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	7.944	76.692 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) a	7.944	77.795 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) b	7.944	77.804 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) c	7.944	78.368 ≦	459.283	5.000
地震時 (浮力無し)	7.944	154.067 ≦	459.283	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_{s'} \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} \cdot \frac{3}{3} \right) + n \cdot A_{s'} \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

[2]常時2 (浮力無し) a

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1500.368	0.254	380.664
合計	1387.178	—	352.367
単位幅当り	180.153	—	45.762

[3]常時2 (浮力無し) b

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1500.293	0.254	380.702
合計	1387.103	—	352.404
単位幅当り	180.143	—	45.767

[4]常時2 (浮力無し) c

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1509.617	0.254	383.259
合計	1396.427	—	354.961
単位幅当り	181.354	—	46.099

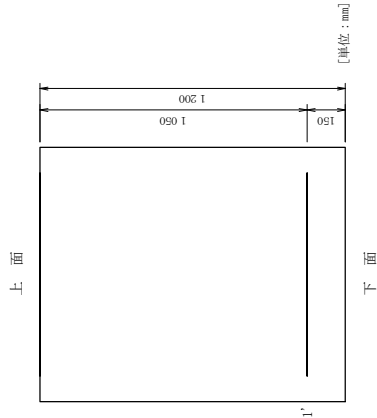
[5]地震時 (浮力無し)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	2806.477	0.259	726.132
合計	2693.287	—	697.835
単位幅当り	349.778	—	90.628

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6. 1. 5 断面計算

(1) 鉄筋配置



ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm), h = 1200.000
- b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- σ c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- σ s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N・mm)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1(浮力無し)	45.113	14.678	0.615 ≦	8.000	56.723 ≦	180.000
常時2(浮力無し) a	45.762	14.678	0.623 ≦	8.000	57.539 ≦	180.000
常時2(浮力無し) b	45.767	14.678	0.623 ≦	8.000	57.545 ≦	180.000
常時2(浮力無し) c	46.099	14.678	0.628 ≦	8.000	57.963 ≦	180.000
地震時(浮力無し)	90.628	14.678	1.235 ≦	12.000	113.952 ≦	300.000

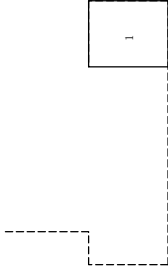
7. 後趾の設計

7.1 付け根位置の設計

7.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



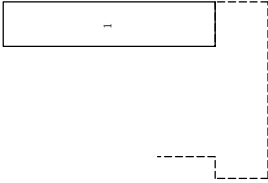
2) 自重・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置 X _i (m)	V _i ・X _i	備考
1	1.000× 1.200× 7.700	9.240	0.500	4.620	
Σ		9.240	—	4.620	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 4.620 / 9.240 = 0.500 \text{ (m)}$

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置 X _i (m)	V _i ・X _i	備考
1	1.000× 4.800× 7.700	36.960	0.500	18.480	
Σ		36.960	—	18.480	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 18.480 / 36.960 = 0.500 \text{ (m)}$

7.1.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 9.240 = 226.380 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.500 \text{ (m)}$

(2) 土砂重量による作用力, 浮力

鉛直力 $W = W_u + W_l \text{ (kN)}$

$W_u = V_u \text{ (水より上の体積)} \cdot \gamma \text{ (土の湿潤重量)} \text{ (kN)}$

$W_l = V_l \text{ (水より下の体積)} \cdot \gamma_{\text{sat}} \text{ (土の飽和重量)} \text{ (kN)}$

作用位置 $X = (W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W \text{ (m)}$

[1] 常時1(浮力無し), 常時2(浮力無し), 地震時(浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体 積 V (m ³)	重心位置 X (m)	体 積 V _l (m ³)	重心位置 X _l (m)
土砂(背面)	36.960	0.500	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 V _u (m ³)	重心位置 X _u (m)
土砂(背面)	36.960	0.500

水位より上の体積

$V_u = V - V_l$

水位より上の重心位置

$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 Wu = Vu × γ (kN)	水位より下の重量 Wl = Vl × γ sat (kN)
土砂(背面)	36.960 × 18.000 = 665.280	0.000 × 18.800 = 0.000

位 置	重量 W Wu + Wl (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	665.280 + 0.000 = 665.280	0.500

7.1.3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

- q : 地表面載荷荷重強度
- qd : 地表面載荷荷重強度(死荷重扱い)
- q1 : 地表面載荷荷重強度(活荷重扱い)
- B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 7.700 (m)
- Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ
- L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q ¹ (kN/m ²)	L ^s (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd Q1	10.000	0.000	1.000	77.000	0.500

7.1.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$$E_w = 2 \cdot \frac{P_{ev}}{L \cdot B}$$

鉛直力

$$N = (q_r + q_f) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$$

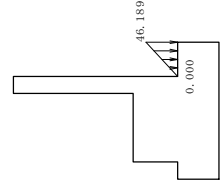
作用位置

$$X = \frac{2.0 \cdot q_r + q_f}{3.0 (q_r + q_f)} \cdot L$$

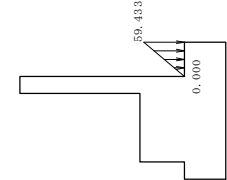
ここに、

- P_{ev}: 土圧の鉛直成分 (kN)
- q_f: 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度
- q_r: 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重
- L : フーチング後趾張出長, L = 1.000 (m)
- B : 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

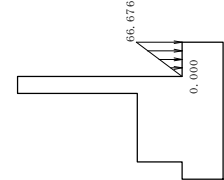
[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し)



[3] 地震時 (浮力無し)



7.1.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

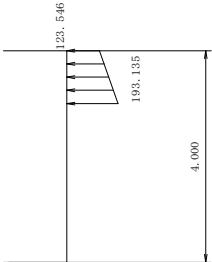
作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

- q₁ : 後趾前面位置の地盤反力度
- q₂ : 後趾設計位置の地盤反力度
- L : 後趾設計張出長 L = 1.000 (m)
- B : 後趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

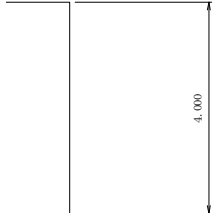
[1] 常時1 (浮力無し)



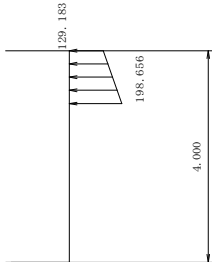
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
123.546	193.135	-1219.222	0.463

地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	0.000	0.000	0.000

[5] 地震時 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し) a



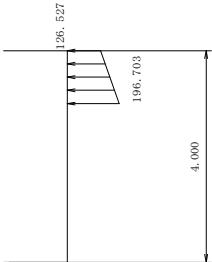
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
129.183	198.656	-1262.182	0.465

7.1.6 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
土 圧 力	177.827	0.667	118.551
地盤反力	-1219.222	0.463	-564.958
合 計	-149.735	—	-0.577
単位幅当り	-19.446	—	-0.075

[3] 常時2 (浮力無し) b

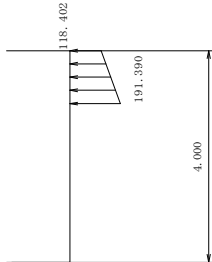


地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
126.527	196.703	-1244.436	0.464

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
載荷荷重L	77.000	0.500	38.500
土 圧 力	228.816	0.667	152.544
地盤反力	-1262.182	0.465	-586.513
合 計	-64.705	—	50.362
単位幅当り	-8.403	—	6.540

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
118.402	191.390	-1192.701	0.461

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
載荷荷重L	77.000	0.500	38.500
土 圧 力	228.816	0.667	152.544
地盤反力	-1244.436	0.464	-577.188
合 計	-46.959	—	59.686
単位幅当り	-6.099	—	7.751

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N _c (kN)	X _c (m)	M =N _c ・X _c (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
土 圧 力	228.816	0.667	152.544
地盤反力	-1192.701	0.461	-549.516
合 計	-72.225	――	48.858
単位幅当り	-9.380	――	6.345

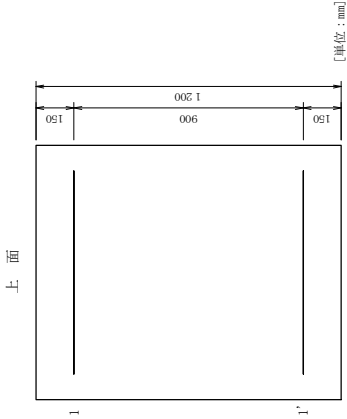
[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	N _e (kN)	X _e (m)	M =N _e ・X _e (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
土 圧 力	256.703	0.667	171.136
合 計	1148.363	――	616.966
単位幅当り	149.138	――	80.125

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7.1.7 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄 筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm)	
上 面	1	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_e = Z_e \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_e} \right)$$

ここに、

M_e : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_e : コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_e = b・h²/6 = 240000×10³

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{bt} = 0.23 σ_{ck}^{0.73}

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{ck} = 24.0

N : 軸方向力 (N), N = 0.0

A_e : コンクリート部材の断面積 (mm²), A_e = b・h = 1200000.000

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), h = 1200.000

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	7.944	0.127 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) a	7.944	11.119 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) b	7.944	13.177 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) c	7.944	10.787 ≦	459.283	5.000
地震時 (浮力無し)	7.944	136.213 ≦	459.283	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は5.0と表示。

大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} - \frac{M}{x}}{\frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

h : 部材断面の高さ (mm), h = 1200.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

d' : 鉄筋のかぶり (mm)

A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)

A_s' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

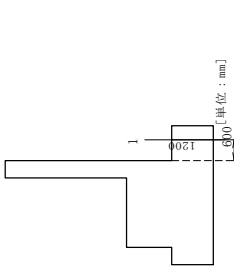
σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1(浮力無し)	-0.075	14.678	0.001 ≦	8.000	0.094 ≦	180.000
常時2(浮力無し) a	6.540	14.678	0.089 ≦	8.000	8.224 ≦	180.000
常時2(浮力無し) b	7.751	14.678	0.106 ≦	8.000	9.746 ≦	180.000
常時2(浮力無し) c	6.345	14.678	0.086 ≦	8.000	7.978 ≦	180.000
地震時(浮力無し)	80.125	14.678	1.091 ≦	12.000	100.746 ≦	300.000

7.2 セン断検討位置[1]の設計

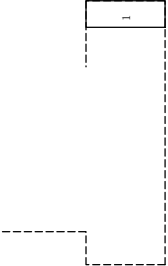
付け根からの距離 0.600 (m)



7.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1)躯体自重

1)ブロック割り



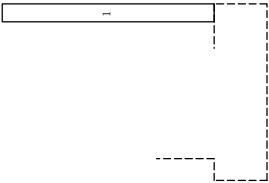
2)自重・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V ₁ (m ³)	重心位置 X ₁ (m)	V _i ・X _i	備 考
1	0.400× 1.200× 7.700	3.696	0.200	0.739	
Σ		3.696	—	0.739	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.739 / 3.696 = 0.200 \text{ (m)}$

(2)背面土砂

1)ブロック割り



2)体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V ₁ (m ³)	重心位置 X ₁ (m)	V _i ・X _i	備 考
1	0.400× 4.800× 7.700	14.784	0.200	2.957	
Σ		14.784	—	2.957	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 2.957 / 14.784 = 0.200 \text{ (m)}$

7.2.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力

(1)躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 3.696 = 90.552 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.200 \text{ (m)}$

(2)土砂重量による作用力, 浮力

鉛直力 $W = W_u + W_1 \text{ (kN)}$

$W_u = V_u(\text{水より上の体積}) \cdot \gamma \text{ (土の湿潤重量)} \text{ (kN)}$

$W_1 = V_1(\text{水より下の体積}) \cdot \gamma_{\text{sat}} \text{ (土の飽和重量)} \text{ (kN)}$

作用位置 $X = (W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W \text{ (m)}$

[1] 常時1(浮力無し), 常時2(浮力無し), 地震時(浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体 積 V (m ³)	重心位置 X (m)	体 積 V ₁ (m ³)	重心位置 X ₁ (m)
土砂(背面)	14.784	0.200	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 V _u (m ³)	重心位置 X _u (m)
土砂(背面)	14.784	0.200

水位より上の体積

$V_u = V - V_1$

水位より上の重心位置

$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 Wu = Vu × γ (kN)	水位より下の重量 Wl = Vl × γ sat (kN)
土砂(背面)	14.784 × 18.000 = 266.112	0.000 × 18.800 = 0.000

位 置	重量 W Wu + Wl (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	266.112 + 0.000 = 266.112	0.200

7.2.3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

- q : 地表面載荷荷重強度
- qd : 地表面載荷荷重強度(死荷重扱い)
- q1 : 地表面載荷荷重強度(活荷重扱い)
- B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 7.700 (m)
- Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ
- L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd Q1	10.000	0.000	0.400	30.800	0.200

7.2.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$$E_w = 2 \cdot \frac{P_{ev}}{L \cdot B}$$

鉛直力

$$N = (q_r + q_f) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$$

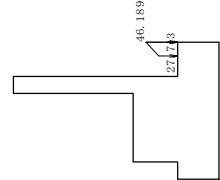
作用位置

$$X = \frac{2.0 \cdot q_r + q_f}{3.0 (q_r + q_f)} \cdot L$$

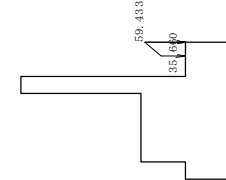
ここに、

- Pev: 土圧の鉛直成分 (kN)
- qf : 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度
- qr : 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重
- L : フーチング後趾張出長, L = 0.400 (m)
- B : 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

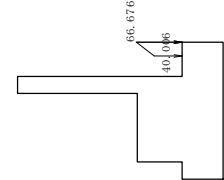
[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し)



[3] 地震時 (浮力無し)



7.2.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

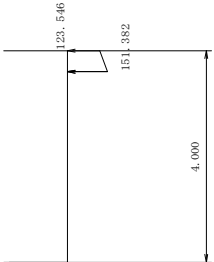
作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

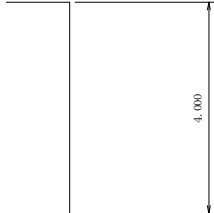
- q1 : 後趾前面位置の地盤反力度
- q2 : 後趾設計位置の地盤反力度
- L : 後趾設計張出長 L = 0.400 (m)
- B : 後趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



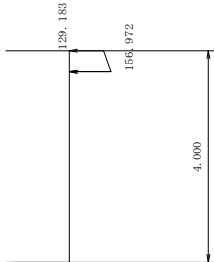
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
123.546	151.382	-423.389	0.193

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	0.000	0.000	0.000

[2] 常時2 (浮力無し) a



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
129.183	156.972	-440.680	0.194

7.2.6 断面力の集計

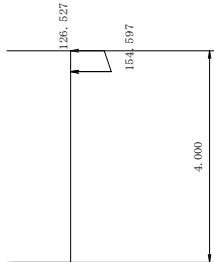
[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
土 圧 力	113.809	0.217	24.659
地盤反力	-423.389	0.193	-81.820
合 計	47.084	—	14.171
単位幅当り	6.115	—	1.840

[2] 常時2 (浮力無し) a

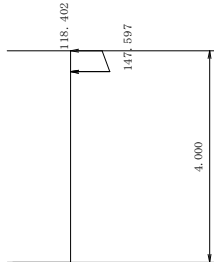
項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
載荷荷重L	30.800	0.200	6.160
土 圧 力	146.442	0.217	31.729
地盤反力	-440.680	0.194	-85.283
合 計	93.227	—	23.939
単位幅当り	12.107	—	3.109

[3] 常時2 (浮力無し) b



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
126.527	154.597	-432.932	0.193

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
118.402	147.597	-409.639	0.193

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
載荷荷重L	30.800	0.200	6.160
土 圧 力	146.442	0.217	31.729
地盤反力	-432.932	0.193	-83.704
合 計	100.975	—	25.518
単位幅当り	13.114	—	3.314

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N _h (kN)	X _h (m)	M =N _h ・X _h (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
土 圧 力	146.442	0.217	31.729
地盤反力	-409.639	0.193	-78.930
合 計	93.467	――	24.132
単位幅当り	12.139	――	3.134

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	N _h (kN)	X _h (m)	M =N _h ・X _h (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
土 圧 力	164.290	0.217	35.596
合 計	520.954	――	106.929
単位幅当り	67.656	――	13.887

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7.2.7 断面計算

付け根からの距離 0.600 (m)

(1) セン断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_h = S - \frac{M}{d'} \tan \theta$$
$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_h = S$$

ここに、

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める (mm)

d' : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度、 θ = 0.000 , tan θ = 0.000

a : セン断スパン (mm)

荷重状態 (水 位)	有効高 d (cm)	2.5・d	せん断スパン a (cm)	S (kN)	M (kN・m)	M/d'・tan θ	S _h (kN)
常時1 (浮力無し)	105.000	262.500 ≧	0.385	6.115	1.840	0.000	6.115
常時2 (浮力無し) a	105.000	262.500 ≧	182.832	12.107	3.109	0.000	12.107
常時2 (浮力無し) b	105.000	262.500 ≧	205.000	13.114	3.314	0.000	13.114
常時2 (浮力無し) c	105.000	262.500 ≧	172.647	12.139	3.134	0.000	12.139
地震時 (浮力無し)	105.000	262.500 ≧	158.726	67.656	13.887	0.000	67.656

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d'} \leq \tau_{ai}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める (mm)

d' : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

τ_{ai} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau_{ai} = Ce \cdot Cpt \cdot Cdc \cdot \tau_{ai}'$$

ここに、

τ_{ai}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数 (下限値以下は線形補間により求める)

Pt (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

Cdc : セン断スパン比に関する補正係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
Cdc	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ _{ai}	Ce	Cpt
常時1 (浮力無し)	6.115	105.000	0.006 ≦	0.952	1.700	0.651
常時2 (浮力無し) a	12.107	105.000	0.012 ≦	0.307	1.700	0.651
常時2 (浮力無し) b	13.114	105.000	0.012 ≦	0.251	1.700	0.651
常時2 (浮力無し) c	12.139	105.000	0.012 ≦	0.333	1.700	0.651
地震時 (浮力無し)	67.656	105.000	0.064 ≦	0.561	2.550	0.651

2. 第 2 案 : PC6 径間連続箱桁橋

S 1. 上部工の計算

1. 設計条件

1 - 1 設計条件

タイトル	PC6径間連続箱桁橋
橋種	アレストコンクリート道路橋
構造形式	PC6径間連続箱桁橋
施工法	張出施工
橋長	454.000 [m]
桁長	453.000 [m]
支間長	62.800 + 75.000 + 85.000 + 65.000 + 95.000 + 68.800 [m]
桁がかり長	(左端)0.700 [m] (右端)0.700 [m]
有効幅員	6.750 [m]
幅員	7.640 [m]
活荷重	B活荷重-L

1 - 2 使用材料

(1) 特性値

項目	単位	主桁コンクリート	橋脚コンクリート
設計基準強度	N/mm ²	40.00	24.00
ヤング係数	N/mm ²	3.10*10 ⁴	2.50*10 ⁴
単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50
構造系完成以降のクリープ係数	---	1.50	0.00
乾燥収縮度	---	15.00*10 ⁻⁵	0.00*10 ⁻⁵
線膨張係数	---	10.00*10 ⁻⁶	10.00*10 ⁻⁶

PC鋼材

項目	単位	内ケーブル	横縮ケーブル
PC鋼材名称	---	SWPR7B 12S12.7B	SWPR19 1S21.8
PC鋼材鋼種	---	鋼より線	鋼より線
ヤング係数	N/mm ²	2.00*10 ⁵	2.00*10 ⁵
断面積	mm ²	1184.52	312.90
単位質量	kg/m	9.288	2.482

鉄筋

項目	単位	鉄筋
鉄筋種類	---	SD345
ヤング係数	N/mm ²	2.00*10 ⁵

(1) 上部工設計計算 (PC6 径間連続箱桁橋)

(1) 主桁寸法

TU =0.3000[m]
WK =0.0000

支点	断面 No.	X [m]	H [m]	TL [m]	B [m]
△	1	0.0000	3.0000	0.5000	0.6000
	2	1.5000	3.0000	0.5000	0.6000
	3	3.1500	3.0000	0.3969	0.5381
	4	6.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	5	10.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	6	14.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	7	18.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	8	22.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	9	26.3000	3.0332	0.2500	0.4500
	10	30.3000	3.1330	0.2500	0.4500
	11	34.3000	3.2992	0.2500	0.4500
	12	38.3000	3.5319	0.2885	0.4731
	13	42.3000	3.8310	0.3269	0.4962
	14	46.3000	4.1967	0.3654	0.5192
	15	49.8000	4.5712	0.3990	0.5394
	16	53.3000	4.9965	0.4327	0.5596
	17	56.8000	5.4728	0.4663	0.5798
	18	57.3000	5.5450	0.4712	0.5827
	19	60.3000	6.0000	0.5000	0.6000
△	20	62.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	21	65.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	22	68.3000	5.4867	0.4706	0.5824
	23	68.8000	5.4059	0.4657	0.5794
	24	71.8000	4.9488	0.4363	0.5618
	25	75.3000	4.4763	0.4020	0.5412
	26	78.8000	4.0693	0.3676	0.5206
	27	82.8000	3.6843	0.3284	0.4971
	28	86.8000	3.3849	0.2892	0.4735
	29	90.8000	3.1711	0.2500	0.4500
	30	94.8000	3.0428	0.2500	0.4500
	31	98.8000	3.0000	0.2500	0.4500
	32	100.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	33	101.8000	3.0000	0.2500	0.4500
	34	105.8000	3.0428	0.2500	0.4500
	35	109.8000	3.1711	0.2500	0.4500
	36	113.8000	3.3849	0.2892	0.4735
	37	117.8000	3.6843	0.3284	0.4971
	38	121.8000	4.0693	0.3676	0.5206
	39	125.3000	4.4763	0.4020	0.5412
	40	128.8000	4.9488	0.4363	0.5618
	41	131.8000	5.4059	0.4657	0.5794
	42	132.3000	5.4867	0.4706	0.5824
	43	135.3000	6.0000	0.5000	0.6000
△	44	137.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	45	140.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	46	143.3000	5.5450	0.4712	0.5827

支点	断面 No.	X [m]	H [m]	TL [m]	B [m]
	47	143.8000	5.4728	0.4663	0.5798
	48	147.3000	4.9965	0.4327	0.5596
	49	150.8000	4.5712	0.3990	0.5394
	50	154.3000	4.1967	0.3654	0.5192
	51	158.3000	3.8310	0.3269	0.4962
	52	162.3000	3.5319	0.2885	0.4731
	53	166.3000	3.2992	0.2500	0.4500
	54	170.3000	3.1330	0.2500	0.4500
	55	174.3000	3.0332	0.2500	0.4500
	56	178.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	57	180.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	58	182.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	59	186.3000	3.0332	0.2500	0.4500
	60	190.3000	3.1330	0.2500	0.4500
	61	194.3000	3.2992	0.2500	0.4500
	62	198.3000	3.5319	0.2885	0.4731
	63	202.3000	3.8310	0.3269	0.4962
	64	206.3000	4.1967	0.3654	0.5192
	65	209.8000	4.5712	0.3990	0.5394
	66	213.3000	4.9965	0.4327	0.5596
	67	216.8000	5.4728	0.4663	0.5798
	68	217.3000	5.5450	0.4712	0.5827
	69	220.3000	6.0000	0.5000	0.6000
△	70	222.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	71	225.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	72	228.3000	5.4017	0.5000	0.6000
	73	228.8000	5.3084	0.5000	0.6000
	74	231.8000	4.7876	0.5000	0.6000
	75	234.8000	4.3333	0.5000	0.6000
	76	237.8000	3.9455	0.5000	0.6000
	77	240.8000	3.6242	0.5000	0.6000
	78	243.8000	3.3693	0.5000	0.6000
	79	246.8000	3.1810	0.5000	0.6000
	80	250.3000	3.0452	0.5000	0.6000
	81	253.8000	3.0000	0.5000	0.6000
	82	255.3000	3.0000	0.5000	0.6000
	83	256.8000	3.0000	0.5000	0.6000
	84	260.3000	3.0452	0.5000	0.6000
	85	263.8000	3.1810	0.5000	0.6000
	86	266.8000	3.3693	0.5000	0.6000
	87	269.8000	3.6242	0.5000	0.6000
	88	272.8000	3.9455	0.5000	0.6000
	89	275.8000	4.3333	0.5000	0.6000
	90	278.8000	4.7876	0.5000	0.6000
	91	281.8000	5.3084	0.5000	0.6000
	92	282.3000	5.4017	0.5000	0.6000
	93	285.3000	6.0000	0.5000	0.6000
△	94	287.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	95	290.3000	6.0000	0.5000	0.6000

支点	断面 No.	X [m]	H [m]	TL [m]	B [m]
	96	293.3000	5.5450	0.4712	0.5827
	97	293.8000	5.4728	0.4663	0.5798
	98	297.3000	4.9965	0.4327	0.5596
	99	300.8000	4.5712	0.3990	0.5394
	100	304.3000	4.1967	0.3654	0.5192
	101	308.3000	3.8310	0.3269	0.4962
	102	312.3000	3.5319	0.2885	0.4731
	103	316.3000	3.2992	0.2500	0.4500
	104	320.3000	3.1330	0.2500	0.4500
	105	324.3000	3.0332	0.2500	0.4500
	106	328.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	107	330.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	108	332.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	109	336.3000	3.0208	0.2500	0.4500
	110	340.3000	3.0833	0.2500	0.4500
	111	344.3000	3.1875	0.2500	0.4500
	112	348.3000	3.3333	0.2500	0.4500
	113	352.3000	3.5208	0.2586	0.4552
	114	356.3000	3.7500	0.2931	0.4759
	115	359.8000	3.9847	0.3233	0.4940
	116	363.3000	4.2513	0.3534	0.5121
	117	366.8000	4.5498	0.3836	0.5302
	118	370.3000	4.8802	0.4138	0.5483
	119	373.8000	5.2425	0.4440	0.5664
	120	376.8000	5.5785	0.4698	0.5819
	121	377.3000	5.6367	0.4741	0.5845
	122	380.3000	6.0000	0.5000	0.6000
△	123	382.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	124	385.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	125	388.3000	5.6367	0.4741	0.5845
	126	388.8000	5.5785	0.4698	0.5819
	127	391.8000	5.2425	0.4440	0.5664
	128	395.3000	4.8802	0.4138	0.5483
	129	398.8000	4.5498	0.3836	0.5302
	130	402.3000	4.2513	0.3534	0.5121
	131	405.8000	3.9847	0.3233	0.4940
	132	409.3000	3.7500	0.2931	0.4759
	133	413.3000	3.5208	0.2586	0.4552
	134	417.3000	3.3333	0.2500	0.4500
	135	421.3000	3.1875	0.2500	0.4500
	136	425.3000	3.0833	0.2500	0.4500
	137	429.3000	3.0208	0.2500	0.4500
	138	433.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	139	437.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	140	441.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	141	445.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	142	448.4500	3.0000	0.3969	0.5381
	143	450.1000	3.0000	0.5000	0.6000
△	144	451.6000	3.0000	0.5000	0.6000

支点	断面 No.	BU [m]	BL [m]	LB [m]	RB [m]
△	1	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	2	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	3	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	4	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	5	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	6	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	7	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	8	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	9	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	10	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	11	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	12	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	13	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	14	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	15	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	16	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	17	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	18	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	19	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
△	20	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	21	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	22	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	23	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	24	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	25	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	26	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	27	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	28	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	29	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	30	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	31	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	32	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	33	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	34	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	35	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	36	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	37	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	38	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	39	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	40	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	41	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	42	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	43	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
△	44	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	45	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	46	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	47	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	48	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	49	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200

支点	断面 No.	BU [m]	BL [m]	LB [m]	RB [m]
	99	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	100	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	101	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	102	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	103	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	104	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	105	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	106	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	107	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	108	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	109	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	110	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	111	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	112	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	113	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	114	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	115	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	116	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	117	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	118	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	119	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	120	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	121	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	122	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
△	123	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	124	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	125	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	126	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	127	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	128	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	129	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	130	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	131	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	132	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	133	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	134	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	135	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	136	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	137	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	138	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	139	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	140	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	141	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	142	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	143	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
△	144	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200

支點	断面 No.	BU [m]	BL [m]	LB [m]	RB [m]
	50	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	51	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	52	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	53	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	54	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	55	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	56	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	57	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	58	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	59	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	60	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	61	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	62	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	63	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	64	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	65	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	66	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	67	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	68	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	69	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
△	70	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	71	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	72	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	73	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	74	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	75	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	76	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	77	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	78	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	79	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	80	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	81	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	82	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	83	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	84	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	85	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	86	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	87	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	88	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	89	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	90	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	91	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	92	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
△	93	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	94	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	95	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	96	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	97	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	98	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200

(2) 主桁断面諸量

支点	断面 No.	A [m ²]	Yu [m]	Yl [m]	I [m ⁴]	Zu [m ³]	Zl [m ³]
△	1	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	2	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	3	6.9197	1.3275	-1.6725	8.5459	6.4376	-5.1096
	4	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	5	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	6	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	7	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	8	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	9	6.0149	1.2151	-1.8181	7.5186	6.1876	-4.1353
	10	6.1047	1.2579	-1.8750	8.1459	6.4757	-4.3444
	11	6.2543	1.3297	-1.9694	9.2578	6.9621	-4.7008
	12	6.7380	1.4754	-2.0564	11.5172	7.8060	-5.6006
	13	7.3056	1.6513	-2.1798	14.7005	8.9026	-6.7441
	14	7.9663	1.8589	-2.3378	19.1317	11.7855	-8.1836
	15	8.6281	2.0674	-2.5037	24.3659	13.5771	-9.7319
	16	9.3743	2.3016	-2.6949	31.2493	15.7106	-11.5956
	17	10.2113	2.5616	-2.9113	40.2436	18.2358	-13.8235
	18	10.3386	2.6008	-2.9442	41.7328	18.461	-14.1745
	19	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	20	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
△	21	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	22	10.2656	2.5719	-2.9148	40.6286	15.7970	-13.9386
	23	10.1278	2.5284	-2.8775	39.0066	15.4273	-13.5559
	24	9.3511	2.2817	-2.6671	30.5984	13.4103	-11.4727
	25	8.5490	2.0250	-2.4513	23.1888	11.4515	-9.4598
	26	7.8511	1.8014	-2.2679	17.7640	9.8614	-7.8328
	27	7.1709	1.5856	-2.0987	13.3694	8.4317	-6.3702
	28	6.6042	1.4107	-1.9742	10.3784	7.3568	-5.2570
	29	6.1390	1.2743	-1.8967	8.3936	6.5866	-4.4253
	30	6.0235	1.2192	-1.8236	7.5773	6.2150	-4.1552
	31	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	32	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	33	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	34	6.0235	1.2192	-1.8236	7.5773	6.2150	-4.1552
	35	6.1390	1.2743	-1.8967	8.3936	6.5866	-4.4253
	36	6.6042	1.4107	-1.9742	10.3784	7.3568	-5.2570
	37	7.1709	1.5856	-2.0987	13.3694	8.4317	-6.3702
	38	7.8511	1.8014	-2.2679	17.7640	9.8614	-7.8328
	39	8.5490	2.0250	-2.4513	23.1888	11.4515	-9.4598
	40	9.3511	2.2817	-2.6671	30.5984	13.4103	-11.4727
△	41	10.1278	2.5284	-2.8775	39.0066	15.4273	-13.5559
	42	10.2656	2.5719	-2.9148	40.6286	15.7970	-13.9386
	43	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	44	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	45	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	46	10.3386	2.6008	-2.9442	41.7328	16.0461	-14.1745
	47	10.2113	2.5616	-2.9113	40.2436	15.7106	-13.8235
	48	9.3743	2.3016	-2.6949	31.2493	13.5771	-11.5956
	49	8.6281	2.0674	-2.5037	24.3659	11.7855	-9.7319

支点	断面 No.	A [m ²]	Yu [m]	Yl [m]	I [m ⁴]	Zu [m ³]	Zl [m ³]
	50	7.9663	1.8589	-2.3378	19.1317	10.2921	-8.1836
	51	7.3056	1.6513	-2.1798	14.7005	8.9026	-6.7441
	52	6.7380	1.4754	-2.0564	11.5172	7.8060	-5.6006
	53	6.2543	1.3297	-1.9694	9.2578	6.9621	-4.7008
	54	6.1047	1.2579	-1.8750	8.1459	6.4757	-4.3444
	55	6.0149	1.2151	-1.8181	7.5186	6.1876	-4.1353
	56	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	57	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	58	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	59	6.0149	1.2151	-1.8181	7.5186	6.1876	-4.1353
	60	6.1047	1.2579	-1.8750	8.1459	6.4757	-4.3444
	61	6.2543	1.3297	-1.9694	9.2578	6.9621	-4.7008
	62	6.7380	1.4754	-2.0564	11.5172	7.8060	-5.6006
	63	7.3056	1.6513	-2.1798	14.7005	8.9026	-6.7441
	64	7.9663	1.8589	-2.3378	19.1317	10.2921	-8.1836
	65	8.6281	2.0674	-2.5037	24.3659	11.7855	-9.7319
	66	9.3743	2.3016	-2.6949	31.2493	13.5771	-11.5956
	67	10.2113	2.5616	-2.9113	40.2436	15.7106	-13.8235
	68	10.3386	2.6008	-2.9442	41.7328	16.0461	-14.1745
	69	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
△	70	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	71	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	72	10.4270	2.5539	-2.8478	39.9080	15.6264	-14.0137
	73	10.3151	2.5082	-2.8002	38.2065	15.2325	-13.6433
	74	9.6902	2.2536	-2.5340	29.5156	13.0971	-11.6477
	75	9.1450	2.0321	-2.3012	23.0096	11.3230	-9.9989
	76	8.6796	1.8436	-2.1019	18.2041	9.8741	-8.6608
	77	8.2940	1.6879	-1.9363	14.7179	8.7196	-7.6011
	78	7.9882	1.5647	-1.8046	12.2581	7.8340	-6.7926
	79	7.7622	1.4739	-1.7071	10.6070	7.1965	-6.2136
	80	7.5993	1.4086	-1.6367	9.5028	6.7463	-5.8062
	81	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	82	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	83	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	84	7.5993	1.4086	-1.6367	9.5028	6.7463	-5.8062
	85	7.7622	1.4739	-1.7071	10.6070	7.1965	-6.2136
	86	7.9882	1.5647	-1.8046	12.2581	7.8340	-6.7926
	87	8.2940	1.6879	-1.9363	14.7179	8.7196	-7.6011
	88	8.6796	1.8436	-2.1019	18.2041	9.8741	-8.6608
	89	9.1450	2.0321	-2.3012	23.0096	11.3230	-9.9989
	90	9.6902	2.2536	-2.5340	29.5156	13.0971	-11.6477
	91	10.3151	2.5082	-2.8002	38.2065	15.2325	-13.6443
	92	10.4270	2.5539	-2.8478	39.9080	15.6264	-14.0137
	93	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	94	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	95	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	96	10.3386	2.6008	-2.9442	41.7328	16.0461	-14.1745
	97	10.2113	2.5616	-2.9113	40.2436	15.7106	-13.8235
	98	9.3743	2.3016	-2.6949	31.2493	13.5771	-11.5956

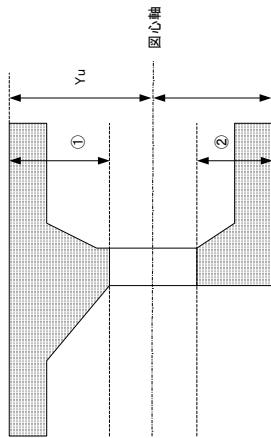
支点	断面 No.	A [m ²]	Yu [m]	Yl [m]	I [m ⁴]	Zu [m ³]	Zl [m ³]
	99	8.6281	2.0674	-2.5037	24.3659	11.7855	-9.7319
	100	7.9663	1.8889	-2.3378	19.1317	10.2921	-8.1836
	101	7.3056	1.6513	-2.1798	14.7005	8.9026	-6.7441
	102	6.7380	1.4754	-2.0564	11.5172	7.8060	-5.6006
	103	6.2543	1.3297	-1.9694	9.2578	6.9621	-4.7008
	104	6.1047	1.2579	-1.8750	8.1459	6.4757	-4.3444
	105	6.0149	1.2151	-1.8181	7.5186	6.1876	-4.1353
	106	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	107	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	108	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	109	6.0037	1.2098	-1.8110	7.4426	6.1520	-4.1096
	110	6.0600	1.2366	-1.8467	7.8300	6.3320	-4.2399
	111	6.1538	1.2814	-1.9061	8.5015	6.6344	-4.4602
	112	6.2850	1.3446	-1.9888	9.4968	7.0631	-4.7752
	113	6.5154	1.4367	-2.0841	11.0026	7.6582	-5.2792
	114	6.9785	1.5784	-2.1716	13.4291	8.5078	-6.1841
	115	7.4306	1.7180	-2.2667	16.1384	9.3936	-7.1198
	116	7.9302	1.8727	-2.3786	19.5300	10.4289	-8.2107
	117	8.4808	2.0428	-2.5070	23.7612	11.6316	-9.4780
	118	9.0858	2.2287	-2.6515	29.0209	13.0217	-10.9449
	119	9.7486	2.4304	-2.8121	35.5358	14.6214	-12.6366
	120	10.3655	2.6160	-2.9625	42.3225	16.1783	-14.2863
	121	10.4728	2.6481	-2.9886	43.5760	16.4558	-14.5805
	122	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
△	123	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	124	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	125	10.4728	2.6481	-2.9886	43.5760	16.4558	-14.5805
	126	10.3655	2.6160	-2.9625	42.3225	16.1783	-14.2863
	127	9.7486	2.4304	-2.8121	35.5358	14.6214	-12.6366
	128	9.0858	2.2287	-2.6515	29.0209	13.0217	-10.9449
	129	8.4808	2.0428	-2.5070	23.7612	11.6316	-9.4780
	130	7.9302	1.8727	-2.3786	19.5300	10.4289	-8.2107
	131	7.4306	1.7180	-2.2667	16.1384	9.3936	-7.1198
	132	6.9785	1.5784	-2.1716	13.4291	8.5078	-6.1841
	133	6.5154	1.4367	-2.0841	11.0026	7.6582	-5.2792
	134	6.2850	1.3446	-1.9888	9.4968	7.0631	-4.7752
	135	6.1538	1.2814	-1.9061	8.5015	6.6344	-4.4602
	136	6.0600	1.2366	-1.8467	7.8300	6.3320	-4.2399
	137	6.0037	1.2098	-1.8110	7.4426	6.1520	-4.1096
	138	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	139	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	140	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	141	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	142	6.9197	1.3275	-1.6725	8.5459	6.4376	-5.1096
	143	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
△	144	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723

支点	断面 No.	Q1 [m ³]	Q _N [m ³]	Q2 [m ³]	BN [m]
△	1	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	2	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	3	3.1881	3.5566	2.9340	1.0762
	4	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	5	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	6	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	7	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	8	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	9	2.8413	3.0714	2.2291	0.9000
	10	2.9610	3.2195	2.3056	0.9000
	11	3.1617	3.4715	2.4326	0.9000
	12	3.5788	4.0289	2.8659	0.9462
	13	4.0835	4.7411	3.3856	0.9923
	14	4.6810	5.6398	4.0086	1.0385
	15	5.2832	6.6085	4.6516	1.0788
	16	5.9615	7.7779	5.3979	1.1192
	17	6.7169	9.1811	6.2591	1.1596
	18	6.8312	9.4028	6.3922	1.1654
	19	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
△	20	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	21	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	22	6.7486	9.2485	6.3155	1.1647
	23	6.6222	9.0061	6.1716	1.1588
	24	5.9066	7.6899	5.3732	1.1235
	25	5.1641	6.4226	4.5717	1.0824
	26	4.5195	5.4011	3.8962	1.0412
	27	3.8992	4.4850	3.2593	0.9941
	28	3.3976	3.7904	2.7461	0.9471
	29	3.0069	3.2767	2.3348	0.9000
	30	2.8527	3.0855	2.2364	0.9000
	31	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	32	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	33	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	34	2.8527	3.0855	2.2364	0.9000
	35	3.0069	3.2767	2.3348	0.9000
	36	3.3976	3.7904	2.7461	0.9471
	37	3.8992	4.4850	3.2593	0.9941
	38	4.5195	5.4011	3.8962	1.0412
	39	5.1641	6.4226	4.5717	1.0824
	40	5.9066	7.6899	5.3732	1.1235
	41	6.6222	9.0061	6.1716	1.1588
	42	6.7486	9.2485	6.3155	1.1647
	43	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
△	44	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	45	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	46	6.8312	9.4028	6.3922	1.1654
	47	6.7169	9.1811	6.2591	1.1596
	48	5.9615	7.7779	5.3979	1.1192
	49	5.2832	6.6085	4.6516	1.0788

支点	断面 No.	Q1 [m³]	QN [m³]	Q2 [m³]	BN [m]
	50	4.6810	5.6398	4.0086	1.0385
	51	4.0835	4.7411	3.3856	0.9923
	52	3.5788	4.0289	2.8659	0.9462
	53	3.1617	3.4715	2.4326	0.9000
	54	2.9610	3.2195	2.3056	0.9000
	55	2.8413	3.0714	2.2291	0.9000
	56	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	57	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	58	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	59	2.8413	3.0714	2.2291	0.9000
	60	2.9610	3.2195	2.3056	0.9000
	61	3.1617	3.4715	2.4326	0.9000
	62	3.5788	4.0289	2.8659	0.9462
	63	4.0835	4.7411	3.3856	0.9923
	64	4.6810	5.6398	4.0086	1.0385
	65	5.2832	6.6085	4.6516	1.0788
	66	5.9615	7.7779	5.3979	1.1192
	67	6.7169	9.1811	6.2591	1.1596
	68	6.8312	9.4028	6.3922	1.1654
	69	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
△	70	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	71	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	72	6.7124	9.2435	6.4757	1.2000
	73	6.5820	9.0018	6.3553	1.2000
	74	5.8551	7.7001	5.6819	1.2000
	75	5.2228	6.6312	5.0929	1.2000
	76	4.6846	5.7678	4.5886	1.2000
	77	4.2400	5.0867	4.1697	1.2000
	78	3.8884	4.5686	3.8365	1.2000
	79	3.6291	4.1982	3.5897	1.2000
	80	3.4426	3.9379	3.4116	1.2000
	81	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	82	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	83	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	84	3.4426	3.9379	3.4116	1.2000
	85	3.6291	4.1982	3.5897	1.2000
	86	3.8884	4.5686	3.8365	1.2000
	87	4.2400	5.0867	4.1697	1.2000
	88	4.6846	5.7678	4.5886	1.2000
	89	5.2228	6.6312	5.0929	1.2000
	90	5.8551	7.7001	5.6819	1.2000
	91	6.5820	9.0018	6.3553	1.2000
	92	6.7124	9.2435	6.4757	1.2000
	93	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
△	94	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	95	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	96	6.8312	9.4028	6.3922	1.1654
	97	6.7169	9.1811	6.2591	1.1596
	98	5.9615	7.7779	5.3979	1.1192

支点	断面 No.	Q1 [m³]	QN [m³]	Q2 [m³]	BN [m]
	99	5.2832	6.6085	4.6516	1.0788
	100	4.6810	5.6398	4.0086	1.0385
	101	4.0835	4.7411	3.3856	0.9923
	102	3.5788	4.0289	2.8659	0.9462
	103	3.1617	3.4715	2.4326	0.9000
	104	2.9610	3.2195	2.3056	0.9000
	105	2.8413	3.0714	2.2291	0.9000
	106	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	107	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	108	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	109	2.8264	3.0532	2.2196	0.9000
	110	2.9013	3.1455	2.2676	0.9000
	111	3.0267	3.3014	2.3474	0.9000
	112	3.2031	3.5241	2.4586	0.9000
	113	3.4628	3.8622	2.6595	0.9103
	114	3.8690	4.4225	3.0819	0.9517
	115	4.2701	5.0030	3.5016	0.9879
	116	4.7158	5.6807	3.9748	1.0241
	117	5.2074	6.4694	4.5081	1.0603
	118	5.7461	7.3845	5.1078	1.0966
	119	6.3325	8.4431	5.7806	1.1328
	120	6.8737	9.4791	6.4206	1.1638
	121	6.9674	9.6643	6.5332	1.1690
	122	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
△	123	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	124	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	125	6.9674	9.6643	6.5332	1.1690
	126	6.8737	9.4791	6.4206	1.1638
	127	6.3325	8.4431	5.7806	1.1328
	128	5.7461	7.3845	5.1078	1.0966
	129	5.2074	6.4694	4.5081	1.0603
	130	4.7158	5.6807	3.9748	1.0241
	131	4.2701	5.0030	3.5016	0.9879
	132	3.8690	4.4225	3.0819	0.9517
	133	3.4628	3.8622	2.6595	0.9103
	134	3.2031	3.5241	2.4586	0.9000
	135	3.0267	3.3014	2.3474	0.9000
	136	2.9013	3.1455	2.2676	0.9000
	137	2.8264	3.0532	2.2196	0.9000
	138	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	139	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	140	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	141	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	142	3.1881	3.5566	2.9340	1.0762
	143	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
△	144	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000

断面諸量説明図



Q1、Q2は図心軸に関する上部色付部分(①、②区間)の断面1次モーメント

(3) 橋面寸法

項目	単位	左側	右側
車道幅	m	6.7500	-----
中央分離帯幅	m	-----	-----
歩道幅	m	-----	-----
地覆幅	m	0.4450	0.4450
歩道縁石幅	m	0.0000	0.0000
水切り幅	m	0.1500	0.1500

(4) 橋脚断面諸量

部材 I-J	A [m²]	I [m³]
20 - 145	1000.0000	1000.0000
145 - 146	22.5000	46.8750
146 - 147	22.5000	46.8750
44 - 148	1000.0000	1000.0000
148 - 149	22.5000	46.8750
149 - 150	22.5000	46.8750
70 - 151	1000.0000	1000.0000
151 - 152	22.5000	46.8750
152 - 153	22.5000	46.8750
94 - 154	1000.0000	1000.0000
154 - 155	22.5000	46.8750
155 - 156	22.5000	46.8750
123 - 157	1000.0000	1000.0000
157 - 158	22.5000	46.8750
158 - 159	22.5000	46.8750

1 - 4 荷重強度

(1) 自重強度

< 表内で使用する記号 >

主桁 (内空部を考慮) ・橋脚

γ_c : コンクリート単位体積重量

L : 部材長

A_i : 主桁部材 i 端断面積

A_j : 主桁部材 j 端断面積

AV, A : 主桁部材平均断面積

A : 橋脚部材断面積

V : 部材体積 (= $AV \cdot A(A) \times L$)

W_i : 主桁部材 i 端荷重強度 (= $A_i \times \gamma_c$)

W_j : 主桁部材 j 端荷重強度 (= $A_j \times \gamma_c$)

W : 橋脚部材荷重強度 (= $A \times \gamma_c$)

桁がかり

γ_c : コンクリート単位体積重量

L : 桁がかり長

A : 断面積

V : 体積 (= $A \times L$)

W : 荷重強度 (= $A \times L \times \gamma_c$)

横桁

L : 格点から載荷点までの距離

W : 荷重強度

主桁 $\gamma_c = 24.5$ [kN/m³] ※桁がかりの荷重強度の単位は [kN] です。

部材 I-J	L [m]	A _i [m ²]	A _j [m ²]	AV, A [m ²]	V [m ³]	W _i [kN/m]	W _j [kN/m]
左桁がかり	0.7000	---	7.5450	---	5.2815	129.40	---
1 - 2	1.5000	7.5450	7.5450	7.5450	11.3175	184.85	184.85
2 - 3	1.6500	7.5450	6.9197	7.2323	11.9334	184.85	169.53
3 - 4	3.1500	6.9197	5.9850	6.4523	20.3249	169.53	146.63
4 - 5	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
5 - 6	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
6 - 7	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
7 - 8	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
8 - 9	4.0000	5.9850	6.0149	6.0000	23.9998	146.63	147.37
9 - 10	4.0000	6.0149	6.1047	6.0598	24.2392	147.37	149.56
10 - 11	4.0000	6.1047	6.2543	6.1795	24.7178	149.56	153.23
11 - 12	4.0000	6.2543	6.7380	6.4961	25.9845	153.23	165.08
12 - 13	4.0000	6.7380	7.3056	7.0218	28.0872	165.08	178.99
13 - 14	4.0000	7.3056	7.9663	7.6360	30.5439	178.99	195.18
14 - 15	3.5000	7.9663	8.6281	8.2972	29.0403	195.18	211.39
15 - 16	3.5000	8.6281	9.3743	9.0012	31.5043	211.39	229.67
16 - 17	3.5000	9.3743	10.2113	9.7928	34.2748	229.67	250.18
17 - 18	0.5000	10.2113	10.3386	10.2749	5.1375	250.18	253.30
18 - 19	3.0000	10.3386	11.1450	10.7418	32.2254	253.30	273.05
19 - 20	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
20 - 21	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
21 - 22	3.0000	11.1450	10.2656	10.7053	32.1159	273.05	251.51
22 - 23	0.5000	10.2656	10.1278	10.1967	5.0983	251.51	248.13
23 - 24	3.0000	10.1278	9.3511	9.7394	29.2183	248.13	229.10
24 - 25	3.5000	9.3511	8.5490	8.9500	31.3251	229.10	209.45
25 - 26	3.5000	8.5490	7.8511	8.2000	28.7001	209.45	192.35
26 - 27	4.0000	7.8511	7.1709	7.5110	30.0440	192.35	175.69
27 - 28	4.0000	7.1709	6.6042	6.8875	27.5501	175.69	161.80
28 - 29	4.0000	6.6042	6.1390	6.3716	25.4863	161.80	150.40
29 - 30	4.0000	6.1390	6.0235	6.0812	24.3249	150.40	147.58
30 - 31	4.0000	6.0235	5.9850	6.0042	24.0170	147.58	146.63
31 - 32	1.5000	5.9850	5.9850	5.9850	8.9775	146.63	146.63
32 - 33	1.5000	5.9850	5.9850	5.9850	8.9775	146.63	146.63
33 - 34	4.0000	5.9850	6.0235	6.0042	24.0170	146.63	147.58
34 - 35	4.0000	6.0235	6.1390	6.0812	24.3249	147.58	150.40
35 - 36	4.0000	6.1390	6.6042	6.3716	25.4863	150.40	161.80
36 - 37	4.0000	6.6042	7.1709	6.8875	27.5501	161.80	175.69
37 - 38	4.0000	7.1709	7.8511	7.5110	30.0440	175.69	192.35
38 - 39	3.5000	7.8511	8.5490	8.2000	28.7001	192.35	209.45
39 - 40	3.5000	8.5490	9.3511	8.9500	31.3251	209.45	229.10
40 - 41	3.0000	9.3511	10.1278	9.7394	29.2183	229.10	248.13
41 - 42	0.5000	10.1278	10.2656	10.1967	5.0983	248.13	251.51
42 - 43	3.0000	10.2656	11.1450	10.7053	32.1159	251.51	273.05
43 - 44	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
44 - 45	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
45 - 46	3.0000	11.1450	10.3386	10.7418	32.2254	273.05	253.30
46 - 47	0.5000	10.3386	10.2113	10.2749	5.1375	253.30	250.18
47 - 48	3.5000	10.2113	9.3743	9.7928	34.2748	250.18	229.67
48 - 49	3.5000	9.3743	8.6281	9.0012	31.5043	229.67	211.39

主桁 $\gamma c = 24.5$ [kN/m²] ※桁がかりの荷重強度の単位は [kN] です。

部材 I-J	L [m]	Ai [m ²]	Aj [m ²]	AV.A [m ²]	V [m ³]	Wi [kN/m]	Wj [kN/m]
49 - 50	3.5000	8.6281	7.9663	8.2972	29.0403	211.39	195.18
50 - 51	4.0000	7.9663	7.3056	7.6360	30.5439	195.18	178.99
51 - 52	4.0000	7.9663	6.7380	7.0218	28.0872	178.99	165.08
52 - 53	4.0000	6.7380	6.2543	6.4961	25.9845	165.08	153.23
53 - 54	4.0000	6.2543	6.1047	6.1795	24.7178	153.23	149.56
54 - 55	4.0000	6.1047	6.0149	6.0598	24.2392	149.56	147.37
55 - 56	4.0000	6.0149	5.9850	6.0000	23.9998	147.37	146.63
56 - 57	2.0000	5.9850	5.9850	5.9850	11.9700	146.63	146.63
57 - 58	2.0000	5.9850	5.9850	5.9850	11.9700	146.63	146.63
58 - 59	4.0000	5.9850	6.0149	6.0000	23.9998	146.63	147.37
59 - 60	4.0000	6.0149	6.1047	6.0598	24.2392	147.37	149.56
60 - 61	4.0000	6.1047	6.2543	6.1795	24.7178	149.56	153.23
61 - 62	4.0000	6.2543	6.7380	6.4961	25.9845	153.23	165.08
62 - 63	4.0000	6.7380	7.3056	7.0218	28.0872	165.08	178.99
63 - 64	4.0000	7.3056	7.9663	7.6360	30.5439	178.99	195.18
64 - 65	3.5000	7.9663	8.6281	8.2972	29.0403	195.18	211.39
65 - 66	3.5000	8.6281	9.3743	9.0012	31.5043	211.39	229.67
66 - 67	3.5000	9.3743	10.2113	9.7928	34.2748	229.67	250.18
67 - 68	0.5000	10.2113	10.3386	10.2749	5.1375	250.18	253.30
68 - 69	3.0000	10.3386	11.1450	10.7418	32.2254	253.30	273.05
69 - 70	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
70 - 71	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
71 - 72	3.0000	11.1450	10.4270	10.7860	32.3580	273.05	255.46
72 - 73	0.5000	10.4270	10.3151	10.3710	5.1855	255.46	252.72
73 - 74	3.0000	10.3151	9.6902	10.0026	30.0079	252.72	237.41
74 - 75	3.0000	9.6902	9.1450	9.4176	28.2527	237.41	224.05
75 - 76	3.0000	9.1450	8.6796	8.9123	26.7369	224.05	212.65
76 - 77	3.0000	8.6796	8.2940	8.4868	25.4605	212.65	203.20
77 - 78	3.0000	8.2940	7.9882	8.1411	24.4234	203.20	195.71
78 - 79	3.0000	7.9882	7.7622	7.8752	23.6256	195.71	190.17
79 - 80	3.5000	7.7622	7.5993	7.6807	26.8826	190.17	186.18
80 - 81	3.5000	7.5993	7.5450	7.5721	26.5025	186.18	184.85
81 - 82	1.5000	7.5450	7.5450	7.5450	11.3175	184.85	184.85
82 - 83	1.5000	7.5450	7.5450	7.5450	11.3175	184.85	184.85
83 - 84	3.5000	7.5450	7.5993	7.5721	26.5025	184.85	186.18
84 - 85	3.5000	7.5993	7.7622	7.6807	26.8826	186.18	190.17
85 - 86	3.0000	7.7622	7.9882	7.8752	23.6256	190.17	195.71
86 - 87	3.0000	7.9882	8.2940	8.1411	24.4234	195.71	203.20
87 - 88	3.0000	8.2940	8.6796	8.4868	25.4605	203.20	212.65
88 - 89	3.0000	8.6796	9.1450	8.9123	26.7369	212.65	224.05
89 - 90	3.0000	9.1450	9.6902	9.4176	28.2527	224.05	237.41
90 - 91	3.0000	9.6902	10.3151	10.0026	30.0079	237.41	252.72
91 - 92	0.5000	10.3151	10.4270	10.3710	5.1855	252.72	255.46
92 - 93	3.0000	10.4270	11.1450	10.7860	32.3580	255.46	273.05
93 - 94	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
94 - 95	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
95 - 96	3.0000	11.1450	10.3386	10.7418	32.2254	273.05	253.30
96 - 97	0.5000	10.3386	10.2113	10.2749	5.1375	253.30	250.18
97 - 98	3.5000	10.2113	9.3743	9.7928	34.2748	250.18	229.67

主桁 $\gamma c = 24.5$ [kN/m²] ※桁がかりの荷重強度の単位は [kN] です。

部材 I-J	L [m]	Ai [m ²]	Aj [m ²]	AV.A [m ²]	V [m ³]	Wi [kN/m]	Wj [kN/m]
98 - 99	3.5000	9.3743	8.6281	9.0012	31.5043	229.67	211.39
99 - 100	3.5000	8.6281	7.9663	8.2972	29.0403	211.39	195.18
100 - 101	4.0000	7.9663	7.3056	7.6360	30.5439	195.18	178.99
101 - 102	4.0000	7.3056	6.7380	7.0218	28.0872	178.99	165.08
102 - 103	4.0000	6.7380	6.2543	6.4961	25.9845	165.08	153.23
103 - 104	4.0000	6.2543	6.1047	6.1795	24.7178	153.23	149.56
104 - 105	4.0000	6.1047	6.0149	6.0598	24.2392	149.56	147.37
105 - 106	4.0000	6.0149	5.9850	6.0000	23.9998	147.37	146.63
106 - 107	2.0000	5.9850	5.9850	5.9850	11.9700	146.63	146.63
107 - 108	2.0000	5.9850	5.9850	5.9850	11.9700	146.63	146.63
108 - 109	4.0000	5.9850	6.0037	5.9944	23.9775	146.63	147.09
109 - 110	4.0000	6.0037	6.0600	6.0319	24.1275	147.09	148.47
110 - 111	4.0000	6.0600	6.1538	6.1069	24.4275	148.47	150.77
111 - 112	4.0000	6.1538	6.2850	6.2194	24.8775	150.77	153.98
112 - 113	4.0000	6.2850	6.5154	6.4002	25.6009	153.98	159.63
113 - 114	4.0000	6.5154	6.9785	6.7469	26.9878	159.63	170.97
114 - 115	3.5000	6.9785	7.4306	7.2045	25.2159	170.97	182.05
115 - 116	3.5000	7.4306	7.9302	7.6804	26.8814	182.05	194.29
116 - 117	3.5000	7.9302	8.4808	8.2055	28.7192	194.29	207.78
117 - 118	3.5000	8.4808	9.0858	8.7833	30.7414	207.78	222.60
118 - 119	3.5000	9.0858	9.7486	9.4172	32.9602	222.60	238.84
119 - 120	3.0000	9.7486	10.3655	10.0570	30.1711	238.84	253.95
120 - 121	0.5000	10.3655	10.4728	10.4191	5.2096	253.95	256.58
121 - 122	3.0000	10.4728	11.1450	10.8089	32.4267	256.58	273.05
122 - 123	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
123 - 124	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
124 - 125	3.0000	11.1450	10.4728	10.8089	32.4267	273.05	256.58
125 - 126	0.5000	10.4728	10.3655	10.4191	5.2096	256.58	253.95
126 - 127	3.0000	10.3655	9.7486	10.0570	30.1711	253.95	238.84
127 - 128	3.5000	9.7486	9.0858	9.4172	32.9602	238.84	222.60
128 - 129	3.5000	9.0858	8.4808	8.7833	30.7414	222.60	207.78
129 - 130	3.5000	8.4808	7.9302	8.2055	28.7192	207.78	194.29
130 - 131	3.5000	7.9302	7.4306	7.6804	26.8814	194.29	182.05
131 - 132	3.5000	7.4306	6.9785	7.2045	25.2159	182.05	170.97
132 - 133	4.0000	6.9785	6.5154	6.7469	26.9878	170.97	159.63
133 - 134	4.0000	6.5154	6.2850	6.4002	25.6009	159.63	153.98
134 - 135	4.0000	6.2850	6.1538	6.2194	24.8775	153.98	150.77
135 - 136	4.0000	6.1538	6.0600	6.1069	24.4275	150.77	148.47
136 - 137	4.0000	6.0600	6.0037	6.0319	24.1275	148.47	147.09
137 - 138	4.0000	6.0037	5.9850	5.9944	23.9775	147.09	146.63
138 - 139	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
139 - 140	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
140 - 141	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
141 - 142	3.1500	5.9850	6.9197	6.4523	20.3249	146.63	169.53
142 - 143	1.6500	6.9197	7.5450	7.2323	11.9334	169.53	184.85
143 - 144	1.5000	7.5450	7.5450	7.5450	11.3175	184.85	184.85
右桁がかり	0.7000	7.5450	---	---	5.2815	129.40	---

横桁

載荷位置		
格点 No.	L [m]	W [kN]
1	0.0000	378.38
10	1.1000	67.62
20	0.0000	2072.70
32	0.0000	63.06
44	0.0000	2072.70
57	0.0000	63.06
70	0.0000	2072.70
82	0.0000	51.60
94	0.0000	2072.70
108	3.0000	63.37
123	0.0000	2072.70
133	3.9000	71.99
143	1.5000	378.38

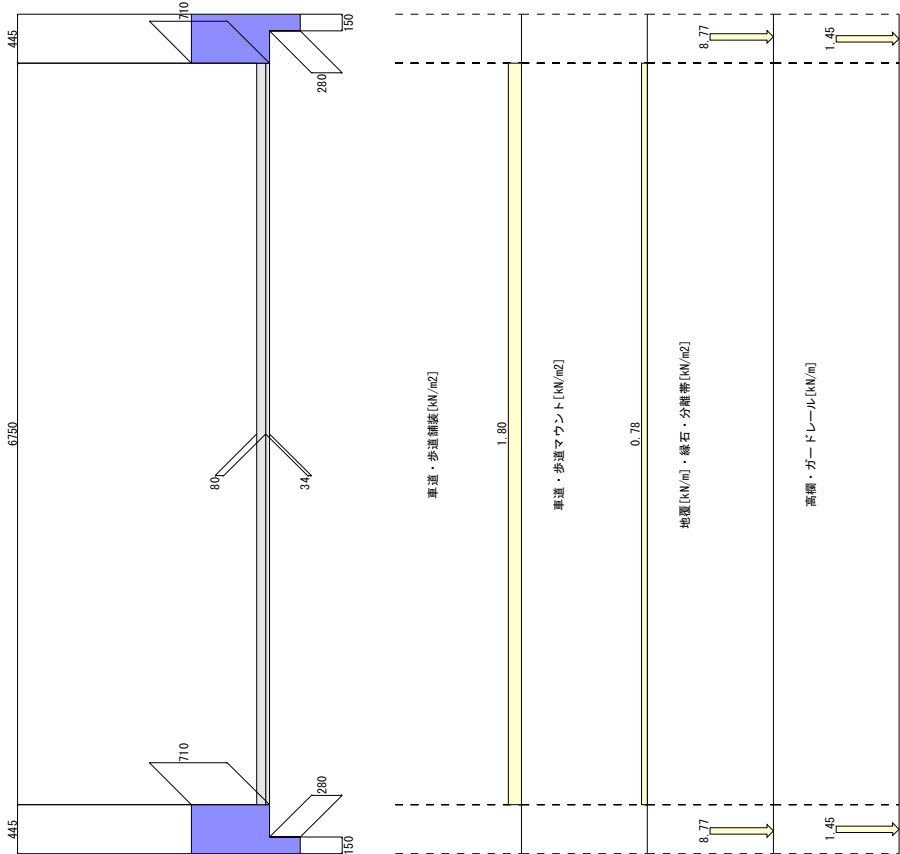
橋脚 $\gamma_c = 24.5[\text{kN/m}^3]$

部材 I-J	L [m]	A [m ²]	V [m ³]	W [kN/m]
20 - 145	3.5491	----	----	----
145 - 146	1.2500	----	----	----
146 - 147	14.6000	22.5000	328.5000	551.25
44 - 148	3.5491	----	----	----
148 - 149	1.2500	----	----	----
149 - 150	44.8000	22.5000	1008.0000	551.25
70 - 151	3.5491	----	----	----
151 - 152	1.2500	----	----	----
152 - 153	47.6000	22.5000	1071.0000	551.25
94 - 154	3.5491	----	----	----
154 - 155	1.2500	----	----	----
155 - 156	36.6000	22.5000	823.5000	551.25
123 - 157	3.5491	----	----	----
157 - 158	1.2500	----	----	----
158 - 159	21.9000	22.5000	492.7500	551.25

架設機材荷重

架設段階	機材名称	載荷位置 [m]	載荷荷重[kN]	
			機材	主桁自重
Step 1	ワ-ジ ^ソ	24.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ジ ^ソ	96.300	760.000	0.000
Step 1	ワ-ジ ^ソ	104.300	760.000	0.000
Step 1	ワ-ジ ^ソ	175.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ジ ^ソ	184.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ジ ^ソ	251.300	760.000	0.000
Step 1	ワ-ジ ^ソ	259.300	760.000	0.000
Step 1	ワ-ジ ^ソ	325.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ジ ^ソ	334.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ジ ^ソ	430.800	760.000	0.000
Step 5	吊支保工	98.300	66.060	219.949
Step 5	吊支保工	102.300	66.060	219.949
Step 5	吊支保工	177.800	66.060	293.265
Step 5	吊支保工	182.800	66.060	293.265
Step 5	吊支保工	253.300	66.060	277.279
Step 5	吊支保工	257.300	66.060	277.279
Step 5	吊支保工	327.800	66.060	293.265
Step 5	吊支保工	332.800	66.060	293.265

(2) 橋面荷重



添装物の合計値として 0.00 [kN/m]

(3) 活荷重

活荷重種類： B活荷重-L

衝撃係数： i=10/(25.0+L)

支点(支間)No.	計算用支間長[m]	支点部i	支間部i
1	62.800	0.1139	――
(1)	62.800	――	0.1139
2	68.900	0.1065	――
(2)	75.000	――	0.1000
3	80.000	0.0952	――
(3)	85.000	――	0.0909
4	75.000	0.1000	――
(4)	65.000	――	0.1111
5	80.000	0.0952	――
(5)	95.000	――	0.0833
6	81.900	0.0935	――
(6)	68.800	――	0.1066
7	68.800	0.1066	――

(4) 温度荷重

	単位	値
温度変化	℃	15.0
上床版と他の部分の温度差	℃	±5.0

1 - 5 支点条件

主桁支点

支点 番号	支点 種類	水平 方向	鉛直 方向	回転 方向	水平バネ [kN/m]	鉛直バネ [kN/m]	回転バネ [kN・m/rad]
1	支承	バネ	拘束	自由	7.00000*10 ³	----	----
2	支承	バネ	拘束	自由	2.00000*10 ⁴	----	----
3	支承	バネ	拘束	自由	2.00000*10 ⁴	----	----
4	支承	バネ	拘束	自由	2.00000*10 ⁴	----	----
5	支承	バネ	拘束	自由	2.00000*10 ⁴	----	----
6	支承	バネ	拘束	自由	2.00000*10 ⁴	----	----
7	支承	バネ	拘束	自由	7.00000*10 ³	----	----

橋脚下端支点

支点 番号	橋脚 種類	水平 方向	鉛直 方向	回転 方向	水平バネ [kN/m]	鉛直バネ [kN/m]	回転バネ [kN・m/rad]	連成バネ [kN/rad]
2	仮固定	バネ	バネ	バネ	1.13000*10 ⁷	5.20000*10 ⁶	8.91000*10 ⁶	7.86000*10 ⁷
3	仮固定	バネ	バネ	バネ	1.13000*10 ⁷	5.20000*10 ⁶	8.91000*10 ⁶	7.86000*10 ⁷
4	仮固定	バネ	バネ	バネ	1.13000*10 ⁷	5.20000*10 ⁶	8.91000*10 ⁶	7.86000*10 ⁷
5	仮固定	バネ	バネ	バネ	1.13000*10 ⁷	5.20000*10 ⁶	8.91000*10 ⁶	7.86000*10 ⁷
6	仮固定	バネ	バネ	バネ	1.13000*10 ⁷	5.20000*10 ⁶	8.91000*10 ⁶	7.86000*10 ⁷

2. 支点反力

水平方向反力 [kN]

支点 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	----	-632.60	-632.60	-632.60	-406.14	-859.05	-406.14
20	----	-1154.30	-1154.30	-1154.30	-694.37	-1614.23	-694.37
44	----	-679.18	-679.18	-679.18	-439.82	-918.53	-439.82
70	----	32.87	32.87	32.87	24.08	41.66	24.08
94	----	466.49	466.49	466.49	267.10	665.87	267.10
123	----	1271.41	1271.41	1271.41	793.00	1749.82	793.00
144	----	695.30	695.30	695.30	456.15	934.46	456.15
147	0.00	----	----	----	----	----	----
150	0.00	----	----	----	----	----	----
153	0.00	----	----	----	----	----	----
156	0.00	----	----	----	----	----	----
159	0.00	----	----	----	----	----	----

支点 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	-859.05	-377.54	-830.45	-377.54	-830.45
20	-1614.23	-637.75	-1557.62	-637.75	-1557.62
44	-918.53	-410.78	-889.49	-410.78	-889.49
70	41.66	21.69	39.27	21.69	39.27
94	665.87	243.97	642.74	243.97	642.74
123	1749.82	734.33	1691.15	734.33	1691.15
144	934.46	426.09	904.40	426.09	904.40
147	----	----	----	----	----
150	----	----	----	----	----
153	----	----	----	----	----
156	----	----	----	----	----
159	----	----	----	----	----

鉛直方向反力 [kN]

支点 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	----	4740.42	6168.26	4444.46	6168.26	6168.26	4444.46
20	----	20112.84	23121.88	19533.67	23121.88	23121.88	19533.67
44	----	20486.64	23654.19	19873.29	23654.19	23654.19	19873.29
70	----	20121.57	23323.27	19145.82	23323.27	23323.27	19145.82
94	----	20243.39	23482.18	19386.83	23482.18	23482.18	19386.83
123	----	25307.07	28570.35	25048.76	28570.35	28570.35	25048.76
144	----	4145.08	5591.73	3766.45	5591.73	5591.73	3766.45
147	26490.88	----	----	----	----	----	----
150	43071.01	----	----	----	----	----	----
153	44407.62	----	----	----	----	----	----
156	38343.87	----	----	----	----	----	----
159	34919.59	----	----	----	----	----	----

支点 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	4444.46	6304.43	6304.43	4580.63	4580.63
20	19533.67	22927.47	22927.47	19339.26	19339.26
44	19873.29	23747.44	23747.44	19966.53	19966.53
70	19145.82	23247.92	23247.92	19070.47	19070.47
94	19386.83	23562.99	23562.99	19467.65	19467.65
123	25048.76	28408.05	28408.05	24886.46	24886.46
144	3766.45	5713.56	5713.56	3888.28	3888.28
147	----	----	----	----	----
150	----	----	----	----	----
153	----	----	----	----	----
156	----	----	----	----	----
159	----	----	----	----	----

回転方向反力 [kN・m]

支点 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	----	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	----	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
44	----	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70	----	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
94	----	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
123	----	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
144	----	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
147	33174.45	----	----	----	----	----	----
150	-31051.36	----	----	----	----	----	----
153	48048.30	----	----	----	----	----	----
156	-48048.31	----	----	----	----	----	----
159	533.64	----	----	----	----	----	----

支点 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
123	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
144	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
147	----	----	----	----	----
150	----	----	----	----	----
153	----	----	----	----	----
156	----	----	----	----	----
159	----	----	----	----	----

単ケース反力

水平方向反力 [kN]

支点 No.	完成時	自重	橋面荷重	乾燥収縮	自重ｸﾘｰﾌ	直後ﾌﾞﾚｽﾄﾚｽ 2次力	ﾌﾞﾚｽﾄﾚｽｸﾘｰﾌ (ﾌﾞﾚｽ含)	L(max) (衝撃あり)
1	24.72		0.00	-222.72	-0.08	-165.67	-268.85	0.00
20	-24.72		0.00	-450.43	0.00	-136.93	-542.22	0.00
44	0.00		0.00	-233.80	-0.00	-138.68	-306.70	0.00
70	0.00		0.00	8.23	-0.00	17.48	7.16	0.00
94	0.00		0.00	194.89	-0.00	80.84	190.76	0.00
123	26.62		0.00	468.58	-0.00	168.11	608.10	0.00
144	-26.62		0.00	235.24	0.09	174.85	311.75	0.00
147								
150								
153								
156								
159								

支点 No.	L(min) (衝撃あり)	L(max) (衝撃なし)	L(min) (衝撃なし)	温度変化(+)	温度変化(-)	温度差	地震(L)
1	0.00	0.00	0.00	226.46	-226.46	28.60	1411.99
20	0.00	0.00	0.00	459.93	-459.93	56.61	4035.25
44	0.00	0.00	0.00	239.35	-239.35	29.04	4038.24
70	0.00	0.00	0.00	-8.79	8.79	-2.39	4041.27
94	0.00	0.00	0.00	-199.38	199.38	-23.13	4043.32
123	0.00	0.00	0.00	-478.41	478.41	-58.67	4045.54
144	0.00	0.00	0.00	-239.16	239.16	-30.06	1415.80
147							
150							
153							
156							
159							

支点 No.	地震(R)
1	-1411.99
20	-4035.25
44	-4038.24
70	-4041.27
94	-4043.32
123	-4045.54
144	-1415.80
147	
150	
153	
156	
159	

鉛直方向反力 [kN]

支点 No.	完成時	自重	橋面荷重	乾燥収縮	自重ｸﾘｰﾌ	直後ﾌﾞﾚｽﾄﾚｽ 2次力	ﾌﾞﾚｽﾄﾚｽｸﾘｰﾌ (ﾌﾞﾚｽ含)	L(max) (衝撃あり)
1	3840.12		861.77	0.00	83.46	-22.35	-22.58	1427.84
20	16727.65		2888.38	0.00	118.99	713.08	-335.26	3009.04
44	18158.96		3181.38	0.00	-197.08	-1173.79	517.17	3167.55
70	17190.05		2698.40	0.00	-289.01	720.00	-197.87	3201.70
94	16704.32		2948.81	0.00	844.10	-155.92	-97.93	3238.79
123	22838.61		3815.73	0.00	-1369.87	-552.51	575.11	3263.28
144	2543.07		759.76	0.00	809.42	471.49	-438.65	1446.64
147								
150								
153								
156								
159								

支点 No.	L(min) (衝撃あり)	L(max) (衝撃なし)	L(min) (衝撃なし)	温度変化(+)	温度変化(-)	温度差	地震(L)
1	-295.97	1283.73	-268.87	0.00	0.00	136.17	0.00
20	-579.17	2713.56	-531.30	0.00	0.00	-194.41	0.00
44	-613.35	2896.05	-551.22	0.00	0.00	93.24	0.00
70	-975.75	2916.69	-897.29	0.00	0.00	-75.35	0.00
94	-856.56	2968.61	-781.19	0.00	0.00	80.81	0.00
123	-258.32	2978.07	-232.74	0.00	0.00	-162.30	0.00
144	-378.63	1307.18	-349.25	0.00	0.00	121.83	0.00
147							
150							
153							
156							
159							

支点 No.	地震(R)
1	0.00
20	0.00
44	0.00
70	0.00
94	0.00
123	0.00
144	0.00
147	
150	
153	
156	
159	

回転方向反力 [kN・m]

支点 No.	完成時	自重	橋面荷重	乾燥収縮	自重ラーブ	直後ブレストレス 2次力	ブレストレスラーブ (7° レオス含)	L (max) (衝撃あり)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
123	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
144	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
147								
150								
153								
156								
159								

支点 No.	L (min) (衝撃あり)	L (max) (衝撃なし)	L (min) (衝撃なし)	温度変化(+)	温度変化(-)	温度差	地震(L)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
123	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
144	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
147							
150							
153							
156							
159							

支点 No.	地震(R)
1	0.00
20	0.00
44	0.00
70	0.00
94	0.00
123	0.00
144	0.00
147	
150	
153	
156	
159	

(2) 震度算出 (PC6 径間連続箱桁橋)



橋軸直角方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	T		地盤面	下部構造に 作用する 慣性力(kN)	分担重量 (kN)
				Tmin	Khco			
下部構造 形式	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚
6-P3 6-P5	I種 I種	1.280 0.357	2.274 1.202	1.892 1.000	0.5760 0.8811	0.46 0.58	8372.000 13282.000	18200.000 22900.000

※T/Tmin：1基の橋脚とそれが支持している上部構造部分に分割し、それぞれを一つの設計振動単位とみなして求めた固有周期の比
(レベル2タイプII)

橋軸方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		地盤面	下部構造に 作用する 慣性力(kN)	分担重量 (kN)
				Khco	Kh			
下部構造 形式	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚
6-P3 6-P5	I種 I種	1.567 0.539	2.516 1.475	0.3623 0.7383	0.48 0.41	8736.000 9389.000	18200.000 22900.000	

橋軸直角方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	T		地盤面	下部構造に 作用する 慣性力(kN)	分担重量 (kN)
				Tmin	Khco			
下部構造 形式	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚
6-P3 6-P5	I種 I種	1.280 0.357	2.274 1.202	1.892 1.000	0.4147 0.9705	0.48 0.54	8736.000 12366.000	18200.000 22900.000

※T/Tmin：1基の橋脚とそれが支持している上部構造部分に分割し、それぞれを一つの設計振動単位とみなして求めた固有周期の比

- 3.2 概略－橋軸方向
(レベル1)
- 下部構造 6-P3
1. 設計条件
(1) 支承条件 固定
(2) 地盤種別 I種
(3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出

$$\delta = \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho$$
$$= 0.49540 + 0.11353 + 0.01246 \cdot 50.600$$
$$= 1.239 \text{ (m)}$$

ここに、

$$\delta p : \text{下部構造躯体の曲げ変形 (m)}$$
$$\delta o : \text{基礎の水平変位 (m)}$$
$$\theta o : \text{基礎の回転角 (rad)}$$
$$ho : \text{基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)}$$

3. 固有周期の算出

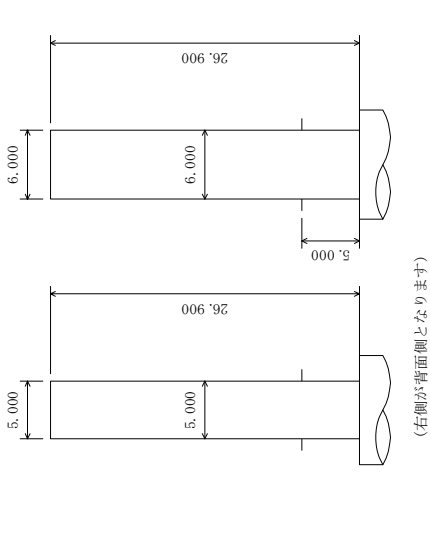
$$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.238 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出

$$\text{構造物 } Kh = 0.11$$
$$Kh = Cz \cdot Kh_o = 0.85 \cdot 0.1245 = 0.11$$

(Khの値が0.1を下回る場合には0.1とする)

$$\text{慣性力 } H = Wu \cdot Kh = 18200.000 \cdot 0.11 = 2002.000 \text{ (kN)}$$
$$\text{地盤面 } Khg = Cz \cdot Khgo = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$$



項目	記号	寸法 (mm)
柱高さ(柱基部－はり下面)	H	26,900
橋軸方向 柱幅	B _o	5,000
橋軸直角方向 柱幅	B _r	6,000
地表面(柱下端から)	h _o	5,000

3. 解析結果
- 3.1 一覧表
(レベル1)
- 橋軸方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		地盤面	下部構造に 作用する 慣性力(kN)	分担重量 (kN)
				Khco	Kh			
6-P3 6-P5	I種 I種	1.239 0.377	2.238 1.234	0.1245 0.1851	0.11 0.16	0.14 0.14	2002.000 3664.000	18200.000 22900.000

橋軸直角方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	T		地盤面	下部構造に 作用する 慣性力(kN)	分担重量 (kN)
				Tmin	Khco			
下部構造 形式	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚
6-P3 6-P5	I種 I種	1.001 0.238	2.011 0.981	2.049 1.000	0.1337 0.2000	0.11 0.17	2002.000 3893.000	18200.000 22900.000

※T/Tmin：1基の橋脚とそれが支持している上部構造部分に分割し、それぞれを一つの設計振動単位とみなして求めた固有周期の比
(レベル2タイプI)

橋軸方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		地盤面	下部構造に 作用する 慣性力(kN)	分担重量 (kN)
				Khco	Kh			
下部構造 形式	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚	橋脚 橋脚
6-P3 6-P5	I種 I種	1.567 0.539	2.516 1.475	0.5384 0.7686	0.43 0.50	7826.000 11450.000	18200.000 22900.000	

下部構造 6-P5

1. 設計条件

(1) 支承条件 固定

(2) 地盤種別 I種

(3) 下部構造形式 橋脚

2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出

$\delta = \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho$
= 0.29828 + 0.06139 + 0.00630 $\cdot$ 28.400
= 0.539 (m)

ここに、

δp : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)

δo : 基礎の水平変位 (m)

θo : 基礎の回転角 (rad)

ho : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

3. 固有周期の算出

$T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.475$ (s)

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出

構造物 Khc = 0.50

Khc = Cs $\cdot$ Clz $\cdot$ Khco = 0.6551 $\cdot$ 1.00 $\cdot$ 0.7686 = 0.50
(Clz $\cdot$ Khcoの値が0.4を下回る場合には Khc = 0.4 $\cdot$ Csとする)

(Khcの値が0.4 $\cdot$ Clzを下回る場合には Khc = 0.4 $\cdot$ Clzとする)

慣性力 H = Wu $\cdot$ Khc = 22900.000 $\cdot$ 0.50 = 11450.000 (kN)

地盤面 Khg = Clz $\cdot$ Khgo = 1.00 $\cdot$ 0.50 = 0.50

(レベル2タイプII)

下部構造 6-P3

1. 設計条件

(1) 支承条件 固定

(2) 地盤種別 I種

(3) 下部構造形式 橋脚

2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出

$\delta = \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho$
= 0.82326 + 0.11353 + 0.01246 $\cdot$ 50.600
= 1.567 (m)

ここに、

δp : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)

δo : 基礎の水平変位 (m)

θo : 基礎の回転角 (rad)

ho : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

3. 固有周期の算出

$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.516$ (s)

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出

構造物 Khc = 0.48

Khc = Cs $\cdot$ ClIz $\cdot$ Khco = 0.8041 $\cdot$ 0.85 $\cdot$ 0.3623 = 0.25
(ClIz $\cdot$ Khcoの値が0.6を下回る場合には Khc = 0.6 $\cdot$ Csとする)

(Khcの値が0.4 $\cdot$ ClIzを下回る場合には Khc = 0.4 $\cdot$ ClIzとする)

慣性力 H = Wu $\cdot$ Khc = 18200.000 $\cdot$ 0.48 = 8736.000 (kN)

地盤面 Khg = ClIz $\cdot$ Khgo = 0.85 $\cdot$ 0.80 = 0.68

下部構造 6-P5

1. 設計条件

(1) 支承条件 固定

(2) 地盤種別 I種

(3) 下部構造形式 橋脚

2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出

$\delta = \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho$
= 0.13654 + 0.06139 + 0.00630 $\cdot$ 28.400
= 0.377 (m)

ここに、

δp : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)

δo : 基礎の水平変位 (m)

θo : 基礎の回転角 (rad)

ho : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

3. 固有周期の算出

$T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.234$ (s)

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出

構造物 Kh = 0.16

Kh = Cz $\cdot$ Kho = 0.85 $\cdot$ 0.1851 = 0.16
(Khの値が0.1を下回る場合には0.1とする)

慣性力 H = Wu $\cdot$ Kh = 22900.000 $\cdot$ 0.16 = 3664.000 (kN)

地盤面 Khg = Cz $\cdot$ Khgo = 0.85 $\cdot$ 0.16 = 0.14

(レベル2タイプI)

下部構造 6-P3

1. 設計条件

(1) 支承条件 固定

(2) 地盤種別 I種

(3) 下部構造形式 橋脚

2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出

$\delta = \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho$
= 0.82326 + 0.11353 + 0.01246 $\cdot$ 50.600
= 1.567 (m)

ここに、

δp : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)

δo : 基礎の水平変位 (m)

θo : 基礎の回転角 (rad)

ho : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

3. 固有周期の算出

$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.516$ (s)

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出

構造物 Khc = 0.43

Khc = Cs $\cdot$ Clz $\cdot$ Khco = 0.8041 $\cdot$ 1.00 $\cdot$ 0.5384 = 0.43
(Clz $\cdot$ Khcoの値が0.4を下回る場合には Khc = 0.4 $\cdot$ Csとする)

(Khcの値が0.4 $\cdot$ Clzを下回る場合には Khc = 0.4 $\cdot$ Clzとする)

慣性力 H = Wu $\cdot$ Khc = 18200.000 $\cdot$ 0.43 = 7826.000 (kN)

地盤面 Khg = Clz $\cdot$ Khgo = 1.00 $\cdot$ 0.50 = 0.50

下部構造 6-P5

1. 設計条件

(1) 地盤種別 I種

(2) 下部構造形式 橋脚

2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出

$$\begin{aligned}\delta &= \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho \\ &= 0.09482 + 0.03285 + 0.00389 \cdot 28.400 \\ &= 0.238 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、

δp : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)

δo : 基礎の水平変位 (m)

θo : 基礎の回転角 (rad)

ho : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

3. 固有周期の算出

$$T = 2.01\sqrt{\delta} = 0.981 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出

構造物 $Kh = 0.17$

$$Kh = Cz \cdot Kho = 0.85 \cdot 0.2000 = 0.17$$

(Kh の値が0.1を下回る場合には0.1とする)

慣性力 $H = Wu \cdot Kh = 22900.000 \cdot 0.17 = 3893.000 \text{ (kN)}$

地盤面 $Khg = Cz \cdot Khgo = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$

(レベル2タイプ1)

下部構造 6-P3

1. 設計条件

(1) 地盤種別 I種

(2) 下部構造形式 橋脚

2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出

$$\begin{aligned}\delta &= \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho \\ &= 0.77448 + 0.07111 + 0.00858 \cdot 50.600 \\ &= 1.280 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、

δp : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)

δo : 基礎の水平変位 (m)

θo : 基礎の回転角 (rad)

ho : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

3. 固有周期の算出

$$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.274 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出

構造物 $Kh = 0.46$

$$Kh = Cs \cdot Clz \cdot Khco = 0.8065 \cdot 1.00 \cdot 0.5760 = 0.46$$

($Clz \cdot Khco$ の値が0.4を下回る場合には $Kh = 0.4 \cdot Cs$ とする)

(Kh の値が0.4・ Clz を下回る場合には $Kh = 0.4 \cdot Clz$ とする)

慣性力 $H = Wu \cdot Kh = 18200.000 \cdot 0.46 = 8372.000 \text{ (kN)}$

地盤面 $Khg = Clz \cdot Khgo = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$

下部構造 6-P5

1. 設計条件

(1) 支承条件 固定

(2) 地盤種別 I種

(3) 下部構造形式 橋脚

2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出

$$\begin{aligned}\delta &= \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho \\ &= 0.29828 + 0.06139 + 0.00630 \cdot 28.400 \\ &= 0.539 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、

δp : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)

δo : 基礎の水平変位 (m)

θo : 基礎の回転角 (rad)

ho : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

3. 固有周期の算出

$$T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.475 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出

構造物 $Kh = 0.41$

$$Kh = Cs \cdot Clz \cdot Khco = 0.6551 \cdot 0.85 \cdot 0.7383 = 0.41$$

($Clz \cdot Khco$ の値が0.6を下回る場合には $Kh = 0.6 \cdot Cs$ とする)

(Kh の値が0.4・ Clz を下回る場合には $Kh = 0.4 \cdot Clz$ とする)

慣性力 $H = Wu \cdot Kh = 22900.000 \cdot 0.41 = 9389.000 \text{ (kN)}$

地盤面 $Khg = Clz \cdot Khgo = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$

3.3 概略一橋軸直角方向 (レベル4)

下部構造 6-P3

1. 設計条件

(1) 地盤種別 I種

(2) 下部構造形式 橋脚

2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出

$$\begin{aligned}\delta &= \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho \\ &= 0.49540 + 0.07111 + 0.00858 \cdot 50.600 \\ &= 1.001 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、

δp : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)

δo : 基礎の水平変位 (m)

θo : 基礎の回転角 (rad)

ho : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

3. 固有周期の算出

$$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.011 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出

構造物 $Kh = 0.11$

$$Kh = Cz \cdot Kho = 0.85 \cdot 0.1337 = 0.11$$

(Kh の値が0.1を下回る場合には0.1とする)

慣性力 $H = Wu \cdot Kh = 18200.000 \cdot 0.11 = 2002.000 \text{ (kN)}$

地盤面 $Khg = Cz \cdot Khgo = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$

- 下部構造 6-P5
1. 設計条件
- (1) 地盤種別
- (2) 下部構造形式
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\delta = \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho$$
$$= 0.21404 + 0.03285 + 0.00389 \cdot 28.400$$
$$= 0.357 \text{ (m)}$$
- ここに、
- $$\delta p : \text{下部構造躯体の曲げ変形 (m)}$$
$$\delta o : \text{基礎の水平変位 (m)}$$
$$\theta o : \text{基礎の回転角 (rad)}$$
$$ho : \text{基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)}$$
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.202 \text{ (s)}$$
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $Khc = 0.54$
- $$Khc = Cs \cdot CIIz \cdot Khco = 0.6601 \cdot 0.85 \cdot 0.9705 = 0.54$$
$$(CIIz \cdot Khco \text{の値が} 0.6 \text{を下回る場合には } Khc = 0.6 \cdot Cs \text{とする})$$
$$(Khc \text{の値が} 0.4 \cdot CIIz \text{を下回る場合には } Khc = 0.4 \cdot CIIz \text{とする})$$
- 慣性力 $H = Wu \cdot Khc = 22900.000 \cdot 0.54 = 12386.000 \text{ (kN)}$
- 地盤面 $Khg = CIIz \cdot Khgo = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$

橋梁モデルの解析

1. 基本条件
- (1) 橋梁名称
- (2) 橋の種類
- (3) 地域区分
- (4) 地域別補正係数
- (5) 設計方法
- (6) 慣性力作用方向 (橋軸方向)
- (7) 慣性力作用方向 (橋軸直角方向)
- (8) 橋梁の構造形式
- (9) 上部工の連結
- (10) 隣接上部構造重量
- (11) 橋梁モデルの解析
- (12) 橋台の許容塑性率
- (13) レベル1地震動の設計水平震度
- (14) 分担重量の算定方法
- (15) ブロック単位固有周期算定方法
- (16) 骨組解析モデル
- Bridge System I
- B種の橋
- B2
- $Cz = 0.85$
- $CIz = 1.00$
- $CIIz = 0.85$
- 非免震設計
- [橋軸順方向]
- ↓ [橋軸直角順方向]
- 上下線一体型のみ
- 考慮しない
- 考慮しない
- する「複数下部構造計算」
- 考慮しない
- 橋台を除いた振動単位系内の最大値
- 当該下部構造の設計水平震度を用いて慣性力から算定する
- 下部構造の重量を断面力比により按分する
- 2次元モデル

- 下部構造 6-P3
1. 設計条件
- (1) 地盤種別
- (2) 下部構造形式
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\delta = \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho$$
$$= 0.21404 + 0.03285 + 0.00389 \cdot 28.400$$
$$= 0.357 \text{ (m)}$$
- ここに、
- $$\delta p : \text{下部構造躯体の曲げ変形 (m)}$$
$$\delta o : \text{基礎の水平変位 (m)}$$
$$\theta o : \text{基礎の回転角 (rad)}$$
$$ho : \text{基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)}$$
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.202 \text{ (s)}$$
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $Khc = 0.58$
- $$Khc = Cs \cdot CIz \cdot Khco = 0.6601 \cdot 1.00 \cdot 0.8811 = 0.58$$
$$(CIz \cdot Khco \text{の値が} 0.4 \text{を下回る場合には } Khc = 0.4 \cdot Cs \text{とする})$$
$$(Khc \text{の値が} 0.4 \cdot CIz \text{を下回る場合には } Khc = 0.4 \cdot CIz \text{とする})$$
- 慣性力 $H = Wu \cdot Khc = 22900.000 \cdot 0.58 = 13282.000 \text{ (kN)}$
- 地盤面 $Khg = CIz \cdot Khgo = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$

(レベル2タイプII)

- 下部構造 6-P3
1. 設計条件
- (1) 地盤種別
- (2) 下部構造形式
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\delta = \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho$$
$$= 0.77448 + 0.07111 + 0.00858 \cdot 50.600$$
$$= 1.280 \text{ (m)}$$
- ここに、
- $$\delta p : \text{下部構造躯体の曲げ変形 (m)}$$
$$\delta o : \text{基礎の水平変位 (m)}$$
$$\theta o : \text{基礎の回転角 (rad)}$$
$$ho : \text{基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)}$$
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.274 \text{ (s)}$$
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $Khc = 0.48$
- $$Khc = Cs \cdot CIIz \cdot Khco = 0.8065 \cdot 0.85 \cdot 0.4147 = 0.28$$
$$(CIIz \cdot Khco \text{の値が} 0.6 \text{を下回る場合には } Khc = 0.6 \cdot Cs \text{とする})$$
$$(Khc \text{の値が} 0.4 \cdot CIIz \text{を下回る場合には } Khc = 0.4 \cdot CIIz \text{とする})$$
- 慣性力 $H = Wu \cdot Khc = 18200.000 \cdot 0.48 = 8736.000 \text{ (kN)}$
- 地盤面 $Khg = CIIz \cdot Khgo = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$

2. 解析データ

2.1 縦断線形

縦断変化点	X座標 (m)	V座標 (m)	左勾配 (%)	変化点までの距離 (m)	縦断曲線長 (VCL) (m)
1	0.0000	0.0000			
2	451.6000	0.0000	0.0000	451.6000	

2.2 橋梁全体の平面図

平面図内の番号は上部工 (Bridge) 番号を表す



2.3 Bridge 1 - PC6-Boc

配置情報

- (1) 左側すき間 (m) : 0.000
- (2) 右側すき間 (m) : 0.000
- (3) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

形式

- (1) 桁長 (m) : 451.600
- (2) 支間数 : 6
- (3) ヤング係数 (kN/m²) : 3.10E+007
- (4) セン断弾性係数 (kN/m²) : 1.34E+007

支間長

	長さ (m)	中間点数
LL	0.000	
S1	62.800	18
S2	75.000	23
S3	85.000	25
S4	65.000	23
S5	95.000	28
S6	68.800	20
LR	0.000	

重量

節点	H1 (m)	H2 (m)	質点の重量 (kN)	死荷重反力 (kN)
1	1.500	1.500	701.323	4800.000
2	1.500		344.465	
3	1.500		486.046	
4	1.500		677.623	
5	1.500		738.002	
6	1.500		738.002	
7	1.500		738.002	
8	1.500		742.400	
9	1.500		738.735	
10	1.500		818.811	
11	1.500		772.575	
12	1.500		813.850	
13	1.500		869.703	
14	1.500		871.911	
15	1.500		874.208	
16	1.500		938.332	

節点	H1 (m)	H2 (m)	質点の重量 (kN)	死荷重反力 (kN)
17	1.500		558.536	
18	1.500		523.964	
19	1.500		840.213	
20	1.500	4.500	2850.001	20200.000
21	1.500		838.872	
22	1.500		522.143	
23	1.500		486.647	
24	1.500		864.727	
25	1.500		867.847	
26	1.500		861.620	
27	1.500		857.000	
28	1.500		801.169	
29	1.500		761.660	
30	1.500		743.661	
31	1.500		508.319	
32	1.500		339.814	
33	1.500		508.319	
34	1.500		743.661	
35	1.500		761.660	
36	1.500		801.169	
37	1.500		857.000	
38	1.500		861.620	
39	1.500		867.847	
40	1.500		864.727	
41	1.500		486.647	
42	1.500		522.143	
43	1.500		838.872	
44	1.500	4.500	2850.001	20500.000
45	1.500		840.213	
46	1.500		523.964	
47	1.500		558.536	
48	1.500		938.332	
49	1.500		874.208	
50	1.500		871.911	
51	1.500		869.703	
52	1.500		813.850	
53	1.500		772.575	
54	1.500		751.196	
55	1.500		742.400	
56	1.500		554.235	
57	1.500		432.064	
58	1.500		554.235	
59	1.500		742.400	
60	1.500		751.196	
61	1.500		772.575	
62	1.500		813.850	
63	1.500		869.703	
64	1.500		871.911	
65	1.500		874.208	
66	1.500		938.332	
67	1.500		558.536	
68	1.500		523.964	
69	1.500		840.213	
70	1.500	4.500	2850.001	20200.000
71	1.500		841.838	
72	1.500		526.177	
73	1.500		497.388	
74	1.500		827.296	
75	1.500		787.227	
76	1.500		753.022	
77	1.500		724.681	
78	1.500		702.204	
79	1.500		741.796	
80	1.500		786.505	
81	1.500		557.965	
82	1.500		385.678	
83	1.500		557.965	
84	1.500		786.505	
85	1.500		741.796	
86	1.500		702.204	
87	1.500		724.681	
88	1.500		753.022	
89	1.500		787.227	
90	1.500		827.296	
91	1.500		497.388	
92	1.500		526.177	
93	1.500		841.838	
94	1.500	4.500	2850.001	20300.000

節点	H1 (m)	H2 (m)	質点の重量 (kN)	死荷重反力 (kN)	部材	部材長 (m)	橋軸方向Iz (m ²)	直角方向Iy (m ²)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
95	1.500	---	840.213	---	22	0.500	39.81760	36.56570	41.83870	10.19670
96	1.500	---	523.964	---	23	3.000	34.80250	36.11240	40.70310	9.73940
97	1.500	---	558.536	---	24	3.500	26.89360	33.56310	34.46850	8.95000
98	1.500	---	938.332	---	25	3.500	20.47640	30.94620	28.36860	8.20000
99	1.500	---	874.208	---	26	4.000	15.56670	28.69550	23.40530	7.51100
100	1.500	---	871.911	---	27	4.000	11.87390	26.54500	18.94930	6.88750
101	1.500	---	869.703	---	28	4.000	9.38600	24.81270	15.59490	6.37160
102	1.500	---	813.850	---	29	4.000	7.98540	23.46390	13.14290	6.08120
103	1.500	---	772.575	---	30	4.000	7.44670	22.98840	12.17530	6.00420
104	1.500	---	751.196	---	31	1.500	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
105	1.500	---	742.400	---	32	1.500	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
106	1.500	---	554.235	---	33	4.000	7.44670	22.98840	12.17530	6.00420
107	1.500	---	369.001	---	34	4.000	7.98540	22.98840	12.17530	6.08120
108	1.500	---	617.334	---	35	4.000	9.38600	23.46390	13.14290	6.37160
109	1.500	---	740.758	---	36	4.000	11.87390	24.81270	15.59490	6.88750
110	1.500	---	746.271	---	37	4.000	15.56670	26.54500	18.94930	7.51100
111	1.500	---	755.458	---	38	3.500	20.47640	28.69550	23.40530	8.20000
112	1.500	---	769.832	---	39	3.500	26.89360	30.94620	28.36860	8.95000
113	1.500	---	795.083	---	40	3.000	34.80250	33.56310	34.46850	9.73940
114	1.500	---	781.499	---	41	0.500	39.81760	36.11240	40.70310	10.19670
115	1.500	---	770.730	---	42	3.000	46.27620	36.56570	41.83870	10.70530
116	1.500	---	813.646	---	43	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
117	1.500	---	860.931	---	44	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
118	1.500	---	912.883	---	45	3.000	46.82830	39.46070	49.26380	10.74180
119	1.500	---	896.429	---	46	0.500	40.98820	36.83860	42.58920	10.27490
120	1.500	---	499.682	---	47	3.500	35.74650	36.42490	41.55760	9.79280
121	1.500	---	527.313	---	48	3.500	27.80760	33.71020	34.94930	9.00120
122	1.500	---	842.680	---	49	3.500	21.74880	31.30290	29.34750	8.29720
123	1.500	4.500	2850.001	25400.000	50	4.000	16.91610	29.18810	24.65700	7.63600
124	1.500	---	842.680	---	51	4.000	13.10880	27.10950	20.28610	7.02180
125	1.500	---	527.313	---	52	4.000	10.38750	25.36830	16.82820	6.49610
126	1.500	---	499.682	---	53	4.000	8.70190	23.98860	14.13330	6.17950
127	1.500	---	896.429	---	54	4.000	7.83230	23.32270	12.85280	6.09980
128	1.500	---	912.883	---	55	4.000	7.41730	22.95310	12.10450	6.00000
129	1.500	---	860.931	---	56	2.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
130	1.500	---	813.646	---	57	2.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
131	1.500	---	770.730	---	58	4.000	7.41730	22.82990	11.85850	6.00000
132	1.500	---	781.499	---	59	4.000	7.83230	22.95310	12.10450	6.05980
133	1.500	---	867.676	---	60	4.000	8.70190	23.32270	12.85280	6.17950
134	1.500	---	769.832	---	61	4.000	10.38750	23.98860	14.13330	6.49610
135	1.500	---	755.458	---	62	4.000	13.10880	25.36830	16.82820	7.02180
136	1.500	---	746.271	---	63	4.000	16.91610	27.10950	20.28610	7.63600
137	1.500	---	740.758	---	64	3.500	21.74880	29.18810	24.65700	8.29720
138	1.500	---	738.461	---	65	3.500	27.80760	31.30290	29.34750	9.00120
139	1.500	---	738.002	---	66	3.500	35.74650	33.71020	34.94930	9.79280
140	1.500	---	738.002	---	67	0.500	40.98820	36.42490	41.55760	10.27490
141	1.500	---	677.623	---	68	3.000	46.82830	36.83860	42.58920	10.74180
142	1.500	---	486.046	---	69	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
143	1.500	---	344.465	---	70	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	10.78600
144	1.500	1.500	701.323	4200.000	71	3.000	45.91590	39.46070	41.45160	10.37100
					72	0.500	39.05720	36.70890	41.45160	10.00260
					73	3.000	33.86100	36.28000	33.80840	9.41760
					74	3.000	26.26260	33.88500	28.43740	8.91230
					75	3.000	20.60690	31.79570	24.07180	8.48680
					76	3.000	16.46100	30.01210	20.62640	8.14110
					77	3.000	13.48800	28.53430	18.01630	7.87520
					78	3.000	11.43250	27.36230	16.16250	7.68070
					79	3.500	9.32660	26.49600	14.86900	7.57210
					80	1.500	9.15030	25.87180	14.44610	7.54500
					81	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500
					82	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500
					83	3.500	9.32660	25.87180	14.86900	7.68070
					84	3.500	10.05490	26.49600	16.16250	7.87520
					85	3.000	11.43250	27.36230	18.01630	8.14110
					86	3.000	13.48800	28.53430	20.62640	8.48680
					87	3.000	16.46100	30.01210	24.07180	8.91230
					88	3.000	20.60690	31.79570	28.43740	9.41760
					89	3.000	26.26260	33.88500	33.80840	10.00260
					90	3.000	33.86100	36.28000	40.26480	10.37100
					91	0.500	39.05720	36.70890	41.45150	10.78600
					92	3.000	45.91590	39.46070	49.26380	11.14500
					93	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	10.74180
					94	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	10.27490
					95	3.000	46.82830	39.46070	49.26380	11.14500
					96	0.500	40.98820	36.83860	42.58920	10.74180
					97	3.000	35.74650	36.42490	41.55760	9.79280
					98	3.500	27.80760	33.71020	34.94930	9.00120
					99	3.500	21.74880	31.30290	29.34750	8.29720

部材(レベル1)

部材	部材長 (m)	橋軸方向Iz (m ²)	直角方向Iy (m ²)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
1	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500
2	1.650	8.84810	25.66370	14.44610	7.23230
3	3.150	7.93100	24.59080	13.70360	6.45230
4	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
5	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
6	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
7	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
8	4.000	7.41730	22.82990	11.85850	6.00000
9	4.000	7.83230	22.95310	12.10450	6.05980
10	4.000	8.70190	23.32270	12.85280	6.17950
11	4.000	10.38750	23.98860	14.13330	6.49610
12	4.000	13.10880	25.36830	16.82820	7.02180
13	4.000	16.91610	27.10950	20.28610	7.63600
14	3.500	21.74880	29.18810	24.65700	8.29720
15	3.500	27.80760	31.30290	29.34750	9.00120
16	3.500	35.74650	33.71020	34.94930	9.79280
17	0.500	40.98820	36.42490	41.55760	10.27490
18	3.000	46.82830	36.83860	42.58920	10.74180
19	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
20	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
21	3.000	46.27620	39.46070	49.26380	10.70530

部材	部材長 (m)	橋軸方向Iz (m)	直角方向Iy (m)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
30	4. 000	7. 44670	22. 98840	12. 17530	6. 00420
31	1. 500	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
32	1. 500	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
33	4. 000	7. 44670	22. 82990	11. 85850	6. 00420
34	4. 000	7. 98540	22. 98840	12. 17530	6. 08120
35	4. 000	9. 38600	23. 46390	13. 14290	6. 37160
36	4. 000	11. 87390	24. 81270	15. 59490	6. 88750
37	4. 000	15. 56670	26. 54500	18. 94930	7. 51100
38	3. 500	20. 47640	28. 69550	23. 40630	8. 20000
39	3. 500	26. 89360	30. 94620	28. 36860	8. 95000
40	3. 000	34. 80250	33. 56310	34. 46850	9. 73940
41	0. 500	39. 81760	36. 11240	40. 70310	10. 19670
42	3. 000	46. 27620	36. 56570	41. 83870	10. 70530
43	2. 500	51. 92370	39. 46070	49. 26380	11. 14500
44	2. 500	51. 92370	39. 46070	49. 26380	10. 74180
45	3. 000	46. 82830	39. 46070	49. 26380	10. 27490
46	0. 500	40. 98820	36. 83860	42. 58920	10. 27490
47	3. 500	35. 74650	36. 42490	41. 55760	9. 79280
48	3. 500	27. 80760	33. 71020	34. 94930	9. 00120
49	3. 500	21. 74880	31. 30290	29. 34750	8. 29720
50	4. 000	16. 91610	29. 18810	24. 65700	7. 63600
51	4. 000	13. 10880	27. 10950	20. 28610	7. 02180
52	4. 000	10. 38750	25. 36830	16. 82820	6. 49610
53	4. 000	8. 70190	23. 93860	14. 13330	6. 17950
54	4. 000	7. 83230	23. 32270	12. 85280	6. 05980
55	4. 000	7. 41730	22. 95310	12. 10450	6. 00000
56	2. 000	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
57	2. 000	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
58	4. 000	7. 41730	22. 82990	11. 85850	6. 00000
59	4. 000	7. 83230	22. 95310	12. 10450	6. 05980
60	4. 000	8. 70190	23. 32270	12. 85280	6. 17950
61	4. 000	10. 38750	23. 93860	14. 13330	6. 49610
62	4. 000	13. 10880	25. 36830	16. 82820	7. 02180
63	4. 000	16. 91610	27. 10950	20. 28610	7. 63600
64	3. 500	21. 74880	29. 18810	24. 65700	8. 29720
65	3. 500	27. 80760	31. 30290	29. 34750	9. 00120
66	3. 500	35. 74650	33. 71020	34. 94930	9. 79280
67	0. 500	40. 98820	36. 42490	41. 55760	10. 27490
68	3. 000	46. 82830	36. 83860	42. 58920	10. 74180
69	2. 500	51. 92370	39. 46070	49. 26380	11. 14500
70	2. 500	51. 92370	39. 46070	49. 26380	11. 14500
71	3. 000	45. 91590	39. 46070	49. 26380	10. 78600
72	0. 500	39. 05720	36. 70890	41. 45160	10. 37100
73	3. 000	33. 86100	36. 28000	40. 26480	10. 00260
74	3. 000	26. 26260	33. 88500	33. 80840	9. 41760
75	3. 000	20. 60690	31. 79570	28. 43740	8. 91230
76	3. 000	16. 46100	30. 01210	24. 07180	8. 48680
77	3. 000	13. 48800	28. 53430	20. 62640	8. 14110
78	3. 000	11. 43250	27. 36230	18. 01630	7. 87520
79	3. 500	10. 05490	26. 49600	16. 16250	7. 68070
80	3. 500	9. 32660	25. 87180	14. 86900	7. 57210
81	1. 500	9. 15030	25. 66370	14. 44610	7. 54500
82	1. 500	9. 15030	25. 66370	14. 44610	7. 54500
83	3. 500	9. 32660	25. 66370	14. 44610	7. 57210
84	3. 500	10. 05490	25. 87180	14. 86900	7. 87520
85	3. 000	11. 43250	26. 49600	16. 16250	7. 87520
86	3. 000	13. 48800	27. 36230	18. 01630	8. 14110
87	3. 000	16. 46100	28. 53430	20. 62640	8. 48680
88	3. 000	20. 60690	30. 01210	24. 07180	8. 91230
89	3. 000	26. 26260	31. 79570	28. 43740	9. 41760
90	3. 000	33. 86100	33. 88500	33. 80840	10. 00260
91	0. 500	39. 05720	36. 28000	40. 26480	10. 37100
92	3. 000	45. 91590	36. 70890	41. 45150	10. 78600
93	2. 500	51. 92370	39. 46070	49. 26380	11. 14500
94	2. 500	51. 92370	39. 46070	49. 26380	11. 14500
95	3. 000	46. 82830	39. 46070	49. 26380	10. 74180
96	0. 500	40. 98820	36. 83860	42. 58920	10. 27490
97	3. 500	35. 74650	36. 42490	41. 55760	9. 79280
98	3. 500	27. 80760	33. 71020	34. 94930	9. 00120
99	3. 500	21. 74880	31. 30290	29. 34750	8. 29720
100	4. 000	16. 91610	29. 18810	24. 65700	7. 63600
101	4. 000	13. 10880	27. 10950	20. 28610	7. 02180
102	4. 000	10. 38750	25. 36830	16. 82820	6. 49610
103	4. 000	8. 70190	23. 93860	14. 13330	6. 17950
104	4. 000	7. 83230	23. 32270	12. 85280	6. 05980
105	4. 000	7. 41730	22. 95310	12. 10450	6. 00000
106	2. 000	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
107	2. 000	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500

部材	部材長 (m)	橋軸方向Iz (m)	直角方向Iy (m)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
100	4. 000	16. 91610	29. 18810	24. 65700	7. 63600
101	4. 000	13. 10880	27. 10950	20. 28610	7. 02180
102	4. 000	10. 38750	25. 36830	16. 82820	6. 49610
103	4. 000	8. 70190	23. 93860	14. 13330	6. 17950
104	4. 000	7. 83230	23. 32270	12. 85280	6. 05980
105	4. 000	7. 41730	22. 95310	12. 10450	6. 00000
106	2. 000	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
107	2. 000	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
108	4. 000	7. 37930	22. 82990	12. 01240	5. 99440
109	4. 000	7. 63630	22. 90710	12. 01240	6. 03190
110	4. 000	8. 16580	23. 13870	12. 47840	6. 10690
111	4. 000	8. 99920	23. 52480	13. 26840	6. 21940
112	4. 000	10. 24970	24. 06520	14. 40150	6. 40020
113	4. 000	12. 21590	24. 78370	16. 10180	6. 74690
114	3. 500	14. 78370	26. 27970	18. 83800	7. 20450
115	3. 500	17. 83420	27. 66690	21. 66780	7. 68040
116	3. 500	21. 64560	30. 22280	24. 96200	8. 20550
117	3. 500	26. 39110	33. 95640	28. 77410	8. 78330
118	3. 500	32. 27840	32. 87640	33. 15640	9. 41720
119	3. 000	38. 92910	34. 99100	38. 15960	10. 05700
120	0. 500	42. 94920	36. 96430	42. 97920	10. 41910
121	3. 000	47. 74990	37. 30800	43. 83250	10. 80890
122	2. 500	51. 92370	39. 46070	49. 26380	11. 14500
123	2. 500	51. 92370	39. 46070	49. 26380	11. 14500
124	3. 000	47. 74990	39. 46070	49. 26380	10. 80890
125	0. 500	42. 94920	37. 30800	43. 83250	10. 41910
126	3. 000	38. 92910	36. 96430	42. 97920	10. 05700
127	3. 500	32. 27840	34. 99100	38. 15960	9. 41720
128	3. 500	26. 39110	32. 87640	33. 15640	8. 78330
129	3. 500	21. 64560	30. 95640	28. 77410	8. 20550
130	3. 500	17. 83420	27. 66690	24. 96200	7. 68040
131	3. 500	14. 78370	27. 66690	21. 66780	7. 20450
132	4. 000	12. 21590	26. 27970	18. 83800	6. 74690
133	4. 000	10. 24970	24. 88880	16. 10180	6. 40020
134	4. 000	8. 99920	24. 06520	14. 40150	6. 21940
135	4. 000	8. 16580	23. 52480	13. 26840	6. 10690
136	4. 000	7. 63630	23. 13870	12. 47840	6. 03190
137	4. 000	7. 37930	22. 90710	12. 01240	5. 99440
138	4. 000	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
139	4. 000	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
140	4. 000	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
141	3. 150	7. 93100	22. 82990	11. 85850	6. 45230
142	1. 650	8. 84810	24. 59080	13. 70360	7. 23230
143	1. 500	9. 15030	25. 66370	14. 44610	7. 54500

部材 (レベル2)

部材	部材長 (m)	橋軸方向Iz (m)	直角方向Iy (m)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
1	1. 500	9. 15030	25. 66370	14. 44610	7. 54500
2	1. 650	8. 84810	25. 66370	14. 44610	7. 23230
3	3. 150	7. 93100	24. 59080	13. 70360	6. 45230
4	4. 000	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
5	4. 000	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
6	4. 000	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
7	4. 000	7. 31600	22. 82990	11. 85850	5. 98500
8	4. 000	7. 41730	22. 82990	11. 85850	6. 00000
9	4. 000	7. 83230	22. 95310	12. 10450	6. 05980
10	4. 000	8. 70190	23. 32270	12. 85280	6. 17950
11	4. 000	10. 38750	23. 93860	14. 13330	6. 49610
12	4. 000	13. 10880	25. 36830	16. 82820	7. 02180
13	4. 000	16. 91610	27. 10950	20. 28610	7. 63600
14	3. 500	21. 74880	29. 18810	24. 65700	8. 29720
15	3. 500	27. 80760	31. 30290	29. 34750	9. 00120
16	3. 500	35. 74650	33. 71020	34. 94930	9. 79280
17	0. 500	40. 98820	36. 42490	41. 55760	10. 27490
18	3. 000	46. 82830	36. 83860	42. 58920	10. 74180
19	2. 500	51. 92370	39. 46070	49. 26380	11. 14500
20	2. 500	51. 92370	39. 46070	49. 26380	11. 14500
21	3. 000	46. 27620	39. 46070	49. 26380	10. 74180
22	0. 500	39. 81760	36. 11240	41. 83870	10. 19670
23	3. 000	34. 80250	33. 56310	40. 70310	10. 70530
24	3. 500	26. 89360	30. 94620	34. 46850	9. 73940
25	3. 500	20. 47640	28. 69550	28. 36860	8. 95000
26	4. 000	15. 56670	26. 54500	23. 40630	8. 20000
27	4. 000	11. 87390	24. 81270	18. 94930	7. 51100
28	4. 000	9. 38600	23. 46390	15. 59490	6. 37160
29	4. 000	7. 98540	23. 46390	13. 14290	6. 08120

部材	部材長 (m)	橋軸方向Lz (m)	直角方向Ly (m)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
108	4.000	7.37030	22.82990	11.85850	5.99440
109	4.000	7.63630	22.90710	12.01240	6.03190
110	4.000	8.16580	23.13870	12.47840	6.10690
111	4.000	8.99920	23.52480	13.26840	6.21940
112	4.000	10.24970	24.06520	14.40150	6.40020
113	4.000	12.21590	24.88880	16.10180	6.74690
114	3.500	14.78370	26.27970	18.83800	7.20450
115	3.500	17.83420	27.66690	21.66780	7.68040
116	3.500	21.64560	29.22280	24.96200	8.20550
117	3.500	26.39110	30.95640	28.77410	8.78330
118	3.500	32.27840	32.87640	33.15640	9.41720
119	3.000	38.92910	34.99100	38.15950	10.05700
120	0.500	42.94920	36.96430	42.97920	10.41910
121	3.000	47.74990	37.30800	43.83250	10.80890
122	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
123	2.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
124	3.000	47.74890	39.46070	49.26380	10.80890
125	0.500	42.94820	37.30800	43.83250	10.41910
126	3.000	38.92910	36.96430	42.97920	10.05700
127	3.500	32.27840	34.99100	38.15950	9.41720
128	3.500	26.39110	32.87640	33.15640	8.78330
129	3.500	21.64560	30.95640	28.77410	8.20550
130	3.500	17.83420	29.22280	24.96200	7.68040
131	3.500	14.78370	27.66690	21.66780	7.20450
132	4.000	12.21590	26.27970	18.83800	6.74690
133	4.000	10.24970	24.88880	16.10180	6.40020
134	4.000	8.99920	24.06520	14.40150	6.21940
135	4.000	8.16580	23.52480	13.26840	6.10690
136	4.000	7.63630	23.13870	12.47840	6.03190
137	4.000	7.37030	22.90710	12.01240	5.99440
138	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
139	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
140	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
141	3.150	7.93100	22.82990	11.85850	6.45230
142	1.650	8.84810	24.59080	13.70360	7.23230
143	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500

桁幅

	左側幅 (m)	右側幅 (m)
W1	2.250	2.250
W2	2.250	2.250
W3	2.250	2.250
W4	2.250	2.250

支承条件 (レベル1地震動)

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/rad)	橋軸直角回り (kN・m/rad)	鉛直軸回り (kN・m/rad)
1	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	7.000000E+3 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
3	2.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
4	2.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
5	2.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
6	2.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
7	7.000000E+3 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由

支承条件 (レベル2地震動 (タイプI))

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/rad)	橋軸直角回り (kN・m/rad)	鉛直軸回り (kN・m/rad)
1	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	7.000000E+3 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
3	2.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
4	2.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
5	2.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
6	2.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
7	7.000000E+3 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由

支承条件 (レベル2地震動 (タイプII))

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/rad)	橋軸直角回り (kN・m/rad)	鉛直軸回り (kN・m/rad)
1	ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	7.000000E+3 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
3	2.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
4	2.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
5	2.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
6	2.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由
7	7.000000E+3 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	自由

2.4 Bridge 1-6-A1 (1番目)

配置情報

(1) 下部工の反転配置

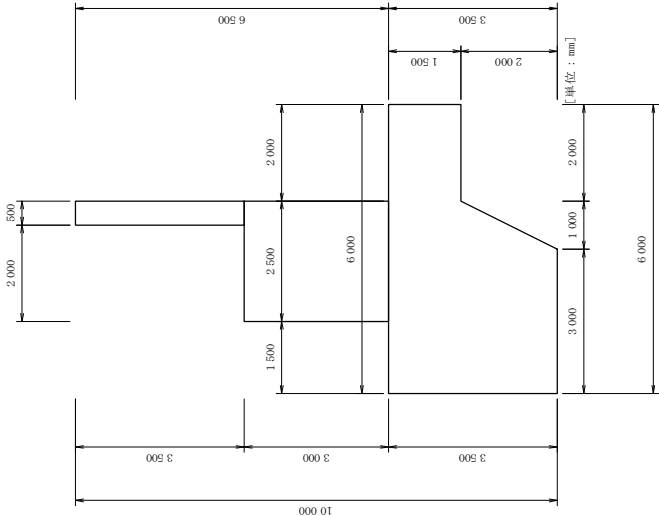
(2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量 X (m) : あり

(3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ h (m) : 0.000

(4) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 3.000

(4) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

(1) 躯体形状



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
7700		

2.5 Bridge 1-6-P1(2番目)

配置情報

- (1) 下部工の反転配置 : なし
- (2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量 X (m) : 0.000
- (3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ h (m) : A&B 6.000
- (4) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

1

2

3

4

5

下部タイプ : 橋台
地盤種別 : I種

格点番号

質点 (kN)

2

1745.012

4

3018.400

重量

格点番号

部材長 (m)

断面積 (㎡)

ヤング係数 (kN/㎡)

せん断弾性係数 (kN/㎡)

1 - 2

2 - 3

3 - 4

4 - 5

1.5000

1.5000

1.4948

2.0052

19.25000

19.25000

1000.00000

1000.00000

2.50E+007

2.50E+007

2.50E+007

2.50E+007

1.09E+007

1.09E+007

1.09E+007

1.09E+007

レベル1
橋軸方向
Lz (m)

レベル1
直角方向
Ly (m)

レベル1
ねじりJ
(㎡)

レベル2
橋軸方向
Lz (m)

レベル2
直角方向
Ly (m)

レベル2
ねじりJ
(㎡)

1 - 2

2 - 3

3 - 4

4 - 5

10.02604

10.02604

1000.00000

1000.00000

95.11104

95.11104

1000.00000

1000.00000

31.90864

31.90864

1000.00000

1000.00000

10.02604

10.02604

1000.00000

1000.00000

95.11104

95.11104

1000.00000

1000.00000

31.90864

31.90864

1000.00000

1000.00000

部材

固有周期算定

橋軸方向

直角方向

Kx (Ass)

Ky (Avv)

Kz (Arr)

Kxy (Asv)

Kxz (Asr)

Kyz (Avr)

ばね

ばね

ばね

1.177686E+006

4.710744E+006

1.413222E+007

0.000000E+000

0.000000E+000

0.000000E+000

kN/m

kN/m

kN, m/rad

kN/m

kN/rad

kN/rad

Kx (Arr)

固定

ばね

0.000000E+000

0.000000E+000

0.000000E+000

2.327500E+007

1.177686E+006

0.000000E+000

0.000000E+000

0.000000E+000

kN, m/rad

kN, m/rad

kN/m

kN, m/rad

kN, m/m

kN, m/m

基礎ばね位置 (m) = -0.700

常時

橋軸方向

直角方向

Kx (Ass)

Ky (Avv)

Kz (Arr)

Kxy (Asv)

Kxz (Asr)

Kyz (Avr)

ばね

ばね

ばね

7.266361E+005

2.906545E+006

8.719634E+006

0.000000E+000

0.000000E+000

0.000000E+000

kN/m

kN/m

kN, m/rad

kN/m

kN/rad

kN/rad

Kx (Arr)

固定

ばね

0.000000E+000

0.000000E+000

0.000000E+000

1.436075E+007

7.266361E+005

0.000000E+000

0.000000E+000

0.000000E+000

kN, m/rad

kN, m/rad

kN/m

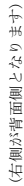
kN, m/rad

kN, m/m

kN, m/m

基礎ばね位置 (m) = -0.700

形式	RC矩形柱橋脚(新設検討)
はり形状タイプ	はり無し
基礎形式	深礎基礎
重要度の区分	B種の橋



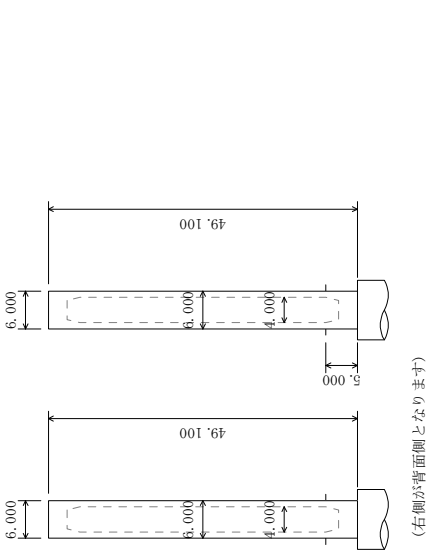
項目	記号	寸法 (m)
柱高さ (柱基部は下り下面)	H	20. 100
橋脚方向 柱幅	B ₁	5. 000
橋脚直交方向 柱幅	B ₂	6. 000
地表面 (柱下端から)	h ₀	5. 000

2.6 Bridge 1-6-P2(3番目)

配置情報

(1) 下部工の反転配置			
(2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量	X (m)	:	0.000
(3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ	h (m)	:	6.000
(4) 橋軸直角方向への偏心量	(m)	:	0.000
		:	なし

下部タイプ：橋脚 地盤種別：I種	形式	許容塑性率	タイプI	タイプII				
	橋軸方向(μ a) 直角方向(μ a)	1.273 1.269	1.273 1.269	1.273 1.269				
重量	格点番号	質点(kN)						
	2	27257.475						
部材	格点番号	部材長(m)	断面積(m ²)	ヤング係数(kN/m ²)				
	1-2 2-3	24.5500 24.5500	21.14860 21.14860	2.50E+007 2.50E+007				
	格点番号	レベル1 橋軸方向 Lz(m)	レベル1 直角方向 Ly(m)	レベル1 ねじりJ (m ⁴)				
	1-2 2-3	89.51215 89.51215	89.51215 89.51215	130.00661 130.00661				
せん断弾性係数(kN/m ²)								
1.09E+007 1.09E+007								
レベル2 ねじりJ (m ⁴)								
57.25717 57.25717								
130.00661 130.00661								
固有周期算定								
基礎 パネ	橋軸方向		直角方向					
	Kx(Ass)	ばね	1.105340E+007	kN/m	Kx(Arr)	ばね	1.100188E+009	kN. m/rad
	Ky(Avv)	ばね	7.958953E+006	kN/m	Ky	固定		kN. m/rad
	Kz(Arr)	ばね	1.005597E+009	kN. m/rad	Kz(Ass)	ばね	1.411259E+007	kN/m
	Kxy(Asv)		0.000000E+000	kN/m	Kxy		0.000000E+000	kN. m/rad
	Kxz(Asr)		-9.751912E+007	kN/rad	Kxz(Ars)		-1.122854E+008	kN. m/m
	Kyz(Avr)		0.000000E+000	kN/rad	Kyz		0.000000E+000	kN. m/m
	基礎ばね位置(m) = 0.000							
	常時							
	橋軸方向		直角方向					
Kx(Ass)	ばね	9.621470E+006	kN/m	Kx(Arr)	ばね	9.767327E+008	kN. m/rad	
Ky(Avv)	ばね	6.685487E+006	kN/m	Ky	固定		kN. m/rad	
Kz(Arr)	ばね	8.896307E+008	kN. m/rad	Kz(Ass)	ばね	1.226494E+007	kN/m	
Kxy(Asv)		0.000000E+000	kN/m	Kxy		0.000000E+000	kN. m/rad	
Kxz(Asr)		-8.585853E+007	kN/rad	Kxz(Ars)		-9.905564E+007	kN. m/m	
Kyz(Avr)		0.000000E+000	kN/rad	Kyz		0.000000E+000	kN. m/m	
基礎ばね位置(m) = 0.000								



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (m)
柱高さ(柱基部ーはり下面)	H	49.100
橋軸方向柱幅	B _y	6.000
橋軸直角方向柱幅	B _x	6.000
中空部中空区間高さ	H _{sk}	43.100
橋軸方向壁厚	t _{sk}	1.000
橋軸方向側壁厚	t _{sk}	1.000
橋軸方向上側ハンチ幅	B _{out}	0.500
橋軸方向下側ハンチ幅	B _{out}	0.500
直角方向上側ハンチ幅	B _{out}	0.500
直角方向下側ハンチ幅	B _{out}	0.500
断面隅角部ハンチ幅	B _{out}	0.500
上側ハンチ高	H _{out}	2.000
下側ハンチ高	H _{out}	2.000
地表面(柱下端から)	h _i	5.000

2.8 Bridge 1-6-P4(5番目)

配置情報

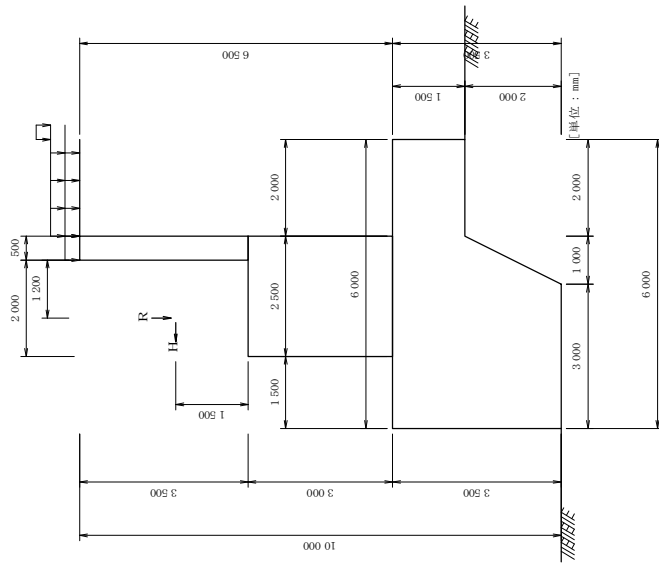
- (1) 下部工の反転配置 : なし
- (2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量 X (m) : 0.000
- (3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ h (m) : A&B 6.000
- (4) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

§3. A1橋台の設計

1.設計条件

1.1 形状寸法

(1) 躯体形状



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
7700	—	—

1.2 地盤条件

重要度：B種

地域区分: B2

地盤種別: I種

1.3 使用材料

【コンクリート】 胸壁設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

豎壁設計時： $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

底版設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

【使用鉄筋材料】

部 材	主鉄筋	せん断補強鉄筋
胸 壁	SD345	SD345
豎 壁	SD345	SD345
底 版	SD345	SD345

【せん断抵抗角】せん断抵抗角 $\phi = 25.00$

残留強度 $\phi_{\text{res}} = 25.00$

ピーク強度 $\phi_{\text{peak}} = 30.00$

【単位体積重量】

軀 体	鉄筋コンクリート	(kN/m ³)	
		24.500	
		9.800	
		飽和重量	
前 面		19.000	19.800
背 面		18.000	18.800

1. 4 作用荷重

(1) 設計震度

1) レベル1地震時

対 象	橋軸方向
軀 体	0.10
土 砂	0.14

(2) 地震動の方向

荷 重 状 態	地震動の方向
常時1(浮力無し)	——
常時2(浮力無し)	——
地震時(浮力無し)	背面から前面

(3) 上部工反力

1) 上部工反力作用位置

	上部工反力位置
橋軸方向XR(m)	1.200
橋軸方向YR(m)	1.500

橋軸方向XR : 胸壁前面位置からの距離 (m)

橋軸方向YR : 橋座面位置からの距離 (m)

2) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
常時(浮力無し)	4800.000	0.000	4800.000	0.000	0.000
常時2(浮力無し)	4800.000	0.000	4800.000	0.000	0.000
地震時(浮力無し)	4800.000	0.000	4800.000	—	1000.000

Rd : 上部工死荷重反力

Rex : 上部工死荷重反力、活荷重反力以外の鉛直反力

RD : 上部工鉛直反力

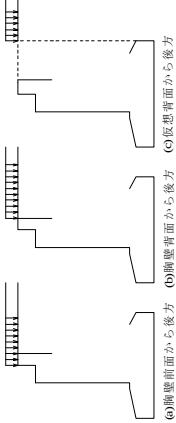
RL : 上部工活荷重反力

RH : 上部工水平反力

(4) 地表面荷重

1) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	地表面荷重 (kN/m ²)		活荷重位置		
	死荷重 Qd	活荷重 Ql	a	b	c
常時1(浮力無し)	0.000	0.000			
常時2(浮力無し)	0.000	10.000	○	○	○
地震時(浮力無し)	0.000	—			



(5) 土砂の扱い

荷 重 状 態	前面土砂		前趾設計時 前趾上土砂
	鉛直	水平	
常時1(浮力無し)	無視	—	無視
常時2(浮力無し)	無視	—	無視
地震時(浮力無し)	無視	無視	無視

(6) 水位の考慮

- 水位位置は、フーチング底面からの高さとする

荷 重 状 態	背面水位 Hf (m)	前面水位 Hf (m)	水位の影響	
			浮 力	水 圧
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視

1. 5 土圧

- 土圧の作用面の壁面摩擦角(度)と仮想背面の扱い

荷 重 状 態	安定計算時	堅壁設計時	算 出 式
	土-土	土-コンクリート	
常 時	25.000	8.333	クーロン式
地震時	12.500	0.000	修正物部・岡部

- 水位以下の土圧算出における水位

常時土圧 : 考慮する

レベル1地震時: 考慮する

- 土圧を考慮しない下面からの高さ

安定計算時 0.000(m)

堅壁設計時 0.000(m)

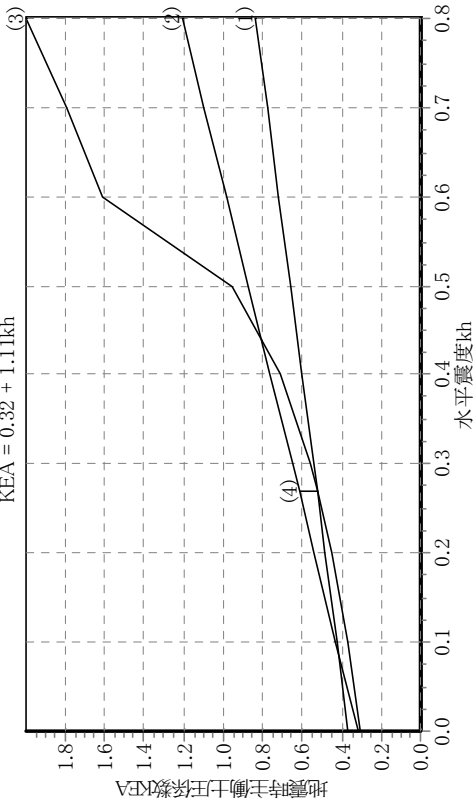
底版下面の土圧を考慮しない高さ 2.000(m)

- 土圧算出時における土圧の作用幅 (m)

1)安定計算時(土-土)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係

KEA = 0.32 + 1.11kh

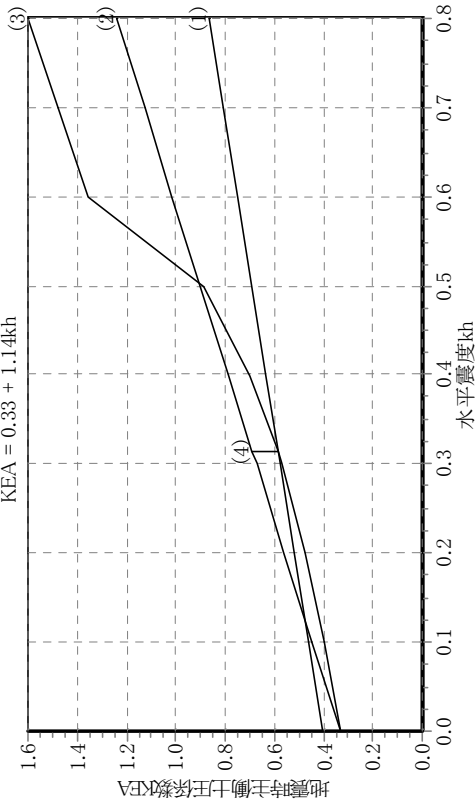


- (1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
- (2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
- (3)物部・岡部の地震時主働土圧係数
- (4)一次主働破壊面 $\theta s = 56.9^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta s = 41.0^\circ$

2)堅壁設計時(土-コンクリート)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係

KEA = 0.33 + 1.14kh



- (1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
- (2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
- (3)物部・岡部の地震時主働土圧係数
- (4)一次主働破壊面 $\theta s = 60.0^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta s = 41.3^\circ$

適用	扱い	作用幅	
		堅壁区間	底板区間
安定計算	底板幅	7.700	7.700
堅壁設計	堅壁幅	7.700	—
底板設計	底板幅	7.700	7.700

堅壁区間の重心補正: 0.000(m)

底板区間の重心補正: 0.000(m)

・土圧係数及び土圧強度(kN/m²) (範囲はフーチング底面からの距離)

荷重 状態	範囲(m)	安定計算時		堅壁設計時	
		始まり	終わり	土圧係数	算出式
常時	0.000	8.000	0.355	0.377	
地震時	0.000	8.000	0.475	0.490	0.33+1.14・Kh

(1) 常時土圧係数(クローン式)

1) 安定計算時(土-土)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2}$$
$$= \frac{\cos^2(25.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 25.000) \left\{ 1 + \frac{\sin(25.000 + 25.000) \sin(25.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 25.000) \cos(0.000 - (0.000))} \right\}^2}$$
$$= 0.355$$

2) 堅壁設計時(土-コンクリート)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2}$$
$$= \frac{\cos^2(25.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 8.333) \left\{ 1 + \frac{\sin(25.000 + 8.333) \sin(25.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 8.333) \cos(0.000 - (0.000))} \right\}^2}$$
$$= 0.377$$

(2) 地震時土圧係数(修正物部・岡部式)

※グラフ(1)は、任意の震度に対する一次主働破壊面 $\theta s1$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出
グラフ(2)は、任意の震度に対する二次主働破壊面 $\theta s2$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出

1.6 水圧

- 背面水圧における水圧の作用方向は、水平方向

1.7 基礎の条件

1.7.1 許容せん断抵抗算出用データ

基礎底面と地盤との付着力 c_0 (kN/m ²)	0.00
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_0$	0.600

1.7.2 フーチング厚さ照査用データ

(1) 地盤データ

基礎底面の変形係数 αE_s (kN/m ³)	常 時	地震時
	196000.000	392000.000

(2) 底版データ

フーチングのヤング係数 $\times 10^4$ (N/mm ²)	2.500
フーチング厚さ上限値(輪軸幅・壁厚)/n	5.00

1.8 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.8.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	割増 係数	許容偏心量 e_0 / B (m)	滑動安全率	鉛直支持力 算出時の 安全率	最 大 地盤反力度 (kN/m ²)
常時1(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
常時2(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
地震時(浮力無し)	1.50	1/3	1.2	2.0	900.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_0 : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_0=M_0/V$

M_0 : 基礎底面に作用するモーメント(kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

1.8.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 胸壁(一般部材)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の 引張応力度 σ_{ss}	せん断 応力度 τ_{cs}	(N/mm ²)	
					計算値	許容値
常 時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	180.000

2) 壁壁(一般部材)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の 引張応力度 σ_{ss}	せん断 応力度 τ_{cs}		コンクリートの 軸圧縮応力度 σ_{cha}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sha}
				τ_{cs1}	τ_{cs2}		
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	9.750	300.000

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	斜引張鉄筋 引張応力度 σ_{ss}
常時1(浮力無し)	1.00	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	180.000
地震時(浮力無し)	1.50	300.000

3) 底版(一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の 引張応力度 σ_{ss}	せん断 応力度 τ_{cs}		斜引張鉄筋 引張応力度 σ_{ss}
				τ_{cs1}	τ_{cs2}	
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	180.000
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	300.000

ここに、

τ_{cs1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

τ_{cs2} : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2. 結果一覧

1. 安定計算(輪軸方向)

(1) 転倒に対する照査

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		偏心量 e_0 (m)		判 定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)	計算値	許容値	
常時1(浮力無し)	3718.748	11756.643	0.316	1.000	○
常時2(浮力無し)	4324.111	11830.740	0.365	1.000	○
地震時(浮力無し)	21022.547	11821.573	1.778	2.000	○

(2) 滑動に対する照査

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判 定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)	計算値	安全率	
常時1(浮力無し)	3718.748	10138.507	839.425	7.247	1.500
常時2(浮力無し)	4324.111	10238.467	998.328	6.153	1.500
地震時(浮力無し)	21022.547	11821.573	3787.108	1.873	1.200

(3) 地盤反力度の計算

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判 定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)		計算値(qmin, qmax)	許容値	
常時1(浮力無し)	3718.748	11756.643	6.000	173.980	334.965	600.000
常時2(浮力無し)	4324.111	11830.740	6.000	162.481	349.672	600.000
地震時(浮力無し)	21022.547	11821.573	3.665	0.000	837.792	900.000

(4)フーチング厚さの照査

荷重状態	$\beta \cdot \lambda$		フーチング厚さ h (m)	剛体とする厚さ h_o (m)	判定
	計算値	許容値			
常時	0.435 ≦	1.0	1.500 ≧	0.700	○
地震時	0.517 ≦	1.0	1.500 ≧	0.700	○

2. 断面計算

(1) 最小鉄筋量の照査

部 材	荷 重 状 態	引張側鉄筋	使用鉄筋量 (cm ²)	最小鉄筋量 (cm ²)	判 定
胸壁背面側 堅壁基部	常 時	背面	162.160	> 6.744	○
	常時1(浮力無し)	背面	11.460	> 8.395	○
	常時2(浮力無し)	背面	11.460	> 8.395	○
	地震時(浮力無し)	背面	11.460	> 5.597	○
前趾照査 1	常時1(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時2(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
後趾照査 1	地震時(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時1(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時2(浮力無し)	上側	11.460	> 5.000	○
	地震時(浮力無し)	上側	11.460	> 5.000	○

(2) 曲げ応力度

部 材	荷 重 状 態	M (kN.m)	N (kN)	圧縮応力度(N/mm ²)		判 定
				計算値	許容値	
胸壁背面側	常 時	247.832		7.745 ≦	8.000	○
堅壁基部	常時1(浮力無し)	115.337	850.002	0.453 ≦	8.000	○
	常時2(浮力無し)	161.374	850.002	0.497 ≦	8.000	○
	地震時(浮力無し)	1035.713	850.002	2.480 ≦	12.000	○
	常時1(浮力無し)	265.275		0.601 ≦	8.000	○
前趾照査 1	常時2(浮力無し)	279.363		0.633 ≦	8.000	○
	地震時(浮力無し)	717.465		1.625 ≦	12.000	○
後趾照査 1	常時1(浮力無し)	-8.455		0.078 ≦	8.000	○
	常時2(浮力無し)	24.514		0.192 ≦	8.000	○
	地震時(浮力無し)	386.524		3.026 ≦	12.000	○

(3)せん断応力度

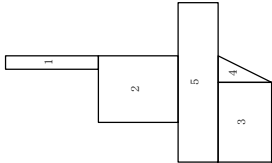
部 材	荷 重 状 態	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
			計算値	許容値	
胸壁背面側	常 時	121.035	0.346 ≦	0.473	○
堅壁基部	常時1(浮力無し)	73.781	0.031 ≦	0.110	○
	常時2(浮力無し)	92.297	0.039 ≦	0.110	○
	地震時(浮力無し)	338.703	0.144 ≦	0.167	○
後趾照査 2	常時1(浮力無し)	6.018	0.004 ≦	0.862	○
	常時2(浮力無し)	11.082	0.008 ≦	0.209	○
	地震時(浮力無し)	52.328	0.039 ≦	0.473	○

3. 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

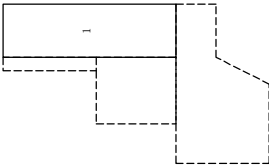
区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備 考
			Xi	Yi			
1	0.500×3.500×7.700	13.475	3.750	8.250	50.531	111.169	壁
2	2.500×3.000×7.700	57.750	2.750	5.000	158.813	288.750	胸壁
3	3.000×2.000×7.700	46.200	1.500	1.000	69.300	46.200	底版
4	1/2×1.000×2.000×7.700	7.700	3.333	1.333	25.667	10.267	底版
5	6.000×1.500×7.700	69.300	3.000	2.750	207.900	190.575	底版
Σ		194.425	—	—	512.210	646.960	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 512.210 / 194.425 = 2.634$ (m)

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 646.960 / 194.425 = 3.328$ (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅×高さ×奥行	体積 Vi (m)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	2.000×6.500×7.700	100.100	5.000	6.750	500.500	675.675	
Σ		100.100	――	――	500.500	675.675	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 500.500 / 100.100 = 5.000 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 675.675 / 100.100 = 6.750 \text{ (m)}$

3. 2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 194.425 = 4763.412 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 2.634 \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot kh = 4763.412 \times 0.100 = 476.341 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 3.328 \text{ (m)}$

(2) 土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = Wu + W1 \text{ (kN)}$

$Wu = Vu \text{ (水より上の体積)} \cdot \gamma \text{ (土の湿潤重量)} \text{ (kN)}$

$W1 = V1 \text{ (水より下の体積)} \cdot \gamma \text{ sat (土の飽和重量)} \text{ (kN)}$

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot Kh \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = (Wu \cdot Yu + W1 \cdot Y1) / W \text{ (m)}$

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)、地震時 (浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置		
	体積 V (m³)	重心位置 (m)	体積 V1 (m³)	重心位置 (m)	
				X1	Y1
土砂 (背面)	100.100	5.000	6.750	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 Vu (m³)	重心位置 (m)
土砂 (背面)	100.100	5.000
		6.750

水位より上の体積

$Vu = V - V1$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$

$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $Wu = Vu \times \gamma \text{ (kN)}$	水位より下の重量 $W1 = V1 \times \gamma \text{ sat (kN)}$
土砂 (背面)	$100.100 \times 18.000 = 1801.800$	$0.000 \times 18.800 = 0.000$

位置	鉛直力 W $Wu + W1 \text{ (kN)}$	作用位置 $X \text{ (m)}$	水平力 H $W \cdot Kh \text{ (kN)}$	作用位置 $Y \text{ (m)}$
土砂 (背面)	$1801.800 + 0.000 = 1801.800$	5.000	$1801.800 \times 0.14 = 252.252$	6.750

3. 3 上部工反力、載荷荷重

(1) 上部工反力

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 4800.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 2.300 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 4800.000 \cdot 2.300 = 11040.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 4800.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 2.300 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 4800.000 \cdot 2.300 = 11040.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

水平力 $RH = 1000.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 8.000 \text{ (m)}$

モーメント $My = RH \cdot Y = 1000.000 \cdot 8.000 = 8000.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

(2) 載荷荷重

鉛直力

$N = q \cdot L \cdot B$

作用位置

$X = Ls + \frac{L}{2.0}$

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

qd : 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)

$q1$: 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)

B : 地表面載荷荷重直角方向幅、 $B = 7.700 \text{ (m)}$

Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
$q1(a)$	10.000	3.500	2.500	192.500	4.750
$q1(b)$	10.000	4.000	2.000	154.000	5.000
$q1(c)$	――	――	――	――	――

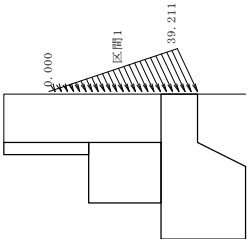
3. 4 土圧・水圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	γw (kN/m³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	hcr (m)	2.000
土の粘着力 (常時)	C (kN/m²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

(2)土圧力
[1]常時1(浮力無し)



・土圧力
鉛直力
 $P_v = \Sigma P_{ev} = 391.430 \text{ (kN)}$
水平力
 $P_h = \Sigma P_{eh} = 839.425 \text{ (kN)}$
[2]常時2(浮力無し)

1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000

2) 土圧算出結果

項	目	区間1
算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	8.000 0.000
算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	6.135 0.000
算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs(m)	0.000
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ	0.000
壁面摩擦角 (度)	δ	25.000
単位体積重量(湿潤) (飽和)	γt γsat	18.000 18.800
土圧の作用原点(X座標) (m)	X_p	6.000
土圧係数	背面水位より上の土圧係数(上) 背面水位より下の土圧係数(下)	Ku1 Ku2 K12 0.35506 0.35506 0.35506
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度(上) [2]水位より上の土圧強度(下) [3]水位より下の土圧強度(上) [4]水位より下の土圧強度(下)	0.000 39.211 0.000 0.000
土圧力	$Pe1 = (1/2) \cdot ([1]+[2]) \cdot h1 \cdot Bc$ $Pe2 = (1/2) \cdot ([3]+[4]) \cdot h2 \cdot Bc$	926.203 0.000
作用位置	$Pe = Pe1+Pe2$ $Pe_h = Pe \cdot \cos(\delta+\theta)$ (土圧の水平成分) $Pe_v = Pe \cdot \sin(\delta+\theta)$ (土圧の鉛直成分) $Y1 = (2 \cdot [1]+[2]) \cdot h1 / (3 \cdot ([1]+[2])) + h2 + HL + hr$ $Y2 = (2 \cdot [3]+[4]) \cdot h2 / (3 \cdot ([3]+[4])) + HL + hr$ $Y = (Pe1 \cdot Y1 + Pe2 \cdot Y2) / Pe$ $X = X_p - Y \tan \theta$	926.203 839.425 391.430 4.045 0.000 4.045 6.000

・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (P_{ev} \cdot X)}{\Sigma P_{ev}} = 6.000 \text{ (m)}$$
$$Y = \frac{\Sigma (P_{eh} \cdot Y)}{\Sigma P_{eh}} = 4.045 \text{ (m)}$$

・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (P_{ev} \cdot X)}{\Sigma P_{ev}} = 6.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\Sigma (P_{eh} \cdot Y)}{\Sigma P_{eh}} = 4.230 \text{ (m)}$$

・土圧力

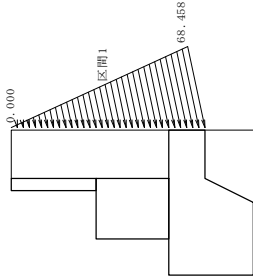
鉛直力

$$P_v = \Sigma P_{ev} = 465.528 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \Sigma P_{eh} = 998.328 \text{ (kN)}$$

[3]地震時(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
条 件	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 K11 Ku2 K12
土 圧 強 度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 68.458 0.000 0.000
	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	2108.494 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(δ+θ) (土圧の鉛直成分)	2108.494 2058.514 456.362
	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2])・h2+HL・h1r Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4])・h2+HL・h1r Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan θ	4.667 0.000 4.667 6.000

・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (P_{ev} \cdot X)}{\Sigma P_{ev}} = 6.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\Sigma (P_{eh} \cdot Y)}{\Sigma P_{eh}} = 4.667 \text{ (m)}$$

・土圧力

鉛直力

$$P_v = \Sigma P_{ev} = 456.362 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \Sigma P_{eh} = 2058.514 \text{ (kN)}$$

3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時1(浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	12549.155	0.000
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	9009.000	0.000
上部工反力	4800.000	0.000	2.300	8.000	11040.000	0.000
土 圧 力	391.430	839.425	6.000	4.045	2348.581	3395.559
合 計	11756.643	839.425	—	—	34946.738	3395.559

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	12549.155
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	9009.000
上部工反力	4800.000	0.000	2.300	8.000	11040.000
載荷荷重L	192.500	0.000	4.750	10.000	914.375
土圧力	465.528	998.328	6.000	4.230	2793.168
合 計	12023.240	998.328	——	——	36305.699

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	12549.155
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	9009.000
上部工反力	4800.000	0.000	2.300	8.000	11040.000
載荷荷重L	154.000	0.000	5.000	10.000	770.000
土圧力	465.528	998.328	6.000	4.230	2793.168
合 計	11984.740	998.328	——	——	36161.324

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	12549.155
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	9009.000
上部工反力	4800.000	0.000	2.300	8.000	11040.000
土圧力	465.528	998.328	6.000	4.230	2793.168
合 計	11830.740	998.328	——	——	35391.324

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	476.341	2.634	3.328	12549.155
背面土砂	1801.800	252.252	5.000	6.750	9009.000
上部工反力	4800.000	1000.000	2.300	8.000	11040.000
土圧力	456.362	2058.514	6.000	4.667	2738.170
合 計	11821.573	3787.108	——	——	35336.328

荷重状態 (水 位)	V _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN・m)
常時1 (浮力無し)	11756.643	839.425	-31551.180
常時2 (浮力無し) a	12023.240	998.328	-32082.484
常時2 (浮力無し) b	11984.740	998.328	-31938.109
常時2 (浮力無し) c	11830.740	998.328	-31168.109
地震時 (浮力無し)	11821.573	3787.108	-14442.174

(2) フーチング下面中心での作用力の集計

鉛 直 力 : V_B = V_o (kN)

水 平 力 : H_B = H_o (kN)

回 転 モ ー メ ン ト : M_B = V_o・B_j/2. 0+M_o (kN・m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : B_j = 6. 000 (m)

荷重状態 (水 位)	V _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN・m)
常時1 (浮力無し)	11756.643	839.425	3718.748
常時2 (浮力無し) a	12023.240	998.328	3987.236
常時2 (浮力無し) b	11984.740	998.328	4016.111
常時2 (浮力無し) c	11830.740	998.328	4324.111
地震時 (浮力無し)	11821.573	3787.108	21022.547

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

3. 6 安定照査

3. 6. 1 転倒に対する安定

$$e_h = \frac{M_o}{V_o}$$

ここに、

e_h: 荷重の偏心量(m)

M_o: 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

V_o: 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$$e_a = B/n$$

ここに、

e_a: 荷重の許容偏心量(m)

B: 基礎幅(m), B = 6. 000

n: 安全率

荷重状態 (水 位)	偏心量(m)	
	e _a = M _o /V _o	許容値e _a
常時1 (浮力無し)	0. 316	≦ 1. 000
常時2 (浮力無し) a	0. 332	≦ 1. 000
常時2 (浮力無し) b	0. 335	≦ 1. 000
常時2 (浮力無し) c	0. 365	≦ 1. 000
地震時 (浮力無し)	1. 778	≦ 2. 000

3. 6. 2 滑動に対する安定

$$H_b = c_0 A_s + V' \tan \phi_B$$

ここに、

H_b : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

c_0 : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²), $c_0 = 0.000$

$\tan \phi_B$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, $\tan \phi_B = 0.600$

A_s : 有効載荷面積 (m²), $A_s = L \cdot B_s$

V' : 有効載荷幅内に作用する鉛直荷重 (kN)

台形分布時

$$V' : (q_1 + q_3) / 2 \cdot B'' \cdot L$$

q_1 : 底版前側の地盤反力度 (kN/m²)

q_3 : 底版後側の地盤反力度 (kN/m²)

三角形分布時

$$V' : q_1 \cdot X / 2 \cdot L$$

q_1 : 底版前側の地盤反力度 (kN/m²)

x : 地盤反力度の作用幅 (m)

L : 基礎の奥行き (m), $L = 7.700$

B'' : 基礎の有効載荷幅, $B'' = B - h \cdot \cot(\omega)$ (m)

B_s : 基礎の有効載荷幅 (m), $B_s = B - 2e_B$

B : 基礎幅 (m), $B = 6.000$

h : 底版段差高さ (m), $h = 2.000$

ω : $\pi / 4 + \phi / 2 - \theta$ (度)

ϕ : 地盤の内部摩擦角 (度), $\phi = 40.000$

θ : 荷重傾斜角度 (度)

荷重状態(水 位)	ω (度)	有 効 載荷面積 B'' (m)	有 効 載荷面積 A_s (m ²)	地盤反力度 q_1 (kN/m ²)	地盤反力度 q_3 (kN/m ²)	鉛直荷重 V' (kN)
常時1 (浮力無し)	60.916	4.888	41.329	334.965	203.828	10138.507
常時2 (浮力無し) a	60.253	4.857	41.093	346.547	206.819	10347.787
常時2 (浮力無し) b	60.238	4.856	41.039	346.339	205.620	10319.961
常時2 (浮力無し) c	60.177	4.854	40.571	349.672	198.250	10238.467
地震時 (浮力無し)	47.237	4.150	18.814	837.792	0.000	11821.573

$$f_s = H_b / H_0$$

ここに、

f_s : 滑動に対する安全率

H_0 : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

荷重状態(水 位)	せん断 抵抗力 H_b (kN)	作 用 水平力 H_s (kN)	安全率 f_s	必要 安全率 f_{ss}
常時1 (浮力無し)	6083.104	839.425	7.247	≥ 1.500
常時2 (浮力無し) a	6208.672	998.328	6.219	≥ 1.500
常時2 (浮力無し) b	6191.977	998.328	6.202	≥ 1.500
常時2 (浮力無し) c	6143.081	998.328	6.153	≥ 1.500
地震時 (浮力無し)	7092.944	3787.108	1.873	≥ 1.200

3. 6. 3 地盤反力度の計算

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布)

$$q_{min}, q_{max} = \frac{V_b \pm 6M_b}{LB^2}$$

2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合 (三角形分布)

$$q_{max} = 2 \frac{V_b}{L \cdot x}$$

ここに、

V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

M_b : 基礎底面中心に作用するモーメント (kN・m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

x : 底面反力の作用幅 (m), $x = 3(B/2 - e_B)$
 x が B より小さいときには、三角形分布になり、
 x が B より大きい時には、台形分布となる。

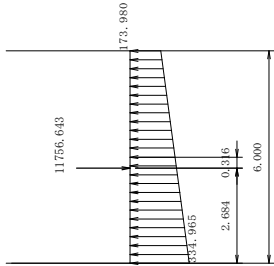
q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

q_{min} : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

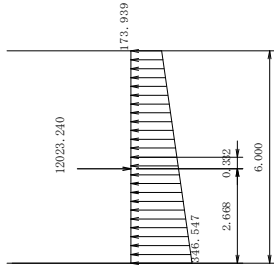
B : 基礎幅 (m), $B = 6.000$

L : 基礎の奥行き (m), $L = 7.700$

[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し) a



地盤反力の 作用幅 (m) x及びB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m ²)	
		qmin	qmax
6.000	台 形	173.980	334.965
			最大値
			600.000

地盤反力の 作用幅 (m) x及びB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m ²)	
		qmin	qmax
6.000	台 形	173.940	346.547
			最大値
			600.000

3.6.4 フーチング厚さの照査

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定

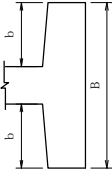
$$\beta \cdot \lambda \leq 1.0$$

ここに、

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot k_v}{E \cdot h^3}} \quad (\text{m}^{-3})$$

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_v = k_w \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$



k_w : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m²)

$$k_w = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha E_o$$

B_v : 基礎に換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{L \cdot B} = 6.797$$

αE_o : 設計の対象とする位置の変形係数 (kN/m²)

A_v : 鉛直方向の換算載荷幅 (m²)

B : フーチングの幅 (m), $B = 6.000$

L : フーチングの奥行き (m), $L = 7.700$

E : フーチングのヤング係数 (kN/m²), $E = 2.50 \times 10^7$

h : フーチングの厚さ (m), $h = 1.500$

λ : フーチングの換算突出長 (m), $\lambda = 2.000$

$\lambda = b/6$ (は上図の長い方)

ただし、 $b \geq B/2$ ならば $b = B/2$

荷重状態	変形係数 αE_o (kN/m²)	鉛直方向地盤反力係数		β (m⁻³)	$\beta \cdot \lambda$
		k_w (kN/m²)	k_v (kN/m²)		
常時	196000.000	653333.333	62912.221	0.217476	0.435
地震時	392000.000	1306666.667	125824.442	0.258624	0.517

(2) フーチング厚さの上限値 (掃軸方向幅-堅壁の厚さ)/ n による判定

$$FH_i \geq FH_b$$

ここに、

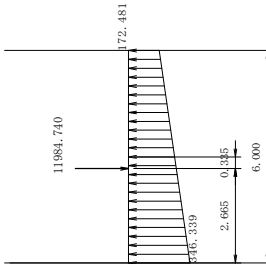
FH_i : フーチングの厚さ (m), $FH_i = 1.500$

FH_b : 剛体であると判定する厚さ (m), $FH_b = 3.500/5.000 = 0.700$

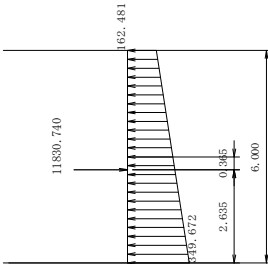
(3) 照査結果

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定	(2) フーチング厚さの 上限値による判定	判 定
常時: $0.435 \leq 1.0$ 地震時: $0.517 \leq 1.0$ フーチングは剛体と見なせる	(2) $1.500 \geq 0.700$ フーチングは剛体と見なせる	(1)または(2)を満足しているのでフーチングは剛体として設計してよい

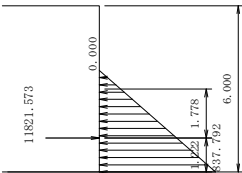
[3] 常時2 (浮力無し) b



[4] 常時2 (浮力無し) c



[5] 地震時 (浮力無し)

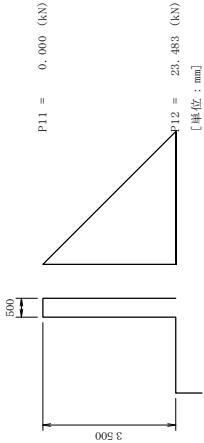


4. 胸壁の設計

4. 1 路掛版を設置しない場合の設計

- ・背面に対して常時で設計する。

4. 1. 1 断面力の集計



(1) T荷重による断面力

$$M_u = \frac{K_s \cdot T}{1.375} \cdot \left[-h + (h+a) \log \left(\frac{a+h}{a} \right) \right] = 199.888 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$S_u = \frac{K_s \cdot T}{1.375} \cdot \log \left(\frac{a+h}{a} \right) = 79.941 \quad (\text{kN})$$

ここに、

M_u : T荷重による曲げモーメント (kN・m)

S_u : T荷重によるせん断力 (kN)

K_s : 常時土圧係数, $K_s = 0.377$

T : T荷重の片側荷重 (kN), $T = 100.000$

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

a : 接地長 (m), $a = 0.200$

(2) 土圧による断面力

$$E_h = \frac{1}{2} (P11+P12) \cdot h = 41.095 \quad (\text{kN})$$

$$P11 = q \cdot K_a \cdot \cos(\theta + \delta) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P12 = (q + \gamma \cdot h) \cdot K_a \cdot \cos(\theta + \delta) = 23.483 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$M_u = E_h \cdot Y_e = 47.944 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$Y_e = \frac{2 \cdot P11 + P12}{3 \cdot (P11 + P12)} \cdot h = 1.167 \quad (\text{m})$$

ここに、

E_h : 土圧力 (kN)

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

K_a : 常時土圧係数, $K_a = 0.377$

P11, P12: 土圧強度 (kN/m²)

M_u : 土圧による曲げモーメント (kN・m)

Y_e : 土圧力の作用位置 (m)

q : 載荷荷重 (kN/m²), $q = 0.000$

γ : 土の単位重量 (kN/m³), $\gamma = 18.000$

δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度), $\delta = 8.333$

θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度), $\theta = 0.000$

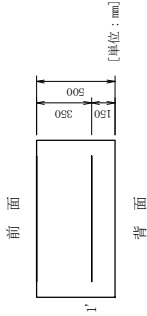
(3) 断面力の集計

$$\text{曲げモーメント} \quad M = M_u + M_s = 199.888 + 47.944 = 247.832 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{せん断力} \quad S = S_u + E_h = 79.941 + 41.095 = 121.035 \quad (\text{kN})$$

4. 1. 2 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ³)
1	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	—
1'	15.0	D51	20.270	8.00	162.160
2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_u : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_u = b \cdot h^2 / 6 = 41666.7 \times 10^3$

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 0.23 \sigma_{sk}^{2/3}$

σ_{sk} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 24.0$

N : 軸方向力 (N), $N = 0.0$

A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), $A_s = b \cdot h = 500000$

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), $h = 500.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm)	M $\times 1.7$ (kN・m)	最小鉄筋量 (cm)
背面側	常時	162.160	421.314	79.737

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は5.0と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

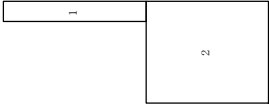
$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

5. 堅壁の設計
5. 1 堅壁基部の設計
5. 1. 1 水位を考慮しないブロックデータ
- (1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.500×3.500×7.700	13.475	2.250	4.750	30.319	64.006	
2	2.500×3.000×7.700	57.750	1.250	1.500	72.188	86.625	
Σ		71.225	—	—	102.506	150.631	

重心 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 102.506 / 71.225 = 1.439 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 150.631 / 71.225 = 2.115 \text{ (m)}$

5. 1. 2 躯体自重, 上部工反力, その他荷重による鉛直力、水平力

- (1) 躯体自重 (偏心モーメントを無視します)

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 71.225 = 1745.012 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.439 \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot kh = 1745.012 \times 0.100 = 174.501 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 2.115 \text{ (m)}$

- (2) 上部工反力

- [1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 4800.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.000 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 4800.000 \cdot 0.450 = 2160.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

(偏心モーメントは、無条件に無視します)

鉛直力の作用位置

$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \text{ (m)}$

ここに、

B : 堅壁厚さ

BR : 堅壁前面から胸壁前面までの距離

XR : 胸壁前面から作用位置までの距離

ここに、

x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

h : 部材断面の高さ (mm), h = 500.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

d' : 鉄筋のかぶり (mm)

As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)

As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

σc : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σs : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

設計位置	荷重状態	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm²)		引張応力度 (N/mm²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
背面側	常 時	247.832	23.572	7.745	≤ 8.000	56.326	≤ 180.000

(4) セン断応力度の照査

$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$

ここに、

τm : 平均せん断応力度 (N/mm²)

Sh : 作用せん断力 (N)

d : 部材の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

τa1 : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)

$\tau_{a1} = Ce \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}$

ここに、

τa1' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数 (下限値以下は線形補間により求める)

Pt (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	せん断力 Sh (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm²)		補正係数	
				計算値 τ	許容値 τa1	Ce	Cpt
背面側	常 時	121.035	35.000	0.346	≤ 0.473	1.700	1.371
						1.371	1.500

2) 土圧算出結果

	項 目	区間1
条 件	算出区間における高さ (上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量 (飽和) γ _t γ _{sat}	(kN/m ³) γ _t γ _{sat}
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	土圧係数	Ku1 Ku1 Ku2 Ku2
	土圧強度	[1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)
	土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)

・作用位置

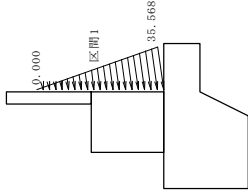
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.563 \text{ (m)}$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 568.112 \text{ (kN)}$$

[2] 常時2 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重	q (kN/m ²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 $R_v = 4800.000 \text{ (kN)}$
作用位置 $X = 0.000 \text{ (m)}$
モーメント $M_x = R_v \cdot X = 4800.000 \cdot 0.450 = 2160.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
(偏心モーメントは、無条件に無視します)
水平力 $R_H = 1000.000 \text{ (kN)}$
作用位置 $Y = 4.500 \text{ (m)}$
モーメント $M_y = R_H \cdot Y = 1000.000 \cdot 4.500 = 4500.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
鉛直力の作用位置

$$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \text{ (m)}$$

ここに、

B : 堅壁厚さ

BR : 堅壁前面から胸壁前面までの距離

XR : 胸壁前面から作用位置までの距離

水平力の作用位置

$$Y = YZ + YR = 3.000 + 1.500 = 4.500 \text{ (m)}$$

ここに、

YZ : 堅壁前面高さ

YR : 脊座面から作用位置までの高さ

5. 1. 3 土圧・水圧

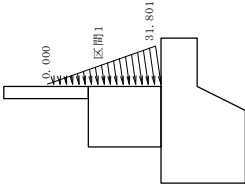
(1) 共通データ

水の単位体積重量	γ _w (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力 (常時)	C (kN/m ²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

(2) 土圧力

[1] 常時1 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(飽和) γ_t γ_{sat}	γ_t γ_{sat}
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
	土圧強度 [1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 57.283 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ + θ) (土圧の水平成分)	1433.512 0.000 1433.512 1433.512
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2])・h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4])・h2+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	2.167 0.000 2.167

・作用位置

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 2.167 \text{ (m)}$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 1433.512 \text{ (kN)}$$

5. 1. 4 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N _e (kN)	H _e (kN)	X _e (m)	Y _e (m)	M = M _e +M ₀ (kN・m)
躯体自重	1745.012	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	4800.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	568.112	0.000	1.563	888.094
合 計	6545.013	568.112	———	———	888.094
単位幅当り	850.002	73.781	———	———	115.337

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(飽和) γ_t γ_{sat}	γ_t γ_{sat}
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
	土圧強度 [1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 35.568 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ + θ) (土圧の水平成分)	718.268 0.000 718.268 710.685
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2])・h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4])・h2+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	1.748 0.000 1.748

・作用位置

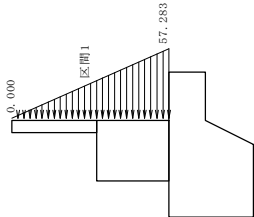
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.748 \text{ (m)}$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 710.685 \text{ (kN)}$$

[3] 地震時 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

[2]常時2(浮力無し)

項 目	N _c (kN)	H _c (kN)	X _c (m)	Y _c (m)	M =M _c +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	1745.012	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	4800.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	710.685	0.000	1.748	1242.577
合 計	6545.013	710.685	――	――	1242.577
単位幅当り	850.002	92.297	――	――	161.374

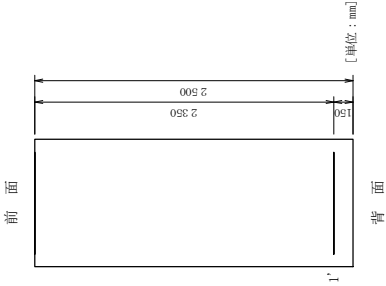
[3]地震時(浮力無し)

項 目	N _c (kN)	H _c (kN)	X _c (m)	Y _c (m)	M =M _c +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	1745.012	174.501	0.000	2.115	369.047
上部工反力	4800.000	1000.000	0.000	4.500	4500.000
土 圧 力	0.000	1433.512	0.000	2.167	3105.943
合 計	6545.013	2608.013	――	――	7974.989
単位幅当り	850.002	338.703	――	――	1035.713

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、曲げモーメントは反時計回りを正

5. 1. 5 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)
1 前面	――	――	――	――	――
2 前面	――	――	――	――	――
1' 背面	15.0	D19	2.865	4.00	11.460
2' 背面	――	――	――	――	――

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

M_c： ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c： コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_c = b・h²/6 = 1041670×10³

σ_{sk}： コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{sk} = 0.23 σ_{ck}^{2/3}

σ_{ck}： コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{ck} = 24.0

N： 軸方向力 (N)

A_c： コンクリート部材の断面積 (mm²), A_c = b・h = 2500000

b： 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

h： 部材断面高 (mm), h = 2500.000

$$A' = N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{sa})$$

ここに、

A'： 必要断面積 (mm²)

N： 軸方向力 (N)

σ_{sa}： 鉄筋の許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{sa}： コンクリートの許容軸圧縮応力度 (N/mm²)

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	N (kN)	必要断面積 A _c (cm ²)	鉄筋量 0.008A _c (cm ²)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	11.460	196.073	2347.581	850.002	1049.385	8.395	8.395
常時2 (浮力無し)	11.460	274.335	2347.581	850.002	1049.385	8.395	8.395
地震時 (浮力無し)	11.460	1760.712	2347.581	850.002	699.590	5.597	5.597

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより

大きい場合 終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量、

5.0 (単鉄筋時)・10.0 (複鉄筋時), 0.008A'

小さい場合 5.0 (単鉄筋時)・10.0 (複鉄筋時), 0.008A' の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^3 - 3 \cdot \left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot x^2 - \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} \cdot x + \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot d' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot d \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot n \cdot A_s \cdot d - x + n \cdot A_s' \cdot \frac{x - d'}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

(4)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度 (N/mm²)
- S_h : 作用せん断力 (N)
- d : 部材の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)
- $\tau_{a1} = Ce \cdot Cpt \cdot CN \cdot \tau_{a1}'$
- $CN = 1 + \frac{M_u}{M}$ (1 ≤ CN ≤ 2)

ここに、

- τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)
- Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋P_{tt}に関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

CN : 軸方向圧縮力による補正係数

M_u : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる

曲げモーメント (N・mm)

$$M_u = \frac{N}{A_s} \cdot \frac{I_u}{y}$$

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)

A_s : 部材断面積 (mm²)

I_u : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm⁴)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)

荷重状態(水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	Ce	Cpt
常時1 (浮力無し)	73.781	235.000	0.031 ≦	0.110	1.700	0.797
常時2 (浮力無し)	92.297	235.000	0.039 ≦	0.110	1.700	0.797
地震時 (浮力無し)	338.703	235.000	0.144 ≦	0.167	2.550	0.797

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 2500.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- A_{s'} : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ_c: コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s: 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- N : 軸方向力 (N)

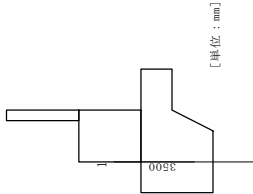
荷重状態(水 位)	M (kN・m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	115.337	850.002	492.703	0.453 ≦	8.000	-3.557 ≦	200.000
常時2 (浮力無し)	161.374	850.002	392.004	0.497 ≦	8.000	-2.987 ≦	200.000
地震時 (浮力無し)	1035.713	850.002	75.772	2.480 ≦	12.000	78.173 ≦	300.000

引張応力度がマイナスの場合は、全断面圧縮となりますので鉄筋の圧縮応力度との比較となります。

6. 前趾の設計

6. 1 照査位置[1]の設計

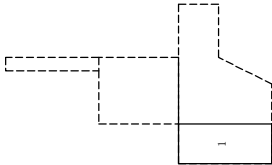
付け根からの距離 0.000 (m)



6. 1. 1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.500 × 3.500 × 7.700	40.425	0.750	30.319	
Σ		40.425	—	30.319	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 30.319 / 40.425 = 0.750$ (m)

6. 1. 2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 40.425 = 990.412$ (kN)

作用位置 $X = 0.750$ (m)

6. 1. 3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q1 + q2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1 + q2}{3 \cdot (q1 + q2)} \cdot L$$

ここに、

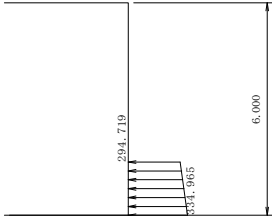
q1 : 前趾前面位置の地盤反力度

q2 : 前趾設計位置の地盤反力度

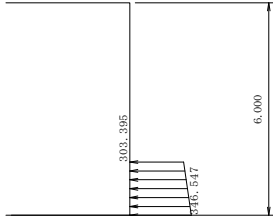
L : 前趾設計張出長 L = 1.500 (m)

B : 前趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

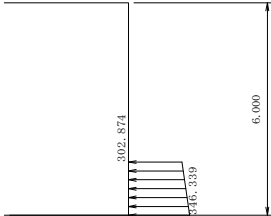
[1] 常時1 (浮力無し)



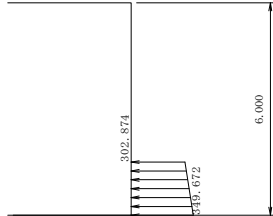
[2] 常時2 (浮力無し) a



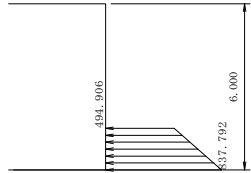
[3] 常時2 (浮力無し) b



[4] 常時2 (浮力無し) c



[5]地震時(浮力無し)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
837.792	494.906	-7696.331	0.814

[5]地震時(浮力無し)

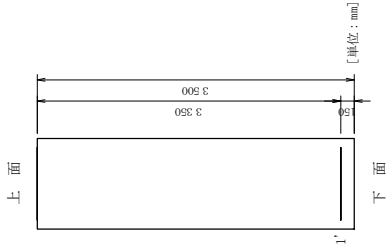
項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	7696.331	0.814	6267.289
合 計	6705.918	—	5524.479
単位幅当り	870.899	—	717.465

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6.1.5 断面計算

付け根からの距離 0.000 (m)

(1)鉄筋配置



1)主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄 筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm)
上 面	—	—	—	—	—
下 面	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
2'	—	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント(N・mm)

Z_u : コンクリート部材の断面係数(mm³), $Z_u = b \cdot h^2 / 6 = 2041670 \times 10^3$

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), $\sigma_{sk} = 0.23 \sigma_{ak}^{2/3}$

σ_{ak} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), $\sigma_{ak} = 24.0$

N : 軸方向力(N), $N = 0.0$

A_s : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_s = b \cdot h = 3500000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 3500.000$

6.1.4 断面力の集計

[1]常時1(浮力無し)

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	3636.426	0.766	2785.425
合 計	2646.014	—	2042.615
単位幅当り	343.638	—	265.275

[2]常時2(浮力無し) a

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	3753.417	0.767	2877.363
合 計	2763.004	—	2134.554
単位幅当り	358.832	—	277.215

[3]常時2(浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	3749.206	0.767	2874.656
合 計	2758.794	—	2131.847
単位幅当り	358.285	—	276.863

[4]常時2(浮力無し) c

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	3768.456	0.768	2893.906
合 計	2778.043	—	2151.097
単位幅当り	360.785	—	279.363

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm)	M ×1.7 (kN.m)	M (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm)
常時1 (浮力無し)	7.944	450.967 ≦ 3907.091		5.000
常時2 (浮力無し) a	7.944	471.265 ≦ 3907.091		5.000
常時2 (浮力無し) b	7.944	470.668 ≦ 3907.091		5.000
常時2 (浮力無し) c	7.944	474.918 ≦ 3907.091		5.000
地震時 (浮力無し)	7.944	1219.690 ≦ 3907.091		5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。
(3) 曲げ応力度の照査
(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} - \frac{h-x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

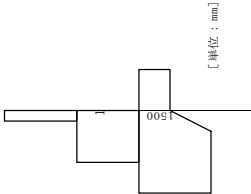
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 3500.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σc : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σs : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

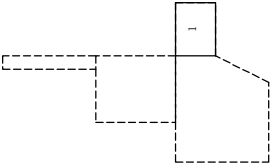
荷重状態(水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm²)		引張応力度 (N/mm²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	265.275	27.087	0.601 ≦ 8.000		102.443 ≦ 180.000	
常時2 (浮力無し) a	277.215	27.087	0.628 ≦ 8.000		107.054 ≦ 180.000	
常時2 (浮力無し) b	276.863	27.087	0.627 ≦ 8.000		106.918 ≦ 180.000	
常時2 (浮力無し) c	279.363	27.087	0.633 ≦ 8.000		107.883 ≦ 180.000	
地震時 (浮力無し)	717.465	27.087	1.625 ≦ 12.000		277.067 ≦ 300.000	

7. 後趾の設計
7.1 照査位置 [1] の設計
付け根からの距離 0.000 (m)



7.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

- (1) 躯体自重
- 1) ブロック割り



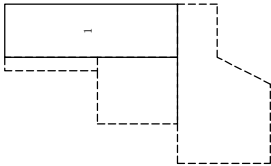
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	2.000 × 1.500 × 7.700	23.100	1.000	23.100	
Σ		23.100	—	23.100	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 23.100 / 23.100 = 1.000 \text{ (m)}$

(2) 背面土砂

- 1) ブロック割り



2)体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	2.000×6.500×7.700	100.100	1.000	100.100	
Σ		100.100	――	100.100	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 100.100 / 100.100 = 1.000 \text{ (m)}$

7.1.2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1)躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 23.100 = 565.950 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.000 \text{ (m)}$

(2)土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = Wu + W1 \text{ (kN)}$

$Wu = Vu$ (水より上の体積)・ γ (土の湿潤重量) (kN)

$W1 = V1$ (水より下の体積)・ γ_{sat} (土の飽和重量) (kN)

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W \text{ (m)}$

【1】常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)、地震時(浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体 積 V (m³)	重心位置 X (m)	体 積 V1 (m³)	重心位置 X1 (m)
土砂(背面)	100.100	1.000	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 Vu (m³)	重心位置 Xu (m)
土砂(背面)	100.100	1.000

水位より上の体積

$Vu = V - V1$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 Wu = Vu× γ (kN)	水位より下の重量 W1 = V1× γ_{sat} (kN)
土砂(背面)	100.100 × 18.000 = 1801.800	0.000 × 18.800 = 0.000

位 置	重量 W Wu + W1 (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	1801.800 + 0.000 = 1801.800	1.000

7.1.3 地表面の載荷荷重

鉛直力 $N = q \cdot L \cdot B$

作用位置

$X = Ls + \frac{L}{2.0}$

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

qd : 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)

q1 : 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)

B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 7.700 (m)

Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L : 地表面載荷荷重長さ

【1】常時2(浮力無し)

載荷荷重 (kN/m²)	L^s (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd Q1	―― 10.000	―― 0.000	―― 154.000	―― 1.000

7.1.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$Ew = 2 \cdot \frac{Pev}{L \cdot B}$

鉛直力

$N = (qr + qf) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$

作用位置

$X = \frac{2.0 \cdot qr + qf}{3.0 (qr + qf)} \cdot L$

ここに、

Pev: 土圧の鉛直成分 (kN)

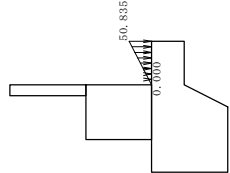
qf : 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度

qr : 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重

L : フーチング後趾張出長, L = 2.000 (m)

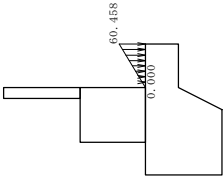
B : 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

【1】常時1(浮力無し)



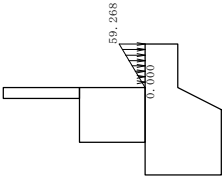
	Ew (kN/m²)	qf (kN/m²)	qr (kN/m²)	N (kN)	X (m)
1	50.835	0.000	50.835	391.430	1.333

[2] 常時2 (浮力無し)



	E_w (kN/m)	q_f^f (kN/m)	q_r^f (kN/m)	N (kN)	X (m)
1	60.458	0.000	60.458	465.528	1.333

[3] 地震時 (浮力無し)



	E_w (kN/m)	q_f^f (kN/m)	q_r^f (kN/m)	N (kN)	X (m)
1	59.268	0.000	59.268	456.362	1.333

7.1.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

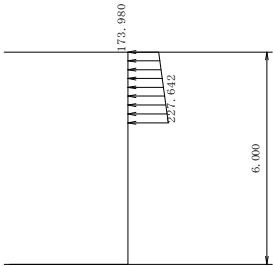
q_1 : 後趾前面位置の地盤反力度

q_2 : 後趾設計位置の地盤反力度

L : 後趾設計張出長 $L = 2.000$ (m)

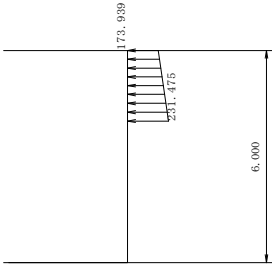
B : 後趾直角方向幅 $B = 7.700$ (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



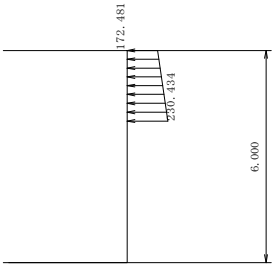
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
173.980	227.642	-3092.492	0.955

[2] 常時2 (浮力無し) a



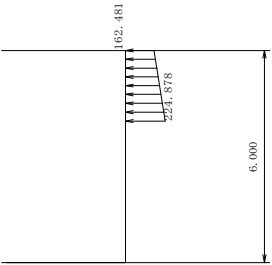
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
173.940	231.475	-3121.694	0.953

[3] 常時2 (浮力無し) b



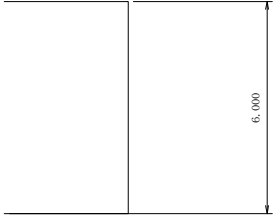
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
172.481	230.434	-3102.444	0.952

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
162.481	224.878	-2982.666	0.946

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	0.000	0.000	0.000

7. 1. 6 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
土 圧 力	391. 430	1. 333	521. 907
地盤反力	-3092. 492	0. 955	-2954. 761
合 計	-333. 312	—	-65. 104
単位幅当り	-43. 287	—	-8. 455

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
載荷荷重L	154. 000	1. 000	154. 000
土 圧 力	465. 528	1. 333	620. 704
地盤反力	-3121. 694	0. 953	-2974. 019
合 計	-134. 416	—	168. 435
単位幅当り	-17. 457	—	21. 875

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
載荷荷重L	154. 000	1. 000	154. 000
土 圧 力	465. 528	1. 333	620. 704
地盤反力	-3102. 444	0. 952	-2953. 699
合 計	-115. 166	—	188. 755
単位幅当り	-14. 957	—	24. 514

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
土 圧 力	465. 528	1. 333	620. 704
地盤反力	-2982. 666	0. 946	-2822. 514
合 計	-149. 388	—	165. 940
単位幅当り	-19. 401	—	21. 551

[5] 地震時 (浮力無し)

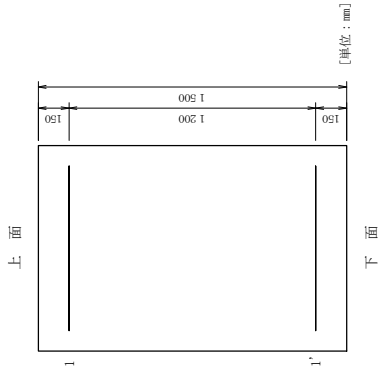
項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
土 圧 力	456. 362	1. 333	608. 482
合 計	2824. 112	—	2976. 232
単位幅当り	366. 768	—	386. 524

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7. 1. 7 断面計算

付け根からの距離 0. 000 (m)

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄 筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)	
上 面	1	15. 0	D19	2. 865	4. 00	11. 460
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	15. 0	D16	1. 986	4. 00	7. 944
	2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_c \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_c = b \cdot h^2 / 6 = 375000 \times 10^3$

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 0. 23 \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{sk} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 24. 0$

N : 軸方向力 (N), N = 0. 0

A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²), A_c = b・h = 1500000. 000

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), h = 1500. 000

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	7.944	14.374 ≦	717.629	5.000
常時2 (浮力無し) a	11.460	37.187 ≦	717.629	5.000
常時2 (浮力無し) b	11.460	41.673 ≦	717.629	5.000
常時2 (浮力無し) c	11.460	36.636 ≦	717.629	5.000
地震時 (浮力無し)	11.460	657.090 ≦	717.629	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h - x}{2} + \frac{h - x}{3} + n \cdot As' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x} \right)}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

h : 部材断面の高さ (mm), h = 1500.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

d' : 鉄筋のかぶり (mm)

As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)

As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

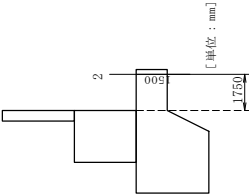
σ_c: コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_s: 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	-8.455	16.791	0.078 ≦	8.000	8.224 ≦	180.000
常時2 (浮力無し) a	21.875	19.885	0.171 ≦	8.000	14.871 ≦	180.000
常時2 (浮力無し) b	24.514	19.885	0.192 ≦	8.000	16.664 ≦	180.000
常時2 (浮力無し) c	21.551	19.885	0.169 ≦	8.000	14.650 ≦	180.000
地震時 (浮力無し)	386.524	19.885	3.026 ≦	12.000	262.761 ≦	300.000

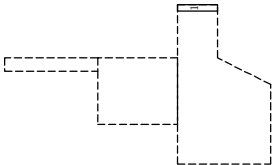
7.2 照査位置[2]の設計 付け根からの距離 1.750 (m)



7.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



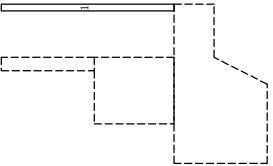
2) 自重・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	0.250 × 1.500 × 7.700	2.887	0.125	0.361	
Σ		2.887	—	0.361	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.361 / 2.887 = 0.125 \text{ (m)}$$

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2)体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	0.250×6.500×7.700	12.512	0.125	1.564	
Σ		12.512	――	1.564	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.564 / 12.512 = 0.125 \text{ (m)}$

7.2.2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1)躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 2.887 = 70.744 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.125 \text{ (m)}$

(2)土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = Wu + W1 \text{ (kN)}$

$Wu = Vu$ (水より上の体積)・ γ (土の湿潤重量) (kN)

$W1 = V1$ (水より下の体積)・ γ_{sat} (土の飽和重量) (kN)

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W \text{ (m)}$

【1】常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)、地震時(浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体 積 V (m³)	重心位置 X (m)	体 積 V1 (m³)	重心位置 X1 (m)
土砂(背面)	12.512	0.125	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 Vu (m³)	重心位置 Xu (m)
土砂(背面)	12.512	0.125

水位より上の体積

$Vu = V - V1$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 Wu = Vu× γ (kN)	水位より下の重量 W1 = V1× γ_{sat} (kN)
土砂(背面)	12.512 × 18.000 = 225.225	0.000 × 18.800 = 0.000

位 置	重量・W Wu + W1 (kN)	作用位置 X(m)
土砂(背面)	225.225 + 0.000 = 225.225	0.125

7.2.3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$N = q \cdot L \cdot B$

作用位置

$X = Ls + \frac{L}{2.0}$

ここに、

q ： 地表面載荷荷重強度

qd ： 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)

q1 ： 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)

B ： 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 7.700 (m)

Ls ： 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L ： 地表面載荷荷重長さ

【1】常時2(浮力無し)

載荷荷重 (kN/m²)	L^s (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd Q1	―― 10.000	―― 0.000	―― 19.250	―― 0.125

7.2.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$Ew = 2 \cdot \frac{Pev}{L \cdot B}$

鉛直力

$N = (qr + qf) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$

作用位置

$X = \frac{2.0 \cdot qr + qf}{3.0 (qr + qf)} \cdot L$

ここに、

Pev： 土圧の鉛直成分 (kN)

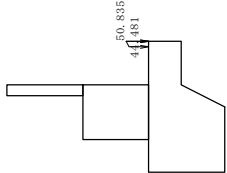
qf： 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度

qr： 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重

L ： フーチング後趾張出長, L = 0.250 (m)

B ： 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

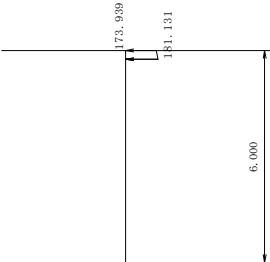
【1】常時1(浮力無し)



	Ew (kN/m²)	qf (kN/m²)	qr (kN/m²)	N (kN)	X (m)
1	50.835	44.481	50.835	91.741	0.128

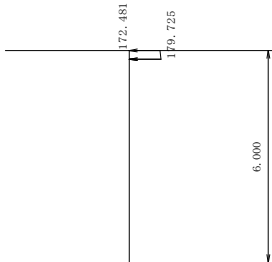
[2] 常時2 (浮力無し)

	E_w (kN/m)	q_f^f (kN/m ²)	q_r^f (kN/m ²)	N (kN)	X (m)
1	60.458	52.901	60.458	109.108	0.128



[3] 地震時 (浮力無し)

	E_w (kN/m)	q_f^f (kN/m ²)	q_r^f (kN/m ²)	N (kN)	X (m)
1	59.268	51.859	59.268	106.960	0.128



7.2.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

q₁ : 後趾前面位置の地盤反力度

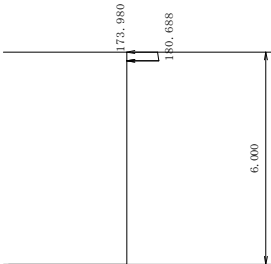
q₂ : 後趾設計位置の地盤反力度

L : 後趾設計張出長 L = 0.250 (m)

B : 後趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)

地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q ₁	q ₂		
173.980	180.688	-341.368	0.124



[2] 常時2 (浮力無し) a

地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q ₁	q ₂		
173.940	181.131	-341.756	0.124

[3] 常時2 (浮力無し) b

地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q ₁	q ₂		
172.481	179.725	-338.999	0.124

[4] 常時2 (浮力無し) c

地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q ₁	q ₂		
162.481	170.281	-320.283	0.124

[5] 地震時 (浮力無し)

地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q ₁	q ₂		
0.000	0.000	0.000	0.000

7.2.6 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	70.744	0.125	8.843
背面土砂	225.225	0.125	28.153
土 圧 力	91.741	0.128	11.723
地盤反力	-341.368	0.124	-42.402
合 計	46.342	――	6.317
単位幅当り	6.018	――	0.820

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	70.744	0.125	8.843
背面土砂	225.225	0.125	28.153
載荷荷重L	19.250	0.125	2.406
土 圧 力	109.108	0.128	13.942
地盤反力	-341.756	0.124	-42.431
合 計	82.571	――	10.913
単位幅当り	10.724	――	1.417

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	70.744	0.125	8.843
背面土砂	225.225	0.125	28.153
載荷荷重L	19.250	0.125	2.406
土 圧 力	109.108	0.128	13.942
地盤反力	-338.999	0.124	-42.084
合 計	85.328	――	11.260
単位幅当り	11.082	――	1.462

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	70.744	0.125	8.843
背面土砂	225.225	0.125	28.153
土 圧 力	109.108	0.128	13.942
地盤反力	-320.283	0.124	-39.723
合 計	84.794	――	11.215
単位幅当り	11.012	――	1.457

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	70.744	0.125	8.843
背面土砂	225.225	0.125	28.153
土 圧 力	106.960	0.128	13.667
合 計	402.929	――	50.663
単位幅当り	52.328	――	6.580

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7.2.7 断面計算

付け根からの距離 1.750 (m)

(1) セン断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_a = S - \frac{M}{d} \cdot \tan \theta$$

$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_a = S$$

ここに、

S_a : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める (mm)

d' : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度、θ = 0.000 , tan θ = 0.000

a : セン断スパン (mm)

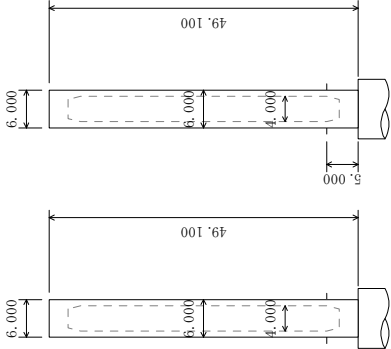
荷重状態 (水 位)	有効高 d' (cm)	2.5・d	せん断スパン a (cm)	S (kN)	M (kN・m)	M/d'・tan θ	S _a (kN)
常時1 (浮力無し)	135.000	337.500	≥ 19.532	6.018	0.820	0.000	6.018
常時2 (浮力無し) a	135.000	337.500	≥ 250.308	10.724	1.417	0.000	10.724
常時2 (浮力無し) b	135.000	337.500	≥ 288.897	11.082	1.462	0.000	11.082
常時2 (浮力無し) c	135.000	337.500	≥ 236.080	11.012	1.457	0.000	11.012
地震時 (浮力無し)	135.000	337.500	≥ 230.387	52.328	6.580	0.000	52.328

S 4. P3橋脚の設計

1 設計条件

1.1 形状寸法

形式 RC中空矩形柱橋脚(新設検討)
はり形状タイプ はり無し
基礎形式 深礎基礎
重要度の区分 B種の橋



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (m)
柱高さ(柱基部ーはり下面)	H	49.100
橋軸方向	B _r	6.000
橋軸直角方向	H _L	6.000
中空部	B _o	43.100
中空区間高さ	B _o	3.000
橋軸方向壁厚	t _o	1.000
直角方向壁厚	t _r	1.000
橋軸方向上側ハンチ幅	B _o uL	0.500
橋軸方向下側ハンチ幅	B _o dL	0.500
直角方向上側ハンチ幅	B _o uT	0.500
直角方向下側ハンチ幅	B _o dT	0.500
断面隅角部ハンチ幅	B _{oc}	0.500
上側ハンチ高	H _{ou}	2.000
下側ハンチ高	H _{od}	2.000
地表面(柱下端から)	h _e	5.000

1.2 上部工反力

1.2.1 死荷重反力および慣性力作用位置

上部工死荷重反力 R_o 20200.00 (kN)

	橋軸	橋軸直角
上部工慣性力の作用位置 h _i (m)	4.500	4.500

1.2.2 許容応力度法

活荷重反力および地震時水平反力

	橋軸	橋軸直角
上部工活荷重反力 R _s (kN)	5000.00	5000.00
地震時水平反力 R _e (kN)	1100.00	2400.00

1.2.3 保有耐力法

死荷重水平力および偏心モーメント

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d'} \leq \tau_{al}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)
 S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)
 d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)
 d' : 部材断面の有効高(mm)
 b : 部材断面幅(mm)
 S : 部材断面に作用するせん断力(N)
 τ_{al} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)
 $\tau_{al} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_{al}'$

ここに、

τ_{al}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)
 C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C _e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt}: 引張主鉄筋比P_tに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

P _t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C _{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

C_{dc}: せん断スパン比に関する補正係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C _{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

荷重状態(水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ_{al}	C _e	C _{pt} C _{dc}
常時1(浮力無し)	6,018	135,000	0.004 ≦	0.862	1.700	0.947 0.618 6,400
常時2(浮力無し) a	10,724	135,000	0.008 ≦	0.272	1.700	0.947 0.670 1,863
常時2(浮力無し) b	11,082	135,000	0.008 ≦	0.209	1.700	0.947 0.670 1,432
常時2(浮力無し) c	11,012	135,000	0.008 ≦	0.300	1.700	0.947 0.670 2,052
地震時(浮力無し)	52,328	135,000	0.039 ≦	0.473	2.550	0.947 0.670 2,128

	橋軸	橋軸直角
死荷重水平力	H (kN)	0.00
死荷重偏心モーメント	Me (kN.m)	0.00

死荷重水平力は上部工慣性力作用位置に載荷。

1.3 設計水平震度

地域区分 B2地域

地盤種別 I種地盤

1.3.1 許容応力度法

	kh
橋軸方向	0.10
橋軸直角方向	0.13

kh: 許容応力度法による設計に用いる設計水平震度

1.3.2 保有耐力法

橋軸方向

	タイプIの設計震度,分担重量		タイプIIの設計震度,分担重量			
	CIzkhco	khg	khemin	Wu (kN)	CIIZkhco	khg
正方向	0.5539	0.50	0.45	10190.77	0.6000	0.68

橋軸直角方向

	タイプIの設計震度,分担重量		タイプIIの設計震度,分担重量			
	CIzkhco	khg	khemin	Wu (kN)	CIIZkhco	khg
正方向	0.6375	0.50	0.52	18554.39	0.6000	0.68

CIzkhco : 地域別補正係数×設計水平震度(タイプI)の標準値

CIIZkhco: 地域別補正係数×設計水平震度(タイプII)の標準値

khg: 地盤面における設計水平震度

khemin: 同一振動単位系における設計水平震度の最大値(本橋脚設計における設計水平震度の最小値)

Wu: 橋脚が支持している上部工重量

1.4 単位重量他

鉄筋のヤング係数 Es 2.00×10⁴ (N/mm²)

断面設計のヤング係数比 15

鉄筋コンクリートの単位重量 γc 24.50(kN/m³)

水の単位重量 γw 9.80(kN/m³)

土砂(埋戻し土)の単位重量 γt 18.00(kN/m³)

土砂浮力算出時の水の単位重量 γw 9.00(kN/m³)

1.5 柱

1.5.1 使用材料

コンクリートの設計基準強度 σck 24.0(N/mm²)

コンクリートのヤング係数 Ec 2.50×10⁴ (N/mm²)

主鉄筋材質 SD345

帯鉄筋材質 SD345

曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない。

柱の許容せん断応力度 τalに補正係数cnを考慮しない。

1.5.2 鉄筋

(1) 基部主鉄筋

背面側

(2) 帯鉄筋

鉄筋径 D25

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160	D51	300	36φ150	300
310	D51	450	34φ150	450
840	D51	975	27φ150	975

前面側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
150	D51	150	38φ150	150
310	D51	450	34φ150	450
840	D51	975	27φ150	975

右側

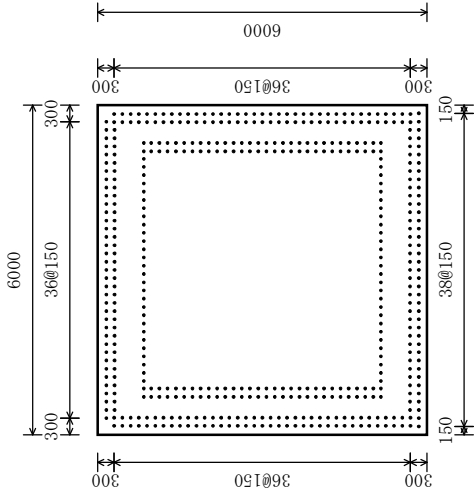
かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160	D51	300	36φ150	300
310	D51	300	36φ150	300
690	D51	840	135+27φ150+135	840
840	D51	840	135+27φ150+135	840

左側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160	D51	300	36φ150	300
310	D51	300	36φ150	300
690	D51	840	135+27φ150+135	840
840	D51	840	135+27φ150+135	840

※鉄筋量合計 952690.0mm³は、

- ・「mあたり500mm²の鉄筋量(12000.0mm²)」以上を満足する。
- ・「断面積(36000000.0mm²)の6%となる鉄筋量(2160000.0mm²)」以下を満足する。



(2) 帯鉄筋

鉄筋径 D25

1) 横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (mm)	高さ間隔 s (mm)	横拘束鉄筋 の断面積 A _b (mm ²)		横拘束鉄筋の有効長d (mm)		せん断補強鉄筋A _w (mm ²)	
			橋軸背面側	橋軸前面側	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0. 000	150	14	14	1000. 0	1000. 0	3040. 20	3040. 20

2) 塑性ヒンジ長

区間	始端高さ h (mm)	軸方向鉄筋の本数n _s (本)			
		橋軸背面側	橋軸前面側	直角右側	直角左側
1	0. 000	14	14	14	14

3) セン断耐力算定条件

区間	始端高さ h (mm)	断面幅b (mm)	有効高d (mm)	引張主鉄筋比ρ _t (%)
1	0. 000	2000. 0	2000. 0	5527. 7
		橋軸検討用	橋軸検討用	橋軸検討用
		直角検討用	直角検討用	直角検討用
		2000. 0	5580. 3	4. 250
				4. 309

1. 6 地表面の形状

地表面タイプ:水平

1. 7 許容応力度法荷重ケース

柱の許容応力度法による検討は以下の荷重ケースについて行う。

1. 7. 1 橋軸方向

(1) ケース: 常時(略称: 常時) 荷重状態: 常時(許容応力度の割増し係数 1. 00)

設計水位: 0. 000m 土砂高さ: 5. 000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	20200. 00
活荷重反力R _h	5000. 00
合計	25200. 00

水平力 R _e (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _e ・h _i	R _e
0. 00	4. 500	0. 00	0. 00
		合計	0. 00

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 考慮しない

(2) ケース: レベル1地震時(略称: Lv1地震時) 荷重状態: Lv1地震時(許容応力度の割増し係数 1. 50)

設計水位: 0. 000m 土砂高さ: 5. 000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	20200. 00
合計	20200. 00

水平力 R _e (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _e ・h _i	R _e
1100. 00	4. 500	4950. 00	0. 00
		合計	4950. 00

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 橋軸方向↑(正方向)

動水圧

1. 7. 2 橋軸直角方向

(1) ケース: 常時(略称: 常時) 荷重状態: 常時(許容応力度の割増し係数 1. 00)

設計水位: 0. 000m 土砂高さ: 5. 000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	20200. 00
活荷重反力R _h	5000. 00
合計	25200. 00

水平力 R _e (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _e ・h _i	R _e
0. 00	4. 500	0. 00	0. 00
		合計	0. 00

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 考慮しない

(2) ケース: レベル1地震時(略称: Lv1地震時) 荷重状態: Lv1地震時(許容応力度の割増し係数 1. 50)

設計水位: 0. 000m 土砂高さ: 5. 000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	20200. 00
合計	20200. 00

水平力 R _e (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _e ・h _i	R _e
2400. 00	4. 500	10800. 00	0. 00
		合計	10800. 00

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 直角方向→(正方向)

動水圧

考慮しない

2 柱の設計(許容応力度法)

2. 1 柱基部の断面力

2. 1. 1 躯体自重

(1) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1 (m)	直角下幅 Br2 (m)	橋軸上幅 Ba1 (m)	橋軸下幅 Ba2 (m)	柱高 H (m)	体積 V (m ³)
1	矩形柱	6. 000	6. 000	6. 000	6. 000	49. 100	1767. 60000
2	中空部	4. 000	4. 000	4. 000	4. 000	43. 100	-689. 60000
3	中空ハンチ部	-----	-----	-----	-----	-----	34. 55000

No	体積 V (m ³)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋軸図心 Z _g (m)	V・X _g (m ³)	V・Y _g (m ³)	V・Z _g (m ³)
1	1767. 60000	0. 0000	24. 5500	0. 0000	0. 0000	43394. 5800	0. 0000
2	-689. 60000	0. 0000	24. 5500	0. 0000	0. 0000	-16929. 6800	0. 0000
3	34. 55000	0. 0000	24. 5500	0. 0000	0. 0000	848. 2025	0. 0000
Σ	1112. 55000	-----	-----	-----	0. 0000	27313. 1025	0. 0000

※表中の図心(Xg,Yg,Zg)は、柱基部の柱中心(テーパー幅無視)を(0,0,0)としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 1112.55000 \cdot 24.50 = 27257.47 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V = 24.550 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 重量合計

$$\Sigma W = 27257.47 \text{ (kN)}$$

(3) 重心位置

$$Y = \frac{\Sigma W \cdot Y}{\Sigma W} = 24.550 \text{ (m)}$$

$$X_c = \frac{\Sigma W \cdot X_c}{\Sigma W} = 0.000 \text{ (m)}$$

2.1.2 各荷重ケース毎の断面力(橋軸方向)

ケース：常時

	鉛 直 力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	25200.00	0.00	49.100	0.00	0.00
躯体 はり天端に作用する荷重	27257.47	0.00	24.550	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	52457.47	0.00	—	—	0.00

ケース：レベル1地震時

	鉛 直 力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	20200.00	1100.00	49.100	4950.00	58960.00
躯体 はり天端に作用する荷重	27257.47	2725.75	24.550	0.00	66917.10
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	47457.47	3825.75	—	—	125877.10

2.1.3 各荷重ケース毎の断面力(直角方向)

ケース：常時

	鉛 直 力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	25200.00	0.00	49.100	0.00	0.00
躯体 はり天端に作用する荷重	27257.47	0.00	24.550	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	52457.47	0.00	—	—	0.00

ケース：レベル1地震時

	鉛 直 力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	20200.00	2400.00	49.100	10800.00	128640.00
躯体 はり天端に作用する荷重	27257.47	3543.47	24.550	0.00	86992.23
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	47457.47	5943.47	—	—	215632.23

2.1.4 断面力一覧(柱中心位置で集計)

橋軸方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
常時 Lv1地震時	無し 無し	52457.47 47457.47	0.00 3825.75	0.00 125877.10

橋軸直角方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
常時 Lv1地震時	無し 無し	52457.47 47457.47	0.00 5943.47	0.00 215632.23

2.2 柱基部断面の検討

2.2.1 橋軸方向

(1) 断面形状および鉄筋配置

断面幅 B = 6.000 (m) 断面高さ H = 6.000 (m)

主鉄筋(位置は背面側からの距離) ※曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
1	160	D51	37	74999.0
2	310	D51	35	70945.0
3	840	D51	32	64864.0
4	5160	D51	32	64864.0
5	5690	D51	35	70945.0
6	5850	D51	39	79053.0
鉄筋量合計				Σ As = 425670.0

τ a1算出時に引張主鉄筋に算入する側面鉄筋

背面側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D51	18.5	37499.5
	2	D51	18.5	37499.5
	3	D51	18.5	37499.5
	4	D51	18.5	37499.5
	5	D51	14.0	28378.0
	6	D51	14.0	28378.0
	7	D51	14.0	28378.0
鉄筋量合計				Σ Ass = 263510.0

前面側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D51	18.5	37499.5
	2	D51	18.5	37499.5
	3	D51	18.5	37499.5
	4	D51	18.5	37499.5
	5	D51	14.0	28378.0
	6	D51	14.0	28378.0
	7	D51	14.0	28378.0
鉄筋量合計				Σ Ass = 263510.0

全鉄筋量As = 952690.0 (mm²)

- ・ 最小鉄筋量 「全鉄筋量As ≧ mあたり500mm²の鉄筋量(12000.0mm²)」 OK
- ・ 最大鉄筋量 「全鉄筋量As ≦ 断面積の6%となる鉄筋量(2160000.0mm²)」 OK

(2) 断面照査

1) 曲げモーメントに対する検討

項目		単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
荷重状態		—	常時	Lv1地震時
軸力 曲げモーメント	N M	kN kN・m	52457.47 0.00	47457.47 125877.10
圧縮縁～中立軸	x	mm	—	3605
圧縮応力度 引張応力度	σ_c σ_s	N/mm ² N/mm ²	1.24 -18.50	4.01 37.44
割増し係数	α	—	1.00	1.50
許容圧縮応力度 許容引張応力度	σ_{ca} σ_{sa}	N/mm ² N/mm ²	8.00 -200.00	12.00 300.00
ひびわれモーメント 初端ひモーメント 終局曲げモーメント 曲げ部材としての最小鉄筋量 軸力部材としての最小鉄筋量	Mc My0 Mu Mu 軸力Nu	kN・m kN・m kN・m mm ² mm ²	121349.85 464909.24 529656.88 1.7M≦Mu 51809.9	116349.85 460431.23 524633.48 Me≦Mu 31247.7
0.008A1' (軸力Ne=N) 0.008A2' (軸力Nu) 全鉄筋量As ≧ Asmin 最大鉄筋量照査 (My0 ≦ Mu)		mm ² mm ² —	47457.47 51809.9 16392.9 OK OK	47457.47 31247.7 16392.9 OK OK

※Asmin(0.008A')：軸方向力を受ける部材の最小鉄筋量(A'：計算上必要なコンクリート断面積)

2) セン断力に対する検討

項目	単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
状態	—	常時	Lv1地震時
b d	mm mm	6000 5580	6000 5589
S N M	kN kN kN・m	0.00 52457.47 0.00	3825.75 47457.47 125877.10
α	—	1.00	1.50
pt ce cpt CN	% — — —	1.417 0.588 1.500 1.000	1.427 0.588 1.500 1.000
τ_m τ_{a1} τ_{a2}	N/mm ² N/mm ² N/mm ²	0.000 0.203 1.700	0.114 0.309 2.550

ここに、

- S：せん断力
- N：軸力
- M：曲げモーメント
- b：部材断面幅
- d：有効高
- α ：許容応力度の割増し係数
- pt：引張主鉄筋比
- ce：有効高dに関する許容せん断応力度の補正係数
- cpt：引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数
- CN：軸方向圧縮力による補正係数
- τ_m ：平均せん断応力度
- τ_{a1} ：コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度
- τ_{a2} ：せん断補強鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度

2.2.2 橋軸直角方向

(1) 断面形状および鉄筋配置

断面幅 B = 6.000 (m) 断面高さ H = 6.000 (m)
主鉄筋(位置は右側からの距離) ※曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
1	160	D51	37	74999.0
2	310	D51	37	74999.0
3	690	D51	30	60810.0
4	840	D51	30	60810.0
5	5160	D51	30	60810.0
6	5310	D51	30	60810.0
7	5690	D51	37	74999.0
8	5840	D51	37	74999.0
鉄筋量合計 $\Sigma As =$				543236.0

τ a1算出時に引張主鉄筋に算入する側面鉄筋

右側側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D51	19.5	39526.5
	2	D51	18.5	37499.5
	3	D51	17.5	35472.5
	4	D51	17.5	35472.5
	5	D51	14.0	28378.0
鉄筋量合計 $\Sigma As =$				204727.0

左側側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D51	19.5	39526.5
	2	D51	18.5	37499.5
	3	D51	17.5	35472.5
	4	D51	17.5	35472.5
	5	D51	14.0	28378.0
鉄筋量合計 $\Sigma As =$				204727.0

- 全鉄筋量As = 952690.0 (mm²)
- ・最小鉄筋量「全鉄筋量As ≧ mあたり500mm²の鉄筋量(12000.0mm²)」 OK
- ・最大鉄筋量「全鉄筋量As ≦ 断面積の6%となる鉄筋量(2160000.0mm²)」 OK

(2) 断面照査

1) 曲げモーメントに対する検討

項目		単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
荷重状態		—	常時	Lv1地震時
軸力 曲げモーメント	N M	kN kN・m	52457.47 0.00	47457.47 215632.23
圧縮縁～中立軸	x	mm	—	2821
圧縮応力度 引張応力度	σ_c σ_s	N/mm ² N/mm ²	1.19 -17.82	5.97 95.88
割増し係数 許容圧縮応力度 許容引張応力度	α_{ca} α_{sa}	N/mm ² N/mm ²	1.00 8.00 -200.00	1.50 12.00 300.00
ひびわれモーメント 初階伏モーメント 終局曲げモーメント 曲げ部材としての最小鉄筋量 軸力部材としての最小鉄筋量 軸力Nu 0.008A ₁ ' (軸力Ng=N) 0.008A ₂ ' (軸力Nu) 全鉄筋量As _Σ ≧ Asmin 最大鉄筋量照査 (My0 ≦ Mu)	Mc My0 Mu Mu Mu Nu Nu Nu As _Σ As _Σ	kN・m kN・m kN・m kN・m mm ² mm ² mm ² mm ² mm ² mm ²	121349.85 546741.28 626229.55 1.7M ≦ Mc 51809.9 47457.47 51809.9 16392.9 OK OK	116349.85 536573.50 614912.34 Mc ≦ Mu 31247.7 47457.47 31247.7 16392.9 OK OK

※Asmin(0.008A₁')：軸方向力を受ける部材の最小鉄筋量(A₁'：計算上必要なコンクリート断面種)

2) セン断力に対する検討

項目	単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
状態	—	常時	Lv1地震時
b d	mm mm	6000 5528	6000 5528
S N M	kN kN kN・m	0.00 52457.47 0.00	5943.47 47457.47 215632.23
α	—	1.00	1.50
pt ce cpt CN	% — — —	1.436 0.589 1.500 1.000	1.436 0.589 1.500 1.000
τ_m τ_{a1} τ_{a2}	N/mm ² N/mm ² N/mm ²	0.000 0.203 1.700	0.179 0.309 2.550

ここに、

- S：せん断力
N：軸力
M：曲げモーメント
b：部材断面幅
d：有効高
 α ：許容応力度の割増し係数
pt：引張主鉄筋比
ce：有効高dに関する許容せん断応力度の補正係数
cpt：引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数
CN：軸方向圧縮力による補正係数
 τ_m ：平均せん断応力度
 τ_{a1} ：コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度
 τ_{a2} ：せん断補強鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度

3 柱の設計(レベル2地震動に対する保有耐力法による照査)

3.1 保有耐力法中間データ

1) 設計対象

- RC新設橋脚
2) 柱基部鉄筋データ[配筋番号1]

橋軸方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ²)
1	直鉄筋	160.0	D51	37	74999.0
2	直鉄筋	310.0	D51	35	70945.0
3	直鉄筋	840.0	D51	32	64864.0
4	直鉄筋	5160.0	D51	32	64864.0
5	直鉄筋	5690.0	D51	35	70945.0
6	直鉄筋	5850.0	D51	39	79053.0
7	直鉄筋	300.0～5700.0	D51	260	527020.0

※ 鉄筋位置は、背面側からの距離。

直角方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ²)
1	直鉄筋	160.0	D51	37	74999.0
2	直鉄筋	310.0	D51	37	74999.0
3	直鉄筋	690.0	D51	30	60810.0
4	直鉄筋	840.0	D51	30	60810.0
5	直鉄筋	5160.0	D51	30	60810.0
6	直鉄筋	5310.0	D51	30	60810.0
7	直鉄筋	5690.0	D51	37	74999.0
8	直鉄筋	5840.0	D51	37	74999.0
9	直鉄筋	150.0～5850.0	D51	202	409454.0

※ 鉄筋位置は、右側からの距離。

3) 分割位置・分割数

基本ピッチ算出用分割数：50

テーパー部の分割倍数 n：2

4) 横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (mm)	高さ間隔 s (mm)	横拘束鉄筋Ah (mm ²) 橋軸検討用	横拘束鉄筋の有効長d (mm) 橋軸検討用	せん断補強鉄筋Aw (mm ²) 橋軸検討用
1	0.000	150	506.70	506.70	1000.0
			506.70	1000.0	3040.20

5) 塑性ヒンジ長

区間	始端高さ h (mm)	横拘束鉄筋の有効長d' (mm) 橋軸検討用	軸方向鉄筋の本数ns (本) 橋軸検討用
1	0.000	1000.0	14
			14

6) セン断耐力算定条件

区間	始端高さ h (mm)	断面幅b (mm) 橋軸検討用	有効高d (mm) 橋軸検討用	引張主鉄筋比 ρ_t (%) 橋軸検討用
1	0.000	2000.0	2000.0	4.250
			5580.3	5527.7
				4.309

3. 2 躯体自重

(1) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1 (m)	直角下幅 Br2 (m)	橋軸上幅 Ba1 (m)	橋軸下幅 Ba2 (m)	柱高 H(m)	体積 V (m³)
1	矩形柱	6.000	6.000	6.000	6.000	49.100	1767.60000
2	中空部	4.000	4.000	4.000	4.000	43.100	-689.60000
3	中空ハンチ部	-----	-----	-----	-----	-----	34.55000

No	体積 V (m³)	直角図心 Xg (m)	高さ図心 Yg (m)	橋軸図心 Zg (m)	V・Xg (m³)	V・Yg (m³)	V・Zg (m³)
1	1767.60000	0.0000	24.5500	0.0000	0.0000	43394.5800	0.0000
2	-689.60000	0.0000	24.5500	0.0000	0.0000	-16929.6800	0.0000
3	34.55000	0.0000	24.5500	0.0000	0.0000	848.2025	0.0000
Σ	1112.55000	-----	-----	-----	0.0000	27313.1025	0.0000

※表中の図心(Xg, Yg, Zg)は、柱基部の柱中心(テーパー幅無視)を(0, 0, 0)としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 1112.55000 \cdot 24.50 = 27257.47 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V = 24.550 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 重量合計

$$\Sigma W = 27257.47 \text{ (kN)}$$

(3) 重心位置

$$Y = \frac{\Sigma W \cdot Y}{\Sigma W} = 24.550 \text{ (m)}$$

$$X_c = \frac{\Sigma W \cdot X_c}{\Sigma W} = 0.000 \text{ (m)}$$

3. 3 橋軸 荷重正方向(↑：前面側引張)

3. 3. 1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK

水平耐力に対する判定	Pa≧khc・W	OK	Pa≧khc・W	OK
終局位置	基部		基部	
地震時保有水平耐力 Pa (kN)	16485.64		16485.64	
破壊形態 曲げ破壊型				
終局水平耐力 Pu (kN)	16485.64		16485.64	
せん断耐力 Ps0(係数1.0) (kN)	37378.04		37378.04	
せん断耐力 Ps (kN)	35999.01		36688.52	
khc・W 設計水平震度 khc 構造物特性補正係数 es 許容塑性率 μa 等価重量 Wcp 等価重量算出係数 cp (kN)	10718.78 0.45 0.804 1.273 0.5539 23819.51 0.5		11671.56 0.49 0.804 1.273 0.6000 23819.51 0.5	
基礎照査に用いる設計水平震度 khp khc算定に用いる耐力耐力に大きな余裕ある判定に用いる耐力 (kN)	0.76 Pu ある 16078.17 Pu		0.76 Pu ない 17507.34 Pu	

残留変位に対する判定	弾性応答範囲 OK	弾性応答範囲 OK
許容残留変位 δs 慣性力作用位置 h (mm)	536.00	536.00
	53.600	53.600
残留変位 δs 残留変位補正係数 cs 最大応答塑性率 μr 降伏剛性に対する2次剛性の比 r 降伏変位 δy (mm)	0.00	0.00
	0.6	0.6
	0.820	0.876
	0.0	0.0
	628.03	628.03

変位

降伏変位 δy (mm)	628.03	628.03
限界変位 δ1s (mm)	959.54	959.54

降伏剛性

降伏剛性 Ky (kN/m)	26249.73	26249.73
柱部の断面2次モーメント I (m⁴)	53.86428	53.86428

3. 3. 2 水平耐力および水平変位

(1) 応力度－ひずみ曲線(柱基部)

1) コンクリート

横拘束鋼材の断面積

横拘束鋼材の間隔

横拘束鋼材の有効長

横拘束鋼材の体積比

横拘束鋼材の降伏点強度

コンクリートの設計基準強度

コンクリートのヤング係数

下降勾配

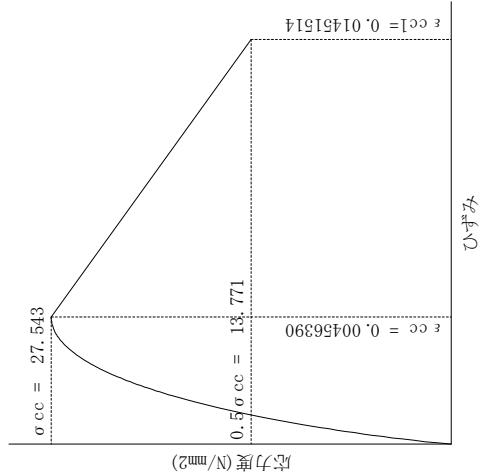
断面補正係数

最大圧縮応力時ひずみ

帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度

$$n = E_c \cdot \epsilon_{cc} / (E_c \cdot \epsilon_{cc} - \sigma_{cc}) = 1.31821317$$

限界圧縮ひずみ



2) 鉄筋

$\epsilon_{st2} = 0.025 \cdot Lp^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \beta s^{0.2} \beta co^{0.22} = 0.03797094$

ここに

ϵ_{st2} : 耐震性能2の鉄筋の許容ひずみ

$$Lp : \text{塑性ヒンジ長 (mm)} = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta n^{-1/3} \phi' \leq 0.15h$$
$$= 786.84 \text{ (mm)}$$

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点

ϕ : 許容ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径

βn : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta n = \beta s + \beta co = 2.092217$$

βs : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta s = \frac{384E0Ih}{nsd^3s} = 0.747217$$

E0 : 横拘束鉄筋のヤング係数

ϕh : 横拘束鉄筋の径

Ih : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長

s : 横拘束鉄筋の間隔

ns : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

βco : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数

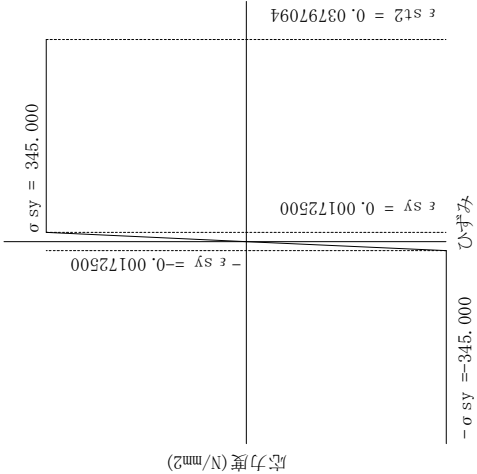
$$\beta co = 0.01c0$$

c0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に

配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離

ϕ' : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離



(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント(前面側引張となる向きを正とする)

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置からの距離 yi (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重によるモーメント Moi (kN.m)
0	0.000	53.600	47457.5	0.0
1	0.982	52.618	46591.4	0.0
2	1.964	51.636	45725.2	0.0
3	2.946	50.654	44859.1	0.0
4	3.000	50.600	44811.5	0.0
5	3.000	50.600	44811.5	0.0
6	3.928	49.672	44230.9	0.0
7	4.910	48.690	43693.2	0.0
8	5.892	47.708	43199.7	0.0
9	6.874	46.726	42706.5	0.0
10	7.856	45.744	42213.3	0.0
11	8.838	44.762	41720.1	0.0
12	9.820	43.780	41226.9	0.0
13	10.802	42.798	40733.7	0.0
14	11.784	41.816	40240.5	0.0
15	12.766	40.834	39747.3	0.0
16	13.748	39.852	39254.0	0.0
17	14.730	38.870	38760.8	0.0
18	15.712	37.888	38267.6	0.0
19	16.694	36.906	37774.4	0.0
20	17.676	35.924	37281.2	0.0
21	18.658	34.942	36788.0	0.0
22	19.640	33.960	36294.8	0.0
23	20.622	32.978	35801.6	0.0
24	21.604	31.996	35308.4	0.0
25	22.586	31.014	34815.2	0.0
26	23.568	30.032	34321.9	0.0
27	24.550	29.050	33828.7	0.0
28	25.532	28.068	33335.5	0.0
29	26.514	27.086	32842.3	0.0
30	27.496	26.104	32349.1	0.0
31	28.478	25.122	31855.9	0.0
32	29.460	24.140	31362.7	0.0
33	30.442	23.158	30869.5	0.0
34	31.424	22.176	30376.3	0.0
35	32.406	21.194	29883.1	0.0
36	33.388	20.212	29389.9	0.0
37	34.370	19.230	28896.6	0.0
38	35.352	18.248	28403.4	0.0
39	36.334	17.266	27910.2	0.0
40	37.316	16.284	27417.0	0.0
41	38.298	15.302	26923.8	0.0
42	39.280	14.320	26430.6	0.0
43	40.262	13.338	25937.4	0.0
44	41.244	12.356	25444.2	0.0
45	42.226	11.374	24951.0	0.0
46	43.208	10.392	24457.8	0.0
47	44.190	9.410	23964.2	0.0
48	45.172	8.428	23426.6	0.0
49	46.100	7.500	22846.0	0.0
50	46.100	7.500	22845.9	0.0
51	46.154	7.446	22798.4	0.0
52	47.136	6.464	21932.2	0.0
53	48.118	5.482	21066.1	0.0
54	49.100	4.500	20200.0	0.0
55	49.100	4.500	20200.0	0.0
56	53.600	0.000	20200.0	0.0

(4) 各着目点のモーメント および 曲率

i	モーメント (kN.m)			圧縮限界 Mccli	引張限界 Msti	曲率 (1/m)	初降伏 φy0i	引張限界 φsti	圧縮限界 φccli
	ひび割れ Mc1i	初降伏 My0i	ひび割れ φci						
0	140034.8	634523.7	883630.4	869459.2	0.00004005	0.00048689	0.00859666	0.00859666	0.01095124
1	139108.4	633084.2	882421.1	868157.3	0.00003979	0.00048625	0.00858715	0.00858715	0.01098859
2	138182.1	631643.5	881207.0	866852.5	0.00003962	0.00048560	0.00857770	0.00857770	0.01102612
3	137255.8	630201.6	879985.4	865546.1	0.00003926	0.00048496	0.00856827	0.00856827	0.01106378
4	136204.9	630122.7	879918.8	865473.5	0.00003924	0.00048493	0.00856776	0.00856776	0.01106587
5	142467.7	634204.3	879918.8	865473.5	0.00004281	0.00049164	0.00856776	0.00856776	0.01106587
6	141316.3	634678.0	877221.6	862234.7	0.00004421	0.00049771	0.00863603	0.00863603	0.01047281
7	139239.6	633921.3	847238.3	847238.3	0.00004609	0.00050642	0.00860648	0.00860648	0.00906488
8	138395.2	632985.5	845146.2	845146.2	0.00004605	0.00050681	0.00899521	0.00899521	0.00899521
9	137691.6	632125.9	844618.9	844618.9	0.00004582	0.00050633	0.00902189	0.00902189	0.00902189
10	136988.0	631267.3	844082.9	844082.9	0.00004558	0.00050585	0.00904760	0.00904760	0.00904760
11	136284.5	630408.7	843534.2	843534.2	0.00004535	0.00050537	0.00907143	0.00907143	0.00907143
12	135580.9	629548.7	842979.6	842979.6	0.00004512	0.00050490	0.00909901	0.00909901	0.00909901
13	134877.3	628689.9	842423.3	842423.3	0.00004488	0.00050442	0.00912688	0.00912688	0.00912688
14	134173.7	627829.8	841866.9	841866.9	0.00004465	0.00050394	0.00915476	0.00915476	0.00915476
15	133470.1	626969.5	841308.9	841308.9	0.00004441	0.00050347	0.00918273	0.00918273	0.00918273
16	132766.6	626108.1	840750.0	840750.0	0.00004418	0.00050299	0.00921075	0.00921075	0.00921075
17	132063.0	625247.7	840179.0	840179.0	0.00004394	0.00050251	0.00923881	0.00923881	0.00923881
18	131359.4	624386.1	841179.0	839629.7	0.00004371	0.00050204	0.00926499	0.00926499	0.00926499
19	130655.8	623524.4	841592.1	839068.3	0.00004348	0.00050156	0.00929509	0.00929509	0.00929509
20	129952.2	622662.6	841969.0	838505.3	0.00004324	0.00050108	0.00932334	0.00932334	0.00932334
21	129248.7	621799.6	842176.9	837941.6	0.00004301	0.00050061	0.00935163	0.00935163	0.00935163
22	128545.1	620937.7	842402.5	837377.8	0.00004277	0.00050013	0.00937993	0.00937993	0.00937993
23	127841.5	620074.5	842599.4	836812.1	0.00004254	0.00049965	0.00940495	0.00940495	0.00940495
24	127137.9	619211.3	842768.6	836245.5	0.00004231	0.00049918	0.00942854	0.00942854	0.00942854
25	126434.4	618346.9	842910.7	835678.7	0.00004207	0.00049870	0.00945261	0.00945261	0.00945261
26	125730.8	617483.6	843026.8	835107.8	0.00004184	0.00049823	0.00947626	0.00947626	0.00947626
27	125027.2	616619.1	843117.5	834536.1	0.00004160	0.00049775	0.00949977	0.00949977	0.00949977
28	124323.6	615754.6	843056.6	833949.3	0.00004137	0.00049680	0.00952358	0.00952358	0.00952358
29	123620.0	614890.0	842953.8	833353.0	0.00004114	0.00049633	0.00954728	0.00954728	0.00954728
30	122916.5	614024.2	842913.2	832755.8	0.00004090	0.00049585	0.00957097	0.00957097	0.00957097
31	122212.9	613158.4	842852.3	832158.0	0.00004067	0.00049538	0.00959466	0.00959466	0.00959466
32	121509.3	612292.5	842771.6	831559.3	0.00004043	0.00049490	0.00961835	0.00961835	0.00961835
33	120805.7	611426.7	842671.9	830959.2	0.00004020	0.00049443	0.00964204	0.00964204	0.00964204
34	120102.1	610559.6	842553.2	830358.2	0.00003996	0.00049395	0.00966573	0.00966573	0.00966573
35	119398.6	609692.5	842416.6	829756.3	0.00003973	0.00049348	0.00968949	0.00968949	0.00968949
36	118695.0	608825.4	842205.0	829153.9	0.00003950	0.00049300	0.00971323	0.00971323	0.00971323
37	117991.4	607958.3	841905.2	828550.6	0.00003926	0.00049253	0.00973704	0.00973704	0.00973704
38	117287.8	607090.1	841596.1	827946.0	0.00003903	0.00049205	0.00976081	0.00976081	0.00976081
39	116584.3	606221.8	841340.1	827340.5	0.00003879	0.00049158	0.00978458	0.00978458	0.00978458
40	115880.7	605353.6	841073.9	826732.2	0.00003856	0.00049111	0.00980835	0.00980835	0.00980835
41	115177.1	604484.2	840789.0	826121.0	0.00003833	0.00049063	0.00983212	0.00983212	0.00983212
42	114473.5	603614.8	840485.9	825509.5	0.00003809	0.00049016	0.00985578	0.00985578	0.00985578
43	113769.9	602745.4	840165.4	824896.6	0.00003786	0.00048968	0.00987945	0.00987945	0.00987945
44	113066.4	601875.4	839828.0	824282.2	0.00003762	0.00048921	0.00990343	0.00990343	0.00990343
45	112362.8	601005.5	839474.4	823666.4	0.00003739	0.00048874	0.00992720	0.00992720	0.00992720
46	111659.2	600134.5	839043.8	823028.7	0.00003716	0.00048824	0.00995097	0.00995097	0.00995097
47	111216.8	599335.0	840462.3	823028.7	0.00003681	0.00048776	0.00997474	0.00997474	0.00997474
48	111216.8	599335.0	840462.3	823028.7	0.00003681	0.00048776	0.00997474	0.00997474	0.00997474
49	113248.5	598219.7	847291.9	831742.0	0.00003543	0.00047330	0.00835093	0.00835093	0.01188059
50	114291.9	595918.5	846392.3	831135.4	0.00003435	0.00047330	0.00835093	0.00835093	0.01209133
51	113712.7	593125.5	846314.7	831135.4	0.00003252	0.00046859	0.00835050	0.00835050	0.01209371
52	113661.9	593044.2	846314.7	831058.6	0.00003251	0.00046855	0.00835050	0.00835050	0.01209371
53	112735.6	591568.4	844907.0	829658.4	0.00003224	0.00046790	0.00833487	0.00833487	0.01218778
54	111809.2	590090.7	843494.7	828947.4	0.00003198	0.00046726	0.00833675	0.00833675	0.01223675
55	110882.9	588611.1	842071.9	827683.4	0.00003171	0.00046661	0.00832675	0.00832675	0.01223675
56					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
57					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{sti} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{ccli} に達する場合、 $M_{sti} = Mc_{cli}$, $\phi_{sti} = \phi_{ccli}$ とする。

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s1 (mm)	鉄筋量 A _{h1} (mm ²)	有効長 d1 (mm)	体積比 ρ _{s1}	有効長 d1 (mm)	軸方向鉄筋 本数 n _s (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
50	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
51	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
52	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
53	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
54	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
55						
56						

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置までの高さyi (m)	ひび割れ時水平力P-ci (kN)	初降伏時水平力Py0i (kN)	終局時水平力Pu (kN)	備考
0	0.000	53.600	2612.59	11838.13	16485.64	cyu
1	0.982	52.618	2643.74	12031.70	16770.33	
2	1.964	51.636	2676.08	12232.62	17065.75	
3	2.946	50.654	2709.67	12441.30	17372.48	
4	3.000	50.600	2711.56	12453.02	17389.70	
5	3.000	50.600	2815.57	12533.68	17389.70	
6	3.928	49.672	2844.99	12777.38	17660.28	
7	4.910	48.690	2859.72	13019.54	17400.66	
8	5.892	47.708	2900.88	13267.91	17714.98	
9	6.874	46.726	2946.79	13528.35	18075.99	
10	7.856	45.744	2994.67	13800.00	18452.32	
11	8.838	44.762	3044.65	14083.57	18844.87	
12	9.820	43.780	3096.87	14379.82	19254.90	
13	10.802	42.798	3151.49	14689.70	19683.71	
14	11.784	41.816	3208.67	15014.10	20132.65	
15	12.766	40.834	3268.60	15354.11	20603.15	
16	13.748	39.852	3331.49	15710.83	21096.81	
17	14.730	38.870	3397.56	16085.61	21629.24	
18	15.712	37.888	3467.05	16479.78	22201.73	
19	16.694	36.906	3540.23	16894.93	22803.66	
20	17.676	35.924	3617.42	17332.77	23437.51	
21	18.658	34.942	3698.95	17795.19	24102.14	
22	19.640	33.960	3785.19	18284.38	24805.73	
23	20.622	32.978	3876.57	18802.67	25550.35	
24	21.604	31.996	3973.56	19352.77	26339.81	
25	22.586	31.014	4076.69	19937.67	27178.40	
26	23.568	30.032	4186.56	20560.86	28070.95	
27	24.550	29.050	4303.86	21226.13	29022.98	
28	25.532	28.068	4429.37	21937.96	30036.22	
29	26.514	27.086	4563.98	22701.39	31121.38	
30	27.496	26.104	4708.72	23522.23	32290.58	
31	28.478	25.122	4864.78	24407.23	33550.37	
32	29.460	24.140	5033.53	25364.23	34911.83	
33	30.442	23.158	5216.59	26402.39	36387.94	
34	31.424	22.176	5415.86	27532.45	37993.92	
35	32.406	21.194	5633.60	28767.22	39747.88	
36	33.388	20.212	5872.50	30121.98	41668.56	
37	34.370	19.230	6135.80	31615.10	43780.82	
38	35.352	18.248	6427.44	33268.86	46119.91	
39	36.334	17.266	6752.24	35110.73	48728.14	
40	37.316	16.284	7116.23	37174.75	51650.32	
41	38.298	15.302	7526.93	39503.61	54946.35	
42	39.280	14.320	7993.96	42151.87	58693.15	
43	40.262	13.338	8529.76	45190.09	62990.36	
44	41.244	12.356	9150.73	48711.19	67969.25	
45	42.226	11.374	9878.92	52840.29	73906.44	
46	43.208	10.392	10744.73	57749.66	80739.40	
47	44.190	9.410	11819.00	63691.28	89315.86	
48	45.172	8.428	13437.17	70980.03	100532.97	
49	46.100	7.500	15238.92	79455.80	112852.30	
50	46.100	7.500	15161.90	79084.45	112853.81	
51	46.154	7.446	15264.82	79646.02	113660.31	
52	47.136	6.464	17440.53	91517.39	130709.62	
53	48.118	5.482	20395.70	107641.50	153866.23	
54	49.100	4.500	24640.65	130802.48	187127.08	
55	49.100	4.500				
56	53.600	0.000				

備考欄 c:Pc最小位置, y:Py0最小位置, u:Pu最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000
水平力(kN)	2612.59	11838.13	16485.64

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

• Pu = 16485.64 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	yi (m)	φ ci (1/m)	φ ci・yi	φ y0i (1/m)	φ y0・yi	Δ yi (m)
0	53.600	0.00004005	0.002146768	0.00048689	0.026097150	0.982
1	52.618	0.0003932	0.002068828	0.00047704	0.025100866	0.982
2	51.636	0.0003858	0.001992328	0.00046719	0.024123787	0.982
3	50.654	0.0003785	0.001917269	0.00045734	0.023165916	0.982
4	50.600	0.0003781	0.001913184	0.00045670	0.023113790	0.054
5	50.600	0.0003973	0.002010206	0.00045952	0.023251680	0.000
6	49.672	0.0004060	0.002016670	0.00045482	0.022591863	0.928
7	48.690	0.0004210	0.002050533	0.00045289	0.022051409	0.982
8	47.708	0.0004148	0.001978697	0.00044326	0.021147084	0.982
9	46.726	0.0004062	0.001898078	0.00043277	0.020221579	0.982
10	45.744	0.0003977	0.001819136	0.00042228	0.019316873	0.982
11	44.762	0.0003891	0.001741870	0.00041180	0.018432968	0.982
12	43.780	0.0003806	0.001666282	0.00040132	0.017569868	0.982
13	42.798	0.0003721	0.001592369	0.00039085	0.016727525	0.982
14	41.816	0.0003635	0.001520134	0.00038038	0.015905955	0.982
15	40.834	0.0003550	0.001449575	0.00036992	0.015105129	0.982
16	39.852	0.0003465	0.001380693	0.00035946	0.014325045	0.982
17	38.870	0.0003379	0.001313488	0.00034900	0.013565664	0.982
18	37.888	0.0003294	0.001247959	0.00033855	0.012826996	0.982
19	36.906	0.0003208	0.001184107	0.00032810	0.012109016	0.982
20	35.924	0.0003123	0.001121931	0.00031766	0.011411709	0.982
21	34.942	0.0003038	0.001061433	0.00030723	0.010735071	0.982
22	33.960	0.0002952	0.001002611	0.00029679	0.010079070	0.982
23	32.978	0.0002867	0.000945465	0.00028636	0.009443710	0.982
24	31.996	0.0002782	0.000889996	0.00027594	0.008828969	0.982
25	31.014	0.0002696	0.000836204	0.00026552	0.008234840	0.982
26	30.032	0.0002611	0.000784089	0.00025510	0.007661297	0.982
27	29.050	0.0002525	0.000733650	0.00024469	0.007108338	0.982
28	28.068	0.0002440	0.000684888	0.00023429	0.006575945	0.982
29	27.086	0.0002355	0.000637803	0.00022388	0.006064105	0.982
30	26.104	0.0002269	0.000592395	0.00021348	0.005572809	0.982
31	25.122	0.0002184	0.000548663	0.00020309	0.005102040	0.982
32	24.140	0.0002099	0.000506607	0.00019270	0.004651784	0.982
33	23.158	0.0002013	0.000466229	0.00018231	0.004222030	0.982
34	22.176	0.0001928	0.000427527	0.00017193	0.003812767	0.982
35	21.194	0.0001843	0.000390502	0.00016155	0.003423980	0.982
36	20.212	0.0001757	0.000355153	0.00015118	0.003056567	0.982
37	19.230	0.0001672	0.000321481	0.00014081	0.002707786	0.982
38	18.248	0.0001586	0.000289486	0.00013044	0.002380355	0.982
39	17.266	0.0001501	0.000259167	0.00012008	0.002073351	0.982
40	16.284	0.0001416	0.000230526	0.00010972	0.001786762	0.982
41	15.302	0.0001330	0.000203560	0.00009937	0.001520576	0.982
42	14.320	0.0001245	0.000178272	0.00008902	0.001274782	0.982
43	13.338	0.0001160	0.000154660	0.00007867	0.001049367	0.982
44	12.356	0.0001074	0.000132725	0.00006833	0.000844319	0.982
45	11.374	0.0000989	0.000112467	0.00005799	0.000659627	0.982
46	10.392	0.0000903	0.000093885	0.00004766	0.000495280	0.982
47	9.410	0.0000814	0.000076571	0.00003698	0.000347961	0.982
48	8.428	0.0000689	0.000058058	0.00003121	0.000263071	0.982
49	7.500	0.0000589	0.000044163	0.00002668	0.000200112	0.928
50	7.500	0.0000560	0.000042031	0.00002539	0.000190449	0.000
51	7.446	0.0000556	0.000041429	0.00002521	0.000187721	0.054
52	6.464	0.0000556	0.000031222	0.00002189	0.000141472	0.982
53	5.482	0.0000410	0.000022456	0.00001856	0.000101753	0.982
54	4.500	0.00000336	0.000001531	0.00001524	0.000068563	0.982
55	4.500	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	0.000
56	0.000	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	4.500

$\delta c = \int \phi c \cdot ydy = \Sigma (\phi c_i \cdot y_i + \phi c_{i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 43.36 \text{ (mm)}$

$\delta y0 = \int \phi y0 \cdot ydy = \Sigma (\phi y0_i \cdot y_i + \phi y0_{i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 450.98 \text{ (mm)}$

ここに、

δ c : ひび割れ変位

δ y0 : 初降伏変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力Pc

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力Py0

yi : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

φ ci : 慣性力作用位置にひび割れ水平力Pcを載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ y0i : 慣性力作用位置に初降伏水平力Py0を載荷したときの各断面の曲率 1/m

(8) 限界状態の変位

δ_{ls2} : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位 (mm)

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm) = 786.84 (mm)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 53600 (mm)

My_o : 橋脚基部断面における初降伏モーメント = 634523.7 (kN・m)

ϕ_{yo} : 橋脚基部断面における初降伏曲率 = 0.00048689 (1/m)

δ_{yo} : 橋脚の初降伏変位 = 450.98 (mm)

$\delta_{ls2} = \delta_y + (\phi_{ls2} - \phi_y)L_p(h - L_p / 2) = 959.54$ (mm)

ここに

ϕ_{ls2} : 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率 = 0.00859666 (1/m)

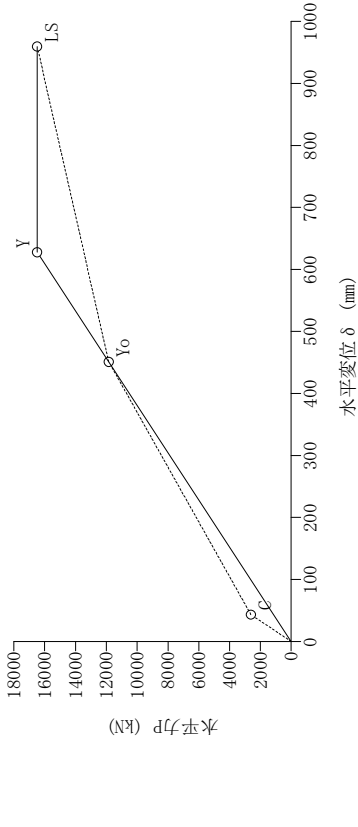
ϕ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率

$$= \left(\frac{M_{ls2}}{My_o} \right) \phi_{yo} = 0.00067803$$
 (1/m)

δ_y : 橋脚の降伏変位 = 628.03 (mm)

M_{ls2} : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント = 883630.4 (kN・m)

(9) 水平力－水平変位の関係



	水平力 (kN)	変位 (mm)
ひび割れ時 C	2612.59	43.36
初降伏時 Yo	11838.13	450.98
降伏時 Y	16485.64	628.03
限界時 LS	16485.64	959.54

3.3.3 セン断耐力

(1) 破壊形態の判定に用いるセン断耐力

P_s : セン断耐力 (kN)

P_{so} : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、セン断耐力 (kN)

Sc : コンクリートが負担するセン断耐力 (kN)

S_{co} : コンクリートが負担するセン断耐力 (kN)

(正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 = 24.0 (N/mm²)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.350 (N/mm²)

σ_{sy} : セン断補強鉄筋の降伏点強度 = 345.0 (N/mm²)

hp : 橋脚の高さ(基部から天端) = 49100 (mm)

ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.588

cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.500

pt : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 4.250 (%)

b : 部材断面幅 = 2000.0 (mm)

d : 部材断面の有効高 = 5580.3 (mm)

S_s : セン断補強鉄筋が負担するセン断耐力 (kN)

Aw : セン断補強鉄筋の総断面積 = 3040.20 (mm²)

a : h の部材軸方向の間隔 = 150 (mm)

$P_{so} = S_{co} + S_s$ = 37378.04 (kN)

$P_s = S_c + S_s$ = 35999.01 (kN)

$S_{co} = ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 3447.59 (kN)

$S_c = cc \cdot ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 2068.55 (kN)

$S_s = Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$ = 33930.46 (kN)

ここに、

cc : 正負交番作用による補正係数 = 0.6

2) タイプII地震動

$P_{so} = S_{co} + S_s$ = 37378.04 (kN)

$P_s = S_c + S_s$ = 36688.52 (kN)

$S_{co} = ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 3447.59 (kN)

$S_c = cc \cdot ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 2758.07 (kN)

$S_s = Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$ = 33930.46 (kN)

ここに、

cc : 正負交番作用による補正係数 = 0.8

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	Seco (kN)	Ss (kN)	Pso (kN)	Sc (kN)		Ps (kN)	
				タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
0	3447.59	33930.46	37378.04	2068.55	2758.07	35999.01	36688.52
1	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
2	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
3	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
4	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
5	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
6	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
7	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
8	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
9	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
10	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
11	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
12	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
13	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
14	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
15	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
16	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
17	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
18	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
19	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
20	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
21	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
22	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
23	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
24	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
25	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
26	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
27	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
28	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
29	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
30	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
31	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
32	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
33	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
34	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
35	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
36	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
37	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
38	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
39	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
40	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
41	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
42	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
43	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
44	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
45	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
46	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
47	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
48	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
49	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
50	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
51	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
52	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
53	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04
54	3447.59	33930.46	37378.04	3447.59	3447.59	37378.04	37378.04

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基礎から の高さ hi (m)	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	Aw (mm ²)	ce	cpt
0	0.000	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
1	0.982	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
2	1.964	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
3	2.946	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
4	3.000	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
5	3.000	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
6	3.928	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
7	4.910	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
8	5.892	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
9	6.874	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
10	7.856	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
11	8.838	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
12	9.820	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
13	10.802	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
14	11.784	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
15	12.766	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
16	13.748	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
17	14.730	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
18	15.712	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
19	16.694	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
20	17.676	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
21	18.658	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
22	19.640	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
23	20.622	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
24	21.604	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
25	22.586	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
26	23.568	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
27	24.550	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
28	25.532	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
29	26.514	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
30	27.496	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
31	28.478	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
32	29.460	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
33	30.442	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
34	31.424	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
35	32.406	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
36	33.388	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
37	34.370	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
38	35.352	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
39	36.334	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
40	37.316	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
41	38.298	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
42	39.280	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
43	40.262	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
44	41.244	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
45	42.226	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
46	43.208	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
47	44.190	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
48	45.172	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
49	46.100	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
50	46.100	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
51	46.154	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
52	47.136	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
53	48.118	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500
54	49.100	2000.0	5580.3	150	3040.20	0.588	1.500

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{IIz} \cdot k_{hco} &&= 0.48 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.6 &&= 0.48 \\k_{hc3} &= c_{IIz} \cdot 0.4 &&= 0.34 \\k_{hemin} &&&= 0.49 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.49\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}k_{hc} &: \text{設計水平震度} &&= 0.85 \\c_{IIz} &: \text{地域別補正係数} &&= 0.6000 \\c_{IIz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.804 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1.273 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} &&= 1.273 \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0} \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値が} 0.6 \text{を下回る」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が} 0.4 \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値を下回る」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \quad \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

(2) 等価重量

$$\begin{aligned}W &: \text{地震時保有水平耐力法に用いる等価重量} \\W_p &: \text{橋脚の重量} \quad W_p = 27257.48 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

1) タイプI地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 23819.51 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$\begin{aligned}W_u &: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 10190.77 \text{ (kN)} \\c_p &: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}\end{aligned}$$

2) タイプII地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 23819.51 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$\begin{aligned}W_u &: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 10190.77 \text{ (kN)} \\c_p &: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}\end{aligned}$$

3.3.6 水平耐力の照査

(1) タイプI地震動

$$P_a = 16485.64 \geq k_{hc} \times W = 10718.78 \quad \text{なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$\begin{aligned}P_a &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\k_{hc}: \text{設計水平震度} &= 0.45 \\W &: \text{等価重量} &&= 23819.51 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

(2) タイプII地震動

$$P_a = 16485.64 \geq k_{hc} \times W = 11671.56 \quad \text{なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$\begin{aligned}P_a &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\k_{hc}: \text{設計水平震度} &= 0.49 \\W &: \text{等価重量} &&= 23819.51 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

-147-

3.3.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプI地震動

$$\begin{aligned}P_u &\leq P_s \quad \text{より} \quad \text{曲げ破壊型} \quad \text{となる。よって、} \\P_a &= P_u = 16485.64 \text{ (kN)} \\ \mu_a &= \frac{\delta l s_2}{\alpha^2 \cdot \delta y} = 1.273\end{aligned}$$

とする。

(2) タイプII地震動

$$\begin{aligned}P_u &\leq P_s \quad \text{より} \quad \text{曲げ破壊型} \quad \text{となる。よって、} \\P_a &= P_u = 16485.64 \text{ (kN)} \\ \mu_a &= \frac{\delta l s_2}{\alpha^2 \cdot \delta y} = 1.273\end{aligned}$$

とする。

ここに、

$$\begin{aligned}P_a &: \text{鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力} \\ \mu_a &: \text{鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率} \\ \alpha^2 &: \text{安全係数} = 1.2\end{aligned}$$

3.3.5 作用荷重

(1) 設計水平震度

1) タイプI地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{Iz} \cdot k_{hco} &&= 0.45 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.4 &&= 0.32 \\k_{hc3} &= c_{Iz} \cdot 0.4 &&= 0.40 \\k_{hemin} &&&= 0.45 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.45\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}k_{hc} &: \text{設計水平震度} \\c_{Iz} &: \text{地域別補正係数} &&= 1.00 \\c_{Iz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 0.5539 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.804 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} &&= 1.273 \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0} \text{に} c_{Iz} \text{を乗じた値が} 0.4 \text{を下回る」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が} 0.4 \text{に} c_{Iz} \text{を乗じた値を下回る」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \quad \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

-276-

3.3.7 残留変位による判定 (B種橋)

$$\delta_{\text{h}} \text{ : 橋脚の許容残留変位}$$
$$= 536.00 \text{ (mm)}$$

$$\alpha_k \text{ : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$$
$$= 0.6$$

$$r \text{ : 橋脚の降伏剛性に對する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$$
$$= 0.0$$

(1) タイプI地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$$
$$= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 0.820$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 628.03 \text{ (mm)}$$

(2) タイプII地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$$
$$= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 0.876$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 628.03 \text{ (mm)}$$

3.3.8 基礎設計用水平震度

(1) タイプI地震動

$$Pu = 16485.64 \text{ (kN)}$$
$$W = 23819.51 \text{ (kN)}$$

$$khp = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$
$$= 0.76$$

(2) タイプII地震動

$$Pu = 16485.64 \text{ (kN)}$$
$$W = 23819.51 \text{ (kN)}$$

$$khp = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$
$$= 0.76$$

ここに、

khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

CdF : khp算出のための補正係数で1.1とする

Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

3.3.9 固有周期算定用剛性

橋脚天端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$$I_y = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E)$$
$$= 53.86428 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$K = Py / \delta y = Pyo / \delta yo$$
$$= 26249.73 \text{ (kN/m)}$$

ここに

Iy : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

Py : 降伏水平耐力

δ y : 降伏変位

Pyo : 橋脚の初降伏水平耐力

$$= 11838.13 \text{ (kN)}$$

δ yo: 橋脚の初降伏変位

$$= 450.98 \text{ (mm)}$$

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離

$$= 53.600 \text{ (m)}$$

hu : 橋脚天端から上部工慣性力作用位置までの距離

$$= 4.500 \text{ (m)}$$

E : コンクリートのヤング係数

$$= 2.50 \times 10^4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

3.3.10 主要断面のMc、Myo、MIs

(1) 基部断面

1) 条件

$$\text{断面幅} \quad 6000.0 \text{ (mm)} \quad \text{断面高} \quad 6000.0 \text{ (mm)}$$
$$\text{コンクリート設計基準強度} \quad \sigma ck = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$\text{作用軸力} \quad 47457.5 \text{ (kN)}$$
$$\text{主鉄筋} \quad \Sigma As = 952690.0 \text{ mm}^2 \quad \text{※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。}$$
$$\text{軸方向鉄筋比} = 2.65 \text{ (\%)}$$

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)
1	5850	79053.0	345.0	2	5700	8108.0	345.0
3	5690	70945.0	345.0	4	5550	8108.0	345.0
5	5400	8108.0	345.0	6	5250	8108.0	345.0
7	5160	64864.0	345.0	8	5100	8108.0	345.0
9	5025	8108.0	345.0	10	4950	8108.0	345.0
11	4875	8108.0	345.0	12	4800	8108.0	345.0
13	4725	8108.0	345.0	14	4650	8108.0	345.0
15	4575	8108.0	345.0	16	4500	8108.0	345.0
17	4425	8108.0	345.0	18	4350	8108.0	345.0
19	4275	8108.0	345.0	20	4200	8108.0	345.0
21	4125	8108.0	345.0	22	4050	8108.0	345.0
23	3975	8108.0	345.0	24	3900	8108.0	345.0
25	3825	8108.0	345.0	26	3750	8108.0	345.0
27	3675	8108.0	345.0	28	3600	8108.0	345.0
29	3525	8108.0	345.0	30	3450	8108.0	345.0
31	3375	8108.0	345.0	32	3300	8108.0	345.0
33	3225	8108.0	345.0	34	3150	8108.0	345.0
35	3075	8108.0	345.0	36	3000	8108.0	345.0
37	2925	8108.0	345.0	38	2850	8108.0	345.0
39	2775	8108.0	345.0	40	2700	8108.0	345.0
41	2625	8108.0	345.0	42	2550	8108.0	345.0
43	2475	8108.0	345.0	44	2400	8108.0	345.0
45	2325	8108.0	345.0	46	2250	8108.0	345.0
47	2175	8108.0	345.0	48	2100	8108.0	345.0
49	2025	8108.0	345.0	50	1950	8108.0	345.0
51	1875	8108.0	345.0	52	1800	8108.0	345.0
53	1725	8108.0	345.0	54	1650	8108.0	345.0
55	1575	8108.0	345.0	56	1500	8108.0	345.0
57	1425	8108.0	345.0	58	1350	8108.0	345.0
59	1275	8108.0	345.0	60	1200	8108.0	345.0
61	1125	8108.0	345.0	62	1050	8108.0	345.0
63	975	8108.0	345.0	64	900	8108.0	345.0
65	840	64864.0	345.0	66	750	8108.0	345.0
67	600	8108.0	345.0	68	450	8108.0	345.0
69	310	70945.0	345.0	70	300	8108.0	345.0
71	160	74999.0	345.0	—	—	—	—

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) M _c (kN.m) φ (1/m)	43.622 46.618 139.854 1.9137 140034.8 0.0004005
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 曲率	ε _c (mm) X _o (mm) M _{yo} (kN.m) φ _{yo} = ε _c /X _o (1/m)	0.00112329 2307.08 634523.7 0.00048689
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ccl} X _{ccl} (mm) M _{ccl} (kN.m) φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	0.01451514 1325.43 869459.2 0.01095124
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{st} X _{st} (mm) M _{st} (kN.m) φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	0.01094407 0.03797094 4416.94 883630.4 0.00859666
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ls} X _{ls} (mm) M _{ls} (kN.m) φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	0.03797094 4416.94 883630.4 0.00859666

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
786.8	50.80	0.74721691	1.34500000	0.03797094

柱基部の軸圧縮応力度

	(N/mm ²)
軸方向圧縮応力度 σ _c	1.318

(2) 基部より3.000 m

1) 条件

断面幅	6000.0 (mm)	断面高	6000.0 (mm)
コンクリート設計基準強度	σ _{ck} = 24.0 (N/mm ²)		
作用軸力	44811.5 (kN)		
主鉄筋	ΣA _s = 952690.0 mm ²	※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。	
軸方向鉄筋比	= 3.53 (%)		

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)
1	5850	79053.0	345.0	2	5700	8108.0	345.0
3	5690	70945.0	345.0	4	5550	8108.0	345.0
5	5400	8108.0	345.0	6	5250	8108.0	345.0
7	5160	64864.0	345.0	8	5100	8108.0	345.0
9	5025	8108.0	345.0	10	4950	8108.0	345.0
11	4875	8108.0	345.0	12	4800	8108.0	345.0
13	4725	8108.0	345.0	14	4650	8108.0	345.0
15	4575	8108.0	345.0	16	4500	8108.0	345.0
17	4425	8108.0	345.0	18	4350	8108.0	345.0
19	4275	8108.0	345.0	20	4200	8108.0	345.0
21	4125	8108.0	345.0	22	4050	8108.0	345.0
23	3975	8108.0	345.0	24	3900	8108.0	345.0
25	3825	8108.0	345.0	26	3750	8108.0	345.0
27	3675	8108.0	345.0	28	3600	8108.0	345.0
29	3525	8108.0	345.0	30	3450	8108.0	345.0
31	3375	8108.0	345.0	32	3300	8108.0	345.0
33	3225	8108.0	345.0	34	3150	8108.0	345.0
35	3075	8108.0	345.0	36	3000	8108.0	345.0
37	2925	8108.0	345.0	38	2850	8108.0	345.0
39	2775	8108.0	345.0	40	2700	8108.0	345.0
41	2625	8108.0	345.0	42	2550	8108.0	345.0
43	2475	8108.0	345.0	44	2400	8108.0	345.0
45	2325	8108.0	345.0	46	2250	8108.0	345.0
47	2175	8108.0	345.0	48	2100	8108.0	345.0
49	2025	8108.0	345.0	50	1950	8108.0	345.0
51	1875	8108.0	345.0	52	1800	8108.0	345.0
53	1725	8108.0	345.0	54	1650	8108.0	345.0
55	1575	8108.0	345.0	56	1500	8108.0	345.0
57	1425	8108.0	345.0	58	1350	8108.0	345.0
59	1275	8108.0	345.0	60	1200	8108.0	345.0
61	1125	8108.0	345.0	62	1050	8108.0	345.0
63	975	8108.0	345.0	64	900	8108.0	345.0
65	840	64864.0	345.0	66	750	8108.0	345.0
67	600	8108.0	345.0	68	450	8108.0	345.0
69	310	70945.0	345.0	70	300	8108.0	345.0
71	160	74999.0	345.0				

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) M _c (kN.m) φ (1/m)	34.622 44.368 133.104 1.9137 142467.7 0.00004281
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント (図心) φ _{yo} = ε _c /λ _o (1/m)	ε _c (mm) X _o (mm) M _{yo} (kN.m) φ _{yo} = ε _c /λ _o (1/m)	0.00115111 2341.36 634204.3 0.00409164
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率 φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	ε _{ccl} X _{ccl} (mm) M _{ccl} (kN.m) φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	0.01451514 1311.70 865473.5 0.01106587
引張限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率 φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	ε _{sc} ε _{st} X _{st} (mm) M _{st} (kN.m) φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	0.01077963 0.03797094 4431.84 879918.8 0.00856776
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率 φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	ε _{ls} X _{ls} (mm) M _{ls} (kN.m) φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	0.03797094 4431.84 879918.8 0.00856776

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
786.8	50.80	0.74721691	1.34500000	0.03797094

(3) 基部より46.100 m

1) 条件

断面幅 6000.0 (mm) 断面高 6000.0 (mm)
コンクリート設計基準強度 σ_{ck} = 24.0 (N/mm²)
作用軸力 22845.9 (kN)
主鉄筋 ΣA_s = 952690.0 mm² ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。
軸方向鉄筋比 = 2.65 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)
1	5850	79053.0	345.0	2	5700	8108.0	345.0
3	5690	70945.0	345.0	4	5550	8108.0	345.0
5	5400	8108.0	345.0	6	5250	8108.0	345.0
7	5160	64864.0	345.0	8	5100	8108.0	345.0
9	5025	8108.0	345.0	10	4950	8108.0	345.0
11	4875	8108.0	345.0	12	4800	8108.0	345.0
13	4725	8108.0	345.0	14	4650	8108.0	345.0
15	4575	8108.0	345.0	16	4500	8108.0	345.0
17	4425	8108.0	345.0	18	4350	8108.0	345.0
19	4275	8108.0	345.0	20	4200	8108.0	345.0
21	4125	8108.0	345.0	22	4050	8108.0	345.0
23	3975	8108.0	345.0	24	3900	8108.0	345.0
25	3825	8108.0	345.0	26	3750	8108.0	345.0
27	3675	8108.0	345.0	28	3600	8108.0	345.0
29	3525	8108.0	345.0	30	3450	8108.0	345.0
31	3375	8108.0	345.0	32	3300	8108.0	345.0
33	3225	8108.0	345.0	34	3150	8108.0	345.0
35	3075	8108.0	345.0	36	3000	8108.0	345.0
37	2925	8108.0	345.0	38	2850	8108.0	345.0
39	2775	8108.0	345.0	40	2700	8108.0	345.0
41	2625	8108.0	345.0	42	2550	8108.0	345.0
43	2475	8108.0	345.0	44	2400	8108.0	345.0
45	2325	8108.0	345.0	46	2250	8108.0	345.0
47	2175	8108.0	345.0	48	2100	8108.0	345.0
49	2025	8108.0	345.0	50	1950	8108.0	345.0
51	1875	8108.0	345.0	52	1800	8108.0	345.0
53	1725	8108.0	345.0	54	1650	8108.0	345.0
55	1575	8108.0	345.0	56	1500	8108.0	345.0
57	1425	8108.0	345.0	58	1350	8108.0	345.0
59	1275	8108.0	345.0	60	1200	8108.0	345.0
61	1125	8108.0	345.0	62	1050	8108.0	345.0
63	975	8108.0	345.0	64	900	8108.0	345.0
65	840	64864.0	345.0	66	750	8108.0	345.0
67	600	8108.0	345.0	68	450	8108.0	345.0
69	310	70945.0	345.0	70	300	8108.0	345.0
71	160	74999.0	345.0				

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) M _c (kN・m) φ (1/m)	43.622 46.618 139.854 1.9137 113712.7 0.0003252
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮鉄筋から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント (図心) 曲率	ε _c (mm) X _o (mm) M _{yo} (kN・m) φ _{yo} = ε _c /X _o (1/m)	0.00101623 2168.72 593125.5 0.00046859
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ccl} X _{ccl} (mm) M _{ccl} (kN・m) φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	0.01451514 1200.46 831135.4 0.01209133
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{st} X _{st} (mm) M _{st} (kN・m) φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	0.00954585 0.03797094 4546.91 846392.3 0.00835093
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ls} X _{ls} (mm) M _{ls} (kN・m) φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	0.03797094 4546.91 846392.3 0.00835093

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
786.8	50.80	0.74721691	1.34500000	0.03797094

3.4 橋軸直角 荷重正方向 (→: 左面側引張)

3.4.1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK
水平耐力に対する判定	Pa ≧ khc ・ W OK	Pa ≧ khc ・ W OK
終局位置	基部	基部
地震時保有水平耐力 Pa	16989.83	16989.83
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 Pu	16989.83	16989.83
せん断耐力 Ps0 (係数1.0)	37031.82	37031.82
せん断耐力 Ps	35663.34	36347.58
khc ・ W	16735.23	15769.73
設計水平耐力 khc	0.52	0.49
構造物特性補正係数 cs	0.807	0.807
許容塑性率 μ _a	1.269	1.269
等価重量 W _{eq}	0.6375	0.6000
等価重量算出係数 cp	32183.13	32183.13
等価重量算出係数 cp	0.5	0.5
基礎照査に用いる設計水平震度 khp	0.58	0.58
khp算定に用いる耐力	Pu	Pu
耐力に大きな余裕 1.5 ・ khc ・ W	25102.84	23654.60
判定に用いる耐力	Pu	Pu

残留変位に対する判定	δ _u ≦ δ _m OK	δ _u ≧ δ _m OK
許容残留変位 δ _u	536.00	536.00
慣性力作用位置 h	53.600	53.600
残留変位 δ _u	83.71	53.29
残留変位補正係数 c _u	0.6	0.6
最大応答塑性率 μ _r	1.229	1.146
降伏剛性に対する2次剛性の比 r	0.0	0.0
降伏変位 δ _y	608.88	608.88

変位

降伏変位	δ _y (mm)	608.88
限界変位	δ _{ls} (mm)	926.98

降伏剛性

降伏剛性	K _y (kN/m)	27903.19
柱部の断面2次モーメント	I (m ⁴)	57.25717

3.4.2 水平耐力および水平変位

(1) 応力度－ひずみ曲線 (柱基部)

1) コンクリート

横拘束鋼材の断面積

横拘束鋼材の間隔

横拘束鋼材の有効長

横拘束鋼材の体積比

横拘束鋼材の降伏点強度

コンクリートの設計基準強度

コンクリートのヤング係数

下降勾配

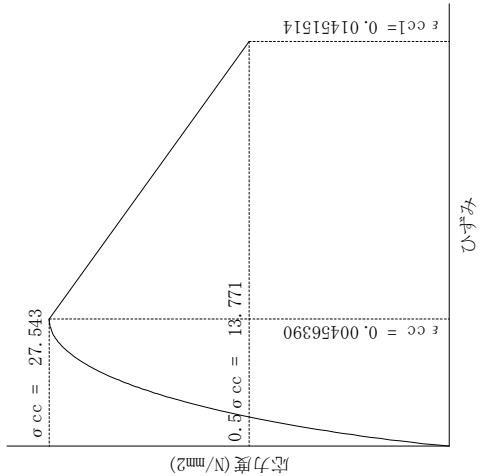
断面補正係数

最大圧縮応力時ひずみ

帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度

n = Ec ・ ε_{cc} / (Ec ・ ε_{cc} - σ_{cc}) =

限界圧縮ひずみ



2) 鉄筋

$\epsilon_{st2} = 0.025 \cdot Lp^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta s^{0.2} \cdot \beta co^{0.22} = 0.03742254$

ここに

ϵ_{st2} : 耐震性能2の鉄筋の許容ひずみ

$$Lp : \text{塑性ヒンジ長 (mm)} = 9.5 \sigma sy^{1/6} \beta n^{-1/3} \phi' \leq 0.15h$$
$$= 799.79 \text{ (mm)}$$

σsy : 軸方向鉄筋の降伏点

ϕ : 許容ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径

βn : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta n = \beta s + \beta co = 1.992217$$

βs : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta s = \frac{384E0Ih}{nsd^3s} = 0.747217$$

E0 : 横拘束鉄筋のヤング係数

ϕh : 横拘束鉄筋の径

Ih : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長

s : 横拘束鉄筋の間隔

ns : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

βco : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数

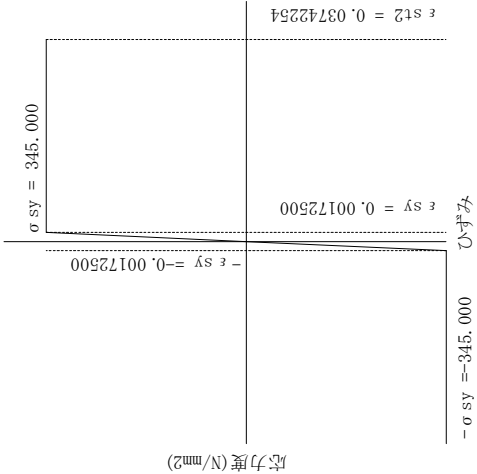
$$\beta co = 0.01c0$$

c0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に

配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離

ϕ' : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離



(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント(左側引張となる向きを正とする)

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置からの距離 yi (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重によるモーメント Moi (kN.m)
0	0.000	53.600	47457.5	0.0
1	0.982	52.618	46591.4	0.0
2	1.964	51.636	45725.2	0.0
3	2.946	50.654	44859.1	0.0
4	3.000	50.600	44811.5	0.0
5	3.000	50.600	44811.5	0.0
6	3.928	49.672	44230.9	0.0
7	4.910	48.690	43693.2	0.0
8	5.892	47.708	43199.7	0.0
9	6.874	46.726	42706.5	0.0
10	7.856	45.744	42213.3	0.0
11	8.838	44.762	41720.1	0.0
12	9.820	43.780	41226.9	0.0
13	10.802	42.798	40733.7	0.0
14	11.784	41.816	40240.5	0.0
15	12.766	40.834	39747.3	0.0
16	13.748	39.852	39254.0	0.0
17	14.730	38.870	38760.8	0.0
18	15.712	37.888	38267.6	0.0
19	16.694	36.906	37774.4	0.0
20	17.676	35.924	37281.2	0.0
21	18.658	34.942	36788.0	0.0
22	19.640	33.960	36294.8	0.0
23	20.622	32.978	35801.6	0.0
24	21.604	31.996	35308.4	0.0
25	22.586	31.014	34815.2	0.0
26	23.568	30.032	34321.9	0.0
27	24.550	29.050	33828.7	0.0
28	25.532	28.068	33335.5	0.0
29	26.514	27.086	32842.3	0.0
30	27.496	26.104	32349.1	0.0
31	28.478	25.122	31855.9	0.0
32	29.460	24.140	31362.7	0.0
33	30.442	23.158	30869.5	0.0
34	31.424	22.176	30376.3	0.0
35	32.406	21.194	29883.1	0.0
36	33.388	20.212	29389.9	0.0
37	34.370	19.230	28896.6	0.0
38	35.352	18.248	28403.4	0.0
39	36.334	17.266	27910.2	0.0
40	37.316	16.284	27417.0	0.0
41	38.298	15.302	26923.8	0.0
42	39.280	14.320	26430.6	0.0
43	40.262	13.338	25937.4	0.0
44	41.244	12.356	25444.2	0.0
45	42.226	11.374	24951.0	0.0
46	43.208	10.392	24457.8	0.0
47	44.190	9.410	23964.2	0.0
48	45.172	8.428	23466.0	0.0
49	46.100	7.500	22846.0	0.0
50	46.100	7.500	22845.9	0.0
51	46.154	7.446	22798.4	0.0
52	47.136	6.464	21932.2	0.0
53	48.118	5.482	21066.1	0.0
54	49.100	4.500	20200.0	0.0
55	49.100	4.500	20200.0	0.0
56	53.600	0.000	20200.0	0.0

(4) 各着目点のモーメント および 曲率

モーメント (kN.m)			曲率 (1/m)		
i	ひび割れ Mc <i>i</i>	初降伏 My <i>0i</i>	引張限界 M <i>sti</i>	圧縮限界 Mc <i>cli</i>	ひび割れ φ <i>c<i>i</i></i>
初降伏 φ <i>y<i>0i</i></i>			初降伏 φ <i>y<i>0i</i></i>		
引張限界 φ <i>sti</i>			引張限界 φ <i>sti</i>		
圧縮限界 φ <i>ccli</i>			圧縮限界 φ <i>ccli</i>		
0	143449.9	674447.0	910654.9	895062.9	0.00044002
1	142501.0	672947.9	909164.0	893612.9	0.0003976
2	141532.1	671447.6	907667.2	892159.6	0.0003976
3	140651.0	669946.1	906166.4	890703.9	0.0003923
4	140051.0	668964.1	905082.7	889622.7	0.0003921
5	140095.3	674468.5	906082.7	890622.7	0.0004277
6	145054.8	675473.0	905074.1	889634.3	0.0004417
7	143128.2	674595.0	902006.0	883029.3	0.0004603
8	142280.0	674591.4	900486.0	881242.4	0.0004600
9	141556.7	673689.3	899764.9	880559.1	0.0004576
10	140833.4	672787.1	899038.3	879873.9	0.0004553
11	140110.1	671883.6	898304.5	879186.9	0.0004530
12	139386.4	670980.0	897565.6	878498.1	0.0004506
13	138663.4	670076.3	896817.9	877807.8	0.0004483
14	137940.1	669172.6	896064.6	877115.9	0.0004460
15	137216.7	668268.8	895303.6	876421.7	0.0004436
16	136493.4	667363.8	894536.5	875726.2	0.0004413
17	135770.1	666458.6	893746.9	875016.5	0.0004389
18	135046.8	665553.5	892945.8	874303.2	0.0004366
19	134323.4	664648.2	892141.5	873588.6	0.0004343
20	133600.1	663741.7	891331.8	872872.7	0.0004319
21	132876.8	662836.4	890518.2	872154.6	0.0004296
22	132153.4	661929.9	889701.0	871435.5	0.0004272
23	131430.1	661022.4	888879.2	870714.3	0.0004249
24	130706.8	660115.4	888053.0	869991.1	0.0004226
25	129983.5	659207.7	887224.0	869266.6	0.0004202
26	129260.1	658299.6	886391.2	868540.0	0.0004179
27	128536.8	657391.7	885553.5	867810.2	0.0004156
28	127813.5	656483.8	884713.6	867080.3	0.0004132
29	127090.2	655574.6	883867.9	866347.3	0.0004109
30	126366.8	654665.4	883015.9	865613.6	0.0004085
31	125643.5	653756.3	882160.2	864876.6	0.0004062
32	124920.2	652847.1	881301.9	864113.6	0.0004039
33	124196.8	651936.7	880439.1	863344.4	0.0004015
34	123473.5	651026.4	879573.0	862572.6	0.0003992
35	122750.2	650116.0	878697.1	861798.3	0.0003968
36	122026.9	649204.4	877817.7	861022.5	0.0003945
37	121303.5	648293.5	876936.4	860244.9	0.0003922
38	120580.2	647381.4	876051.2	859464.9	0.0003898
39	119856.9	646469.9	875163.7	858683.2	0.0003875
40	119133.5	645557.2	874272.7	857899.3	0.0003851
41	118410.2	644644.6	873379.7	857113.2	0.0003828
42	117686.9	643732.0	872483.5	856324.7	0.0003805
43	116963.6	642818.9	871584.9	855533.3	0.0003781
44	116240.2	641905.8	870684.2	854739.3	0.0003758
45	115516.9	640991.5	869779.8	853942.6	0.0003735
46	114793.6	640077.3	868873.6	853144.0	0.0003711
47	114070.2	639167.6	867969.4	852329.2	0.0003687
48	113346.9	638254.4	867064.6	851515.1	0.0003663
49	112623.5	637341.2	866159.8	850700.8	0.0003639
50	111899.9	636428.0	865255.0	849886.5	0.0003615
51	111176.5	635514.8	864350.2	849072.2	0.0003591
52	110453.1	634601.6	863455.4	848257.9	0.0003567
53	109729.7	633688.4	862560.6	847443.6	0.0003543
54	109006.3	632775.2	861665.8	846629.3	0.0003519
55	108282.9	631861.9	860771.0	845815.0	0.0003495
56	107559.5	630948.6	859876.2	844999.9	0.0003471

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{sti} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{ccli} に達する場合、M*sti* = Mc*cli*, φ*sti* = φ*ccli*とする。

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s <i>i</i> (mm)	鉄筋量 A <i>hi</i> (mm ²)	有効長 d <i>i</i> (mm)	体積比 ρ <i>si</i>	有効長 d <i>i</i> (mm)	軸方向鉄筋 本数 n <i>s</i> (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
50	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
51	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
52	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
53	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
54	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
55	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
56	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置までの高さyi (m)	ひび割れ時水平力P-ci (kN)	初降伏時水平力Py0i (kN)	終局時水平力Pu (kN)	備考
0	0.000	53.600	2676.30	12582.97	16989.83	cyu
1	0.982	52.618	2708.22	12789.37	17278.57	
2	1.964	51.636	2741.54	13003.48	17578.19	
3	2.946	50.654	2775.76	13225.93	17889.34	
4	3.000	50.600	2777.69	13258.42	17906.77	
5	3.000	50.600	2887.26	13329.42	17906.77	
6	3.928	49.672	2920.25	13598.67	18221.01	
7	4.910	48.690	2939.58	13873.38	18525.49	
8	5.892	47.708	2982.31	14140.01	18874.95	
9	6.874	46.726	3029.51	14417.87	19256.19	
10	7.856	45.744	3078.73	14707.66	19653.69	
11	8.820	44.762	3130.11	15010.13	20068.46	
12	9.820	43.780	3183.80	15326.18	20501.73	
13	10.822	42.798	3239.95	15656.72	20954.67	
14	11.784	41.816	3298.74	16002.79	21428.75	
15	12.766	40.834	3360.36	16365.50	21925.45	
16	13.748	39.852	3425.51	16746.05	22446.46	
17	14.730	38.870	3492.93	17145.84	22993.23	
18	15.712	37.888	3564.37	17566.34	23568.04	
19	16.694	36.906	3639.61	18009.22	24173.35	
20	17.676	35.924	3718.97	18476.28	24811.60	
21	18.658	34.942	3802.78	18969.62	25485.61	
22	19.640	33.960	3891.44	19491.46	26198.50	
23	20.622	32.978	3985.39	20044.33	26953.70	
24	21.604	31.996	4085.10	20631.19	27755.13	
25	22.586	31.014	4191.12	21255.16	28607.21	
26	23.568	30.032	4304.67	21919.94	29514.89	
27	24.550	29.050	4424.67	22629.66	30483.77	
28	25.532	28.068	4553.71	23389.05	31520.37	
29	26.514	27.086	4692.10	24203.45	32631.89	
30	27.496	26.104	4840.90	25079.12	33826.84	
31	28.478	25.122	5001.33	26023.26	35115.05	
32	29.460	24.140	5174.82	27044.20	36507.95	
33	30.442	23.158	5363.02	28151.69	38018.79	
34	31.424	22.176	5567.89	29357.25	39663.28	
35	32.406	21.194	5791.74	30674.53	41459.71	
36	33.388	20.212	6037.35	32119.75	43430.52	
37	34.370	19.230	6308.04	33712.61	45602.07	
38	35.352	18.248	6607.86	35476.84	48008.07	
39	36.334	17.266	6941.79	37441.79	50687.12	
40	37.316	16.284	7315.99	39643.65	53689.06	
41	38.298	15.302	7738.22	42128.13	57076.18	
42	39.280	14.320	8218.36	44953.35	60927.62	
43	40.262	13.338	8769.20	48194.55	65346.00	
44	41.244	12.356	9407.59	51950.94	70466.51	
45	42.226	11.374	10156.22	56355.86	76470.88	
46	43.208	10.392	11046.34	61593.28	83609.85	
47	44.190	9.410	12149.07	67924.29	92251.90	
48	45.172	8.428	13792.64	75617.71	102594.35	
49	46.100	7.500	15626.94	84598.31	115478.23	
50	46.100	7.500	15531.66	84179.71	115479.70	
51	46.154	7.446	15637.10	84777.74	116303.47	
52	47.136	6.464	17865.86	97419.30	133714.54	
53	48.118	5.482	20893.11	114589.64	157362.17	
54	49.100	4.500	25241.58	139253.48	191329.67	
55	49.100	4.500				
56	53.600	0.000				

備考欄 c:Pc最小位置, y:Py0最小位置, u:Pu最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000
水平力(kN)	2676.30	12582.97	16989.83

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

• Pu = 16989.83 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	yi (m)	φ ci (1/m)	φ ci・yi	φ y0i (1/m)	φ y0i・yi	Δ yi (mm)
0	53.600	0.00004002	0.002145154	0.00048600	0.026049641	0.982
1	52.618	0.00003929	0.002067271	0.00047624	0.025058761	0.982
2	51.636	0.00003856	0.001990829	0.00046648	0.024086915	0.982
3	50.654	0.00003782	0.001915827	0.00045671	0.023134106	0.982
4	50.600	0.00003778	0.001911745	0.00045617	0.023082252	0.054
5	50.600	0.00003965	0.002006196	0.00045862	0.023206018	0.000
6	49.672	0.00004048	0.002010522	0.00045388	0.022530147	0.928
7	48.690	0.00004191	0.002046033	0.00045103	0.021960774	0.982
8	47.708	0.00004128	0.001969308	0.00044146	0.021061375	0.982
9	46.726	0.00004043	0.001889072	0.00043111	0.020144165	0.982
10	45.744	0.00003958	0.001810504	0.00042076	0.019247470	0.982
11	44.762	0.00003873	0.001733605	0.00041042	0.018371293	0.982
12	43.780	0.00003788	0.001658375	0.00040008	0.017515605	0.982
13	42.798	0.00003703	0.001584814	0.00038975	0.016680393	0.982
14	41.816	0.00003618	0.001512921	0.00037942	0.015865645	0.982
15	40.834	0.00003533	0.001442697	0.00036909	0.015071349	0.982
16	39.852	0.00003448	0.001374142	0.00035877	0.014297503	0.982
17	38.870	0.00003363	0.001307255	0.00034845	0.013544084	0.982
18	37.888	0.00003278	0.001240037	0.00033813	0.012811078	0.982
19	36.906	0.00003193	0.001178488	0.00032782	0.012098474	0.982
20	35.924	0.00003108	0.001116608	0.00031751	0.011406289	0.982
21	34.942	0.00003023	0.001056396	0.00030721	0.010734433	0.982
22	33.960	0.00002938	0.000997853	0.00029691	0.010082970	0.982
23	32.978	0.00002853	0.000940979	0.00028661	0.009451869	0.982
24	31.996	0.00002768	0.000885773	0.00027632	0.008841101	0.982
25	31.014	0.00002683	0.000832237	0.00026603	0.008250669	0.982
26	30.032	0.00002598	0.000780369	0.00025575	0.007680556	0.982
27	29.050	0.00002513	0.0007307169	0.00024546	0.007130749	0.982
28	28.068	0.00002429	0.000681639	0.00023519	0.006601237	0.982
29	27.086	0.00002344	0.000634777	0.00022491	0.006092013	0.982
30	26.104	0.00002259	0.000589584	0.00021464	0.005603062	0.982
31	25.122	0.00002174	0.000546059	0.00020438	0.005134371	0.982
32	24.140	0.00002089	0.000504203	0.00019411	0.004685930	0.982
33	23.158	0.00002004	0.000464016	0.00018386	0.004257731	0.982
34	22.176	0.00001919	0.000425498	0.00017360	0.003849760	0.982
35	21.194	0.00001834	0.000388649	0.00016335	0.003462005	0.982
36	20.212	0.00001749	0.0003533468	0.00015310	0.003094458	0.982
37	19.230	0.00001664	0.000319956	0.00014286	0.002747104	0.982
38	18.248	0.00001579	0.000288112	0.00013261	0.002419937	0.982
39	17.266	0.00001494	0.000257938	0.00012238	0.002112943	0.982
40	16.284	0.00001409	0.000229432	0.00011214	0.001826113	0.982
41	15.302	0.00001324	0.000202595	0.00010191	0.001559435	0.982
42	14.320	0.00001239	0.000177426	0.00009168	0.001312900	0.982
43	13.338	0.00001154	0.000153926	0.00008146	0.001086497	0.982
44	12.356	0.00001069	0.000132095	0.00007124	0.000880216	0.982
45	11.374	0.00000984	0.000111933	0.00006102	0.000694047	0.982
46	10.392	0.00000899	0.000093439	0.00005081	0.000527979	0.982
47	9.410	0.00000810	0.000076219	0.00004027	0.000378910	0.982
48	8.428	0.00000687	0.0000637831	0.00003229	0.000272134	0.982
49	7.500	0.00000588	0.000044075	0.00002763	0.000207225	0.928
50	7.500	0.00000560	0.000041999	0.00002633	0.000197464	0.000
51	7.446	0.00000556	0.000041398	0.00002614	0.000194636	0.054
52	6.464	0.00000483	0.000031198	0.00002269	0.000146683	0.982
53	5.482	0.00000409	0.000022439	0.00001924	0.000105501	0.982
54	4.500	0.00000336	0.000015120	0.00001580	0.000071089	0.982
55	4.500	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	0.000
56	0.000	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	4.500

δ c = ∫ φ c・ydy = Σ (φ ci・yi + φ ci-1・yi-1) Δ yi / 2×10³ = 43.18 (mm)

δ y0 = ∫ φ y0・ydy = Σ (φ y0i・yi + φ y0i-1・yi-1) Δ yi / 2×10³ = 450.95 (mm)

ここに、

δ c : ひび割れ変位

δ y0 : 初降伏変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力Pc

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力Py0

yi : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

φ ci : 慣性力作用位置にひび割れ水平耐力Pcを載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ y0i : 慣性力作用位置に初降伏水平耐力Py0を載荷したときの各断面の曲率 1/m

(8) 限界状態の変位

δ_{ls2}: 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位 (mm)

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm) = 799.79 (mm)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 53600 (mm)

My_o : 橋脚基部断面における初降伏モーメント = 674447.0 (kN・m)

φ_{yo}: 橋脚基部断面における初降伏曲率 = 0.00048600 (1/m)

δ_{yo}: 橋脚の初降伏変位 = 450.95 (mm)

δ_{ls2} = δ_y + (φ_{ls2} - φ_y)L_p (h - L_p / 2) = 926.98 (mm)

ここに

φ_{ls2}: 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率 = 0.00813218 (1/m)

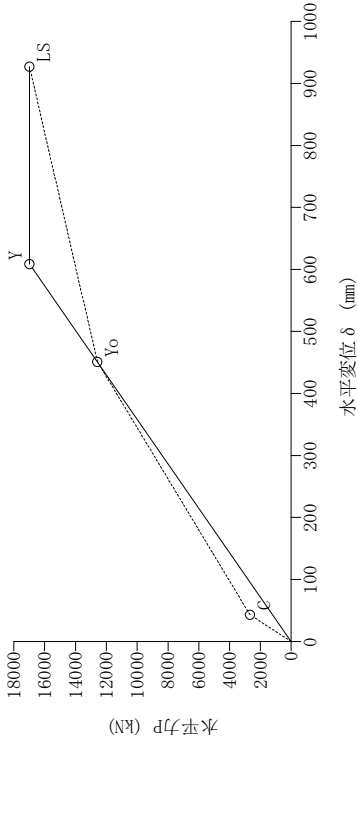
φ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率

$$= \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \phi_{yo} = 0.00065621 \text{ (1/m)}$$

δ_y : 橋脚の降伏変位 = 608.88 (mm)

M_{ls2} : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント = 910654.9 (kN・m)

(9) 水平力－水平変位の関係



	水平力 (kN)	変位 (mm)
ひび割れ時 C	2676.30	43.18
初降伏時 Y _o	12582.97	450.95
降伏時 Y	16989.83	608.88
限界時 LS	16989.83	926.98

3.4.3 セン断耐力

(1) 破壊形態の判定に用いるセン断耐力

P_s : セン断耐力 (kN)

P_{so} : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、セン断耐力 (kN)

Sc : コンクリートが負担するセン断耐力 (kN)

Sco : コンクリートが負担するセン断耐力 (kN)

(正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合)

σ_{ck}: コンクリートの設計基準強度 = 24.0 (N/mm²)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.350 (N/mm²)

σ_{sy}: セン断補強鉄筋の降伏点強度 = 345.0 (N/mm²)

hp : 橋脚の高さ(基部から天端) = 49100 (mm)

ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.589

cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.500

pt : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 4.309 (%)

b : 部材断面幅 = 2000.0 (mm)

d : 部材断面の有効高 = 5527.7 (mm)

S_s : セン断補強鉄筋が負担するセン断耐力 (kN)

Aw : セン断補強鉄筋の総断面積 = 3040.20 (mm²)

a : " の部材軸方向の間隔 = 150 (mm)

1) タイプI地震動

P_{so} = S_{co} + S_s = 37031.82 (kN)

P_s = S_c + S_s = 35663.34 (kN)

S_{co} = ce・cpt・τ_c・b・d×10⁻³ = 3421.19 (kN)

S_c = cc・ce・cpt・τ_c・b・d×10⁻³ = 2052.72 (kN)

S_s = Aw・σ_{sy}・d / (1.15・a)×10⁻³ = 33610.63 (kN)

ここに、

cc: 正負交番作用による補正係数 = 0.6

2) タイプII地震動

P_{so} = S_{co} + S_s = 37031.82 (kN)

P_s = S_c + S_s = 36347.58 (kN)

S_{co} = ce・cpt・τ_c・b・d×10⁻³ = 3421.19 (kN)

S_c = cc・ce・cpt・τ_c・b・d×10⁻³ = 2736.96 (kN)

S_s = Aw・σ_{sy}・d / (1.15・a)×10⁻³ = 33610.63 (kN)

ここに、

cc: 正負交番作用による補正係数 = 0.8

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基礎からの高さ h _i (m)	断面幅 b(mm)	有効高 d(mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	Aw (mm ²)	ce	cpt
0	0.000	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
1	0.982	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
2	1.964	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
3	2.946	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
4	3.000	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
5	3.000	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
6	3.928	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
7	4.910	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
8	5.892	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
9	6.874	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
10	7.856	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
11	8.838	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
12	9.820	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
13	10.802	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
14	11.784	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
15	12.766	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
16	13.748	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
17	14.730	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
18	15.712	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
19	16.694	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
20	17.676	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
21	18.658	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
22	19.640	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
23	20.622	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
24	21.604	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
25	22.586	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
26	23.568	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
27	24.550	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
28	25.532	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
29	26.514	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
30	27.496	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
31	28.478	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
32	29.460	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
33	30.442	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
34	31.424	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
35	32.406	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
36	33.388	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
37	34.370	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
38	35.352	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
39	36.334	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
40	37.316	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
41	38.298	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
42	39.280	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
43	40.262	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
44	41.244	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
45	42.226	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
46	43.208	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
47	44.190	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
48	45.172	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
49	46.100	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
50	46.100	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
51	46.154	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
52	47.136	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
53	48.118	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500
54	49.100	2000.0	5527.7	150	3040.20	0.589	1.500

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	Seco (kN)	Ss (kN)	Pso (kN)	Sc (kN)		Ps (kN)	
				タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
0	3421.19	33610.63	37031.82	2052.72	2736.96	35663.34	36347.68
1	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
2	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
3	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
4	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
5	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
6	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
7	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
8	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
9	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
10	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
11	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
12	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
13	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
14	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
15	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
16	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
17	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
18	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
19	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
20	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
21	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
22	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
23	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
24	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
25	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
26	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
27	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
28	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
29	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
30	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
31	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
32	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
33	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
34	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
35	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
36	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
37	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
38	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
39	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
40	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
41	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
42	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
43	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
44	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
45	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
46	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
47	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
48	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
49	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
50	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
51	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
52	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
53	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82
54	3421.19	33610.63	37031.82	3421.19	3421.19	37031.82	37031.82

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{IIz} \cdot k_{hco} &&= 0.48 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.6 &&= 0.48 \\k_{hc3} &= c_{IIz} \cdot 0.4 &&= 0.34 \\k_{hemin} &&&= 0.49 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.49\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}k_{hc} &: \text{設計水平震度} &&= 0.85 \\c_{IIz} &: \text{地域別補正係数} &&= 0.6000 \\c_{IIz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.807 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1.269 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} &&= 1.269 \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0}\text{に}c_{IIz}\text{を乗じた値が}0.6\text{を下回る」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が}0.4\text{に}c_{IIz}\text{を乗じた値を下回る」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \quad \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

(2) 等価重量

$$W: \text{地震時保有水平耐力法に用いる等価重量}$$
$$W_p: \text{橋脚の重量} \quad W_p = 27257.48 \text{ (kN)}$$

1) タイプI地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 32183.13 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 18554.39 \text{ (kN)}$$
$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

2) タイプII地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 32183.13 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 18554.39 \text{ (kN)}$$
$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

3.4.6 水平耐力の照査

(1) タイプI地震動

$$Pa = 16989.83 \geq k_{hc} \times W = 16735.23 \quad \text{なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$Pa: \text{地震時保有水平耐力 (kN)}$$
$$k_{hc}: \text{設計水平震度} = 0.52$$
$$W: \text{等価重量} = 32183.13 \text{ (kN)}$$

(2) タイプII地震動

$$Pa = 16989.83 \geq k_{hc} \times W = 15769.73 \quad \text{なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$Pa: \text{地震時保有水平耐力 (kN)}$$
$$k_{hc}: \text{設計水平震度} = 0.49$$
$$W: \text{等価重量} = 32183.13 \text{ (kN)}$$

3.4.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプI地震動

$P_u \leq P_s$ より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 16989.83 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.269$$

とする。

(2) タイプII地震動

$P_u \leq P_s$ より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 16989.83 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.269$$

とする。

ここに、

Pa : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

μ_a2 : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

$\alpha 2$: 安全係数 = 1.2

3.4.5 作用荷重

(1) 設計水平震度

1) タイプI地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{Iz} \cdot k_{hco} &&= 0.51 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.4 &&= 0.32 \\k_{hc3} &= c_{Iz} \cdot 0.4 &&= 0.40 \\k_{hemin} &&&= 0.52 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.52\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}k_{hc} &: \text{設計水平震度} &&= 1.00 \\c_{Iz} &: \text{地域別補正係数} &&= 0.6375 \\c_{Iz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.807 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1.269 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} &&= 1.269 \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0}\text{に}c_{Iz}\text{を乗じた値が}0.4\text{を下回る」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が}0.4\text{に}c_{Iz}\text{を乗じた値を下回る」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \quad \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

3. 4. 7 残留変位による判定 (B種橋)

$\delta_{\text{B}} \text{ : 橋脚の許容残留変位}$
 $c_k \text{ : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$
 $r \text{ : 橋脚の降伏剛性にに対する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$
 $= 536.00 \text{ (mm)}$
 $= 0.6$
 $= 0.0$

(1)タイプI地震動

$\delta_R \leq \delta_{\text{B}}$ なので残留変位による照査を満足している。
ここに、

$\delta_R \text{ : 橋脚の残留変位}$
 $= c_k (\mu r - 1) (1 - r) \delta y$
 $= 83.71 \text{ (mm)}$

$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$
 $= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$
 $= 1.229$
 $= 608.88 \text{ (mm)}$

$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$

(2)タイプII地震動

$\delta_R \leq \delta_{\text{B}}$ なので残留変位による照査を満足している。
ここに、

$\delta_R \text{ : 橋脚の残留変位}$
 $= c_k (\mu r - 1) (1 - r) \delta y$
 $= 53.29 \text{ (mm)}$

$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$
 $= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$
 $= 1.146$
 $= 608.88 \text{ (mm)}$

$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$

3. 4. 8 基礎設計用水平震度

(1)タイプI地震動

$P_u = 16989.83 \text{ (kN)}$
 $W = 32183.13 \text{ (kN)}$
 $k_{hp} = \frac{CdF \cdot P_u}{W}$
 $= 0.58$

(2)タイプII地震動

$P_u = 16989.83 \text{ (kN)}$
 $W = 32183.13 \text{ (kN)}$
 $k_{hp} = \frac{CdF \cdot P_u}{W}$
 $= 0.58$

ここに、

khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

CdF : khp算出のための補正係数で1.1とする

Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

3. 4. 9 固有周期算定用剛性

橋脚天端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$I_y = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E) = 57.25717 \text{ (m}^4\text{)}$

$K = P_y / \delta y = P_{yo} / \delta y_o = 27903.19 \text{ (kN/m)}$

ここに

Iy : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

Py : 降伏水平耐力

δy : 降伏変位

$P_{yo} \text{ : 橋脚の初降伏水平耐力}$
 $= 12582.97 \text{ (kN)}$

$\delta y_o \text{ : 橋脚の初降伏変位}$
 $= 450.95 \text{ (mm)}$

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離

$h_u \text{ : 橋脚天端から上部工慣性力作用位置までの距離}$
 $= 53.600 \text{ (m)}$

$E \text{ : コンクリートのヤング係数}$
 $= 2.50 \times 10^4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

3. 4. 10 主要断面のMc、Myo、MIs

(1) 基部断面

1) 条件

断面幅 6000.0 (mm) 断面高 6000.0 (mm)

コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

作用軸力 47457.5 (kN)

主鉄筋 $\Sigma A_s = 952690.0 \text{ mm}^2$ ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。

軸方向鉄筋比 = 2.65 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)
1	5850	2027.0	345.0	2	5840	74999.0	345.0
3	5700	4054.0	345.0	4	5690	74999.0	345.0
5	5550	8108.0	345.0	6	5400	8108.0	345.0
7	5310	60810.0	345.0	8	5250	8108.0	345.0
9	5160	60810.0	345.0	10	5100	8108.0	345.0
11	5025	4054.0	345.0	12	4950	8108.0	345.0
13	4875	4054.0	345.0	14	4800	8108.0	345.0
15	4725	4054.0	345.0	16	4650	8108.0	345.0
17	4575	4054.0	345.0	18	4500	8108.0	345.0
19	4425	4054.0	345.0	20	4350	8108.0	345.0
21	4275	4054.0	345.0	22	4200	8108.0	345.0
23	4125	4054.0	345.0	24	4050	8108.0	345.0
25	3975	4054.0	345.0	26	3900	8108.0	345.0
27	3825	4054.0	345.0	28	3750	8108.0	345.0
29	3675	4054.0	345.0	30	3600	8108.0	345.0
31	3525	4054.0	345.0	32	3450	8108.0	345.0
33	3375	4054.0	345.0	34	3300	8108.0	345.0
35	3225	4054.0	345.0	36	3150	8108.0	345.0
37	3075	4054.0	345.0	38	3000	8108.0	345.0
39	2925	4054.0	345.0	40	2850	8108.0	345.0
41	2775	4054.0	345.0	42	2700	8108.0	345.0
43	2625	4054.0	345.0	44	2550	8108.0	345.0
45	2475	4054.0	345.0	46	2400	8108.0	345.0
47	2325	4054.0	345.0	48	2250	8108.0	345.0
49	2175	4054.0	345.0	50	2100	8108.0	345.0
51	2025	4054.0	345.0	52	1950	8108.0	345.0
53	1875	4054.0	345.0	54	1800	8108.0	345.0
55	1725	4054.0	345.0	56	1650	8108.0	345.0
57	1575	4054.0	345.0	58	1500	8108.0	345.0
59	1425	4054.0	345.0	60	1350	8108.0	345.0
61	1275	4054.0	345.0	62	1200	8108.0	345.0
63	1125	4054.0	345.0	64	1050	8108.0	345.0
65	975	4054.0	345.0	66	900	8108.0	345.0
67	840	60810.0	345.0	68	750	8108.0	345.0
69	690	60810.0	345.0	70	600	8108.0	345.0
71	450	8108.0	345.0	72	310	74999.0	345.0
73	300	4054.0	345.0	74	160	74999.0	345.0
75	150	2027.0	345.0	—	—	—	—

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) M _c (kN・m) φ (1/m)	43.622 47.791 143.373 1.9137 143449.9 0.0004002
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 引降伏時曲げモーメント (図心) 曲率 φ _{yo} = ε _c /λ _o (1/m)	ε _c (mm) X _o (mm) M _{yo} (kN・m) φ _{yo} = ε _c /λ _o (1/m)	0.00111810 2300.62 674447.0 0.00048600
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率 φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	ε _{ccl} X _{ccl} (mm) M _{ccl} (kN・m) φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	0.01451514 1161.37 895062.9 0.01249826
引張限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率 φ _{st} = ε _{st} /λ _{st} (1/m)	ε _{sc} ε _{st} X _{st} (mm) M _{st} (kN・m) φ _{st} = ε _{st} /λ _{st} (1/m)	0.00893087 0.03742254 4601.79 910654.9 0.00813218
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率 φ _{ls} = ε _{ls} /λ _{ls} (1/m)	ε _{ls} X _{ls} (mm) M _{ls} (kN・m) φ _{ls} = ε _{ls} /λ _{ls} (1/m)	0.03742254 4601.79 910654.9 0.00813218

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
799.8	50.80	0.74721691	1.24500000	0.03742254

柱基部の軸圧縮応力度

	(N/mm ²)
軸方向圧縮応力度 σ _c	1.318

(2) 基部より3.000 m

1) 条件

断面幅 6000.0 (mm) 断面高 6000.0 (mm)
コンクリート設計基準強度 σ_{ck} = 24.0 (N/mm²)
作用軸力 44811.5 (kN)
主鉄筋 ΣA_s = 952690.0 mm² ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。
軸方向鉄筋比 = 3.53 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)
1	5850	2027.0	345.0	2	5840	74999.0	345.0
3	5700	4054.0	345.0	4	5690	74999.0	345.0
5	5550	8108.0	345.0	6	5400	8108.0	345.0
7	5310	60810.0	345.0	8	5250	8108.0	345.0
9	5160	60810.0	345.0	10	5100	8108.0	345.0
11	5025	4054.0	345.0	12	4950	8108.0	345.0
13	4875	4054.0	345.0	14	4800	8108.0	345.0
15	4725	4054.0	345.0	16	4650	8108.0	345.0
17	4575	4054.0	345.0	18	4500	8108.0	345.0
19	4425	4054.0	345.0	20	4350	8108.0	345.0
21	4275	4054.0	345.0	22	4200	8108.0	345.0
23	4125	4054.0	345.0	24	4050	8108.0	345.0
25	3975	4054.0	345.0	26	3900	8108.0	345.0
27	3825	4054.0	345.0	28	3750	8108.0	345.0
29	3675	4054.0	345.0	30	3600	8108.0	345.0
31	3525	4054.0	345.0	32	3450	8108.0	345.0
33	3375	4054.0	345.0	34	3300	8108.0	345.0
35	3225	4054.0	345.0	36	3150	8108.0	345.0
37	3075	4054.0	345.0	38	3000	8108.0	345.0
39	2925	4054.0	345.0	40	2850	8108.0	345.0
41	2775	4054.0	345.0	42	2700	8108.0	345.0
43	2625	4054.0	345.0	44	2550	8108.0	345.0
45	2475	4054.0	345.0	46	2400	8108.0	345.0
47	2325	4054.0	345.0	48	2250	8108.0	345.0
49	2175	4054.0	345.0	50	2100	8108.0	345.0
51	2025	4054.0	345.0	52	1950	8108.0	345.0
53	1875	4054.0	345.0	54	1800	8108.0	345.0
55	1725	4054.0	345.0	56	1650	8108.0	345.0
57	1575	4054.0	345.0	58	1500	8108.0	345.0
59	1425	4054.0	345.0	60	1350	8108.0	345.0
61	1275	4054.0	345.0	62	1200	8108.0	345.0
63	1125	4054.0	345.0	64	1050	8108.0	345.0
65	975	4054.0	345.0	66	900	8108.0	345.0
67	840	60810.0	345.0	68	750	8108.0	345.0
69	690	60810.0	345.0	70	600	8108.0	345.0
71	450	8108.0	345.0	72	310	74999.0	345.0
73	300	4054.0	345.0	74	160	74999.0	345.0
75	150	2027.0	345.0				

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) M _c (kN.m) φ (1/m)	34.622 45.541 136.623 1.9137 146095.3 0.00004277
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント (図心) 曲率 φ _{yo} = ε _c /X _o (1/m)	ε _c (mm) X _o (mm) M _{yo} (kN.m) φ _{yo} = ε _c /X _o (1/m)	0.00114520 2334.12 674468.5 0.00049063
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率 φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	ε _{ccl} X _{ccl} (mm) M _{ccl} (kN.m) φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	0.01451514 11146.92 890622.7 0.01265574
引張限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率 φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	ε _{sc} ε _{st} X _{st} (mm) M _{st} (kN.m) φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	0.00878978 0.03742254 4615.84 906082.7 0.00810742
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率 φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	ε _{ls} X _{ls} (mm) M _{ls} (kN.m) φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	0.03742254 4615.84 906082.7 0.00810742

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
799.8	50.80	0.74721691	1.24500000	0.03742254

(3) 基部より46.100 m

1) 条件

断面幅 6000.0 (mm) 断面高 6000.0 (mm)
コンクリート設計基準強度 σ_{ck} = 24.0 (N/mm²)
作用軸力 22845.9 (kN)
主鉄筋 ΣA_s = 952690.0 mm² ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。
軸方向鉄筋比 = 2.65 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)
1	5850	2027.0	345.0	2	5840	74999.0	345.0
3	5700	4054.0	345.0	4	5690	74999.0	345.0
5	5550	8108.0	345.0	6	5400	8108.0	345.0
7	5310	60810.0	345.0	8	5250	8108.0	345.0
9	5160	60810.0	345.0	10	5100	8108.0	345.0
11	5025	4054.0	345.0	12	4950	8108.0	345.0
13	4875	4054.0	345.0	14	4800	8108.0	345.0
15	4725	4054.0	345.0	16	4650	8108.0	345.0
17	4575	4054.0	345.0	18	4500	8108.0	345.0
19	4425	4054.0	345.0	20	4350	8108.0	345.0
21	4275	4054.0	345.0	22	4200	8108.0	345.0
23	4125	4054.0	345.0	24	4050	8108.0	345.0
25	3975	4054.0	345.0	26	3900	8108.0	345.0
27	3825	4054.0	345.0	28	3750	8108.0	345.0
29	3675	4054.0	345.0	30	3600	8108.0	345.0
31	3525	4054.0	345.0	32	3450	8108.0	345.0
33	3375	4054.0	345.0	34	3300	8108.0	345.0
35	3225	4054.0	345.0	36	3150	8108.0	345.0
37	3075	4054.0	345.0	38	3000	8108.0	345.0
39	2925	4054.0	345.0	40	2850	8108.0	345.0
41	2775	4054.0	345.0	42	2700	8108.0	345.0
43	2625	4054.0	345.0	44	2550	8108.0	345.0
45	2475	4054.0	345.0	46	2400	8108.0	345.0
47	2325	4054.0	345.0	48	2250	8108.0	345.0
49	2175	4054.0	345.0	50	2100	8108.0	345.0
51	2025	4054.0	345.0	52	1950	8108.0	345.0
53	1875	4054.0	345.0	54	1800	8108.0	345.0
55	1725	4054.0	345.0	56	1650	8108.0	345.0
57	1575	4054.0	345.0	58	1500	8108.0	345.0
59	1425	4054.0	345.0	60	1350	8108.0	345.0
61	1275	4054.0	345.0	62	1200	8108.0	345.0
63	1125	4054.0	345.0	64	1050	8108.0	345.0
65	975	4054.0	345.0	66	900	8108.0	345.0
67	840	60810.0	345.0	68	750	8108.0	345.0
69	690	60810.0	345.0	70	600	8108.0	345.0
71	450	8108.0	345.0	72	310	74999.0	345.0
73	300	4054.0	345.0	74	160	74999.0	345.0
75	150	2027.0	345.0				

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) M _c (kN・m) φ (1/m)	43.622 47.791 143.373 1.9137 116485.9 0.0003250
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮鉄筋から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント (図心) 曲率	ε _c (mm) X _o (mm) M _{yo} (kN・m) φ _{yo} = ε _c /X _o (1/m)	0.00101120 2161.95 631339.4 0.00046773
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ccl} X _{ccl} (mm) M _{ccl} (kN・m) φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	0.01451514 1021.94 852302.6 0.01420353
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{sc} ε _{st} X _{st} (mm) M _{st} (kN・m) φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	0.00766663 0.03742254 4730.81 866086.2 0.00791038
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ls} X _{ls} (mm) M _{ls} (kN・m) φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	0.03742254 4730.81 866086.2 0.00791038

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
799.8	50.80	0.74721691	1.24500000	0.03742254

4 安定計算

4.1 上載土砂重量

上載土砂高さ 5.000(m)

埋戻し土の単位体積重量 γ_t = 18.00 (kN/m³)

※表中の図心(X_g, Z_g)は、柱下面中心を(0, 0)としたときの座標

	体積 V(m ³)	直角図心 X _g (m)	橋軸図心 Z _g (m)	V・X _g (m)	V・Z _g (m)
土砂上面まで 柱控除分	354.41092 -180.00000	0.0000 0.0000	0.0000 0.0000	0.0000 0.0000	0.0000 0.0000
Σ	174.41092			0.0000	0.0000

重量 W = ΣV・γ_t = 3139.40(kN)

モーメント M_x = Σ(V・X_g)・γ_t = 0.00(kN・m)

M_z = Σ(V・Z_g)・γ_t = 0.00(kN・m)

重心位置 x = Σ(V・X_g)/ΣV = 0.000(m)

z = Σ(V・Z_g)/ΣV = 0.000(m)

4.2 各荷重ケース毎の作用力の集計(橋軸方向)

4.2.1 ケース 常時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	モーメント (kN・m)
上部工反力	25200.00	0.00	0.00
躯体自重(注)	27257.47	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3139.40	0.00	0.00
合計	55596.87	0.00	0.00

4.2.2 ケース レベブル地震時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	モーメント (kN・m)
上部工反力	20200.00	1100.00	58860.00
躯体自重(注)	27257.47	2725.75	66917.10
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3139.40	0.00	0.00
合計	50596.87	3825.75	125877.10

4.3 各荷重ケース毎の作用力の集計(橋軸直角方向)

4.3.1 ケース 常時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	モーメント (kN・m)
上部工反力	25200.00	0.00	0.00
躯体自重(注)	27257.47	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3139.40	0.00	0.00
合計	55596.87	0.00	0.00

4.3.2 ケース レベブル地震時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力 (kN)	水平力 (kN)	モーメント (kN・m)
上部工反力	20200.00	2400.00	128640.00
躯体自重(注)	27257.47	3543.47	86992.23
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3139.40	0.00	0.00
合計	50596.87	5943.47	215632.23

1 設計条件

1.1 基本データ

保存ファイル名：(橋脚の設計 連動データ)

工事名：

- (1)橋軸直角方向
- (2)橋軸方向
- (3)杭形状
- (4)適用基準
- (5)対象構造物
- (6)杭周面摩擦の考慮
- (7)杭径 (公称径)
- 杭径 (設計径)
- (8)使用材料 (深礎杭)
- コンクリートの設計基準強度
- 鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
- (せん断補強筋)
- 単位体積重量
- (9)使用材料 (フーチング)
- コンクリートの設計基準強度
- 鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
- (せん断補強筋)
- 単位体積重量
- (10)解析方向
- (11)荷重載荷方向
- (12)設計水平震度 (レベル1地震時)
- (13)フーチングタイプ
- (14)底版荷重の取扱い
- (15)荷重データを自動生成
- (16)作用位置自動設定の取扱い
- 構造図

杭列数 1 列 入力対象杭列 A 列

杭列数 1 列 入力対象杭列 1 列

円形

斜面上の深礎基礎設計施工便覧

橋脚基礎

考慮しない

D = 9.500 m

D_s = 9.500 m

σ_{sk} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_s = 24.50 kN/m³

σ_{sk} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_c = 24.50 kN/m³

[設計方向2]

面内解析

+X (+Z) 方向

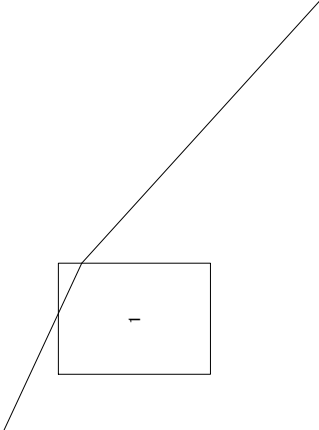
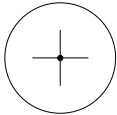
k_{st} = 0.20

フーチングなし

作用格点に載荷

行わない

自動設定しない



1.2 構造寸法

柱寸法

形状 : 矩形
断面寸法 L= 6.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行		13.000	

1.4 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時
安全率 : 常時
応力度 : 常時
底面せん断 : 常時
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度
 σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (上記以外)
 σ_{sa}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 τ_{sa1} = 0.23 (N/mm²)
 τ_{sa2} = 1.70 (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	55596.87	0.00	0.00

	杭列1
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震

許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{sa} = 12.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma_{sa}' = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{sa} = 0.35$ (N/mm²)
 $\tau_{sa} = 2.55$ (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	50596.87	3825.75	125877.10

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.5 荷重ケース (レベル2 地震時)

計算対象

地震動タイプI	地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース1	ケース2	ケース2
○	—	○	—

慣性力の向き :+X(+Z) 方向

死荷重時上部工反力

橋脚躯体重量 RD = 20200.00 (kN)
底版下面からWp重心位置までの高さ WP = 27257.47 (kN)
慣性力を考慮する底版および土載土重量 yP = 24.550 (m)
底版下面からWF重心位置までの高さ WF = 0.00 (kN)
底版下面からWF重心位置までの高さ yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.55	0.60
khp	—	0.76	0.76
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	10190.77	10190.77
yU	m	53.600	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	3139.40	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	50596.87	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.6 基礎基礎データ

1.6.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-25.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値	単位重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 c (kN/m ²)	変形係数 αE_o (kN/m ²)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 数 ED (kN/m ³)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α : 内部計算

ひろがり角 β : 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_a) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_a = 0$ kN/m²

土質 : 硬岩 (亀裂多)

1.6.2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	c/c (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	51	104	277.3	2108.080

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A _b (cm ²)	5.067
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	920.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	25
中間帯鉄筋の本数 n (本)	2.000
中間帯鉄筋の断面積A _b ' (cm ²)	10.134

2 許容応力度法

2.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース			1	2
水平変位	δ	mm	0.0	0.2
	δ a	mm	25.0	25.0
地盤反力度	q _{max}	kN/m ²	319	338
	q _a	kN/m ²	2500	3750
抵抗断力		判定	OK	OK
	H	kN	0.0	201.4
	H _a	kN	9030.4	11288.0
		判定	OK	OK
杭体応力度	σ c	N/mm ²	0.3	0.3
	σ ca	N/mm ²	8.0	12.0
		判定	OK	OK
	σ s	N/mm ²	-4.6	-4.3
	σ sa	N/mm ²	160.0	300.0
		判定	OK	OK
	σ s'	N/mm ²	-4.6	-4.8
	σ sa'	N/mm ²	200.0	300.0
せん断照査		判定	OK	OK
	τ m	N/mm ²	0.00	0.01
	τ ac	N/mm ²	0.10	0.15
	τ a2	N/mm ²	1.70	2.55
	A _w	cm ²	20.268	20.268
	A _{wreq}	cm ²	0.000	0.000
判定			OK	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-3473.23
102	2.500	0.00	0.00	-4341.53
103	3.000	0.00	0.00	-5209.84
104	3.500	0.00	0.00	-6078.15
105	4.000	0.00	0.00	-6946.45
106	4.500	0.00	0.00	-7814.76
107	5.000	0.00	0.00	-8683.07
108	5.500	0.00	0.00	-9551.37
109	6.000	0.00	0.00	-10419.68
110	6.500	0.00	0.00	-11287.99
111	7.000	0.00	0.00	-12156.29
112	7.500	0.00	0.00	-13024.60
113	8.000	0.00	0.00	-13892.91
114	8.500	0.00	0.00	-14761.21
115	9.000	0.00	0.00	-15629.52
116	9.500	0.00	0.00	-16497.83
117	10.000	0.00	0.00	-17366.14
118	10.500	0.00	0.00	-18234.44
119	11.000	0.00	0.00	-19102.75
120	11.500	0.00	0.00	-19971.06
121	12.000	0.00	0.00	-20839.36
122	12.500	0.00	0.00	-21707.67
123	13.000	0.00	0.00	-22575.98

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 d = 9.500 m

$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (b/2 - e)$

$= 22575.98 / 70.882 + (0.00 / 399.8198) \cdot (9.500 / 2 - 0.000)$

$= 319 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_b \times \delta_b$

$= 2109087 \times 0.000 \times 10^{-3}$

$= 0.00 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{\sigma \text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=13.000 m)}$

$N = 22575.98 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.6 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s' = -4.6 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \text{ (Z=0.000 m)} \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_n = 0.00 \leq 0.10 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_n = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 8419.2 \text{ mm}, d = 8342.0 \text{ mm}, p_t = 0.150 \%$

$C_e = 0.533, C_{pt} = 0.800, C_N = 1.000, \tau_{a1} = 0.23, \tau_{ac} = 0.10, \tau_{a2} = 1.70$

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 0.00 kN・m (Z=13.000 m)

N = 22575.98 kN

σ_c = 0.3 ≦ 8.0 N/mm²

σ_s = -4.6 ≦ 160.0 N/mm²

σ_s' = -4.6 ≦ 200.0 N/mm²

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	694.65	694.65	-3473.23
102	2.500	1041.97	694.65	-4341.53
103	3.000	1389.29	694.65	-5209.84
104	3.500	1736.61	694.65	-6078.15
105	4.000	2083.94	694.65	-6946.45
106	4.500	2431.26	623.31	-7814.76
107	5.000	2707.25	484.13	-8683.07
108	5.500	2915.38	352.67	-9551.37
109	6.000	3059.91	230.27	-10419.68
110	6.500	3145.65	117.94	-11287.99
111	7.000	3177.86	16.47	-12156.29
112	7.500	3162.12	-73.52	-13024.60
113	8.000	3104.34	-151.50	-13892.91
114	8.500	3010.62	-217.05	-14761.21
115	9.000	2987.29	-269.81	-15629.52
116	9.500	2740.81	-309.48	-16497.83
117	10.000	2577.81	-335.77	-17366.14
118	10.500	2405.04	-348.47	-18234.44
119	11.000	2229.34	-347.37	-19102.75
120	11.500	2057.67	-332.27	-19971.06
121	12.000	1897.07	-303.01	-20839.36
122	12.500	1754.66	-259.43	-21707.67
123	13.000	1637.64	-234.05	-22575.98

水平変位

δ = 0.2 ≦ 25.0 mm

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 d = 9.500 m

q_{max}=N/A' + (M'／I')・(0／2－e)

= 22575.98/ 70.882+(1637.64/ 399.8198)・(9.500/2- 0.000)

= 338 ≦ 3750 kN/m²

底面せん断力

S_b =k_s× δ_s

= 4218174× -0.048×10⁻³

= 201.40 kN

杭体応力度

M_{max} = 1637.64 kN・m (Z=13.000 m)

N = 22575.98 kN

σ_c = 0.3 ≦ 12.0 N/mm²

σ_s = -4.3 ≦ 300.0 N/mm²

σ_s' = -4.8 ≦ 300.0 N/mm²

S_{max} = 694.65 kN (Z=4.000 m) N= 6946.45 kN M= 2083.94 kN・m

τ_n = 0.01 ≦ 0.15 N/mm² = τ_{ac}

τ_a = 0.01 ≦ 2.55 N/mm² = τ_{a2}

b =8419.2 mm , d=8342.0 mm , pt=0.150 %

Ce=0.533 , Cpt=0.800 , CN=1.000 , τa1=0.35 , τac=0.15 , τa2=2.55

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 1637.64 kN・m (Z=13.000 m)

N = 22575.98 kN

σ_c = 0.3 ≦ 12.0 N/mm²

σ_s = -4.3 ≦ 300.0 N/mm²

σ_s' = -4.8 ≦ 300.0 N/mm²

3 安定照査 (レベル2地震時)

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸方向：タイプ1地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.55

設計水平震度 khp = 0.76

設計水平震度 khg = 0.50

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α i・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

Vo = (RD + WP + Vd)・μ V

= (20200.00 + 27257.47 + 3139.40)×1.0000

= 50596.87 kN

水平力

Ho = {α i・C2z・khco(WU + yU + WP・yP) + Md}・μ M - Hd・μ H・yo - Vo・xo

= {α i×0.5539×(10190.77 + 27257.47) + 0.00}×1.0000

= α i×20742.62 + 0.00 kN

モーメント

Mo = {α i・C2z・khco(WU・yU + WP・yP) + Md}・μ M - Hd・μ H・yo - Vo・xo

= {α i×0.5539×(10190.77×10.000 + 27257.47×0.000) + 0.00}×1.0000

= α i×56446.78 + 0.00 kN・m

領域(2) α i・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※yolは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※xolは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

Wpr = Ap・γ c

= 70.8822×24.50 = 1736.614 kN/m

q pr = α i・khg・Wpr

= α i×0.50×1736.614

= α i×868.307 kN/m

ここに、

q pr ;杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

Wpr ;杭突出部の杭長1 m当り重量(kN/m)

Ap ;杭の断面積(m²)

γ c ;杭の単位体積重量(kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

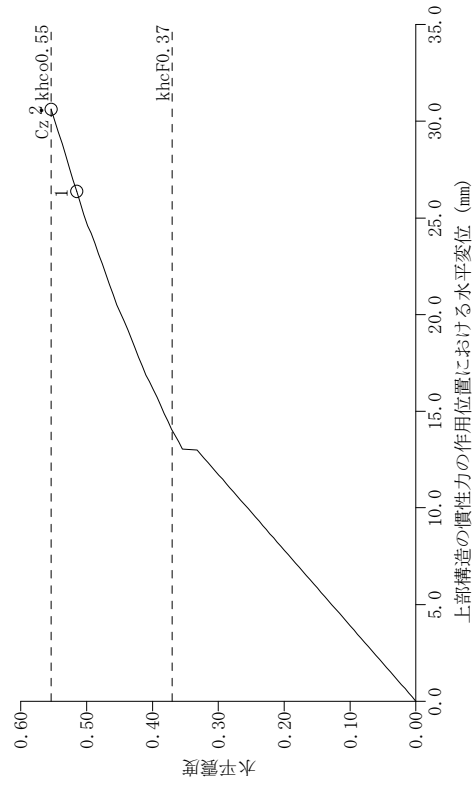
基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1=1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	杭番号 1
		20742.62 45529.83	OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	
		22479.23 45614.12	OK

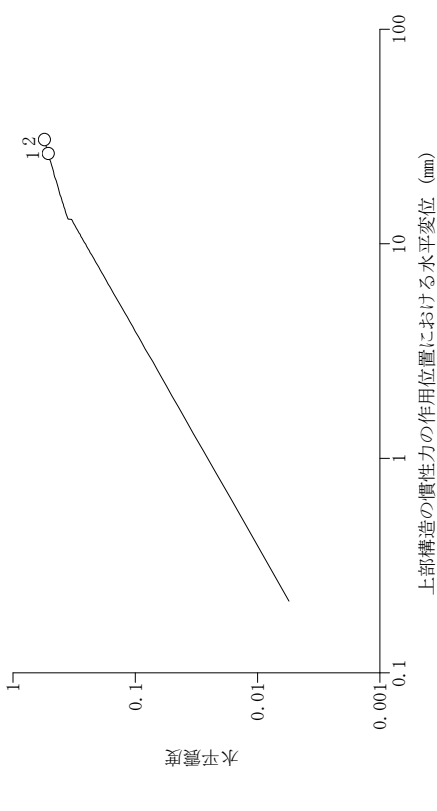
杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 22479.23 (kN) せん断耐力P_s 45614.12 (kN) 判定OK
基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _g	—	1.000
部材幅	b	mm	8419
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	h	mm	8419
有効高	d	mm	8342
補正係数	C _s	—	0.533
軸方向引張鉄筋比に関する補正	p _t	%	0.150
作用軸力	C _{ax}	—	0.800
作用曲げモーメント (終局M)	N	N	50697×10 ⁶
断面積	M	N・mm	513157×10 ⁶
断面二次モーメント	A _s	mm ²	70.882×10 ⁶
図心より引張縁までの距離	I _x	mm ⁴	399.820×10 ¹²
軸方向圧縮力による補正	y	mm	4750
軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	N・mm	60084×10 ⁶
補正係数	C _ε	—	1.117
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	11715×10 ⁶
帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	20.268×10 ²
帯鉄筋の間隔	s	mm	150
帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	33815×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	45530×10 ⁶

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス テッ α ₁	水平 震度 k _h	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 (×10 ⁻³ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.930	0.515	13.5	1.3	26.4	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.554	15.7	1.5	30.6	α ₁ =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス テッ α ₁	水平 震度 k _h	塑性化 領域 L _p (m)	塑性化 傾成率 (%)	底面 有効面積 A (m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.930	0.515	6.000	54.5	70.583	0.4	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.554	6.500	59.1	67.902	4.2	α ₁ =1で基礎は降伏していない

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	8419
	部材高		h	8419
	有効高		d	8342
	補正係数		C _c	— 0. 533
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	% 0. 150
	補正係数		C _{pc}	— 0. 800
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	54070×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm 513157×10 ⁶
	断面積		A _f	mm ² 70, 882×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴ 399, 820×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm 4750
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm 64208×10 ⁶
	補正係数		C _s	— 1. 125
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ² 0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _x		N	11799×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ² 20, 268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	mm 150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ² 345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	33815×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	45614×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	8419
	部材高		h	8419
	有効高		d	8342
	補正係数		C _c	— 0. 533
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	% 0. 150
	補正係数		C _{pc}	— 0. 800
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	54070×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm 513157×10 ⁶
	断面積		A _f	mm ² 70, 882×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴ 399, 820×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm 4750
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm 64208×10 ⁶
	補正係数		C _s	— 1. 125
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ² 0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _x		N	11799×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ² 20, 268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	mm 150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ² 345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	33815×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	45614×10 ⁶

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	174618. 967 ≦ 417544. 492	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	73172. 847 ≦ 509266. 764	--
降伏点判定			OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

		杭番号 1
曲げモーメント	M _{max}	174619
降伏モーメント	M _y	417544
判 定	M ≤ M _y	
基礎は降伏しない、OK		

せん断力の照査

杭番号 1		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号 1 20742.62 45529.83 OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号 1 22479.23 45614.12 OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 22479.23 (kN) せん断耐力P_r 45614.12 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.678	67.902	70.882	509266.76

3.1.2 橋軸方向：タイプII地震動－ケース 1
■設計で考慮する荷重
荷重作用格点No：1
設計水平震度 C2z・khco = 0.60
設計水平震度 khp = 0.76
設計水平震度 khg = 0.68
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α_i・C2z・khco ≤ khpのとき
鉛直力
Vo = (RD + WP + Vd)・μ_V
= (20200.00 + 27257.47 + 3139.40)×1.0000
= 50596.87 kN

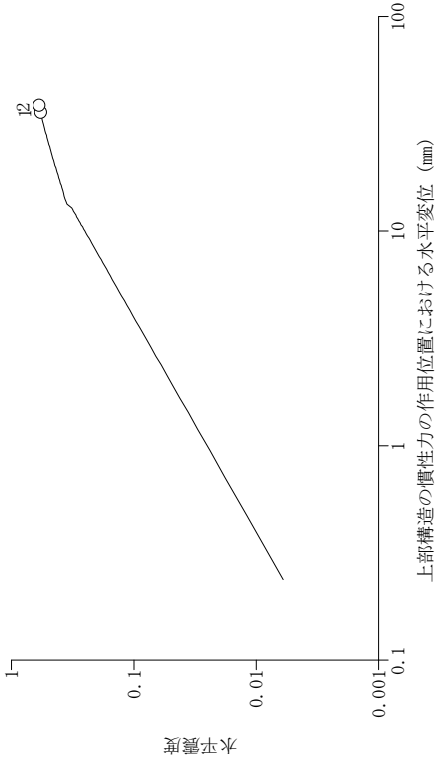
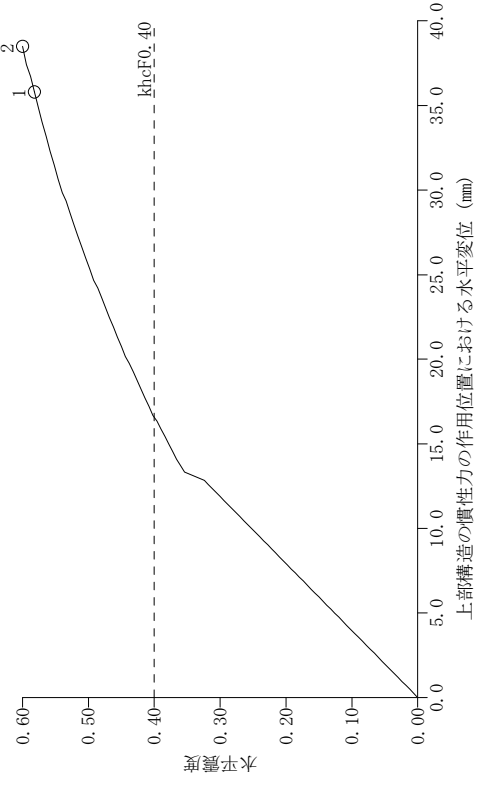
水平力
Ho = {α_i・C2z・khco(WU + WP) + Hd}・μ_H
= {α_i×0.6000×(10190.77 + 27257.47) + 0.00}×1.0000
= α_i×22468.95 + 0.00 kN

モーメント
Mo = {α_i・C2z・khco(WU・yU + WP・yP) + Md}・μ_M - Hd・μ_H・y_o - Vo・x_o
= {α_i×0.6000×(10190.77×10.000 + 27257.47×0.000) + 0.00}×1.0000
- 0.00×1.0000×0.000 - 50596.87×0.000
= α_i×61144.64 + 0.00 kN・m

領域(2) α_i・C2z・khco>khpのとき
領域(2)は存在しない。
※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。
※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力
Wpr = Ap・γ_c
= 70.8822×24.50 = 1736.614 kN/m
qpr = α_i・khg・Wpr
= α_i×0.68×1736.614
= α_i×1180.897 kN/m

ここに、
qpr；杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)
Wpr；杭突出部の杭長1 m当り重量(kN/m)
Ap；杭の断面積(m²)
γ_c；杭の単位体積重量(kN/m³)
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、
基礎の荷重－水平変位の関係を求める。
荷重－水平変位の関係



基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径			D	mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数			C _c	—	1.000
	部材幅		b	mm	8419
	部材高		h	mm	8419
	有効高		d	mm	8342
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数		C _c	—	0.533
	軸方向引張鉄筋比		p _t	%	0.150
	補正係数		C _{pc}	—	0.800
	作用軸力		N	N	50597×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm	513157×10 ⁶
	断面積		A _f	mm ²	70.882×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴	399.820×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm	4750
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm	60084×10 ⁶
	補正係数		C _s	—	1.117
コンクリートが負担できる平均せん断応力度			τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力			S _c	N	11715×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²	20.268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力			S _s	N	33815×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力			P _s	N	45530×10 ⁶

深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 (×10 ⁻³ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.970	0.582	18.5	1.7	35.8	logP~logS法で求まる急変点
2	1.000	0.600	20.0	1.9	38.5	α ₁ =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	塑性化 領域 L _p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 A(m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.970	0.582	6.500	59.1	64.135	9.5	logP~logS法で求まる急変点
2	1.000	0.600	7.000	63.6	62.253	12.2	α ₁ =1で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 (α₁=1) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) 22468.95	せん断耐力 P _s (kN) 45529.83 OK
	せん断力 判定	S (kN) 24830.74	せん断耐力 P _s (kN) 45614.12 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 24830.74 (kN) せん断耐力P_s 45614.12 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	33815×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	45614×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	33815×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	45614×10 ³

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 196327.988 ≦ 417544.492	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 73172.847 ≦ 466898.055	--
降伏点判定	-----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	196328
降伏モーメント M _y	417544
判定	M≦M _y
基礎は降伏しない、OK	

せん断力の照査

杭番号 1		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号 1
		22488.95 45529.83 OK	
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号 1
		24830.74 45614.12 OK	

杭番号1

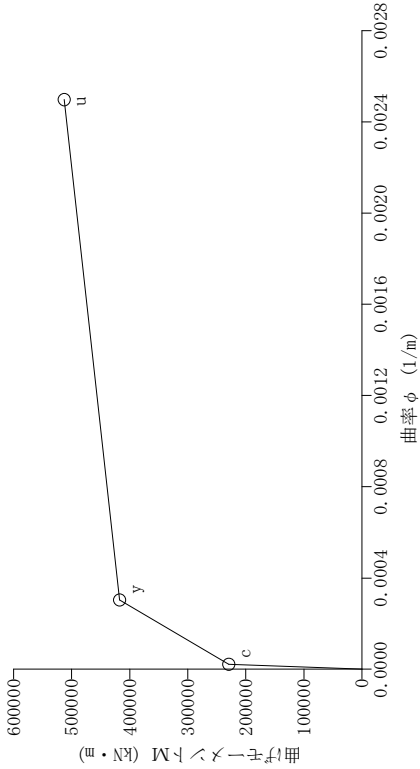
鉄筋区間1 せん断力S 24830.74 (kN) せん断耐力P_r 45614.12 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN = q_u × A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	7.796	62.253	70.882	466898.06

3.2 杭体のM-φ曲線

3.2.1 ケース 1

杭番号-1 区間長 L1=20.000 m 作用軸力 N=50596.87 kN



Mc = 229531.58 kN・m	My = 417544.49 kN・m	Mu = 513156.77 kN・m
φc = 2.1987E-005 1/m	φy = 3.0399E-004 1/m	φu = 2.4971E-003 1/m

1 設計条件

1.1 基本データ

保存ファイル名： (橋脚の設計 連動データ)

工事名：

- (1) 橋軸直角方向
- (2) 橋軸方向
- (3) 杭形状
- (4) 適用基準
- (5) 対象構造物
- (6) 杭周面摩擦の考慮
- (7) 杭径 (公称径)
杭径 (設計径)
- (8) 使用材料 (深礎杭)

コンクリートの設計基準強度
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
(せん断補強筋)

単位体積重量

(9) 使用材料 (フーチング)

コンクリートの設計基準強度
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
(せん断補強筋)

単位体積重量

(10) 解析方向

(11) 荷重載荷方向

(12) 設計水平震度 (レベル1地震時)

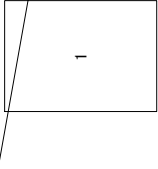
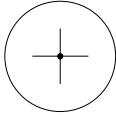
(13) フーチングタイプ

(14) 底版荷重の取扱い

(15) 荷重データを自動生成

(16) 作用位置自動設定の取扱い

構造図



1

1.2 構造寸法

柱寸法
形状 : 矩形
断面寸法 L= 6.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行		13.000	

1.4 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時
安全率 : 常時
応力度 : 常時
底面せん断 : 常時
許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{sa} = 8.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sb} = 160.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sa} = 160.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma_{sa}' = 200.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{sa} = 0.23$ (N/mm²)
 $\tau_{sd} = 1.70$ (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	55596.87	0.00	0.00

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震
許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{sa} = 12.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sb} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sb} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma_{sb}' = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{sa} = 0.35$ (N/mm²)
 $\tau_{sd} = 2.55$ (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	50596.87	5943.47	215632.23

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.5 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース1
○	—	○	—	—

慣性力の向き : +X (+Z) 方向
死荷重時上部工反力 RD = 20200.00 (kN)
橋脚躯体重量 WP = 27257.47 (kN)
底版下面からWp重心位置までの高さ yP = 24.550 (m)
慣性力を考慮する底版および土重量 WF = 0.00 (kN)
底版下面からWF重心位置までの高さ yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.64	0.60
khp	—	0.58	0.58
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	18554.39	18554.39
yU	m	53.600	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度
khg : 地盤面における設計水平震度
WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)
yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	3139.40	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	50596.87	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.6 基礎基礎データ

1.6.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-10.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値 (kN/m)	単位重量 γ (kN/m)	内部重量 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m)	変形係数 αE_0 (kN/m)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 ED (kN/m)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α ： 内部計算

ひろがり角 β ： 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_a) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_a = 0 \text{ kN/m}^2$

土質 ： 硬岩 (亀裂多)

1.6.2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	etc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	51	104	277.3	2108.080

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A _s (cm ²)	5.067
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	920.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	25
中間帯鉄筋の本数 n (本)	2.000
中間帯鉄筋の断面積A _s ' (cm ²)	10.134

2 許容応力度法

2.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水 平 変 位	δ	mm	0.0
	δa	mm	25.0
		判定	OK
地 盤 反 力 度	qmax	kN/m ²	319
	qa	kN/m ²	2500
		判定	OK
せん 断 力	H	kN	0.0
	Ha	kN	9030.4
		判定	OK
杭 体 応 力 度	σc	N/mm ²	0.3
	σca	N/mm ²	8.0
		判定	OK
曲 げ 照 査	σs	N/mm ²	-4.6
	σsa	N/mm ²	160.0
		判定	OK
せん 断 照 査	$\sigma s'$	N/mm ²	-4.6
	$\sigma sa'$	N/mm ²	200.0
		判定	OK
せん 断 照 査	τm	N/mm ²	0.00
	τac	N/mm ²	0.10
	$\tau a2$	N/mm ²	1.70
	Aw	cm ²	20.268
	Awreq	cm ²	0.000
		判定	OK
	判 定	OK	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-3473.23
102	2.500	0.00	0.00	-4341.53
103	3.000	0.00	0.00	-5209.84
104	3.500	0.00	0.00	-6078.15
105	4.000	0.00	0.00	-6946.45
106	4.500	0.00	0.00	-7814.76
107	5.000	0.00	0.00	-8683.07
108	5.500	0.00	0.00	-9551.37
109	6.000	0.00	0.00	-10419.68
110	6.500	0.00	0.00	-11287.99
111	7.000	0.00	0.00	-12156.29
112	7.500	0.00	0.00	-13024.60
113	8.000	0.00	0.00	-13892.91
114	8.500	0.00	0.00	-14761.21
115	9.000	0.00	0.00	-15629.52
116	9.500	0.00	0.00	-16497.83
117	10.000	0.00	0.00	-17366.14
118	10.500	0.00	0.00	-18234.44
119	11.000	0.00	0.00	-19102.75
120	11.500	0.00	0.00	-19971.06
121	12.000	0.00	0.00	-20839.36
122	12.500	0.00	0.00	-21707.67
123	13.000	0.00	0.00	-22575.98

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.500 \text{ m}$

$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 22575.98 / 70.882 + (0.00 / 399.8198) \cdot (9.500 / 2 - 0.000)$

$= 319 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_s$

$= 2109087 \times 0.000 \times 10^{-3}$

$= 0.00 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{r\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=13.000 m)}$

$N = 22575.98 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.6 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -4.6 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \text{ (Z=0.000 m)} \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_n = 0.00 \leq 0.10 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_n = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 8419.2 \text{ mm}, d = 8342.0 \text{ mm}, pt = 0.150 \%$

$Ce = 0.533, Cpt = 0.800, CN = 1.000, \tau a1 = 0.23, \tau ac = 0.10, \tau a2 = 1.70$

1/2M_{max}点

$1/2M_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=13.000 m)}$

$N = 22575.98 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.6 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -4.6 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	694.65	694.65	-3473.23
102	2.500	1041.97	694.65	-4341.53
103	3.000	1389.29	641.59	-5209.84
104	3.500	1683.56	535.18	-6078.15
105	4.000	1924.48	429.91	-6946.45
106	4.500	2113.47	328.46	-7814.76
107	5.000	2252.94	232.44	-8683.07
108	5.500	2345.91	142.91	-9551.37
109	6.000	2395.85	60.64	-10419.68
110	6.500	2406.55	-13.78	-11287.99
111	7.000	2382.07	-79.92	-12156.29
112	7.500	2326.63	-137.43	-13024.60
113	8.000	2244.63	-186.03	-13892.91
114	8.500	2140.59	-225.49	-14761.21
115	9.000	2019.14	-255.61	-15629.52
116	9.500	1884.98	-276.23	-16497.83
117	10.000	1742.91	-287.22	-17366.14
118	10.500	1597.77	-288.44	-18234.44
119	11.000	1454.47	-279.79	-19102.75
120	11.500	1317.97	-261.18	-19971.06
121	12.000	1193.29	-232.51	-20839.36
122	12.500	1085.47	-193.69	-21707.67
123	13.000	999.60	-171.74	-22575.98

水平変位

$\delta = 0.1 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.500 \text{ m}$

$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 22575.98 / 70.882 + (999.60 / 399.8198) \cdot (9.500 / 2 - 0.000)$

$= 330 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_s$

$= 4218174 \times -0.034 \times 10^{-3}$

$= 144.66 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{r\text{max}} = 999.60 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=13.000 m)}$

$N = 22575.98 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.4 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -4.7 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 694.65 \text{ kN} \text{ (Z=2.500 m)} \quad N = 4341.53 \text{ kN} \quad M = 1041.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_n = 0.01 \leq 0.15 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_n = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 8419.2 \text{ mm}, d = 8342.0 \text{ mm}, pt = 0.150 \%$

$Ce = 0.533, Cpt = 0.800, CN = 1.000, \tau a1 = 0.35, \tau ac = 0.15, \tau a2 = 2.55$

1/2M_{max}点
1/2M_{max} = 1203.26 kN・m (Z=11.960 m)
N = 20769.90 kN
σ_c = 0.3 ≦ 12.0 N/mm²
σ_s = -4.0 ≦ 300.0 N/mm²
σ_s' = -4.4 ≦ 300.0 N/mm²

3 安定照査 (レベル2地震時)

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸直角方向：タイプ1地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1
設計水平震度 C2z・khco = 0.64
設計水平震度 khp = 0.58
設計水平震度 khg = 0.50
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) αi・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

Vo = (RD + WP + Vd)・μV
= (20200.00 + 27257.47 + 3139.40)×1.0000
= 50596.87 kN

水平力

Ho = {αi・C2z・khco(WU + WP) + Hd}・μH
= {αi×0.6375×(18554.39 + 27257.47) + 0.00}×1.0000
= αi×29205.02 + 0.00 kN

モーメント

Mo = {αi・C2z・khco(WU・yU + WP・yP) + Md}・μM - Hd・μH・yo - Vo・xo
= {αi×0.6375×(18554.39×10.000 + 27257.47×0.000) + 0.00}×1.0000
- 0.00×1.0000×0.000 - 50596.87×0.000
= αi×118284.08 + 0.00 kN・m

領域(2) αi・C2z・khco>khpのとき

鉛直力

Vo = (RD + WP + Vd)・μV
= (20200.00 + 27257.47 + 3139.40)×1.0000
= 50596.87 kN

水平力

Ho = {khp(WU + WP) + Hd}・μH
= {0.58×(18554.39 + 27257.47) + 0.00}×1.0000
= αi×0.00 + 26570.88 kN

モーメント

Mo = {khp(WU・yU + WP・yP) + Md}・μM - Hd・μH・yo - Vo・xo
= {0.58×(18554.39×10.000 + 27257.47×0.000) + 0.00}×1.0000
- 0.00×1.0000×0.000 - 50596.87×0.000
= αi×0.00 + 107615.48 kN・m

※yoは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

※xoは、底板中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

Wpr = Ap・γc
= 70.8822×24.50 = 1736.614 kN/m
qpr = αi・khg・Wpr
= αi×0.50×1736.614
= αi×868.307 kN/m

ここに、

qpr；杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

Wpr；杭突出部の杭長1 m当り重量(kN/m)

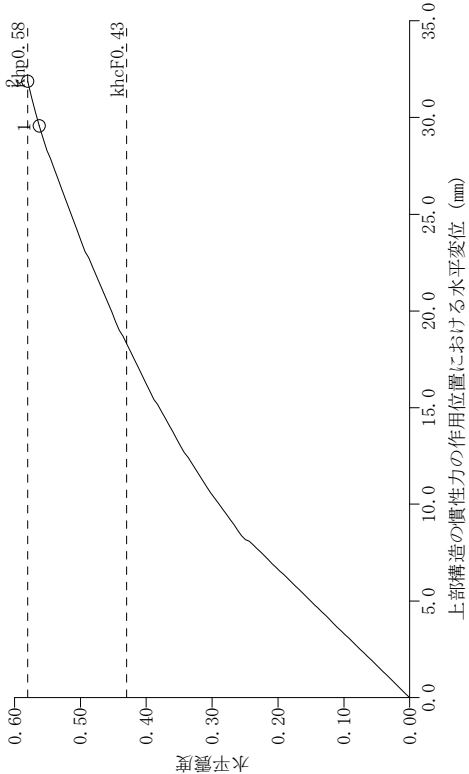
Ap；杭の断面積(m²)

γc；杭の単位体積重量(kN/m³)

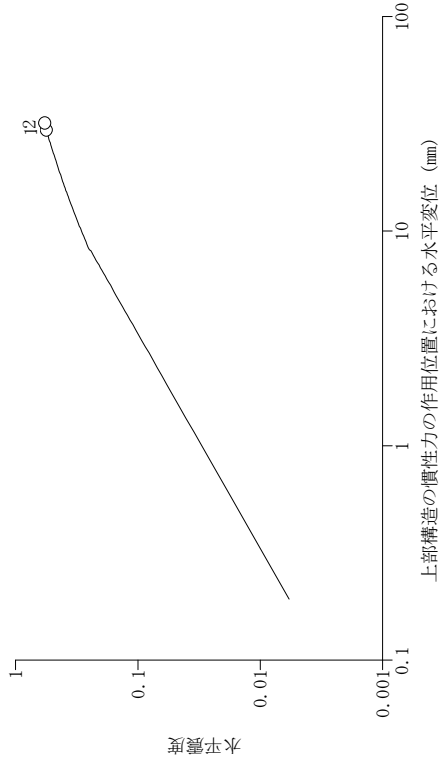
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径			D	mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数			C _c	—	1.000
	部材幅		b	mm	8419
	部材高		h	mm	8419
	有効高		d	mm	8342
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数		C _c	—	0.533
	軸方向引張鉄筋比に関する		p _t	%	0.150
	補正係数		C _{pc}	—	0.800
	作用軸力		N	N	50597×10 ³
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm	513157×10 ⁶
	断面積		A _c	mm ²	70.882×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _c	mm ⁴	399.820×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm	4750
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm	60084×10 ⁶
	補正係数		C _s	—	1.117
コンクリートが負担できる平均せん断応力度			τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力			S _c	N	11715×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²	20.268×10 ³
	帯鉄筋の間隔		s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力			S _s	N	33815×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力			P _s	N	45530×10 ³

深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 (×10 ⁻³ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.970	0.563	14.6	1.5	29.6	logP~logS法で求まる急変点
2	1.000	0.580	15.8	1.6	31.9	α ₁ =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	塑性化 領域 L _p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 A(m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.970	0.563	5.000	45.5	68.692	3.1	logP~logS法で求まる急変点
2	1.000	0.580	5.000	45.5	67.277	5.1	α ₁ =1で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 (α₁=1) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1			
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	26570.88 45529.83 OK
	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	28307.50 45614.12 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 28307.50 (kN) せん断耐力P_s 45614.12 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	33815×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	45614×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	33815×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	45614×10 ⁶

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	238585. 632 ≦ 417544. 492	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	73172. 847 ≦ 504576. 364	--
降伏点判定	-----		OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

		杭番号 1
曲げモーメント	M _{max}	238586
降伏モーメント	M _y	417544
判 定	M ≤ M _y	
基礎は降伏しない OK		

せん断力の照査

杭番号1		杭番号1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号1 26570.88 45529.83 OK
S _底 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	28307.50 45614.12 OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 28307.50 (kN) せん断耐力P_r 45614.12 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.565	67.277	70.882	504576.36

3.1.2 橋軸直角方向：タイプII地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.60
設計水平震度 khp = 0.58
設計水平震度 khg = 0.68
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α_i・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (20200.00 + 27257.47 + 3139.40) \times 1.0000 \\ &= 50596.87 \text{ kN} \\ \text{水平力} \\ H_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (18554.39 + 27257.47) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 27487.12 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (18554.39 \times 10.000 + 27257.47 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 50596.87 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 111326.35 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α_i・C2z・khco>khpのとき

鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (20200.00 + 27257.47 + 3139.40) \times 1.0000 \\ &= 50596.87 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ khp(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ 0.58 \times (18554.39 + 27257.47) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 0.00 + 26570.88 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$M_o = \{ khp(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o$$

$$\begin{aligned} &= \{ 0.58 \times (18554.39 \times 10.000 + 27257.47 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 50596.87 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 0.00 + 107615.48 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

※y_oは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底板中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma_c \\ &= 70.8822 \times 24.50 = 1736.614 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha_i \cdot khg \cdot Wpr \\ &= \alpha_i \times 0.68 \times 1736.614 \\ &= \alpha_i \times 1180.897 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

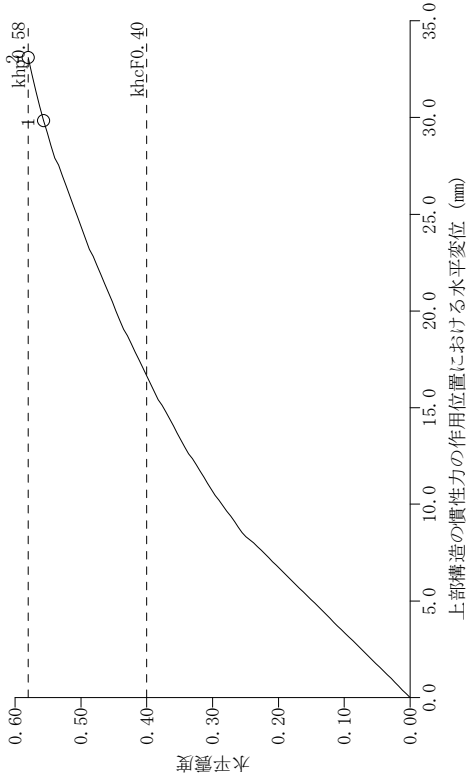
qpr；杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

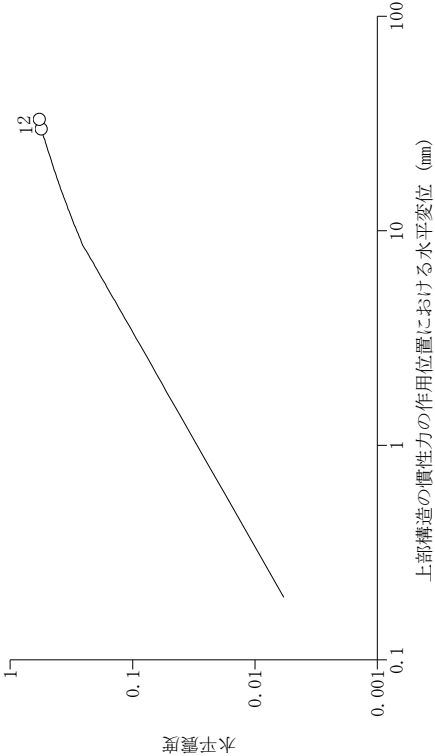
Wpr；杭突出部の杭長1 m当り重量 (kN/m)

Ap；杭の断面積 (m²)

γ_c；杭の単位体積重量 (kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、
基礎の荷重－水平変位の関係を求める。
荷重－水平変位の関係





深礎基礎の状態変化点一覧表						
No	載荷ス テッパ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-4}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.960	0.557	14.8	1.5	29.8	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.580	16.4	1.7	33.1	$\alpha_1=1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス テッパ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 A (m^2)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.960	0.557	5.000	45.5	68.498	3.4	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.580	5.000	45.5	66.544	6.1	$\alpha_1=1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1=1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 せん断耐力 判定	S (kN) P _s (kN) OK	26570.88 45529.83 OK
S _{max} 位置	せん断力 せん断耐力 判定	S (kN) P _s (kN) OK	28932.68 45614.12 OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 28932.68 (kN) せん断耐力P_s 45614.12 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	b	mm	1.000
		h	mm	8419
		d	mm	8342
		C _c	—	0.533
軸方向引張鉄筋比に関する補正	p _t	%		0.150
	C _{pc}	—		0.800
軸方向圧縮力による補正	N	N	N	50597×10 ⁶
	M	M	N・mm	513157×10 ⁶
	A _f	A _f	mm ²	70.882×10 ⁶
	I _c	I _c	mm ⁴	399.820×10 ¹²
	y	y	mm	4750
	M _c	M _c	N・mm	60084×10 ⁶
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	C _s	—	—	1.117
	τ _c	τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	S _c	N	11715×10 ⁶
	A _c	A _c	mm ²	20.268×10 ⁶
	s	s	mm	150
	σ _{sy}	σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	33815×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	45530×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	33815×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	45614×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	33815×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	45614×10 ³

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	242024. 126 ≦ 417544. 492	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	73172. 847 ≦ 499079. 361	--
降伏点判定	-----		OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

		杭番号 1
曲げモーメント	M _{max}	242024
降伏モーメント	M _y	417544
判 定	M ≤ M _y	
基礎は降伏しない OK		

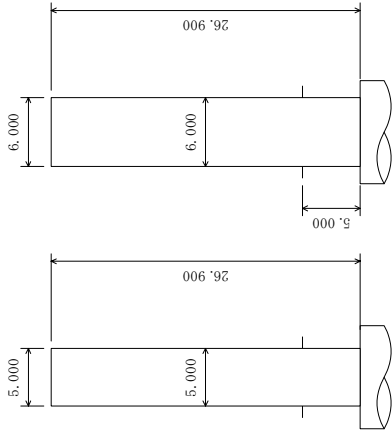
せん断力の照査

§ 5. P5橋脚の設計

1 設計条件

1.1 形状寸法

形式 RC矩形柱橋脚 (新設検討)
はり形状タイプ はり無し
基礎形式 深礎基礎
重要度の区分 B種の橋



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (mm)
柱高さ (柱基部 - はり下面)	H	26,900
橋軸方向 柱幅	B _h	5,000
橋軸直角方向 柱幅	B _r	6,000
地表面 (柱下端から)	h _s	5,000

1.2 上部工反力

1.2.1 死荷重反力および慣性力作用位置

上部工死荷重反力 R₀ 25400.00 (kN)

	橋軸	橋軸直角
上部工慣性力の作用位置 h _i (mm)	4,500	4,500

1.2.2 許容応力度法

活荷重反力および地震時水平反力

	橋軸	橋軸直角
上部工活荷重反力 R _h (kN)	5000.00	5000.00
地震時水平反力 R _e (kN)	1700.00	3200.00

1.2.3 保有耐力法

死荷重水平力および偏心モーメント

	H (kN)	橋軸	橋軸直角
死荷重水平力	0.00	0.00	0.00
死荷重偏心モーメント Me (kN・m)	0.00	0.00	0.00

死荷重水平力は上部工慣性力作用位置に載荷。

1.3 設計水平震度

地域区分 B2地域

地盤種別 I種地盤

杭番号 1		杭番号 1
せん断位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定	26570.88 45529.83 OK
S _{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定	28932.68 45614.12 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 28932.68 (kN) せん断耐力P_s 45614.12 (kN) 判定OK

以上より、深礎基礎の安全性の判定を満足する。

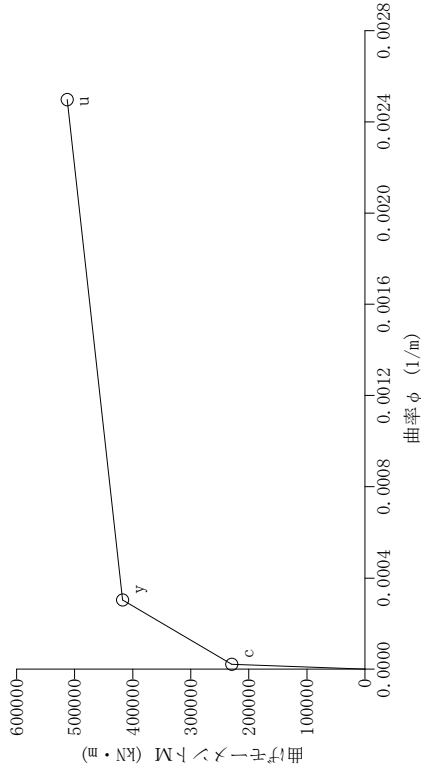
杭底面の押込み支持力 (PN = q_a × A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (mm)	有効載荷面積 A' (mm ²)	杭の断面積 A (mm ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8,439	66,544	70,882	499079.36

3.2 杭体のM-φ曲線

3.2.1 ケース 1

杭番号-1 区間長 L1=20.000 m 作用軸力 N=50596.87 kN



Me = 229531.58 kN・m	My = 417544.49 kN・m	Mu = 513156.77 kN・m
φ c = 2.1987E-005 1/m	φ y = 3.0399E-004 1/m	φ u = 2.4971E-003 1/m

1. 3. 1 許容応力度法

	kh
橋軸方向	0. 10
橋軸直角方向	0. 13

kh：許容応力度法による設計に用いる設計水平震度

1. 3. 2 保有耐力法

橋軸方向

	タイプIの設計震度, 分担重量		タイプIIの設計震度, 分担重量	
	CIzkhco	khg khemin	CIzkhco	khg khemin
正方向	0. 5539	0. 50 0. 45	23149. 50	0. 6000 0. 49

橋軸直角方向

	タイプIの設計震度, 分担重量		タイプIIの設計震度, 分担重量	
	CIzkhco	khg khemin	CIzkhco	khg khemin
正方向	0. 6375	0. 50 0. 52	22694. 27	0. 6000 0. 49

CIzkhco：地域別補正係数×設計水平震度(タイプI)の標準値

CIzkhco：地域別補正係数×設計水平震度(タイプII)の標準値

khg：地盤面における設計水平震度

khemin：同一振動単位系における設計水平震度の最大値(本橋脚設計における設計水平震度の最小値)

Wu：橋脚が支持している上部工重量

1. 4 単位重量他

鉄筋のヤング係数 Es 2. 00×10⁸ (N/mm²)

断面設計のヤング係数比 15

鉄筋コンクリートの単位重量 γ c 24. 50 (kN/m³)

水の単位重量 γ w 9. 80 (kN/m³)

土砂(埋戻し土)の単位重量 γ t 18. 00 (kN/m³)

土砂浮力算出時の水の単位重量 γ w 9. 00 (kN/m³)

1. 5 柱

1. 5. 1 使用材料

コンクリートの設計基準強度 σ ck 24. 0 (N/mm²)

コンクリートのヤング係数 Ec 2. 50×10⁴ (N/mm²)

主鉄筋材質 SD345

帯鉄筋材質 SD345

曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない。

柱の許容せん断応力度 τ alに補正係数c_Nを考慮しない。

1. 5. 2 鉄筋

(1) 基部主鉄筋

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160	D51	300	36@150	300
310	D51	450	34@150	450
460	D51	450	34@150	450

前面側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160	D51	300	36@150	300
310	D51	450	34@150	450
460	D51	450	34@150	450

右側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160	D51	300	175+27@150+175	300
310	D51	425	125+26@150+125	425

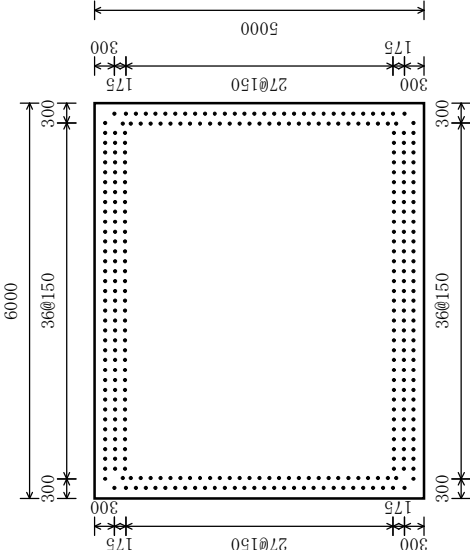
左側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160	D51	300	175+27@150+175	300
310	D51	425	125+26@150+125	425

※鉄筋量合計 672964. 0mm³は、

・「mあたり500mm²の鉄筋量(11000. 0mm²)」以上を満足する。

・「断面積(30000000. 0mm²)の6%となる鉄筋量(1800000. 0mm²)」以下を満足する。



(2) 帯鉄筋

鉄筋径 D25

1) 横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h(m)	高さ間隔 s(mm)	横拘束鉄筋 の断面積 Ah(mm ²)	横拘束鉄筋の有効長d(mm)		せん断補強鉄筋Aw(mm ²)	
				橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	150	506.70	1000.0	1000.0	3040.20	3040.20

2) 塑性ヒンジ長

区間	始端高さ h (mm)	軸方向鉄筋の本数n _s (本)			
		橋軸背面側	橋軸前面側	直角右側	直角左側
1	0. 000	14	14	14	14

3) セン断耐力算定条件

区間	始端高さ h (m)	断面幅b (mm)		有効高d (mm)		引張主鉄筋比p _t (%)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	6000.0	5000.0	4767.1	5766.3	0.928	0.921

1.6 地表面の形状

地表面タイプ:水平

1.7 許容応力度法:荷重ケース

柱の許容応力度法による検討は以下の荷重ケースについて行う。

1.7.1 橋軸方向

- (1) ケース: 常時 (略称: 常時) 荷重状態: 常時 (許容応力度の割増し係数 1.00)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力 (はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力 (kN)
死荷重反力R _d	25400.00
活荷重反力R _h	5000.00
合計	30400.00

水平力 R _x (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _x ・h _i	R _x
0.00	4.500	0.00	0.00
		合計	
		0.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 考慮しない

- (2) ケース: レベル1地震時 (略称: Lv1地震時) 荷重状態: Lv1地震時 (許容応力度の割増し係数 1.50)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力 (はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力 (kN)
死荷重反力R _d	25400.00
合計	25400.00

水平力 R _x (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _x ・h _i	R _x
1700.00	4.500	7650.00	0.00
		合計	
		7650.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 橋軸方向↑ (正方向)

動水圧

考慮しない

1.7.2 橋軸直角方向

- (1) ケース: 常時 (略称: 常時) 荷重状態: 常時 (許容応力度の割増し係数 1.00)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力 (はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力 (kN)
死荷重反力R _d	25400.00
活荷重反力R _h	5000.00
合計	30400.00

水平力 R _x (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _x ・h _i	R _x
0.00	4.500	0.00	0.00
		合計	
		0.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 考慮しない

- (2) ケース: レベル1地震時 (略称: Lv1地震時) 荷重状態: Lv1地震時 (許容応力度の割増し係数 1.50)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力 (はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力 (kN)
死荷重反力R _d	25400.00
合計	25400.00

水平力 R _x (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _x ・h _i	R _x
3200.00	4.500	14400.00	0.00
		合計	
		14400.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 直角方向→ (正方向)

動水圧

考慮しない

2 柱の設計 (許容応力度法)

2.1 柱基部の断面力

2.1.1 躯体自重

(1) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1 (m)	直角下幅 Br2 (m)	橋軸上幅 Ba1 (m)	橋軸下幅 Ba2 (m)	柱高 H (m)	体積 V (m ³)
1	矩形柱	6.000	6.000	5.000	5.000	26.900	807.00000

No	体積 V (m ³)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋軸図心 Z _g (m)	V・X _g (m ³)	V・Y _g (m ³)	V・Z _g (m ³)
1	807.00000	0.0000	13.4500	0.0000	0.0000	10854.1500	0.0000
Σ	807.00000	0.0000	13.4500	0.0000	0.0000	10854.1500	0.0000

※表中の図心 (X_g, Y_g, Z_g) は、柱基部の柱中心 (テーパー幅無視) を (0, 0, 0) としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 807.00000 \cdot 24.50 = 19771.50 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V = 13.450 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 重量合計

$$\Sigma W = 19771.50 \text{ (kN)}$$

(3) 重心位置

$$Y = \frac{\sum W \cdot Y}{\sum W} = 13.450(\text{m})$$
$$X_c = \frac{\sum W \cdot X_c}{\sum W} = 0.000(\text{m})$$

2.1.2 各荷重ケース毎の断面力(橋軸方向)

ケース：常時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	30400.00	0.00	26.900	0.00	0.00
躯体	19771.50	0.00	13.450	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	50171.50	0.00	—	—	0.00

ケース：レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	25400.00	1700.00	26.900	7650.00	53380.00
躯体	19771.50	1977.15	13.450	0.00	26592.67
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	45171.50	3677.15	—	—	79972.67

2.1.3 各荷重ケース毎の断面力(直角方向)

ケース：常時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	30400.00	0.00	26.900	0.00	0.00
躯体	19771.50	0.00	13.450	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	50171.50	0.00	—	—	0.00

ケース：レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	25400.00	3200.00	26.900	14400.00	100480.00
躯体	19771.50	2570.30	13.450	0.00	34570.47
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	45171.50	5770.30	—	—	135050.47

2.1.4 断面力一覧(柱中心位置で集計)

橋軸方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
常時	無し	50171.50	0.00	0.00
Lv1地震時	無し	45171.50	3677.15	79972.67

橋軸直角方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
常時	無し	50171.50	0.00	0.00
Lv1地震時	無し	45171.50	5770.30	135050.47

2.2 柱基部断面の検討

2.2.1 橋軸方向

(1) 断面形状および鉄筋配置

断面幅 B = 6,000 (m) 断面高さ H = 5,000 (m)

主鉄筋(位置は背面側からの距離) ※曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
1	160	D51	37	74999.0
2	310	D51	35	70945.0
3	460	D51	35	70945.0
4	4540	D51	35	70945.0
5	4690	D51	35	70945.0
6	4840	D51	37	74999.0
鉄筋量合計 ΣAs =				433778.0

τ a l算出時に引張主鉄筋に算入する側面鉄筋

背面側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D51	15.0	30405.0
	2	D51	15.0	30405.0
	3	D51	14.5	29391.5
	4	D51	14.5	29391.5
鉄筋量合計 ΣAss =				119593.0

前面側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D51	15.0	30405.0
	2	D51	15.0	30405.0
	3	D51	14.5	29391.5
	4	D51	14.5	29391.5
鉄筋量合計 ΣAss =				119593.0

全鉄筋量As = 672964.0 (mm²)

- 最小鉄筋量「全鉄筋量As ≧ mあたり500mm²の鉄筋量(11000.0mm²)」 OK
- 最大鉄筋量「全鉄筋量As ≦ 断面積の6%となる鉄筋量(1800000.0mm²)」 OK

2)せん断力に対する検討

項目	単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
状態	—	常時	Lv1地震時
b	mm	5000	5000
d	mm	5766	5766
S	kN	0.00	5770.30
N	kN	50171.50	45171.50
M	kN・m	0.00	135050.47
α	—	1.00	1.50
pt	%	1.167	1.167
ce	—	0.585	0.585
cpt	—	1.500	1.500
CN	—	1.000	1.000
τ m	N/mm ²	0.000	0.200
τ a ₁	N/mm ²	0.202	0.307
τ a ₁	N/mm ²	1.700	2.550

ここに、

- S：せん断力
N：軸力
M：曲げモーメント
b：部材断面幅
d：有効高
α：許容応力度の割増し係数
pt：引張主鉄筋比
ce：有効高d₀に関する許容せん断応力度の補正係数
cpt：引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数
CN：軸方向圧縮力による補正係数
τ m：平均せん断応力度
τ a₁：コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度
τ a₂：せん断補強鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度

3 柱の設計(レベル2地震動に対する保有耐力法による照査)

3.1 保有耐力法中間データ

1)設計対象

RC新設橋脚

2)柱基部鉄筋データ[配筋番号1]

橋軸方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ³)
1	直鉄筋	160.0	D51	37	74999.0
2	直鉄筋	310.0	D51	35	70945.0
3	直鉄筋	460.0	D51	35	70945.0
4	直鉄筋	4540.0	D51	35	70945.0
5	直鉄筋	4690.0	D51	35	70945.0
6	直鉄筋	4840.0	D51	37	74999.0
7	直鉄筋	300.0～ 4700.0	D51	118	239186.0

※ 鉄筋位置は、背面側からの距離。

直角方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ³)
1	直鉄筋	160.0	D51	30	60810.0
2	直鉄筋	310.0	D51	29	58783.0
3	直鉄筋	5690.0	D51	29	58783.0
4	直鉄筋	5840.0	D51	30	60810.0
5	直鉄筋	300.0～ 5700.0	D51	214	433778.0

※ 鉄筋位置は、右側からの距離。

3)分割位置・分割数

基本ピッチ算出用分割数: 50

テーパー部の分割倍数 n: 2

4)横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (mm)	高さ間隔 s (mm)	横拘束鉄筋Ah (mm ²)		横拘束鉄筋の有効長d (mm)		せん断補強鉄筋Aw (mm ²)	
			橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	150	506.70	506.70	1000.0	1000.0	3040.20	3040.20

5)塑性ヒンジ長

区間	始端高さ h (mm)	横拘束鉄筋の有効長d' (mm)		軸方向鉄筋の本数n _s (本)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	1000.0	1000.0	14	14

6)せん断耐力算定条件

区間	始端高さ h (mm)	断面幅b (mm)		有効高d (mm)		引張主鉄筋比ρ _t (%)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	6000.0	5000.0	4767.1	5766.3	0.928	0.921

3.2 躯体自重

(1) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br-1 (m)	直角下幅 Br-2 (m)	橋軸上幅 Ba-1 (m)	橋軸下幅 Ba-2 (m)	柱高 H (m)	体積 V (m ³)
1	矩形柱	6.000	6.000	5.000	5.000	26.900	807.00000

No	体積 V (m ³)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋軸図心 Z _g (m)	V・X _g (m ⁴)	V・Y _g (m ⁴)	V・Z _g (m ⁴)
1	807.00000	0.0000	13.4500	0.0000	0.0000	10854.1500	0.0000
Σ	807.00000	-----	-----	-----	0.0000	10854.1500	0.0000

※表中の図心(X_g, Y_g, Z_g)は、柱基部の柱中心(テーパー幅無視)を(0, 0, 0)としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma \cdot c = 807.00000 \cdot 24.50 = 19771.50 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V = 13.450 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 重量合計

$$\Sigma W = 19771.50 \text{ (kN)}$$

(3) 重心位置

$$Y = \frac{\Sigma W \cdot Y}{\Sigma W} = 13.450(\text{m})$$
$$X_c = \frac{\Sigma W \cdot X_c}{\Sigma W} = 0.000(\text{m})$$

3.3 橋軸 荷重正方向(↑：前面側引張)

3.3.1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK

水平耐力に対する判定	Pa≧khc・W OK	Pa≧khc・W OK
終局位置	基部	基部
地震時保有水平耐力 Pa	18481.56	18481.56
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 Pu	18481.56	18481.56
せん断耐力 Ps0(係数1.0)	37906.04	37906.04
せん断耐力 Ps	34337.97	36122.01
khc・W	14865.86	16187.27
設計水平震度 khc	0.45	0.49
構造物特性補正係数 cs	0.662	0.662
許容塑性率 μa	1.642	1.642
c2・khco	0.5539	0.6000
等価重量 W	33035.25	33035.25
等価重量算出係数 cp	0.5	0.5
基礎照査に用いる設計水平震度 khp	0.62	0.62
khp算定に用いる耐力	Pu	Pu
耐力に大きな余裕	ない	ない
1.5・khc・W	22298.79	24280.91
判定に用いる耐力	Pu	Pu

残留変位に対する判定	弾性応答範囲 OK	δs≦δs OK
許容残留変位 δs	314.00	314.00
慣性力作用位置 h	31.400	31.400
残留変位 δs	0.00	10.20
残留変位補正係数 cs	0.6	0.6
最大応答塑性率 μr	0.990	1.075
降伏剛性に対する2次剛性の比 r	0.0	0.0
降伏変位 δy	226.37	226.37

変位

降伏変位	δy (mm)	226.37
限界変位	δ1s (mm)	445.97

降伏剛性

降伏剛性	Ky (kN/m)	81641.55
柱部の断面2次モーメント	I (m ⁴)	33.60150

3.3.2 水平耐力および水平変位

(1) 応力度－ひずみ曲線(柱基部)

1) コンクリート

横拘束鋼材の断面積
Ah = 506.70 (mm²)

横拘束鋼材の間隔
s = 150 (mm)

横拘束鋼材の有効長
d = 1000.0 (mm)

横拘束鋼材の体積比
ρs = 0.01351200

横拘束鋼材の降伏点強度
σsy = 345.0 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度
σck = 24.0 (N/mm²)

コンクリートのヤング係数
Ec = 25000 (N/mm²)

下降勾配
Edes = 1383.891 (N/mm²)

断面補正係数
α = 0.20

β = 0.40

εcc = 0.00456390

εcc = 27.543 (N/mm²)

最大圧縮応力時ひずみ

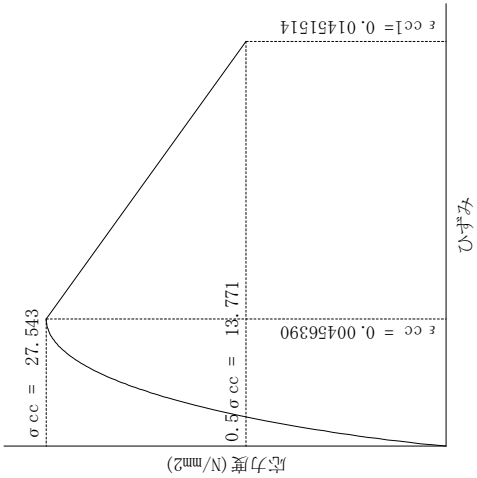
帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度

σcc = 27.543 (N/mm²)

n = Ec・εcc/(Ec・εcc - σcc) = 1.31821317

εcc1 = 0.01451514

限界圧縮ひずみ



2) 鉄筋

$\epsilon_{st2} = 0.025 \cdot Lp^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \beta s^{0.2} \beta co^{0.22} = 0.03797094$

ここに

ϵ_{st2} : 耐震性能2の鉄筋の許容ひずみ

$$Lp : \text{塑性ヒンジ長 (mm)} = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta n^{-1/3} \phi' \leq 0.15h$$
$$= 786.84 \text{ (mm)}$$

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点

ϕ : 許容ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径

βn : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta n = \beta s + \beta co = 2.092217$$

βs : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta s = \frac{384E0Ih}{nsd^3s} = 0.747217$$

E0 : 横拘束鉄筋のヤング係数

ϕh : 横拘束鉄筋の径

Ih : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長

s : 横拘束鉄筋の間隔

ns : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

βco : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数

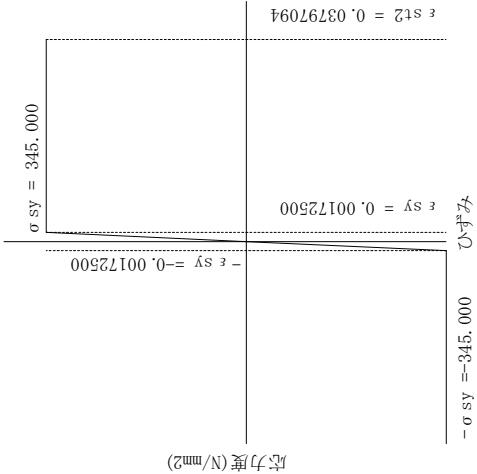
$$\beta co = 0.01c0$$

c0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に

配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離

ϕ' : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離



(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント(前面側引張となる向きを正とする)

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置からの距離 yi (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重によるモーメント Moi (kN・m)
0	0.000	31.400	45171.5	0.0
1	0.538	30.862	44776.1	0.0
2	1.076	30.324	44380.6	0.0
3	1.614	29.786	43985.2	0.0
4	2.152	29.248	43589.8	0.0
5	2.690	28.710	43194.3	0.0
6	3.228	28.172	42798.9	0.0
7	3.766	27.634	42403.5	0.0
8	4.842	26.558	41612.6	0.0
9	5.380	26.020	41217.2	0.0
10	5.918	25.482	40821.8	0.0
11	6.456	24.944	40426.3	0.0
12	6.994	24.406	40030.9	0.0
13	7.532	23.868	39635.5	0.0
14	8.070	23.330	39240.1	0.0
15	8.608	22.792	38844.6	0.0
16	9.146	22.254	38449.2	0.0
17	9.684	21.716	38053.8	0.0
18	10.222	21.178	37658.3	0.0
19	10.760	20.640	37262.9	0.0
20	11.298	20.102	36867.5	0.0
21	11.836	19.564	36472.0	0.0
22	12.374	19.026	36076.6	0.0
23	12.912	18.488	35681.2	0.0
24	13.450	17.950	35285.8	0.0
25	13.988	17.412	34890.3	0.0
26	14.526	16.874	34494.9	0.0
27	15.064	16.336	34099.5	0.0
28	15.602	15.798	33704.0	0.0
29	16.140	15.260	33308.6	0.0
30	16.678	14.722	32913.2	0.0
31	17.216	14.184	32517.7	0.0
32	17.754	13.646	32122.3	0.0
33	18.292	13.108	31726.9	0.0
34	18.830	12.570	31331.5	0.0
35	19.368	12.032	30936.0	0.0
36	19.906	11.494	30540.6	0.0
37	20.444	10.956	30145.2	0.0
38	20.982	10.418	29749.7	0.0
39	21.520	9.880	29354.3	0.0
40	22.058	9.342	28958.9	0.0
41	22.596	8.804	28563.4	0.0
42	23.134	8.266	28168.0	0.0
43	23.672	7.728	27772.6	0.0
44	24.210	7.190	27377.1	0.0
45	24.748	6.652	26981.7	0.0
46	25.286	6.114	26586.3	0.0
47	25.824	5.576	26190.9	0.0
48	26.362	5.038	25795.4	0.0
49	26.900	4.500	25400.0	0.0
50	27.438	3.962	25004.6	0.0
51	27.976	3.424	24609.2	0.0
52	28.514	2.886	24213.8	0.0

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s1 (mm)	鉄筋量 Ahl (mm ²)	有効長 dl (mm)	体積比 ρ s1	有効長 d' l (mm)	軸方向鉄筋 本数 ns (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
50	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
51						
52						

(4) 各着目点のモーメント および 曲率

モーメント (kN.m)			曲率 (1/m)		
i	ひび割れ Mc1	初降伏 My01	引張限界 Msti	圧縮限界 Mccli	ひび割れ φ c1
0	105101.6	460024.9	580320.9	571224.6	0.00005104
1	104733.4	459418.8	579691.9	570633.4	0.00058683
2	104365.3	458812.2	579062.5	570043.0	0.00058638
3	103997.1	458206.3	578431.3	569450.9	0.00058592
4	103628.9	457598.7	577798.3	568859.5	0.00058547
5	103260.8	456991.9	577164.9	568266.5	0.00058501
6	102892.6	456383.5	576531.2	567677.0	0.00058456
7	102524.4	455775.8	575895.6	567072.6	0.00058410
8	102156.3	455167.7	575259.7	566473.7	0.00058365
9	101788.1	454559.2	574622.0	565873.8	0.00058319
10	101419.9	453950.5	573984.0	565273.8	0.00058273
11	101051.8	453340.8	573344.3	564672.2	0.00058228
12	100683.6	452730.9	572702.7	564070.2	0.00058182
13	100315.4	452121.9	572060.8	563466.9	0.00058137
14	99947.3	451511.2	571418.6	562863.3	0.00058091
15	99579.1	450901.3	570774.7	562258.7	0.00058045
16	99210.9	450289.8	570129.8	561652.6	0.00048866
17	98842.8	449679.1	569483.8	561047.0	0.00048818
18	98474.6	449067.9	568836.9	560439.7	0.00048770
19	98106.4	448456.4	568188.9	559830.1	0.00048723
20	97738.3	447843.3	567539.2	559218.8	0.00048675
21	97370.1	447231.0	566889.2	558605.5	0.00048627
22	97001.9	446618.3	566236.3	557991.2	0.00048579
23	96633.8	446006.3	565579.9	557376.4	0.00048531
24	96265.6	445392.9	564923.0	556761.5	0.00048483
25	95897.4	444779.0	564265.0	556145.6	0.00048435
26	95529.3	444164.8	563605.1	555528.9	0.00048387
27	95161.1	443550.2	562944.8	554911.2	0.00048339
28	94792.9	442936.4	562283.3	554293.5	0.00048291
29	94424.8	442321.1	561619.7	553674.8	0.00048243
30	94056.6	441705.4	560954.4	553055.2	0.00048195
31	93688.4	441090.5	560287.4	552435.5	0.00048147
32	93320.3	440474.1	559619.5	551814.9	0.00048099
33	92952.1	439858.5	558950.7	551191.4	0.00048051
34	92583.9	439241.5	558281.0	550566.4	0.00048003
35	92215.8	438625.2	557610.5	549939.8	0.00047955
36	91847.6	438007.4	556938.3	549312.9	0.00047907
37	91479.4	437389.9	556266.1	548684.3	0.00047859
38	91111.3	436772.1	555592.2	548056.2	0.00047811
39	90743.1	436153.9	554917.4	547426.4	0.00047763
40	90374.9	435535.4	554241.8	546795.6	0.00047715
41	90006.8	434916.6	553565.4	546163.8	0.00047667
42	89638.6	434297.5	552888.1	545531.8	0.00047619
43	89270.4	433678.1	552209.2	544898.8	0.00047571
44	88902.3	433058.4	551529.5	544264.8	0.00047523
45	88534.1	432437.8	550849.8	543629.8	0.00047475
46	88165.9	431818.0	550167.7	542994.6	0.00047427
47	87797.8	431196.8	549485.5	542358.3	0.00047379
48	87429.6	430575.4	548802.6	541721.1	0.00047331
49	87061.4	429954.2	548118.0	541082.9	0.00047283
50	86693.3	429332.7	547432.7	540444.5	0.00047235
51					0.00000000
52					0.00000000

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{sti} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{ccli} に達する場合、 $Msti = Mccli$, $\phi_{sti} = \phi_{ccli}$ とする。

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置までの高さyi (m)	ひび割れ時水平力 P-ci (kN)	初降伏時水平力 Py0i (kN)	終局時水平力 Pu (kN)	備考
0	0.000	31.400	3347.18	14650.48	18481.56	cyu
1	0.538	30.862	3393.61	14886.23	18783.35	
2	1.076	30.324	3441.67	15130.33	19095.85	
3	1.614	29.786	3491.48	15383.28	19419.57	
4	2.152	29.248	3543.11	15645.47	19755.14	
5	2.690	28.710	3596.68	15917.52	20103.27	
6	3.228	28.172	3652.30	16199.90	20464.69	
7	3.766	27.634	3710.08	16493.30	20840.11	
8	4.304	27.096	3770.16	16798.34	21230.43	
9	4.842	26.558	3832.67	17115.72	21636.50	
10	5.380	26.020	3897.77	17446.20	22059.34	
11	5.918	25.482	3965.61	17790.63	22499.97	
12	6.456	24.944	4036.39	18149.89	22959.54	
13	6.994	24.406	4110.28	18525.03	23439.35	
14	7.532	23.868	4187.50	18917.01	23940.78	
15	8.070	23.330	4268.28	19327.10	24465.27	
16	8.608	22.792	4352.88	19756.48	25014.47	
17	9.146	22.254	4441.57	20206.66	25590.18	
18	9.684	21.716	4534.66	20679.13	26194.37	
19	10.222	21.178	4632.47	21175.58	26829.20	
20	10.760	20.640	4735.38	21697.83	27497.05	
21	11.298	20.102	4843.80	22248.08	28200.64	
22	11.836	19.564	4958.19	22828.58	28942.77	
23	12.374	19.026	5079.04	23441.94	29726.68	
24	12.912	18.488	5206.92	24090.92	30556.20	
25	13.450	17.950	5342.48	24778.77	31435.38	
26	13.988	17.412	5486.40	25509.12	32368.77	
27	14.526	16.874	5639.51	26286.01	33361.67	
28	15.064	16.336	5802.70	27114.13	34419.89	
29	15.602	15.798	5977.01	27998.55	35550.05	
30	16.140	15.260	6163.60	28945.31	36759.79	
31	16.678	14.722	6363.84	29961.32	38057.83	
32	17.216	14.184	6579.26	31054.29	39454.28	
33	17.754	13.646	6811.67	32233.51	40960.77	
34	18.292	13.108	7063.16	33509.42	42590.86	
35	18.830	12.570	7336.18	34894.60	44360.42	
36	19.368	12.032	7633.61	36403.54	46288.09	
37	19.906	11.494	7958.89	38053.76	48396.21	
38	20.444	10.956	8316.11	39866.02	50711.22	
39	20.982	10.418	8710.22	41865.42	53265.25	
40	21.520	9.880	9147.26	44082.53	56097.35	
41	22.058	9.342	9634.64	46554.98	59255.55	
42	22.596	8.804	10181.58	49329.57	62799.55	
43	23.134	8.266	10799.71	52465.29	66804.89	
44	23.672	7.728	11503.92	56037.57	71367.69	
45	24.210	7.190	12313.50	60144.34	76613.33	
46	24.748	6.652	13254.05	64915.52	82707.10	
47	25.286	6.114	14360.12	70326.14	89873.33	
48	25.824	5.576	15679.63	77219.40	98422.27	
49	26.362	5.038	17280.95	85342.24	108796.75	
50	26.900	4.500	19265.17	95407.27	121651.71	
51	26.900	4.500				
52	31.400	0.000				

備考欄 c:Pe最小位置, y:Py0最小位置, u:Pu最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000
水平力(kN)	3347.18	14650.48	18481.56

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

・Pu = 18481.56 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	yi (m)	φ ci (1/m)	φ ci・yi	φ y0i (1/m)	φ y0i・yi	Δ yi (mm)
0	31.400	0.0005017	0.001602804	0.00058683	0.018426583	0.538
1	30.862	0.0005104	0.001548351	0.00057539	0.017757790	0.538
2	30.324	0.0004930	0.001494838	0.00056395	0.017101218	0.538
3	29.786	0.0004842	0.001442267	0.00055250	0.016456846	0.538
4	29.248	0.0004755	0.001390636	0.00054105	0.015824730	0.538
5	28.710	0.0004667	0.001339947	0.00052960	0.015204822	0.538
6	28.172	0.0004580	0.001290199	0.00051814	0.014597175	0.538
7	27.634	0.0004492	0.001241391	0.00050669	0.014001747	0.538
8	27.096	0.0004405	0.001193525	0.00049522	0.013418565	0.538
9	26.558	0.0004317	0.001146600	0.00048376	0.012847632	0.538
10	26.020	0.0004230	0.001100616	0.00047229	0.012288953	0.538
11	25.482	0.0004142	0.001055573	0.00046082	0.011742532	0.538
12	24.944	0.0004055	0.0010101471	0.00044934	0.011208374	0.538
13	24.406	0.0003968	0.000968310	0.00043786	0.010686466	0.538
14	23.868	0.0003880	0.000926090	0.00042638	0.010176845	0.538
15	23.330	0.0003793	0.000884811	0.00041489	0.009679485	0.538
16	22.792	0.0003705	0.000844474	0.00040341	0.009194421	0.538
17	22.254	0.0003618	0.000805077	0.00039191	0.008721628	0.538
18	21.716	0.0003530	0.000766621	0.00038042	0.008261126	0.538
19	21.178	0.0003443	0.000729107	0.00036892	0.007812920	0.538
20	20.640	0.0003355	0.000692533	0.00035741	0.007377025	0.538
21	20.102	0.0003268	0.000656901	0.00034591	0.006953423	0.538
22	19.564	0.0003180	0.000622209	0.00033440	0.006542133	0.538
23	19.026	0.0003093	0.000588459	0.00032288	0.006143149	0.538
24	18.488	0.0003005	0.000555650	0.00031136	0.005756495	0.538
25	17.950	0.0002918	0.000523782	0.00029984	0.005382167	0.538
26	17.412	0.0002831	0.000492854	0.00028832	0.005020171	0.538
27	16.874	0.0002743	0.000462868	0.00027679	0.004670512	0.538
28	16.336	0.0002656	0.000433823	0.00026525	0.00433189	0.538
29	15.798	0.0002568	0.000405719	0.00025372	0.00400820	0.538
30	15.260	0.0002481	0.000378556	0.00024218	0.003695606	0.538
31	14.722	0.0002393	0.000352334	0.00023063	0.003395347	0.538
32	14.184	0.0002306	0.000327053	0.00021908	0.003107458	0.538
33	13.646	0.0002218	0.000302714	0.00020753	0.002831937	0.538
34	13.108	0.0002131	0.000279315	0.00019597	0.002568797	0.538
35	12.570	0.0002043	0.000256857	0.00018441	0.002318038	0.538
36	12.032	0.0001956	0.000235341	0.00017285	0.002079672	0.538
37	11.494	0.0001868	0.000214765	0.00016128	0.001853701	0.538
38	10.956	0.0001781	0.000195131	0.00014970	0.001640133	0.538
39	10.418	0.0001694	0.000176437	0.00013812	0.001438974	0.538
40	9.880	0.0001606	0.000158685	0.00012654	0.001250230	0.538
41	9.342	0.0001519	0.000141873	0.00011495	0.001073909	0.538
42	8.804	0.0001431	0.000126003	0.00010336	0.000910017	0.538
43	8.266	0.0001344	0.000111074	0.00009177	0.000758560	0.538
44	7.728	0.0001256	0.000097086	0.00008017	0.000619546	0.538
45	7.190	0.0001169	0.000084039	0.00006856	0.000492981	0.538
46	6.652	0.0001081	0.000071933	0.00005696	0.000378872	0.538
47	6.114	0.0000994	0.000060768	0.00004534	0.000279227	0.538
48	5.576	0.0000906	0.000050544	0.00003967	0.000221227	0.538
49	5.038	0.0000819	0.000041261	0.00003585	0.000180597	0.538
50	4.500	0.0000732	0.000032919	0.00003202	0.000144085	0.538
51	4.500	0.0000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	0.000
52	0.000	0.0000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	4.500

$\delta c = \int \phi c \cdot ydy = \Sigma (\phi ci \cdot yi + \phi ci-1 \cdot yi-1) \Delta yi / 2 \times 10^3 = 16.73 \text{ (mm)}$

$\delta y0 = \int \phi y0 \cdot ydy = \Sigma (\phi y0i \cdot yi + \phi y0i-1 \cdot yi-1) \Delta yi / 2 \times 10^3 = 179.45 \text{ (mm)}$

ここに、

δc : ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力Pcを作用させたときの曲率分布より求める。

$\delta y0$: 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力Py0を作用させたときの曲率分布より求める。

yi : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

φ ci : 慣性力作用位置にひび割れ水平力Pcを載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ y0i : 慣性力作用位置に初降伏水平力Py0を載荷したときの各断面の曲率 1/m

(8) 限界状態の変位

δ_{ls2} : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位 (mm)

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm) = 786.84 (mm)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 31400 (mm)

My_o : 橋脚基部断面における初降伏モーメント = 460024.9 (kN・m)

ϕ_{yo} : 橋脚基部断面における初降伏曲率 = 0.00058683 (1/m)

δ_{yo} : 橋脚の初降伏変位 = 179.45 (mm)

$\delta_{ls2} = \delta_y + (\phi_{ls2} - \phi_y)L_p(h - L_p / 2) = 445.97$ (mm)

ここに

ϕ_{ls2} : 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率 = 0.00974113 (1/m)

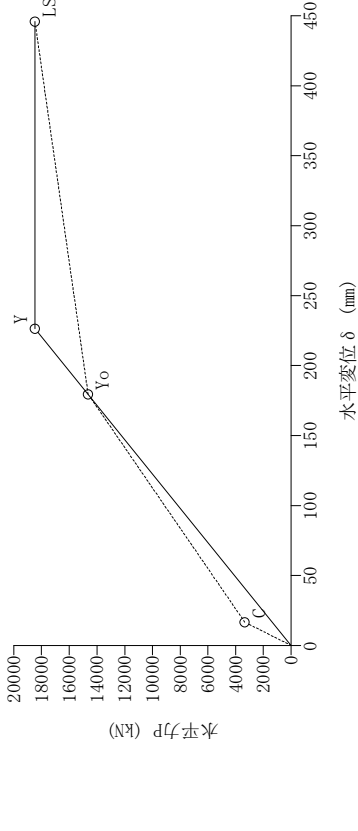
ϕ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率

$$\phi_y = \left(\frac{M_{ls2}}{My_o} \right) \phi_{yo} = 0.00074029 \text{ (1/m)}$$

δ_y : 橋脚の降伏変位 = 226.37 (mm)

M_{ls2} : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント = 580320.9 (kN・m)

(9) 水平力－水平変位の関係



3.3.3 セン断耐力

(1) 破壊形態の判定に用いるせん断耐力

P_s : セン断耐力 (kN)

P_{so} : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (kN)

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

S_{co} : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

(正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 = 24.0 (N/mm²)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.350 (N/mm²)

σ_{sy} : セン断補強鉄筋の降伏点強度 = 345.0 (N/mm²)

hp : 橋脚の高さ(基部から天端) = 26900 (mm)

ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.612

cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.457

pt : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 0.928 (%)

b : 部材断面幅 = 6000.0 (mm)

d : 部材断面の有効高 = 4767.1 (mm)

S_s : セン断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

Aw : セン断補強鉄筋の総断面積 = 3040.20 (mm²)

a : h の部材軸方向の間隔 = 150 (mm)

$P_{so} = S_{co} + S_s$ = 37906.04 (kN)

$P_s = S_c + S_s$ = 34337.97 (kN)

$S_{co} = ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 8920.17 (kN)

$S_c = cc \cdot ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 5352.10 (kN)

$S_s = Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$ = 28985.87 (kN)

ここに、

cc : 正負交番作用による補正係数 = 0.6

2) タイプII地震動

$P_{so} = S_{co} + S_s$ = 37906.04 (kN)

$P_s = S_c + S_s$ = 36122.01 (kN)

$S_{co} = ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 8920.17 (kN)

$S_c = cc \cdot ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 7136.13 (kN)

$S_s = Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$ = 28985.87 (kN)

ここに、

cc : 正負交番作用による補正係数 = 0.8

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	Seco (kN)	Ss (kN)	Pso (kN)	Sc (kN)		Ps (kN)	
				タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
0	8920.17	28985.87	37906.04	5352.10	7136.13	34337.97	36122.01
1	8920.17	28985.87	37906.04	5352.10	7136.13	34337.97	36122.01
2	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
3	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
4	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
5	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
6	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
7	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
8	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
9	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
10	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
11	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
12	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
13	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
14	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
15	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
16	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
17	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
18	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
19	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
20	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
21	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
22	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
23	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
24	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
25	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
26	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
27	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
28	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
29	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
30	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
31	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
32	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
33	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
34	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
35	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
36	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
37	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
38	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
39	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
40	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
41	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
42	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
43	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
44	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
45	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
46	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
47	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
48	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
49	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04
50	8920.17	28985.87	37906.04	8920.17	8920.17	37906.04	37906.04

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基礎から の高さ hi (m)	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	Aw (mm ²)	ce	cpt
0	0.000	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
1	0.538	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
2	1.076	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
3	1.614	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
4	2.152	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
5	2.690	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
6	3.228	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
7	3.766	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
8	4.304	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
9	4.842	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
10	5.380	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
11	5.918	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
12	6.456	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
13	6.994	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
14	7.532	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
15	8.070	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
16	8.608	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
17	9.146	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
18	9.684	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
19	10.222	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
20	10.760	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
21	11.298	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
22	11.836	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
23	12.374	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
24	12.912	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
25	13.450	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
26	13.988	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
27	14.526	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
28	15.064	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
29	15.602	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
30	16.140	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
31	16.678	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
32	17.216	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
33	17.754	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
34	18.292	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
35	18.830	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
36	19.368	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
37	19.906	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
38	20.444	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
39	20.982	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
40	21.520	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
41	22.058	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
42	22.596	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
43	23.134	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
44	23.672	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
45	24.210	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
46	24.748	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
47	25.286	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
48	25.824	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
49	26.362	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457
50	26.900	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.457

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{IIz} \cdot k_{hco} &&= 0.40 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.6 &&= 0.40 \\k_{hc3} &= c_{IIz} \cdot 0.4 &&= 0.34 \\k_{hemin} &&&= 0.49 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.49\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}k_{hc} &: \text{設計水平震度} &&= 0.85 \\c_{IIz} &: \text{地域別補正係数} &&= 0.6000 \\c_{IIz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.662 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1.642 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} && \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0} \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値が} 0.6 \text{を下回る」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が} 0.4 \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値を下回る」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \quad \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

(2) 等価重量

$$W: \text{地震時保有水平耐力法に用いる等価重量}$$
$$W_p: \text{橋脚の重量} \quad W_p = 19771.50 \text{ (kN)}$$

1) タイプI地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 33035.25 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 23149.50 \text{ (kN)}$$
$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

2) タイプII地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 33035.25 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 23149.50 \text{ (kN)}$$
$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

3.3.6 水平耐力の照査

(1) タイプI地震動

$$Pa = 18481.56 \geq k_{hc} \times W = 14865.86 \quad \text{なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$Pa: \text{地震時保有水平耐力 (kN)}$$
$$k_{hc}: \text{設計水平震度} = 0.45$$
$$W: \text{等価重量} = 33035.25 \text{ (kN)}$$

(2) タイプII地震動

$$Pa = 18481.56 \geq k_{hc} \times W = 16187.27 \quad \text{なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$Pa: \text{地震時保有水平耐力 (kN)}$$
$$k_{hc}: \text{設計水平震度} = 0.49$$
$$W: \text{等価重量} = 33035.25 \text{ (kN)}$$

3.3.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプI地震動

$P_u \leq P_s$ より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 18481.56 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a2 = \frac{\delta \text{ } l s2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.642$$

とする。

(2) タイプII地震動

$P_u \leq P_s$ より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 18481.56 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a2 = \frac{\delta \text{ } l s2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.642$$

とする。

ここに、

Pa : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

μ_a2 : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

$\alpha 2$: 安全係数 = 1.2

3.3.5 作用荷重

(1) 設計水平震度

1) タイプI地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{Iz} \cdot k_{hco} &&= 0.37 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.4 &&= 0.26 \\k_{hc3} &= c_{Iz} \cdot 0.4 &&= 0.40 \\k_{hemin} &&&= 0.45 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.45\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}k_{hc} &: \text{設計水平震度} \\c_{Iz} &: \text{地域別補正係数} &&= 1.00 \\c_{Iz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 0.5539 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.662 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} &&= 1.642 \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0} \text{に} c_{Iz} \text{を乗じた値が} 0.4 \text{を下回る」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が} 0.4 \text{に} c_{Iz} \text{を乗じた値を下回る」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \quad \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

3.3.7 残留変位による判定 (B種橋)

$$\delta_{\text{B}} \text{ : 橋脚の許容残留変位}$$
$$= 314.00 \text{ (mm)}$$

$$c_k \text{ : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$$
$$= 0.6$$

$$r \text{ : 橋脚の降伏剛性に對する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$$
$$= 0.0$$

(1) タイプI地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$$
$$= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 0.990$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 226.37 \text{ (mm)}$$

(2) タイプII地震動

$\delta_R \leq \delta_{B_0}$ なので残留変位による照査を満足している。
ここに、

$$\delta_R \text{ : 橋脚の残留変位}$$
$$= c_k (\mu r - 1) (1 - r) \delta y$$
$$= 10.20 \text{ (mm)}$$

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$$
$$= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$
$$= 1.075$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 226.37 \text{ (mm)}$$

3.3.8 基礎設計用水平震度

(1) タイプI地震動

$$Pu = 18481.56 \text{ (kN)}$$
$$W = 33035.25 \text{ (kN)}$$
$$khp = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$

$$= 0.62$$

(2) タイプII地震動

$$Pu = 18481.56 \text{ (kN)}$$
$$W = 33035.25 \text{ (kN)}$$
$$khp = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$

$$= 0.62$$

ここに、

khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

CdF : khp算出のための補正係数で1.1とする

Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

3.3.9 固有周期算定用剛性

橋脚天端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$$I_y = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E)$$
$$= 33.60150 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$K = Py / \delta y = Pyo / \delta yo$$
$$= 81641.55 \text{ (kN/m)}$$

ここに

Iy : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

Py : 降伏水平耐力

δy : 降伏変位

Pyo : 橋脚の初降伏水平耐力

$$= 14650.48 \text{ (kN)}$$

δyo : 橋脚の初降伏変位

$$= 179.45 \text{ (mm)}$$

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離

$$= 31.400 \text{ (m)}$$

hu : 橋脚天端から上部工慣性力作用位置までの距離

$$= 4.500 \text{ (m)}$$

E : コンクリートのヤング係数

$$= 2.50 \times 10^4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

3.3.10 主要断面のMc、Myo、MIs

(1) 基部断面

1) 条件

$$\text{断面幅}$$
$$6000.0 \text{ (mm)}$$
$$\text{断面高}$$
$$5000.0 \text{ (mm)}$$

$$\text{コンクリート設計基準強度}$$
$$\sigma ck = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{作用軸力}$$
$$45171.5 \text{ (kN)}$$

$$\text{主鉄筋}$$
$$\Sigma As = 672964.0 \text{ mm}^2$$
$$\text{※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。}$$

$$\text{軸方向鉄筋比} = 2.24 (\%)$$

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)
1	4840	74999.0	345.0	2	4700	4054.0	345.0
3	4690	70945.0	345.0	4	4575	4054.0	345.0
5	4540	70945.0	345.0	6	4525	4054.0	345.0
7	4450	4054.0	345.0	8	4375	4054.0	345.0
9	4300	4054.0	345.0	10	4225	4054.0	345.0
11	4150	4054.0	345.0	12	4075	4054.0	345.0
13	4000	4054.0	345.0	14	3925	4054.0	345.0
15	3850	4054.0	345.0	16	3775	4054.0	345.0
17	3700	4054.0	345.0	18	3625	4054.0	345.0
19	3550	4054.0	345.0	20	3475	4054.0	345.0
21	3400	4054.0	345.0	22	3325	4054.0	345.0
23	3250	4054.0	345.0	24	3175	4054.0	345.0
25	3100	4054.0	345.0	26	3025	4054.0	345.0
27	2950	4054.0	345.0	28	2875	4054.0	345.0
29	2800	4054.0	345.0	30	2725	4054.0	345.0
31	2650	4054.0	345.0	32	2575	4054.0	345.0
33	2500	4054.0	345.0	34	2425	4054.0	345.0
35	2350	4054.0	345.0	36	2275	4054.0	345.0
37	2200	4054.0	345.0	38	2125	4054.0	345.0
39	2050	4054.0	345.0	40	1975	4054.0	345.0
41	1900	4054.0	345.0	42	1825	4054.0	345.0
43	1750	4054.0	345.0	44	1675	4054.0	345.0
45	1600	4054.0	345.0	46	1525	4054.0	345.0
47	1450	4054.0	345.0	48	1375	4054.0	345.0
49	1300	4054.0	345.0	50	1225	4054.0	345.0
51	1150	4054.0	345.0	52	1075	4054.0	345.0
53	1000	4054.0	345.0	54	925	4054.0	345.0
55	850	4054.0	345.0	56	775	4054.0	345.0
57	700	4054.0	345.0	58	625	4054.0	345.0
59	550	4054.0	345.0	60	475	4054.0	345.0
61	460	70945.0	345.0	62	425	4054.0	345.0
63	310	70945.0	345.0	64	300	4054.0	345.0
65	160	74999.0	345.0				

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) Mc (kN.m) φ (1/m)
		35.384 32.944 82.360 1.9137 105101.6 0.00005104
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント (図心) 曲率	$\frac{\epsilon_c}{X_o}$ (mm) My _o (kN.m) φ _{yo} = $\frac{\epsilon_c}{X_o}$ (1/m)
		0.00111528 1900.50 460024.9 0.00058683
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	$\frac{\epsilon_{ccl}}{X_{ccl}}$ (mm) M _{ccl} (kN.m) φ _{ccl} = $\frac{\epsilon_{ccl}}{X_{ccl}}$ (1/m)
		0.01451514 830.91 571224.6 0.01746901
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	$\frac{\epsilon_{st}}{X_{st}}$ (mm) M _{st} (kN.m) φ _{st} = $\frac{\epsilon_{st}}{X_{st}}$ (1/m)
		0.00761754 0.03797094 3898.00 580320.9 0.00974113
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	$\frac{\epsilon_{ls}}{X_{ls}}$ (mm) M _{ls} (kN.m) φ _{ls} = $\frac{\epsilon_{ls}}{X_{ls}}$ (1/m)
		0.03797094 3898.00 580320.9 0.00974113

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
786.8	50.80	0.74721691	1.34500000	0.03797094

柱基部の軸圧縮応力度

	(N/mm ²)
軸方向圧縮応力度 σ _c	1.506

3.4 橋軸直角 荷重正方向 (→: 左側引張)

3.4.1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK

水平耐力に対する判定	Pa ≥ khc・W OK	Pa ≥ khc・W OK
終局位置	基部	基部
地震時保有水平耐力 Pa	21038.30	21038.30
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 Pu	21038.30	21038.30
せん断耐力 Ps0 (係数1.0)	43631.69	43631.69
せん断耐力 Ps	40203.58	41917.64
khc・W	16941.61	15964.21
設計水平震度 khc	0.52	0.49
構造物特性補正係数 c _s	0.666	0.666
許容塑性率 μ _a	1.627	1.627
c _z ・khco	0.6375	0.6000
等価重量 W	32580.02	32580.02
等価重量算出係数 c _p	0.5	0.5
基礎照本に用いる設計水平震度 kh _p	0.71	0.71
kh _p 算定に用いる耐力	Pu	Pu
耐力に大きな余裕	ない、	ない、
1.5・khc・W	25412.41	23946.31
判定に用いる耐力	Pu	Pu

残留変位に対する判定	弾性応答範囲 OK	弾性応答範囲 OK
許容残留変位 δ _u	314.00	314.00
慣性力作用位置 h	31.400	31.400
残留変位 δ _s	0.00	0.00
残留変位補正係数 c _u	0.6	0.6
最大応答塑性率 μ _r	0.987	0.932
降伏剛性に対する2次剛性の比 r	0.0	0.0
降伏変位 δ _y	201.70	201.70

変位

降伏変位	δ _y (mm)	201.70
限界変位	δ _{ls} (mm)	393.82

降伏剛性

降伏剛性	K _y (kN/m)	104304.24
柱部の断面2次モーメント I	I (m ⁴)	42.92887

3.4.2 水平耐力および水平変位

(1) 応力度－ひずみ曲線 (柱基部)

1) コンクリート

横拘束鋼材の断面積

横拘束鋼材の間隔

横拘束鋼材の有効長

横拘束鋼材の体積比

横拘束鋼材の降伏点強度

コンクリートの設計基準強度

コンクリートのヤング係数

下降勾配

断面補正係数

最大圧縮応力時ひずみ

帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度

限界圧縮ひずみ

Ah = 506.70 (mm²)

s = 150 (mm)

d = 1000.0 (mm)

ρ_s = 0.01351200

σ_{sy} = 345.0 (N/mm²)

σ_{ck} = 24.0 (N/mm²)

Ec = 25000 (N/mm²)

Edes = 1383.891 (N/mm²)

α = 0.20

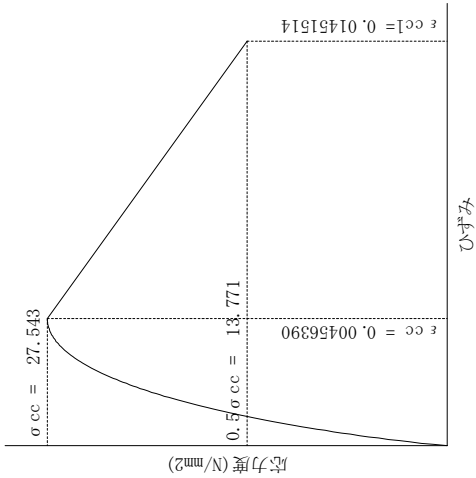
β = 0.40

ε_{cc} = 0.00456390

σ_{cc} = 27.543 (N/mm²)

n = Ec・ε_{cc} / (Ec・ε_{cc} - σ_{cc}) = 1.31821317

ε_{ccl} = 0.01451514



2) 鉄筋

$\epsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \beta_{s0.2} \beta_{co0.22} = 0.03797094$

ここに

ϵ_{st2} : 耐震性能2の鉄筋の許容ひずみ

$$L_p : \text{塑性ヒンジ長 (mm)} = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi' \leq 0.15h$$
$$= 786.84 \text{ (mm)}$$

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点

ϕ : 許容ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径

β_n : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co} = 2.092217$$

β_s : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta_s = \frac{384E0I_h}{nsd^3s} = 0.747217$$

$E0$: 横拘束鉄筋のヤング係数

ϕ_h : 横拘束鉄筋の径

I_h : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長

s : 横拘束鉄筋の間隔

ns : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

β_{co} : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数

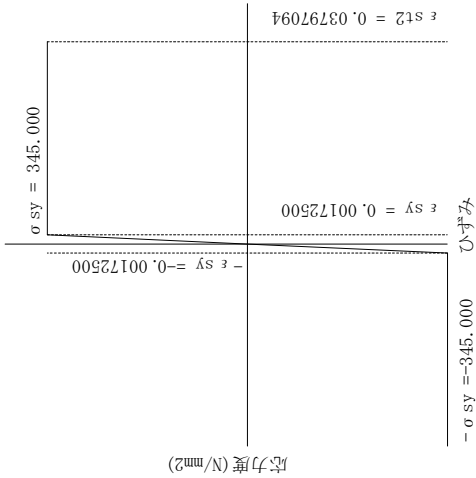
$$\beta_{co} = 0.01c0$$

$c0$: 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に

配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離

ϕ' : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離



(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント(左面側引張となる向きを正とする)

i	基部からの 高さ h1 (m)	慣性力作用位置 からの距離 y1 (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重による モーメント Moi (kN・m)
0	0.000	31.400	45171.5	0.0
1	0.538	30.862	44776.1	0.0
2	1.076	30.324	44380.6	0.0
3	1.614	29.786	43985.2	0.0
4	2.152	29.248	43589.8	0.0
5	2.690	28.710	43194.3	0.0
6	3.228	28.172	42798.9	0.0
7	3.766	27.634	42403.5	0.0
8	4.304	27.096	42008.1	0.0
9	4.842	26.558	41612.6	0.0
10	5.380	26.020	41217.2	0.0
11	5.918	25.482	40821.8	0.0
12	6.456	24.944	40426.3	0.0
13	6.994	24.406	40030.9	0.0
14	7.532	23.868	39635.5	0.0
15	8.070	23.330	39240.1	0.0
16	8.608	22.792	38844.6	0.0
17	9.146	22.254	38449.2	0.0
18	9.684	21.716	38053.8	0.0
19	10.222	21.178	37658.3	0.0
20	10.760	20.640	37262.9	0.0
21	11.298	20.102	36867.5	0.0
22	11.836	19.564	36472.0	0.0
23	12.374	19.026	36076.6	0.0
24	12.912	18.488	35681.2	0.0
25	13.450	17.950	35285.8	0.0
26	13.988	17.412	34890.3	0.0
27	14.526	16.874	34494.9	0.0
28	15.064	16.336	34099.5	0.0
29	15.602	15.798	33704.0	0.0
30	16.140	15.260	33308.6	0.0
31	16.678	14.722	32913.2	0.0
32	17.216	14.184	32517.7	0.0
33	17.754	13.646	32122.3	0.0
34	18.292	13.108	31726.9	0.0
35	18.830	12.570	31331.5	0.0
36	19.368	12.032	30936.0	0.0
37	19.906	11.494	30540.6	0.0
38	20.444	10.956	30145.2	0.0
39	20.982	10.418	29749.7	0.0
40	21.520	9.880	29354.3	0.0
41	22.058	9.342	28958.9	0.0
42	22.596	8.804	28563.4	0.0
43	23.134	8.266	28168.0	0.0
44	23.672	7.728	27772.6	0.0
45	24.210	7.190	27377.1	0.0
46	24.748	6.652	26981.7	0.0
47	25.286	6.114	26586.3	0.0
48	25.824	5.576	26190.9	0.0
49	26.362	5.038	25795.4	0.0
50	26.900	4.500	25400.0	0.0
51	26.900	4.500	25400.0	0.0
52	31.400	0.000	25400.0	0.0

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s1 (mm)	鉄筋量 Ahi (mm ²)	有効長 d1 (mm)	体積比 ρs1	有効長 d1 (mm)	有効長 d1 (mm)	軸方向鉄筋 本数 ns (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
50	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
51	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
52							

(4) 各着目点のモーメント および 曲率

i	モーメント (kN.m)				曲率 (1/m)			
	ひび割れ Mc <i>i</i>	初降伏 My <i>0i</i>	引張限界 M <i>sti</i>	圧縮限界 M <i>ccli</i>	ひび割れ φ <i>ci</i>	初降伏 φ <i>0i</i>	引張限界 φ <i>sti</i>	圧縮限界 φ <i>ccli</i>
0	120105.5	479236.9	660602.6	6489261.3	0.00004254	0.00048484	0.00854277	0.01121874
1	119684.8	4778655.8	660015.5	647064.4	0.00004239	0.00048446	0.00855789	0.01121874
2	119264.3	477964.3	659427.7	647064.4	0.00004224	0.00048409	0.00855302	0.01121874
3	118843.7	477613.7	658837.9	646437.1	0.00004209	0.00048371	0.00852817	0.01121874
4	118422.6	477640.6	658247.6	645828.3	0.00004194	0.00048334	0.00852332	0.01121874
5	118001.9	477596.8	657655.1	645217.1	0.00004179	0.00048296	0.00851849	0.01121874
6	117581.2	4775295.6	657062.0	644606.1	0.00004164	0.00048258	0.00851367	0.01121874
7	117160.4	477394.7	656467.0	643995.4	0.00004149	0.00048221	0.00850886	0.01121874
8	116739.7	477394.8	6558781.3	643383.1	0.00004135	0.00048183	0.00850406	0.01121874
9	116319.0	477260.2	655273.7	642770.1	0.00004120	0.00048146	0.00849927	0.01121874
10	115898.3	477260.2	654675.6	642156.5	0.00004105	0.00048108	0.00849450	0.01121874
11	115477.5	4771925.2	654077.3	641542.3	0.00004090	0.00048070	0.00848973	0.01121874
12	115056.8	471250.9	653473.3	640927.4	0.00004075	0.00048033	0.00848497	0.01121874
13	114635.4	470859.5	652870.7	640311.0	0.00004060	0.00047995	0.00848022	0.01121874
14	114215.1	469899.5	652266.7	639694.8	0.00004045	0.00047958	0.00847548	0.01121874
15	113794.6	469223.4	651660.8	639078.8	0.00004030	0.00047920	0.00847075	0.01121874
16	113373.9	468547.0	651054.4	638461.3	0.00004015	0.00047882	0.00846604	0.01121874
17	112953.2	467870.4	650446.0	637842.3	0.00004000	0.00047845	0.00846133	0.01121874
18	112532.5	467192.5	649836.5	637223.5	0.00003986	0.00047807	0.00845663	0.01121874
19	112111.7	466515.4	649226.4	636604.1	0.00003971	0.00047769	0.00845195	0.01121874
20	111691.0	465837.0	648614.4	635984.1	0.00003956	0.00047732	0.00844728	0.01121874
21	111270.3	465158.4	648000.5	635363.4	0.00003941	0.00047694	0.00844261	0.01121874
22	110849.6	464479.6	647386.1	634742.1	0.00003926	0.00047656	0.00843795	0.01121874
23	110428.8	463800.5	646769.8	634120.1	0.00003911	0.00047619	0.00843330	0.01121874
24	110008.1	463121.2	646153.1	633497.5	0.00003896	0.00047581	0.00842867	0.01121874
25	109587.4	462441.7	645534.5	632874.3	0.00003881	0.00047543	0.00842404	0.01121874
26	109166.7	461760.9	644914.6	632250.4	0.00003866	0.00047506	0.00841943	0.01121874
27	108745.9	461081.0	644292.9	631625.0	0.00003851	0.00047468	0.00841481	0.01121874
28	108325.2	460399.8	643671.5	630999.9	0.00003837	0.00047430	0.00841022	0.01121874
29	107904.5	459718.4	643047.5	630374.2	0.00003822	0.00047392	0.00840563	0.01121874
30	107483.8	459036.8	642422.3	629747.8	0.00003807	0.00047355	0.00840105	0.01121874
31	107063.0	458354.0	641796.0	629120.8	0.00003792	0.00047317	0.00839648	0.01121874
32	106642.3	457672.1	641168.6	628493.2	0.00003777	0.00047279	0.00839192	0.01121874
33	106221.6	456988.9	640540.0	627864.9	0.00003762	0.00047241	0.00838738	0.01121874
34	105800.9	456305.5	639909.6	627236.1	0.00003747	0.00047204	0.00838283	0.01121874
35	105380.1	455621.9	639278.8	626606.6	0.00003732	0.00047166	0.00837830	0.01121874
36	104959.4	454938.2	638646.2	625976.5	0.00003717	0.00047128	0.00837378	0.01121874
37	104538.7	454253.3	638012.4	625345.8	0.00003702	0.00047090	0.00836927	0.01121874
38	104118.0	453569.2	637376.8	624714.4	0.00003688	0.00047053	0.00836476	0.01121874
39	103697.2	452883.9	636740.9	624080.4	0.00003673	0.00047015	0.00836027	0.01121874
40	103276.5	452198.0	636103.2	623438.0	0.00003658	0.00046977	0.00835578	0.01121874
41	102855.8	451511.9	635464.1	622794.8	0.00003643	0.00046939	0.00835127	0.01121874
42	102435.1	450826.2	634817.6	622150.6	0.00003628	0.00046901	0.00834670	0.01121874
43	102014.3	450139.3	634169.4	621505.4	0.00003613	0.00046863	0.00834214	0.01121874
44	101593.6	449452.3	633520.1	620858.6	0.00003598	0.00046826	0.00833761	0.01121874
45	101172.9	448764.1	632869.1	620207.2	0.00003583	0.00046788	0.00833307	0.01121874
46	100752.2	448076.8	632215.6	619548.6	0.00003568	0.00046750	0.00832854	0.01121874
47	100331.4	447388.3	631561.8	618889.3	0.00003553	0.00046712	0.00832404	0.01121874
48	99910.7	446699.7	630905.6	618229.2	0.00003538	0.00046674	0.00831954	0.01121874
49	99490.0	446011.0	630248.4	617568.4	0.00003524	0.00046636	0.00831506	0.01121874
50	99069.3	445321.2	629589.5	616906.9	0.00003509	0.00046598	0.00831061	0.01121874
51					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
52					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{st} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{ccl} に達する場合、M*sti* = M*ccli*, φ*sti* = φ*ccli*とする。

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置までの高さ yi (m)	ひび割れ時 水平力 Pci (kN)	初降伏時 水平力 Py <i>0i</i> (kN)	終局時 水平力 Pu <i>i</i> (kN)	備考
0	0.000	31.400	3825.02	15265.19	21038.30	cyu
1	0.538	30.862	3878.06	15509.55	21386.03	
2	1.076	30.324	3932.99	15762.58	21746.07	
3	1.614	29.786	3989.91	16024.77	22119.05	
4	2.152	29.248	4048.91	16296.52	22505.73	
5	2.690	28.710	4110.13	16578.48	22906.83	
6	3.228	28.172	4173.69	16871.21	23323.23	
7	3.766	27.634	4239.72	17175.28	23755.77	
8	4.304	27.096	4308.37	17491.46	24205.47	
9	4.842	26.558	4379.81	17820.43	24673.31	
10	5.380	26.020	4454.20	18162.96	25160.47	
11	5.918	25.482	4531.73	18519.94	25668.13	
12	6.456	24.944	4612.60	18892.36	26197.61	
13	6.994	24.406	4697.05	19281.13	26750.41	
14	7.532	23.868	4785.29	19687.43	27328.08	
15	8.070	23.330	4877.61	20112.45	27932.31	
16	8.608	22.792	4974.29	20557.52	28565.04	
17	9.146	22.254	5075.64	21024.10	29228.28	
18	9.684	21.716	5182.01	21513.75	29924.32	
19	10.222	21.178	5293.78	22028.30	30655.70	
20	10.760	20.640	5411.39	22569.62	31425.12	
21	11.298	20.102	5535.28	23139.91	32235.62	
22	11.836	19.564	5666.00	23741.54	33090.68	
23	12.374	19.026	5804.10	24377.19	33994.00	
24	12.912	18.488	5950.24	25049.83	34949.87	
25	13.450	17.950	6105.15	25762.77	35962.92	
26	13.988	17.412	6269.62	26519.69	37038.52	
27	14.526	16.874	6444.59	27324.94	38182.58	
28	15.064	16.336	6631.07	28183.14	39402.03	
29	15.602	15.798	6830.26	29099.79	40704.36	
30	16.140	15.260	7043.50	30081.05	42098.45	
31	16.678	14.722	7272.32	31133.95	43594.35	
32	17.216	14.184	7518.49	32266.78	45203.65	
33	17.754	13.646	7784.08	33486.85	46939.76	
34	18.292	13.108	8071.47	34811.22	48818.25	
35	18.830	12.570	8383.46	36246.77	50857.50	
36	19.368	12.032	8723.36	37810.69	53078.97	
37	19.906	11.494	9095.07	39520.90	55508.30	
38	20.444	10.956	9503.28	41399.16	58176.05	
39	20.982	10.418	9953.66	43471.29	61119.31	
40	21.520	9.880	10453.09	45769.03	64382.91	
41	22.058	9.342	11010.04	48331.40	68022.27	
42	22.596	8.804	11635.06	51206.97	72105.59	
43	23.134	8.266	12341.44	54456.73	76720.23	
44	23.672	7.728	13146.17	58158.94	81977.24	
45	24.210	7.190	14071.53	62415.03	88020.74	
46	24.748	6.652	15146.15	67359.71	95041.43	
47	25.286	6.114	16410.11	73174.41	103297.65	
48	25.824	5.576	17917.99	80111.14	113146.63	
49	26.362	5.038	19747.91	88529.38	125098.92	
50	26.900	4.500	22015.39	98960.27	139908.77	
51	26.900	4.500				
52	31.400	0.000				

備考欄 c:Pe最小位置, y:Py0最小位置, u:Pu最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000
水平力(kN)	3825.02	15265.19	21038.30

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

・Pu = 21038.30 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	y _i (m)	φ _{ci} (1/m)	φ _{ci} ・y _i	φ _{y0i} (1/m)	φ _{y0i} ・y _i	Δ y _i (m)
0	31.400	0.00004254	0.001355670	0.00048484	0.015223913	
1	30.862	0.00004181	0.001290292	0.00047518	0.014664852	0.538
2	30.324	0.00004108	0.001245699	0.00046551	0.0141116095	0.538
3	29.786	0.00004035	0.001201899	0.00045584	0.013577624	0.538
4	29.248	0.00003962	0.001158964	0.00044617	0.013049505	0.538
5	28.710	0.00003889	0.001116023	0.00043649	0.012551681	0.538
6	28.172	0.00003816	0.001075166	0.00042681	0.012024178	0.538
7	27.634	0.00003744	0.001034493	0.00041713	0.011527015	0.538
8	27.096	0.00003671	0.000994604	0.00040745	0.011040163	0.538
9	26.558	0.00003598	0.000955500	0.00039776	0.010563645	0.538
10	26.020	0.00003525	0.000917180	0.00038807	0.010097478	0.538
11	25.482	0.00003452	0.000879644	0.00037837	0.009641653	0.538
12	24.944	0.00003379	0.000842893	0.00036867	0.009196160	0.538
13	24.406	0.00003306	0.000806925	0.00035897	0.008761032	0.538
14	23.868	0.00003233	0.000771742	0.00034927	0.008336259	0.538
15	23.330	0.00003160	0.000737343	0.00033956	0.007921846	0.538
16	22.792	0.00003088	0.000703728	0.00032984	0.007517799	0.538
17	22.254	0.00003015	0.000670898	0.00032013	0.007124122	0.538
18	21.716	0.00002942	0.000638851	0.00031041	0.006740830	0.538
19	21.178	0.00002869	0.000607589	0.00030069	0.006367909	0.538
20	20.640	0.00002796	0.000577111	0.00029096	0.006006383	0.538
21	20.102	0.00002723	0.000547417	0.00028123	0.005653247	0.538
22	19.564	0.00002650	0.000518508	0.00027149	0.005311507	0.538
23	19.026	0.00002577	0.000490383	0.00026176	0.004980169	0.538
24	18.488	0.00002505	0.000463041	0.00025201	0.004659238	0.538
25	17.950	0.00002432	0.000436485	0.00024227	0.004348720	0.538
26	17.412	0.00002359	0.000410712	0.00023252	0.004048625	0.538
27	16.874	0.00002286	0.000385724	0.00022277	0.003758949	0.538
28	16.336	0.00002213	0.000361519	0.00021301	0.003479708	0.538
29	15.798	0.00002140	0.000338099	0.00020325	0.003210903	0.538
30	15.260	0.00002067	0.000315463	0.00019348	0.002952538	0.538
31	14.722	0.00001994	0.000293612	0.00018371	0.002704625	0.538
32	14.184	0.00001921	0.000272545	0.00017394	0.002467162	0.538
33	13.646	0.00001849	0.000252261	0.00016416	0.002240161	0.538
34	13.108	0.00001776	0.000232762	0.00015438	0.002023626	0.538
35	12.570	0.00001703	0.000214048	0.00014460	0.001817563	0.538
36	12.032	0.00001630	0.000196117	0.00013481	0.001621978	0.538
37	11.494	0.00001557	0.000178971	0.00012501	0.001436880	0.538
38	10.956	0.00001484	0.000162609	0.00011521	0.001262272	0.538
39	10.418	0.00001411	0.000147031	0.00010541	0.001098163	0.538
40	9.880	0.00001338	0.000132237	0.00009560	0.000944559	0.538
41	9.342	0.00001266	0.000118228	0.00008579	0.000801466	0.538
42	8.804	0.00001193	0.000105003	0.00007598	0.000668891	0.538
43	8.266	0.00001120	0.000092562	0.00006616	0.000546841	0.538
44	7.728	0.00001047	0.000080905	0.00005633	0.000435324	0.538
45	7.190	0.00000974	0.000070032	0.00004650	0.000334345	0.538
46	6.652	0.00000901	0.000059944	0.00003667	0.000243912	0.538
47	6.114	0.00000828	0.000050640	0.00002697	0.000168095	0.538
48	5.576	0.00000755	0.000042120	0.00001805	0.000108000	0.538
49	5.038	0.00000682	0.000034384	0.00000940	0.000057222	0.538
50	4.500	0.00000610	0.000027432	0.00000433	0.0000109480	0.538
51	4.000	0.00000537	0.000021400	0.00000305	0.000007000	0.000
52	0.000	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	4.500

$$\delta_c = \int \phi_c \cdot ydy = \Sigma (\phi_{ci} \cdot y_i + \phi_{c,i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 13.94 \text{ (mm)}$$
$$\delta_y = \int \phi_y \cdot ydy = \Sigma (\phi_{y0i} \cdot y_i + \phi_{y0,i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 146.35 \text{ (mm)}$$

ここに、

δ_c : ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力P_{y0}cを作用させたときの曲率分布より求める。

δ_{y0} : 初降伏変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力P_{y0}cを作用させたときの曲率分布より求める。

y_i : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

φ_{ci} : 慣性力作用位置にひび割れ水平耐力P_cを載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ_{y0i}: 慣性力作用位置に初降伏水平耐力P_{y0}を載荷したときの各断面の曲率 1/m

(8) 限界状態の変位

δ_{ls2}: 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位 (mm)

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm) = 786.84 (mm)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 31400 (mm)

M_{yo} : 橋脚基部断面における初降伏モーメント = 479326.9 (kN.m)

φ_{y0}: 橋脚基部断面における初降伏曲率 = 0.00048484 (1/m)

δ_{y0}: 橋脚の初降伏変位 = 146.35 (mm)

δ_{ls2} = δ_y + (φ_{ls2} - φ_y)L_p (h - L_p / 2) = 393.82 (mm)

ここに

φ_{ls2}: 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率 = 0.00854277 (1/m)

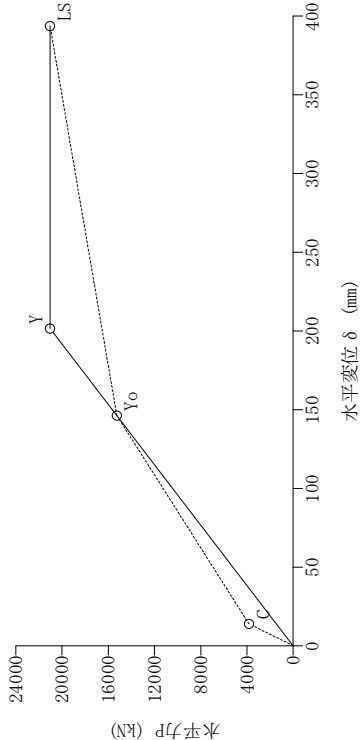
φ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率

$$\phi_y = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \phi_{y0} = 0.00066820 \text{ (1/m)}$$

$$\delta_y = \text{橋脚の降伏変位} = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \delta_{y0} = 201.70 \text{ (mm)}$$

M_{ls2} : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント = 660602.6 (kN.m)

(9) 水平力ー水平変位の関係



	水平力 (kN)	変位 (mm)
ひび割れ時 C	3825.02	13.94
初降伏時 Y ₀	15265.19	146.35
降伏時 Y	21038.30	201.70
限界時 LS	21038.30	393.82

3.4.3 セン断耐力

(1) 破壊形態の判定に用いるせん断耐力

Ps : せん断耐力 (kN)

Pso : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (kN)

Sc : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

Sco : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

(正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 = 24.0 (N/mm²)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.350 (N/mm²)

σ_{sy} : せん断補強鉄筋の降伏点強度 = 345.0 (N/mm²)

hp : 橋脚の高さ(基部から天端)

ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.585

cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.453

pt : 引張主鉄筋比(図心から引張側)

b : 部材断面幅 = 5000.0 (mm)

d : 部材断面の有効高

Ss : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)

Aw : せん断補強鉄筋の総断面積

a : π の部材軸方向の間隔

1) タイプI地震動

Pso = Sco + Ss

Ps = Sc + Ss

Sco = $ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$

Sc = $cc \cdot ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$

Ss = $Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$
ここに、

cc: 正負交番作用による補正係数

2) タイプII地震動

Pso = Sco + Ss

Ps = Sc + Ss

Sco = $ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$

Sc = $cc \cdot ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$

Ss = $Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$
ここに、

cc: 正負交番作用による補正係数

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基部から の高さ hi (m)	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	Aw (mm ²)	ce	cpt
0	0.000	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
1	0.538	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
2	1.076	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
3	1.614	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
4	2.152	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
5	2.690	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
6	3.228	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
7	3.766	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
8	4.304	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
9	4.842	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
10	5.380	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
11	5.918	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
12	6.456	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
13	6.994	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
14	7.532	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
15	8.070	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
16	8.608	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
17	9.146	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
18	9.684	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
19	10.222	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
20	10.760	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
21	11.298	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
22	11.836	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
23	12.374	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
24	12.912	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
25	13.450	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
26	13.988	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
27	14.526	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
28	15.064	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
29	15.602	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
30	16.140	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
31	16.678	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
32	17.216	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
33	17.754	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
34	18.292	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
35	18.830	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
36	19.368	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
37	19.906	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
38	20.444	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
39	20.982	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
40	21.520	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
41	22.058	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
42	22.596	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
43	23.134	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
44	23.672	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
45	24.210	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
46	24.748	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
47	25.286	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
48	25.824	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
49	26.362	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453
50	26.900	5000.0	5766.3	150	3040.20	0.585	1.453

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	Seco (kN)	Ss (kN)	Pso (kN)	Sc (kN)		Ps (kN)	
				タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
0	8570.28	35061.41	43631.69	5142.17	6856.23	40203.58	41917.64
1	8570.28	35061.41	43631.69	5142.17	6856.23	40203.58	41917.64
2	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
3	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
4	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
5	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
6	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
7	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
8	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
9	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
10	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
11	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
12	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
13	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
14	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
15	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
16	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
17	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
18	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
19	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
20	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
21	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
22	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
23	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
24	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
25	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
26	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
27	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
28	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
29	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
30	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
31	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
32	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
33	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
34	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
35	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
36	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
37	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
38	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
39	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
40	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
41	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
42	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
43	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
44	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
45	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
46	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
47	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
48	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
49	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69
50	8570.28	35061.41	43631.69	8570.28	8570.28	43631.69	43631.69

3.4.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプI地震動

Pu ≤ Ps より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 21038.30 \text{ (kN)}$$

$$\mu a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.627$$

とする。

(2) タイプII地震動

Pu ≤ Ps より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 21038.30 \text{ (kN)}$$

$$\mu a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.627$$

とする。

ここに、

Pa：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

μa2：鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

α2：安全係数 = 1.2

3.4.5 作用荷重

(1) 設計水平震度

1) タイプI地震動

$$khc1 = cs \cdot cIz \cdot khco = 0.42$$

$$khc2 = cs \cdot 0.4 = 0.27$$

$$khc3 = cIz \cdot 0.4 = 0.40$$

$$khemin = 0.52$$

$$khc = \max(khc1, khc2, khc3, khemin) = 0.52$$

ここに、

khc：設計水平震度

$$cIz：地域別補正係数 = 1.00$$

$$cIz \cdot Khco：地域別補正係数 \times 設計水平震度の標準値 = 0.6375$$

$$cs：6.4.4に規定する構造物特性補正係数 = 1 / (\sqrt{2 \cdot \mu a - 1}) = 0.666$$

$$\mu a：許容塑性率 = 1.627$$

khc1：設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

khc2：例外規定「khc0にcIzを乗じた値が0.4を下回る」ときの震度

khc3：例外規定「設計水平震度が0.4にcIzを乗じた値を下回る」ときの震度

khemin：同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned} khc1 &= cs \cdot cIIz \cdot khco &= 0.40 \\ khc2 &= cs \cdot 0.6 &= 0.40 \\ khc3 &= cIIz \cdot 0.4 &= 0.34 \\ khemin &&= 0.49 \\ khc &= \max(khc1, khc2, khc3, khemin) &= 0.49 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} khc &: \text{設計水平震度} \\ cIIz &: \text{地域別補正係数} \\ cIIz \cdot khco &: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &= 0.85 \\ cs &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu a - 1)}) = 0.666 \\ \mu a &: \text{許容塑性率} &= 1.627 \\ khc1 &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} \\ khc2 &: \text{例外規定「}khco0\text{に}cIIz\text{を乗じた値が}0.6\text{を下回る}」\text{ときの震度} \\ khc3 &: \text{例外規定「設計水平震度が}0.4\text{に}cIIz\text{を乗じた値を下回る}」\text{ときの震度} \\ khemin &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} \end{aligned}$$

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

(2)等価重量

$$\begin{aligned} W &: \text{地震時保有水平耐力法に用いる等価重量} \\ Wp &: \text{橋脚の重量} &Wp = 19771.50 \text{ (kN)} \\ W &= Wu + cp \cdot Wp &= 32580.02 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Wu &: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} &Wu = 22694.27 \text{ (kN)} \\ cp &: \text{等価重量算出係数} &= 0.5(\text{曲げ破壊型}) \end{aligned}$$

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned} W &= Wu + cp \cdot Wp &= 32580.02 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Wu &: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} &Wu = 22694.27 \text{ (kN)} \\ cp &: \text{等価重量算出係数} &= 0.5(\text{曲げ破壊型}) \end{aligned}$$

3.4.6 水平耐力の照査

(1)タイプI地震動

$$Pa = 21038.30 \geq khc \times W = 16941.61 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Pa &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\ khc &: \text{設計水平震度} &= 0.52 \\ W &: \text{等価重量} &= 32580.02 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2)タイプII地震動

$$Pa = 21038.30 \geq khc \times W = 15964.21 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Pa &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\ khc &: \text{設計水平震度} &= 0.49 \\ W &: \text{等価重量} &= 32580.02 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

-258-

3.4.7 残留変位による判定(B種橋)

$$\begin{aligned} \delta_{ba} &: \text{橋脚の許容残留変位} &= 314.00 \text{ (mm)} \\ c_k &: \text{残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので} &= 0.6 \\ r &: \text{橋脚の降伏剛性に對する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので} &= 0.0 \end{aligned}$$

(1)タイプI地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\begin{aligned} \mu r &: \text{橋脚の応答塑性率} &= \frac{1}{2} \left\{ c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right\}^2 + 1 \Bigg\} &= 0.987 \\ \delta y &: \text{橋脚の降伏変位} &= 201.70 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

(2)タイプII地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\begin{aligned} \mu r &: \text{橋脚の応答塑性率} &= \frac{1}{2} \left\{ c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right\}^2 + 1 \Bigg\} &= 0.932 \\ \delta y &: \text{橋脚の降伏変位} &= 201.70 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

(2)タイプII地震動

(2)タイプII地震動

$$\begin{aligned} Pu &= 21038.30 \text{ (kN)} \\ W &= 32580.02 \text{ (kN)} \\ khp &= \frac{CdF \cdot Pu}{W} \\ &= 0.71 \end{aligned}$$

(2)タイプII地震動

ここに、

khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度
CdF : khp算出のための補正係数で1.1とする
Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)
W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

-331-

3. 4. 9 固有周期算定用剛性

橋脚天端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$I_y = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E) = 42.92887 \text{ (m}^4\text{)}$

$K = P_y / \delta y = P_{yo} / \delta y_o = 104304.24 \text{ (kN/m)}$

ここに

I_y : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

P_y : 降伏水平耐力

δy : 降伏変位

$P_{yo} = \text{橋脚の初降伏水平耐力} = 15265.19 \text{ (kN)}$

$\delta y_o = \text{橋脚の初降伏変位} = 146.35 \text{ (mm)}$

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 31.400 (m)

hu : 橋脚天端から上部工慣性力作用位置までの距離 = 4.500 (m)

E : コンクリートのヤング係数 = $2.50 \times 10^7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

3. 4. 10 主要断面のMc、Myo、Mls

(1) 基部断面

1) 条件

断面幅 5000.0 (mm) 断面高 6000.0 (mm)

コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

作用軸力 45171.5 (kN)

主鉄筋 $\Sigma A_s = 672964.0 \text{ mm}^2$ ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。

軸方向鉄筋比 = 2.24 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)
1	5840	60810.0	345.0	2	5700	4054.0	345.0
3	5690	58783.0	345.0	4	5550	12162.0	345.0
5	5400	12162.0	345.0	6	5250	12162.0	345.0
7	5100	4950	345.0	8	4950	12162.0	345.0
9	4800	12162.0	345.0	10	4650	12162.0	345.0
11	4500	12162.0	345.0	12	4350	12162.0	345.0
13	4200	12162.0	345.0	14	4050	12162.0	345.0
15	3900	12162.0	345.0	16	3750	12162.0	345.0
17	3600	12162.0	345.0	18	3450	12162.0	345.0
19	3300	12162.0	345.0	20	3150	12162.0	345.0
21	3000	12162.0	345.0	22	2850	12162.0	345.0
23	2700	12162.0	345.0	24	2550	12162.0	345.0
25	2400	12162.0	345.0	26	2250	12162.0	345.0
27	2100	12162.0	345.0	28	1950	12162.0	345.0
29	1800	12162.0	345.0	30	1650	12162.0	345.0
31	1500	12162.0	345.0	32	1350	12162.0	345.0
33	1200	12162.0	345.0	34	1050	12162.0	345.0
35	900	12162.0	345.0	36	750	12162.0	345.0
37	600	12162.0	345.0	38	450	12162.0	345.0
39	310	58783.0	345.0	40	300	4054.0	345.0
41	160	60810.0	345.0				

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ_{bt} (N/mm ²) Mc(kN.m) ϕ (1/m)	35.384 37.647 112.941 1.9137 120105.5 0.00004254
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント(図心) 曲率	ϵ_c (mm) Xo (mm) Myo (kN.m) $\phi y_o = \epsilon_c / X_o$ (1/m)	0.00110645 2282.11 479326.9 0.00048484
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント(図心) 許容曲率	ϵ_{cc1} Xcc1 (mm) Mcc1 (kN.m) $\phi_{cc1} = \epsilon_{cc1} / X_{cc1}$ (1/m)	0.01451514 1293.83 648261.3 0.01121874
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント(図心) 許容曲率	ϵ_{st} Xst (mm) Mst (kN.m) $\phi_{st} = \epsilon_{st} / X_{st}$ (1/m)	0.01055197 0.03797094 4444.81 660602.6 0.00854277
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント(図心) 許容曲率	ϵ_{ls} Xls (mm) Mls (kN.m) $\phi_{ls} = \epsilon_{ls} / X_{ls}$ (1/m)	0.03797094 4444.81 660602.6 0.00854277

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ_s	σ_{cc} (N/mm ²)	ϵ_{cc}	ϵ_{cc1}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

Lp (mm)	ϕ (mm)	β_s (N/mm ²)	β_{co} (N/mm ²)	ϵ_{st}
786.8	50.80	0.74721691	1.345000000	0.03797094

柱基部の軸圧縮応力度

	(N/mm ²)
軸方向圧縮応力度 σ_c	1.506

4 安定計算

4. 1 上載土砂重量

上載土砂高さ 5.000 (m)

埋戻し土の単位体積重量 $\gamma_t = 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

※表中の図心(Xg,Zg)は、柱下面中心を(0,0)としたときの座標

	体積 V(m ³)	直角図心 Xg (m)	橋軸図心 Zg (m)	V・Xg (m ³)	V・Zg (m ³)
土砂上面まで 柱径除分	318.08626 -150.00000	0.0000 0.0000	0.0000 0.0000	0.0000 0.0000	0.0000 0.0000
Σ	168.08626			0.0000	0.0000

重量 $W = \Sigma V \cdot \gamma_t = 3025.55 \text{ (kN)}$

モーメント $M_x = \Sigma (V \cdot Xg) \cdot \gamma_t = 0.00 \text{ (kN.m)}$

$M_z = \Sigma (V \cdot Zg) \cdot \gamma_t = 0.00 \text{ (kN.m)}$

重心位置 $x = \Sigma (V \cdot Xg) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$

$z = \Sigma (V \cdot Zg) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$

4.2 各荷重ケース毎の作用力の集計(橋軸方向)

4.2.1 ケース 常時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント(kN.m)
上部工反力	30400.00	0.00	0.00
躯体自重(柱)	19771.50	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3025.55	0.00	0.00
合計	53197.05	0.00	0.00

4.2.2 ケース レベル1地震時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント(kN.m)
上部工反力	25400.00	1700.00	53380.00
躯体自重(柱)	19771.50	1977.15	26592.67
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3025.55	0.00	0.00
合計	48197.05	3677.15	79972.67

4.3 各荷重ケース毎の作用力の集計(橋軸直角方向)

4.3.1 ケース 常時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント(kN.m)
上部工反力	30400.00	0.00	0.00
躯体自重(柱)	19771.50	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3025.55	0.00	0.00
合計	53197.05	0.00	0.00

4.3.2 ケース レベル1地震時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント(kN.m)
上部工反力	25400.00	3200.00	100480.00
躯体自重(柱)	19771.50	2570.30	34570.47
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3025.55	0.00	0.00
合計	48197.05	5770.30	135050.47

1 設計条件

1.1 基本データ

保存ファイル名：(橋脚の設計 連動データ)

工事名：

(1) 橋軸直角方向

(2) 橋軸方向

(3) 杭形状

(4) 適用基準

(5) 対象構造物

(6) 杭周面摩擦の考慮

(7) 杭径 (公称径)

杭径 (設計径)

(8) 使用材料 (深礎杭)

コンクリートの設計基準強度

鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)

(せん断補強筋)

単位体積重量

(9) 使用材料 (フーチング)

コンクリートの設計基準強度

鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)

(せん断補強筋)

単位体積重量

(10) 解析方向

(11) 荷重載荷方向

(12) 設計水平震度 (レベル1地震時)

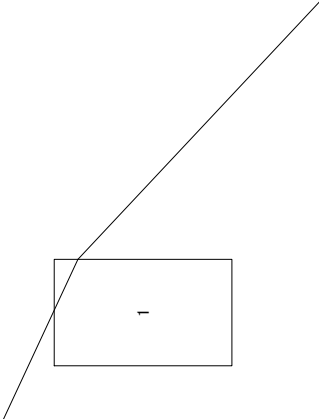
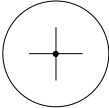
(13) フーチングタイプ

(14) 底版荷重の取扱い

(15) 荷重データを自動生成

(16) 作用位置自動設定の取扱い

構造図



杭列数 1 列 入力対象杭列 A 列

杭列数 1 列 入力対象杭列 1 列

円形

斜面上の深礎基礎設計施工便覧

橋脚基礎

考慮しない

D = 9.000 m

D_s = 9.000 m

σ_{sk} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_s = 24.50 kN/m³

σ_{sk} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_s = 24.50 kN/m³

[設計方向2]

面内解析

+X(+Z)方向

k_{ai} = 0.20

フーチングなし

作用格点に載荷

行わない

自動設定しない

1.2 構造寸法

柱寸法
形状 : 矩形
断面寸法 L= 5.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行			15.000

1.4 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時
安全率 : 常時
応力度 : 常時
底面せん断 : 常時
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 8.00 (N/mm²)

σ_{ss} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{ss} = 160.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{ss}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.23 (N/mm²)
τ_{a2} = 1.70 (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底板下面作用力	53197.05	0.00	0.00

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 12.00 (N/mm²)
σ_{ss} = 300.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{ss} = 300.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{ss}' = 300.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.35 (N/mm²)
τ_{a2} = 2.55 (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底板下面作用力	48197.05	3677.15	79972.67

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.5 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース1
○	—	○	—	—

慣性力の向き :+X(+Z)方向

死荷重時上部工反力

橋脚躯体重量 RD = 25400.00 (kN)
底版下面からWp重心位置までの高さ WP = 19771.50 (kN)
慣性力を考慮する底版および土載土重量 yP = 13.450 (m)
底版下面からWp重心位置までの高さ WF = 0.00 (kN)
底版下面からWF重心位置までの高さ yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.55	0.60
khp	—	0.62	0.62
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	23149.50	23149.50
yU	m	31.400	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量(kN)

yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ(m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	3025.55	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	48197.05	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.6 基礎基礎データ

1.6.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-25.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値 (kN/m ²)	単位重量 γ (kN/m ³)	内部重量 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 c (kN/m ²)	変形係数 αE_0 (kN/m ²)	動的ポ アソン 比 ν	平均せん断 弾性波速度 Vsd (m/s)	動的変形 係 ED (kN/m ²)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α ： 内部計算

ひろがり角 β ： 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_u) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_u = 0$ kN/m²

土質 ： 硬岩 (亀裂多)

1.6.2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・ 区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	32	160	180.2	1270.720

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A _s (cm ²)	5.067
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	920.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	25
中間帯鉄筋の本数 n (本)	2.000
中間帯鉄筋の断面積A _s ' (cm ²)	10.134

2 許容応力度法

2.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水 平 変 位	δ	mm	0.0
	δa	mm	25.0
		判定	OK
地 盤 反 力 度	qmax	kN/m ²	368
	qa	kN/m ²	2500
		判定	OK
せん 断 力	H	kN	0.0
	Ha	kN	9351.7
		判定	OK
杭 体 応 力 度	σc	N/mm ²	0.4
	σca	N/mm ²	8.0
		判定	OK
			OK
	σs	N/mm ²	-5.4
	σsa	N/mm ²	160.0
		判定	OK
	$\sigma s'$	N/mm ²	-5.4
	$\sigma sa'$	N/mm ²	200.0
		判定	OK
	τm	N/mm ²	0.00
	τac	N/mm ²	0.09
	$\tau a2$	N/mm ²	1.70
	Aw	cm ²	20.268
	Awreq	cm ²	0.000
		判定	OK
		判 定	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-3117.25
102	2.500	0.00	0.00	-3896.56
103	3.000	0.00	0.00	-4675.87
104	3.500	0.00	0.00	-5455.18
105	4.000	0.00	0.00	-6234.49
106	4.500	0.00	0.00	-7013.80
107	5.000	0.00	0.00	-7793.11
108	5.500	0.00	0.00	-8572.42
109	6.000	0.00	0.00	-9351.74
110	6.500	0.00	0.00	-10131.05
111	7.000	0.00	0.00	-10910.36
112	7.500	0.00	0.00	-11689.67
113	8.000	0.00	0.00	-12468.98
114	8.500	0.00	0.00	-13248.29
115	9.000	0.00	0.00	-14027.60
116	9.500	0.00	0.00	-14806.92
117	10.000	0.00	0.00	-15586.23
118	10.500	0.00	0.00	-16365.54
119	11.000	0.00	0.00	-17144.85
120	11.500	0.00	0.00	-17924.16
121	12.000	0.00	0.00	-18703.47
122	12.500	0.00	0.00	-19482.78
123	13.000	0.00	0.00	-20262.09
124	13.500	0.00	0.00	-21041.41
125	14.000	0.00	0.00	-21820.72
126	14.500	0.00	0.00	-22600.03
127	15.000	0.00	0.00	-23379.34

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$q_{\max} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 23379.34 / 63.617 + (0.00 / 322.0623) \cdot (9.000 / 2 - 0.000)$

$= 368 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_b \times \delta_b$

$= 1971257 \times 0.000 \times 10^{-3}$

$= 0.00 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{s\max} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=15.000 m)}$

$N = 23379.34 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -5.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -5.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\max} = 0.00 \text{ kN} \text{ (Z=0.000 m)} \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_m = 0.00 \leq 0.09 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_n = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7895.4 \text{ mm}, pt = 0.101 \%$

$C_e = 0.542, C_{pt} = 0.702, C_N = 1.000, \tau_{a1} = 0.23, \tau_{ac} = 0.09, \tau_{a2} = 1.70$

1/2M_{max}点

$1/2M_{\max} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=15.000 m)}$

$N = 23379.34 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -5.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -5.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	623.45	623.45	-3117.25
102	2.500	935.17	623.45	-3896.56
103	3.000	1246.90	623.45	-4675.87
104	3.500	1558.62	623.45	-5455.18
105	4.000	1870.35	623.45	-6234.49
106	4.500	2182.07	565.62	-7013.80
107	5.000	2435.97	452.20	-7793.11
108	5.500	2634.27	343.80	-8572.42
109	6.000	2779.77	241.41	-9351.74
110	6.500	2875.68	145.75	-10131.05
111	7.000	2925.52	57.38	-10910.36
112	7.500	2933.06	-23.29	-11689.67
113	8.000	2902.24	-95.89	-12468.98
114	8.500	2837.16	-160.17	-13248.29
115	9.000	2742.07	-215.89	-14027.60
116	9.500	2621.27	-262.88	-14806.92
117	10.000	2479.18	-300.99	-15586.23
118	10.500	2320.28	-330.07	-16365.54
119	11.000	2149.11	-350.04	-17144.85
120	11.500	1970.24	-360.79	-17924.16
121	12.000	1788.32	-362.23	-18703.47
122	12.500	1608.02	-354.29	-19482.78
123	13.000	1434.04	-336.89	-20262.09
124	13.500	1271.13	-309.98	-21041.41
125	14.000	1124.06	-273.47	-21820.72
126	14.500	997.66	-227.32	-22600.03
127	15.000	896.75	-201.82	-23379.34

水平変位

$\delta = 0.2 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$q_{\max} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 23379.34 / 63.617 + (896.75 / 322.0623) \cdot (9.000 / 2 - 0.000)$

$= 380 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_b \times \delta_b$

$= 3942514 \times -0.043 \times 10^{-3}$

$= 171.45 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{s\max} = 896.75 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=15.000 m)}$

$N = 23379.34 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -5.2 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -5.5 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$$S_{max} = 623.45 \text{ kN} \quad (Z=4.000 \text{ m}) \quad N = 6234.49 \text{ kN} \quad M = 1870.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\tau_n = 0.01 \leq 0.13 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$
$$\tau_a = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$
$$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7895.4 \text{ mm}, pt = 0.101 \%$$
$$C_e = 0.542, C_{pt} = 0.702, C_N = 1.000, \tau_{a1} = 0.35, \tau_{ac} = 0.13, \tau_{a2} = 2.55$$
$$1/2M_{max} \text{ 点}$$
$$1/2M_{max} = 1466.40 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z = 12.907 \text{ m})$$
$$N = 20117.14 \text{ kN}$$
$$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -4.3 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma'_s = -4.9 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$

3 安定照査（レベル2地震時）

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸方向：タイプ1地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

$$\text{荷重作用格点No : 1}$$
$$\text{設計水平震度} \quad C2z \cdot khco = 0.55$$
$$\text{設計水平震度} \quad khp = 0.62$$
$$\text{設計水平震度} \quad khg = 0.50$$
$$\text{作用格点からWU作用位置までの高さ yU} = 10.000 \text{ m}$$
$$\text{作用格点からWP作用位置までの高さ yP} = 0.000 \text{ m}$$
$$\text{水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。}$$

$$\text{領域(1)} \quad \alpha i \cdot C2z \cdot khco \leq khp \text{ のとき}$$
$$\text{鉛直力}$$
$$Vo = (RD + WP + Vd) \cdot \mu V$$
$$= (25400.00 + 19771.50 + 3025.55) \times 1.0000$$
$$= 48197.05 \text{ kN}$$

$$\text{水平力}$$
$$Ho = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H$$
$$= \{ \alpha i \times 0.5539 \times (23149.50 + 19771.50) + 0.00 \} \times 1.0000$$
$$= \alpha i \times 23773.98 + 0.00 \text{ kN}$$
$$\text{モーメント}$$
$$Mo = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot yo - Vo \cdot xo$$
$$= \{ \alpha i \times 0.5539 \times (23149.50 \times 10.000 + 19771.50 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000$$
$$- 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 48197.05 \times 0.000$$
$$= \alpha i \times 128225.27 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{領域(2)} \quad \alpha i \cdot C2z \cdot khco > khp \text{ のとき}$$
$$\text{領域(2)は存在しない。}$$

※yoは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。
※xoは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$Wpr = Ap \cdot \gamma c$$
$$= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m}$$
$$qpr = \alpha i \cdot khg \cdot Wpr$$
$$= \alpha i \times 0.50 \times 1558.623$$
$$= \alpha i \times 779.311 \text{ kN/m}$$

ここに、

qpr ; 杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

Wpr ; 杭突出部の杭長 1 m 当り 重量(kN/m)

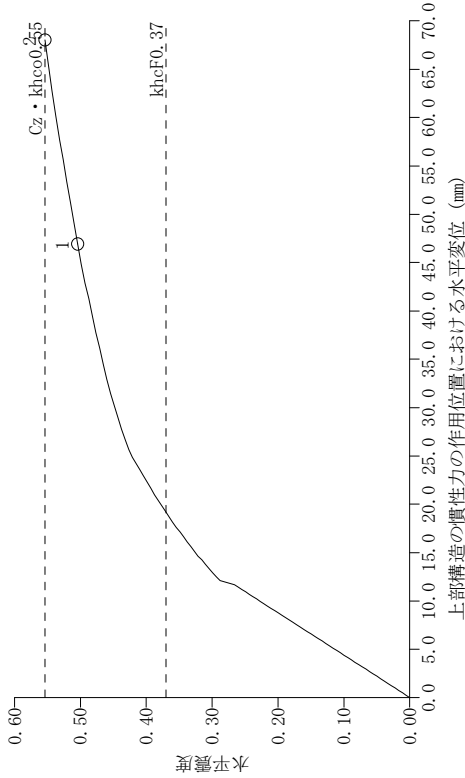
Ap ; 杭の断面積(m²)

γc ; 杭の単位体積重量(kN/m³)

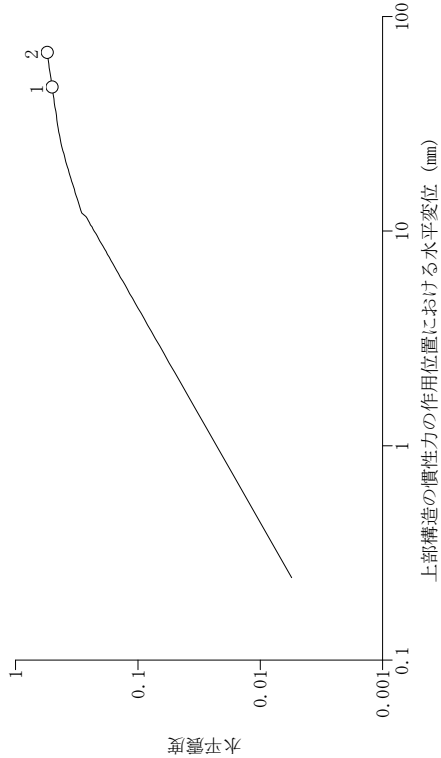
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D				mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c				—	1.000
	b				mm	7976
	h				mm	7976
	d				mm	7895
	C _s				—	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	p _t				%	0.101
	C _{pc}				—	0.702
	N				N	48197×10 ⁹
軸方向圧縮力による補正	M				N・mm	365965×10 ⁶
	A _f				mm ²	63.617×10 ⁶
	I _x				mm ⁴	322.062×10 ¹²
	y				mm	4500
	M _c				N・mm	54222×10 ⁶
	C _s				—	1.148
	τ _c				N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c				N	9627×10 ⁹
	A _s				mm ²	20.268×10 ⁶
	s				mm	150
	σ _{sy}				N/mm ²	345.0
帯鉄筋	S _s				N	32005×10 ⁹
	P _s				N	41632×10 ⁹

深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 (×10 ⁻³ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.910	0.504	23.9	2.3	46.9	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.554	34.4	3.4	68.0	α ₁ =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	塑性化 領域 L _p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 A(m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.910	0.504	7.500	57.7	61.702	3.0	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.554	8.000	61.5	56.227	11.6	α ₁ =1で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 (α₁=1) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _c (kN) 判定 OK
S _{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _c (kN) 判定 OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 32489.15 (kN) せん断耐力P_c 42134.37 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0. 542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 101
	補正係数		C _{pc}	0. 702
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	67680×10 ⁶
	作用曲げモーメント（終局M）		M	365965×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	76140×10 ⁶
	補正係数		C _s	1. 208
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _x		N	10130×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	20. 268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	42134×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0. 542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 101
	補正係数		C _{pc}	0. 702
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	67680×10 ⁶
	作用曲げモーメント（終局M）		M	365965×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	76140×10 ⁶
	補正係数		C _s	1. 208
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _x		N	10130×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	20. 268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	42134×10 ⁶

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 270275. 568 ≦ 303125. 208	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 71576. 392 ≦ 421701. 507	--
降伏点判定	----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	270276
降伏モーメント M _L	303125
判 定	M≦M _L
基礎は降伏しない、 OK	

せん断力の照査

		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力	S (kN)	杭番号 1
	せん断耐力	P _r (kN)	
	判定	23773.98 41632.17	OK
S _{max} 位置	せん断力	S (kN)	
	せん断耐力	P _r (kN)	
	判定	32489.15 42134.37	OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 32489.15 (kN) せん断耐力P_r 42134.37 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。

杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	7.438	56.227	63.617	421701.51

3. 1. 2 橋軸方向：タイプII地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.60

設計水平震度 khp = 0.62

設計水平震度 khg = 0.68

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α_i・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (25400.00 + 19771.50 + 3025.55) \times 1.0000 \\ &= 48197.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (23149.50 + 19771.50) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 25752.60 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (23149.50 \times 10.000 + 19771.50 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 48197.05 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 138896.98 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α_i・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} W_{pr} &= A_p \cdot \gamma_c \\ &= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m} \\ q_{pr} &= \alpha_i \cdot khg \cdot W_{pr} \\ &= \alpha_i \times 0.68 \times 1558.623 \\ &= \alpha_i \times 1059.863 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

q_{pr} ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

W_{pr} ; 杭突出部の杭長 1 m 当り 重量 (kN/m)

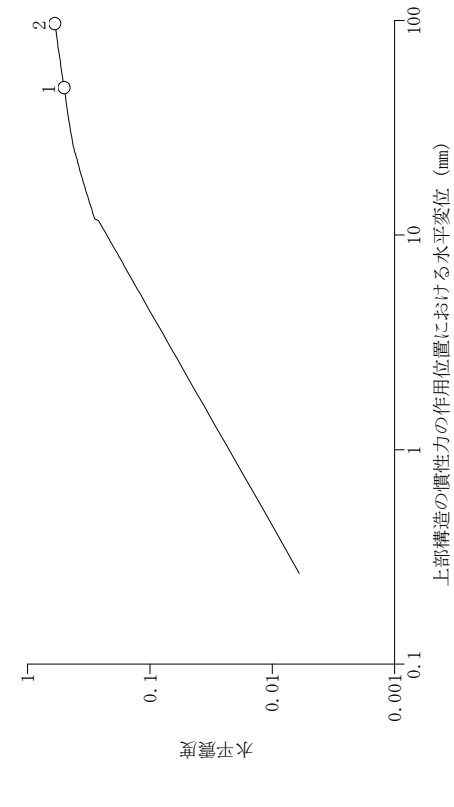
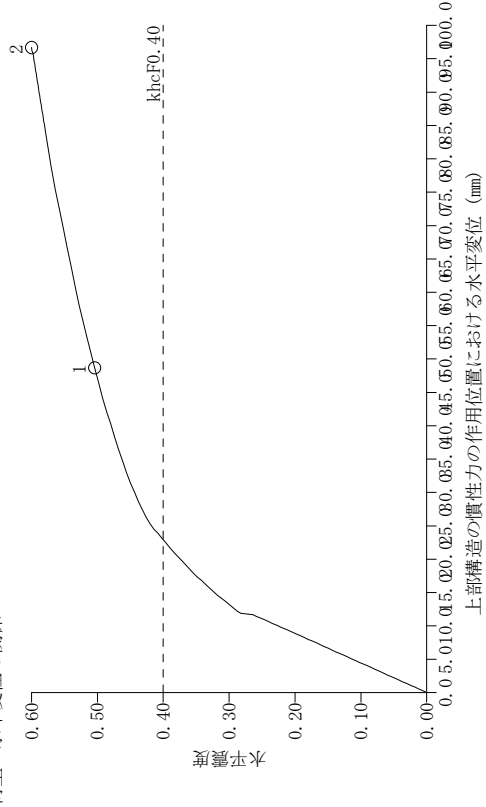
A_p ; 杭の断面積 (m²)

γ_c ; 杭の単位体積重量 (kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



基礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス テップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.840	0.504	24.8	2.4	48.7	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	49.1	4.8	96.7	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス テップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 $A(m^2)$	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.840	0.504	7.500	57.7	61.197	3.8	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	9.000	69.2	49.441	22.3	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 せん断耐力 判定
S_{max} 位置	せん断力 せん断耐力 判定

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 36234.86 (kN) せん断耐力 P_s 42154.45 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		D	mm	9000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	C_c	b	mm	7976
	部材高		h	mm	7976
	有効高		d	mm	7895
	補正係数	C_{cs}		—	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p_t		%	0.101
	補正係数	C_{ps}		—	0.702
	作用軸力	N	N	N	48197×10^6
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)	M	M	N・mm	365965×10^6
	断面積	A_s		mm ²	63.617×10^6
	断面二次モーメント	I_s		mm ⁴	322.062×10^{12}
	図心より引張縁までの距離	y		mm	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _s		N・mm	54222×10^6
	補正係数	C_{ss}		—	1.148
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ_c		N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S_s		N	9627×10^6
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_s		mm ²	20.268×10^6
	帯鉄筋の間隔	s		mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}		N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S_s		N	32005×10^6
杭1本あたりのせん断耐力		P_s		N	41632×10^6

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0. 542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 101
	補正係数		C _{pc}	0. 702
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	68459×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	365965×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	77017×10 ⁶
	補正係数		C _s	1. 210
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	10150×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	20. 268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	42154×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0. 542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 101
	補正係数		C _{pc}	0. 702
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	68459×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	365965×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	77017×10 ⁶
	補正係数		C _s	1. 210
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	10150×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	20. 268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	42154×10 ⁶

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 300703.980 ≦ 303125.208	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 71576.392 ≦ 370805.373	--
降伏点判定	-----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	300704
降伏モーメント M _y	303125
判定	M≦M _y
基礎は降伏しない、 OK	

せん断力の照査

杭番号 1		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号 1
		25752.60 41632.17 OK	
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	
		36234.86 42154.45 OK	

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 36234.86 (kN) せん断耐力P_r 42154.45 (kN) 判定OK

以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。

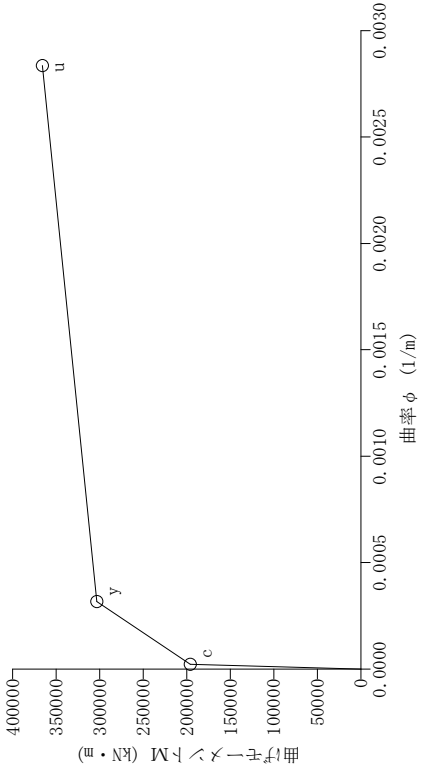
杭底面の押込み支持力 (PN=q_u×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	6.530	49.441	63.617	370805.37

3.2 杭体のM-φ曲線

3.2.1 ケース 1

杭番号-1 区間長 L1=20.000 m 作用軸力 N=48197.05 kN



Mc = 195987.52 kN・m	My = 303125.21 kN・m	Mu = 365964.70 kN・m
φc = 2.3639E-005 1/m	φy = 3.1748E-004 1/m	φu = 2.8352E-003 1/m

1 設計条件

1.1 基本データ

保存ファイル名： (橋脚の設計 連動データ)

工事名：

(1) 橋軸直角方向

(2) 橋軸方向

(3) 杭形状

(4) 適用基準

(5) 対象構造物

(6) 杭周面摩擦の考慮

(7) 杭径 (公称径)

杭径 (設計径)

(8) 使用材料 (深礎杭)

コンクリートの設計基準強度

鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)

(せん断補強筋)

単位体積重量

(9) 使用材料 (フーチング)

コンクリートの設計基準強度

鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)

(せん断補強筋)

単位体積重量

(10) 解析方向

(11) 荷重載荷方向

(12) 設計水平震度 (レベル1地震時)

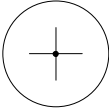
(13) フーチングタイプ

(14) 底版荷重の取扱い

(15) 荷重データを自動生成

(16) 作用位置自動設定の取扱い

構造図



1.2 構造寸法

柱寸法
形状 : 矩形
断面寸法 L= 5.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行			15.000

1.4 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時
安全率 : 常時
応力度 : 常時
底面せん断 : 常時

許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{ca} = 8.00 (N/mm²)
 σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 σ_{sb} = 160.00 (N/mm²) (上記以外)
 σ_{sa}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 τ_{sa} = 0.23 (N/mm²)
 τ_{sd} = 1.70 (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底板下面作用力	53197.05	0.00	0.00

	杭列1
荷重分担率 μV	1. 0000
荷重分担率 μH	1. 0000
荷重分担率 μM	1. 0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{ca} = 12.00 (N/mm²)
 σ_{sa} = 300.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 σ_{sb} = 300.00 (N/mm²) (上記以外)
 σ_{sa}' = 300.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 τ_{sa} = 0.35 (N/mm²)
 τ_{sd} = 2.55 (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底板下面作用力	48197.05	5770.30	135050.47

	杭列1
荷重分担率 μV	1. 0000
荷重分担率 μH	1. 0000
荷重分担率 μM	1. 0000

1.5 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース1
○	—	○	—	—

慣性力の向き :+X(+Z)方向

死荷重時上部工反力

橋脚躯体重量

底板下面からWp重心位置までの高さ

慣性力を考慮する底板および土重量

底板下面からWp重心位置までの高さ

RD = 25400.00 (kN)
WP = 19771.50 (kN)
yP = 13.450 (m)
WF = 0.00 (kN)
yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.64	0.60
khp	—	0.71	0.71
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	22694.27	22694.27
yU	m	31.400	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

yU : 底板下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース 1	ケース 2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	3025.55	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	48197.05	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1. 6 基礎基礎データ

1. 6. 1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-5.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値 (kN/m)	単位重量 γ (kN/m)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m)	変形係数 αE_0 (kN/m)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 ED (kN/m)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α ： 内部計算

ひろがり角 β ： 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_u) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_u = 0$ kN/m²

土質 ： 硬岩 (亀裂多)

1. 6. 2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・ 区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	32	160	180.2	1270.720

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A _s (cm ²)	5.067
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	920.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D		25
中間帯鉄筋の本数	n (本)	2.000
中間帯鉄筋の断面積A _s ' (cm ²)		10.134

2 許容応力度法

2. 1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水 平 変 位	δ	mm	0.0
	δa	mm	25.0
		判定	OK
地 盤 反 力 度	qmax	kN/m ²	368
	qa	kN/m ²	2500
		判定	OK
せん 断 力	H	kN	0.0
	Ha	kN	9351.7
		判定	OK
杭 体 応 力 度	σc	N/mm ²	0.4
	σca	N/mm ²	8.0
		判定	OK
曲 げ 照 査	σs	N/mm ²	-5.4
	σsa	N/mm ²	160.0
		判定	OK
せん 断 照 査	$\sigma s'$	N/mm ²	-5.4
	$\sigma sa'$	N/mm ²	200.0
		判定	OK
せん 断 照 査	τm	N/mm ²	0.00
	τac	N/mm ²	0.09
	$\tau a2$	N/mm ²	1.70
	Aw	cm ²	20.268
	Awreq	cm ²	0.000
		判定	OK
	判 定	OK	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-3117.25
102	2.500	0.00	0.00	-3896.56
103	3.000	0.00	0.00	-4675.87
104	3.500	0.00	0.00	-5455.18
105	4.000	0.00	0.00	-6234.49
106	4.500	0.00	0.00	-7013.80
107	5.000	0.00	0.00	-7793.11
108	5.500	0.00	0.00	-8572.42
109	6.000	0.00	0.00	-9351.74
110	6.500	0.00	0.00	-10131.05
111	7.000	0.00	0.00	-10910.36
112	7.500	0.00	0.00	-11689.67
113	8.000	0.00	0.00	-12468.98
114	8.500	0.00	0.00	-13248.29
115	9.000	0.00	0.00	-14027.60
116	9.500	0.00	0.00	-14806.92
117	10.000	0.00	0.00	-15586.23
118	10.500	0.00	0.00	-16365.54
119	11.000	0.00	0.00	-17144.85
120	11.500	0.00	0.00	-17924.16
121	12.000	0.00	0.00	-18703.47
122	12.500	0.00	0.00	-19482.78
123	13.000	0.00	0.00	-20262.09
124	13.500	0.00	0.00	-21041.41
125	14.000	0.00	0.00	-21820.72
126	14.500	0.00	0.00	-22600.03
127	15.000	0.00	0.00	-23379.34

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 23379.34 / 63.617 + (0.00 / 322.0623) \cdot (9.000 / 2 - 0.000)$

$= 368 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_b \times \delta_b$

$= 1971257 \times 0.000 \times 10^{-3}$

$= 0.00 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{a\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=15.000 m)}$

$N = 23379.34 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -5.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -5.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \text{ (Z=0.000 m)} \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_m = 0.00 \leq 0.09 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_n = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7895.4 \text{ mm}, pt = 0.101 \%$

$C_e = 0.542, C_{pt} = 0.702, C_N = 1.000, \tau_{a1} = 0.23, \tau_{ac} = 0.09, \tau_{a2} = 1.70$

1/2M_{max}点

$1/2M_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=15.000 m)}$

$N = 23379.34 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -5.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -5.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	623.45	623.45	-3117.25
102	2.500	935.17	935.17	-3896.56
103	3.000	1209.29	1209.29	-4675.87
104	3.500	1443.21	1443.21	-5455.18
105	4.000	1636.93	1636.93	-6234.49
106	4.500	1791.50	1791.50	-7013.80
107	5.000	1908.63	1908.63	-7793.11
108	5.500	1990.36	1990.36	-8572.42
109	6.000	2039.04	2039.04	-9351.74
110	6.500	2057.17	2057.17	-10131.05
111	7.000	2047.39	2047.39	-10910.36
112	7.500	2012.46	2012.46	-11689.67
113	8.000	1955.18	1955.18	-12468.98
114	8.500	1878.44	1878.44	-13248.29
115	9.000	1785.13	1785.13	-14027.60
116	9.500	1678.20	1678.20	-14806.92
117	10.000	1560.63	1560.63	-15586.23
118	10.500	1435.39	1435.39	-16365.54
119	11.000	1305.53	1305.53	-17144.85
120	11.500	1174.03	1174.03	-17924.16
121	12.000	1043.84	1043.84	-18703.47
122	12.500	917.89	917.89	-19482.78
123	13.000	799.07	799.07	-20262.09
124	13.500	690.28	690.28	-21041.41
125	14.000	594.35	594.35	-21820.72
126	14.500	514.12	514.12	-22600.03
127	15.000	452.43	452.43	-23379.34

水平変位

$\delta = 0.1 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 23379.34 / 63.617 + (452.43 / 322.0623) \cdot (9.000 / 2 - 0.000)$

$= 374 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_b \times \delta_b$

$= 3942514 \times -0.026 \times 10^{-3}$

$= 102.06 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{a\text{max}} = 452.43 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=15.000 m)}$

$N = 23379.34 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -5.3 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -5.4 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$$S_{max} = 623.45 \text{ kN} \quad (Z=2.000 \text{ m}) \quad N = 3117.25 \text{ kN} \quad M = 623.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\tau_n = 0.01 \leq 0.13 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$
$$\tau_a = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$
$$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7895.4 \text{ mm}, pt = 0.101 \%$$
$$C_e = 0.542, C_{pt} = 0.702, C_N = 1.000, \tau_{a1} = 0.35, \tau_{ac} = 0.13, \tau_{a2} = 2.55$$
$$1/2M_{max} \text{ 点}$$
$$1/2M_{min} = 1028.47 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z = 12.061 \text{ m})$$
$$N = 18798.55 \text{ kN}$$
$$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -4.1 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma'_s = -4.5 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$

3 安定照査 (レベル2地震時)

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸直角方向：タイプI地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

$$\text{荷重作用格点No : 1}$$
$$\text{設計水平震度}$$
$$\text{設計水平震度}$$
$$\text{設計水平震度}$$
$$\text{作用格点からWU作用位置までの高さ } yU = 10.000 \text{ m}$$
$$\text{作用格点からWP作用位置までの高さ } yP = 0.000 \text{ m}$$
$$\text{水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。}$$

$$C2z \cdot khco = 0.64$$
$$khp = 0.71$$
$$khg = 0.50$$

領域(1)

$$\alpha i \cdot C2z \cdot khco \leq khp \text{ のとき}$$

$$\text{杭突出部の慣性力}$$
$$Wpr = Ap \cdot \gamma c$$
$$= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m}$$
$$qpr = \alpha i \cdot khg \cdot Wpr$$
$$= \alpha i \times 0.50 \times 1558.623$$
$$= \alpha i \times 779.311 \text{ kN/m}$$

ここに、

$$qpr \text{ ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)}$$
$$Wpr \text{ ; 杭突出部の杭長 1 m 当り重量 (kN/m)}$$
$$Ap \text{ ; 杭の断面積 (m}^2\text{)}$$
$$\gamma c \text{ ; 杭の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)}$$

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、
基礎の荷重－水平変位の関係を求める。
荷重－水平変位の関係

深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.760	0.484	7.2	0.8	15.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.637	18.4	2.3	41.1	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 $A(m^2)$	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.760	0.484	3.500	26.9	63.617	0.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.637	5.000	38.5	63.617	0.0	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 せん断耐力 判定
S_{max} 位置	せん断力 せん断耐力 判定

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 34133.48 (kN) せん断耐力 P_s 42074.10 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c	—	1.000
	b	mm	7976
	h	mm	7976
	d	mm	7895
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数	C_s	—
	軸方向引張鉄筋比	p_t	0.101
	補正係数	C_{ps}	—
	作用軸力	N	48197×10 ⁹
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)	M	365965×10 ⁹
	断面積	A_s	63.617×10 ⁹
	断面二次モーメント	I_s	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _s	54222×10 ⁹
	補正係数	C_{ss}	—
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.350
	S_s	N	9627×10 ⁹
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A_s	20.268×10 ⁹
	帯鉄筋の間隔	s	150
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S_s	N	32005×10 ⁹
	P_s	N	41632×10 ⁹

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0. 542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 101
	補正係数		C _{pc}	0. 702
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	65342×10 ⁶
	作用曲げモーメント（終局M）		M	365965×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	73510×10 ⁶
	補正係数		C _s	1. 201
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _x		N	10069×10 ⁶
	帯鉄筋の断面積		A _s	20. 268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	42074×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0. 542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 101
	補正係数		C _{pc}	0. 702
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	65342×10 ⁶
	作用曲げモーメント（終局M）		M	365965×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	73510×10 ⁶
	補正係数		C _s	1. 201
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _x		N	10069×10 ⁶
	帯鉄筋の断面積		A _s	20. 268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	42074×10 ⁶

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 270923. 867 ≦ 303125. 208	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 71576. 392 ≦ 477129. 384	--
降伏点判定	----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	270924
降伏モーメント M _y	303125
判定	M≦M _y
基礎は降伏しない、OK	

せん断力の照査

杭番号1		杭番号1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号1 27071.89 41632.17 OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号1 34133.48 42074.10 OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 34133.48 (kN) せん断耐力P_r 42074.10 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	9.000	63.617	63.617	477129.38

3. 1. 2 橋軸直角方向：タイプII地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.60
設計水平震度 khp = 0.71
設計水平震度 khg = 0.68
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α_i・C2z・khco ≦ khpのとき
鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (25400.00 + 19771.50 + 3025.55) \times 1.0000 \\ &= 48197.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (22694.27 + 19771.50) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 25479.46 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (22694.27 \times 10.000 + 19771.50 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 48197.05 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 136165.60 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α_i・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} W_{pr} &= A_p \cdot \gamma_c \\ &= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m} \\ q_{pr} &= \alpha_i \cdot k_{hg} \cdot W_{pr} \\ &= \alpha_i \times 0.68 \times 1558.623 \\ &= \alpha_i \times 1059.863 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

q_{pr}；杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

W_{pr}；杭突出部の杭長1 m当り重量 (kN/m)

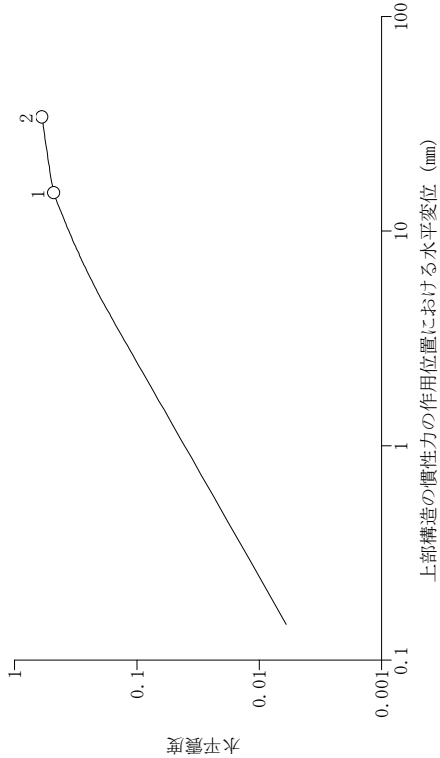
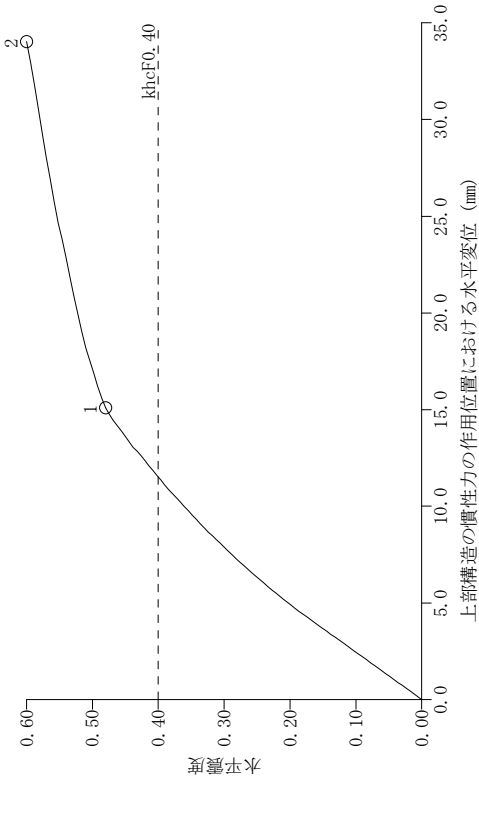
A_p；杭の断面積 (m²)

γ_c；杭の単位体積重量 (kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径		D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C _c	—	1.000
	部材幅	b	mm	7976
	部材高	h	mm	7976
	有効高	d	mm	7895
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数	C _c	—	0.542
	軸方向引張鉄筋比に関する補正	p _t	%	0.101
	補正係数	C _{pc}	—	0.702
	作用軸力	N	N	48197×10 ³
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	365965×10 ⁶
	断面積	A _s	mm ²	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント	I _x	mm ⁴	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	N・mm	54222×10 ⁶
	補正係数	C _s	—	1.148
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N	9627×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	20.268×10 ²
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345.0
	帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	32005×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	41632×10 ³

深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 (×10 ⁻³ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.800	0.480	7.3	0.8	15.1	logP~logS法で求まる急変点
2	1.000	0.600	15.4	1.9	34.0	α ₁ =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	塑性化 領域 L _p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 A(m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.800	0.480	3.500	26.9	63.617	0.0	logP~logS法で求まる急変点
2	1.000	0.600	5.000	38.5	63.617	0.0	α ₁ =1で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 (α₁=1) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) 25479.46	せん断耐力 P _s (kN) 41632.17 OK
	せん断力 判定	S (kN) 31991.58	せん断耐力 P _s (kN) 42074.10 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 31991.58 (kN) せん断耐力P_s 42074.10 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0. 542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 101
	補正係数		C _{pc}	0. 702
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	65342×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	365965×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	73510×10 ⁶
	補正係数		C _s	1. 201
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _x		N	10069×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	20. 268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	42074×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0. 542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 101
	補正係数		C _{pc}	0. 702
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	65342×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	365965×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	73510×10 ⁶
	補正係数		C _s	1. 201
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _x		N	10069×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	20. 268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	42074×10 ⁶

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 255664. 687 ≦ 303125. 208	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 71576. 392 ≦ 477129. 384	--
降伏点判定	-----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	255665
降伏モーメント M _L	303125
判 定	M≦M _L
基礎は降伏しない、 OK	

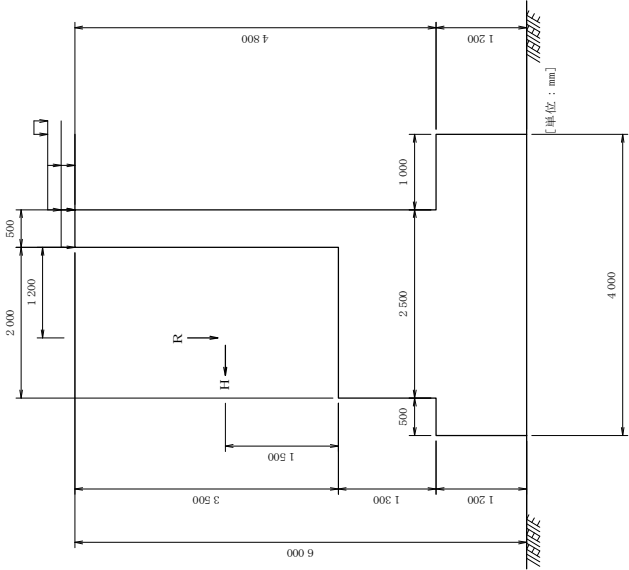
せん断力の照査

S 6. A2橋台の設計

1. 設計条件

1. 1 形状寸法

(1) 躯体形状



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
7700		

1. 2 地盤条件

重要度 : B種

地域区分: B2

地盤種別: I種

1. 3 使用材料

【コンクリート】 胸壁設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)
堅壁設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)
底板設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)

【使用鉄筋材料】

部 材	主鉄筋	せん断補強鉄筋
胸 壁	SD345	SD345
堅 壁	SD345	SD345
底 板	SD345	SD345

【せん断抵抗角】 せん断抵抗角 $\phi = 25.00$
残留強度 $\phi_{res} = 25.00$
ピーク強度 $\phi_{peak} = 30.00$

杭番号 1		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _r (kN) 判定 OK	杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _r (kN) 判定 OK
S _{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _r (kN) 判定 OK	S _{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _r (kN) 判定 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 31991.58 (kN) せん断耐力P_r 42074.10 (kN) 判定OK

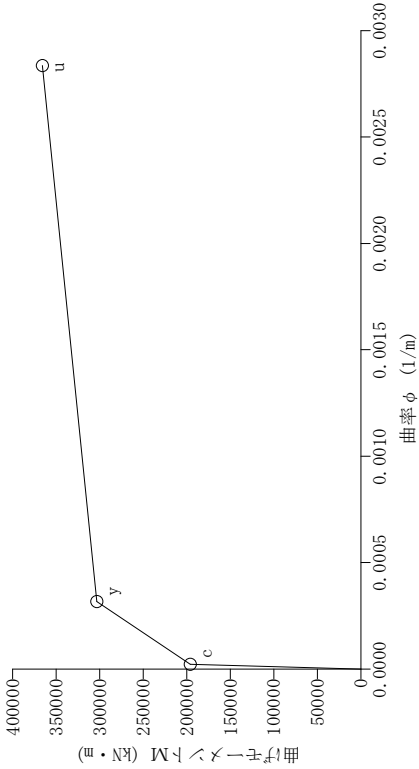
以上より、深礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN= $q_u \times A'$)

杭番号	許容支持力度 q_u (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	9.000	63.617	63.617	477129.38

3. 2 杭体のM-φ曲線

3. 2. 1 ケース 1

杭番号-1 区間長 L1=20.000 m 作用軸力 N=48197.05 kN



Mc = 195987.52 kN・m	My = 303125.21 kN・m	Mu = 365964.70 kN・m
φc = 2.3639E-005 1/m	φy = 3.1748E-004 1/m	φu = 2.8352E-003 1/m

【単位体積重量】

軀 体	鉄筋コンクリート	(kN/m ³)	
		24.500	
		9.800	
		飽和重量	
前 面		19.000	19.800
背 面		18.000	18.800

1.4 作用荷重

(1) 設計震度

1) レベル1地震時

対象	橋軸方向
躯体	0.10
土砂	0.14

(2) 地震動の方向

荷重状態	地震動の方向
常時1(浮力無し)	——
常時2(浮力無し)	——
地震時(浮力無し)	背面から前面

(3) 上部工反力

1) 上部工反力作用位置

	上部工反力位置
橋軸方向XR(m)	1.200
橋軸方向YR(m)	1.500

橋軸方向XR：胸壁前面位置からの距離(m)

橋軸方向YR：橋座面位置からの距離(m)

2) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
常時(浮力無し)	4200.000	0.000	4200.000	0.000	0.000
常時2(浮力無し)	4200.000	0.000	4200.000	0.000	0.000
地震時(浮力無し)	4200.000	0.000	4200.000	—	1000.000

Rd：上部工死荷重反力

Rex：上部工死荷重反力、活荷重反力以外の鉛直反力

RD：上部工鉛直反力

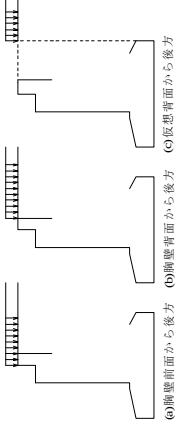
RL：上部工活荷重反力

RH：上部工水平反力

(4) 地表面荷重

1) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	地表面荷重 (kN/m ²)		活荷重位置		
	死荷重 Qd	活荷重 Ql	a	b	c
常時1(浮力無し)	0.000	0.000			
常時2(浮力無し)	0.000	10.000	○	○	○
地震時(浮力無し)	0.000	—			



(5) 土砂の扱い

荷重状態	前面土砂		前趾設計時 前趾上土砂
	鉛直	水平	
常時1(浮力無し)	無視	—	無視
常時2(浮力無し)	無視	—	無視
地震時(浮力無し)	無視	無視	無視

(6) 水位の考慮

- 水位位置は、フーチング底面からの高さとする

荷重状態	背面水位 Hf (m)	前面水位 Hf (m)	水位の影響	
			浮力	水圧
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視

1.5 土圧

- 土圧の作用面の壁面摩擦角(度)と仮想背面の扱い

荷重状態	安定計算時 土-土	堅壁設計時 土-コンクリート	算出式
	25.000	8.333	
常時			クーロン式
地震時	12.500	0.000	修正物部・岡部

- 水位以下の土圧算出における水位

常時土圧：考慮する

レベル1地震時：考慮する

- 土圧を考慮しない下面からの高さ

安定計算時 0.000(m)

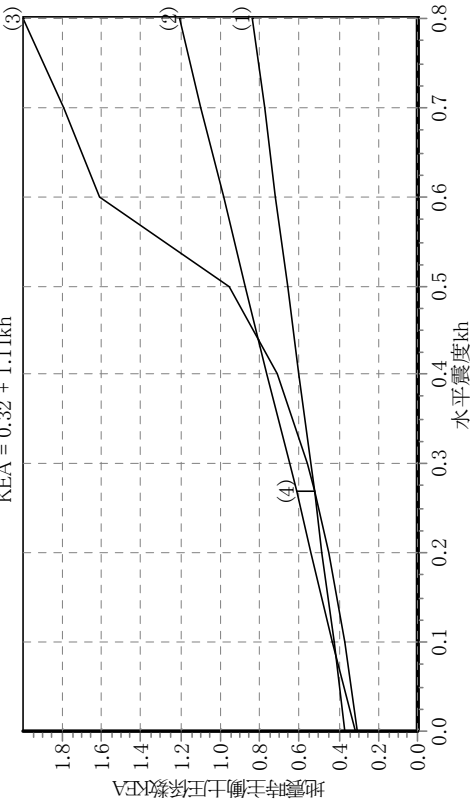
堅壁設計時 0.000(m)

- 土圧算出時における土圧の作用幅(m)

1)安定計算時(土-土)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係

KEA = 0.32 + 1.11kh

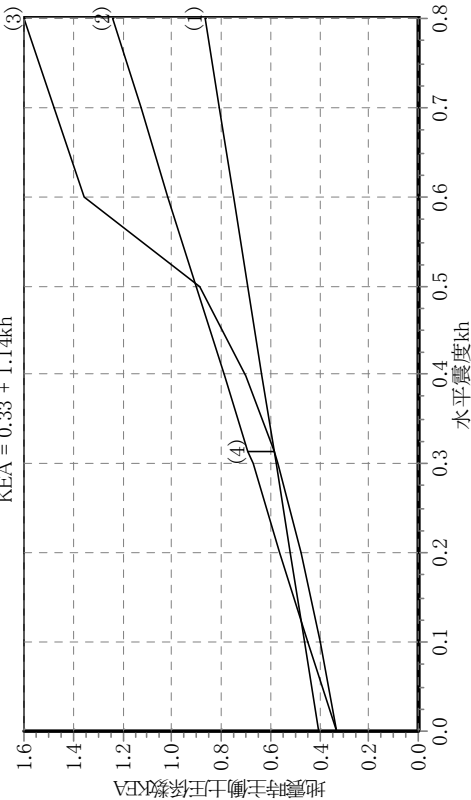


- (1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
- (2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
- (3)物部・岡部の地震時主働土圧係数
- (4)一次主働破壊面 $\theta_s = 56.9^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta_s = 41.0^\circ$

2)堅壁設計時(土-コンクリート)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係

KEA = 0.33 + 1.14kh



- (1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
- (2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
- (3)物部・岡部の地震時主働土圧係数
- (4)一次主働破壊面 $\theta_s = 60.0^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta_s = 41.3^\circ$

適用	扱い	作用幅	
		堅壁区間	底板区間
安定計算	底板幅	7.700	7.700
堅壁設計	堅壁幅	7.700	—
底板設計	底板幅	7.700	7.700

堅壁区間の重心補正: 0.000(m)

底板区間の重心補正: 0.000(m)

・土圧係数及び土圧強度(kN/m²) (範囲はフーチング底面からの距離)

荷重 状態	範囲(m)		安定計算時		堅壁設計時	
	始まり	終わり	土圧係数	算出式	土圧係数	算出式
常時	0.000	6.000	0.355		0.377	
地震時	0.000	6.000	0.475	$0.32+1.11 \cdot Kh$	0.490	$0.33+1.14 \cdot Kh$

(1) 常時土圧係数(クローン式)

1) 安定計算時(土-土)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2}$$
$$= \frac{\cos^2(25.000-0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000+25.000) \left\{ 1 + \frac{\sin(25.000+25.000) \sin(25.000-(0.000))}{\cos(0.000+25.000) \cos(0.000-(0.000))} \right\}^2}$$
$$= 0.355$$

2) 堅壁設計時(土-コンクリート)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2}$$
$$= \frac{\cos^2(25.000-0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000+8.333) \left\{ 1 + \frac{\sin(25.000+8.333) \sin(25.000-(0.000))}{\cos(0.000+8.333) \cos(0.000-(0.000))} \right\}^2}$$
$$= 0.377$$

(2) 地震時土圧係数(修正物部・岡部式)

※グラフ(1)は、任意の震度に対する一次主働破壊面 $\theta s1$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出
グラフ(2)は、任意の震度に対する二次主働破壊面 $\theta s2$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出

1.6 水圧

- 背面水圧における水圧の作用方向は、水平方向

1.7 基礎の条件

1.7.1 許容せん断抵抗算出用データ

基礎底面と地盤との付着力 c_0 (kN/m ²)	0.00
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_0$	0.600

1.7.2 フーチング厚さ照査用データ

(1) 地盤データ

基礎底面の変形係数 αE_s (kN/m ³)	常 時	地震時
	196000.000	392000.000

(2) 底版データ

フーチングのヤング係数 $\times 10^4$ (N/mm ²)	2.500
フーチング厚さ上限値(輪軸幅・壁壁厚)/n	5.00

1.8 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.8.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	割増 係数	許容偏心量 e_0 / B (m)	滑動安全率	鉛直支持力 算出時の 安全率	最 大 地盤反力度 (kN/m ²)
常時1(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
常時2(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
地震時(浮力無し)	1.50	1/3	1.2	2.0	900.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_0 : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_0=M_0/V$

M_0 : 基礎底面に作用するモーメント(kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

1.8.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 胸壁(一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の 引張応力度 σ_{ss}	せん断 応力度 τ_{cs}	斜引張鉄筋 引張応力度 σ_{sm}
常 時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

2) 壁壁(一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の 引張応力度 σ_{ss}	せん断 応力度 τ_{cs}	コンクリートの 軸圧縮応力度 σ_{cha}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sha}
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	200.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	200.000
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	300.000

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	斜引張鉄筋 引張応力度 σ_{sm}
常時1(浮力無し)	1.00	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	180.000
地震時(浮力無し)	1.50	300.000

3) 底版(一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の 引張応力度 σ_{ss}	せん断 応力度 τ_{cs}	斜引張鉄筋 引張応力度 σ_{sm}
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

ここに、

τ_{cs} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

τ_{cs} : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2. 結果一覧

1. 安定計算(輪軸方向)

(1) 転倒に対する照査

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		偏心量 e_0 (m)		判 定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)	計算値	許容値	
常時1(浮力無し)	2017.769	6891.877	0.293	0.667	○
常時2(浮力無し)	2157.388	6942.866	0.311	0.667	○
地震時(浮力無し)	8293.543	6970.753	1.190	1.333	○

(2) 滑動に対する照査

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判 定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)	計算値	安全率	
常時1(浮力無し)	2017.769	6891.877	381.351	10.843	○
常時2(浮力無し)	2157.388	6942.866	490.698	8.489	○
地震時(浮力無し)	8293.543	6970.753	2435.930	1.717	○

(3) 地盤反力度の計算

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判 定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)		計算値(qmin, qmax)	許容値	
常時1(浮力無し)	2017.769	6891.877	4.000	125.494	322.030	○
常時2(浮力無し)	2157.388	6942.866	4.000	120.350	330.485	○
地震時(浮力無し)	8293.543	6970.753	2.431	0.000	744.879	○

(4)フーチング厚さの照査

荷重状態	$\beta \cdot \lambda$		フーチング厚さ h (m)	剛体とする厚さ h_o (m)	判定
	計算値	許容値			
常時	0.267 ≦	1.0	1.200 ≧	0.300	○
地震時	0.318 ≦	1.0	1.200 ≧	0.300	○

2. 断面計算

(1) 最小鉄筋量の照査

部 材	荷 重 状 態	引張側鉄筋	使用鉄筋量 (cm ²)	最小鉄筋量 (cm ²)	判 定
胸壁背面側 堅壁基部	常 時	背面	162.160	> 6.744	○
	常時1(浮力無し)	背面	7.944	> 6.597	○
	常時2(浮力無し)	背面	7.944	> 6.597	○
	地震時(浮力無し)	背面	7.944	> 5.000	○
前趾付け根	常時1(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時2(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	地震時(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時1(浮力無し)	上側	7.944	> 5.000	○
後趾付け根	常時2(浮力無し)	上側	7.944	> 5.000	○
	地震時(浮力無し)	上側	7.944	> 5.000	○

(2) 曲げ応力度

部 材	荷 重 状 態	M (kN・m)	N (kN)	圧縮応力度(N/mm ²)		判 定
				計算値	許容値	
胸壁背面側 堅壁基部	常 時	247.832		7.745 ≦	8.000	引張応力度(N/mm ²) 計算値 許容値 56.326 ≦ 180.000 ○
	常時1(浮力無し)	29.883	667.955	0.298 ≦	8.000	-3.572 ≦ 200.000 ○
	常時2(浮力無し)	49.828	667.955	0.317 ≦	8.000	-3.324 ≦ 200.000 ○
	地震時(浮力無し)	544.326	667.955	0.983 ≦	12.000	10.444 ≦ 300.000 ○
前趾付け根	常時1(浮力無し)	35.555		0.484 ≦	8.000	44.706 ≦ 180.000 ○
	常時2(浮力無し)	36.541		0.498 ≦	8.000	45.945 ≦ 180.000 ○
	地震時(浮力無し)	83.051		1.131 ≦	12.000	104.424 ≦ 300.000 ○
	常時1(浮力無し)	2.360		0.032 ≦	8.000	2.968 ≦ 180.000 ○
後趾付け根	常時2(浮力無し)	10.186		0.139 ≦	8.000	12.808 ≦ 180.000 ○
	地震時(浮力無し)	80.125		1.091 ≦	12.000	100.746 ≦ 300.000 ○

(3)せん断応力度

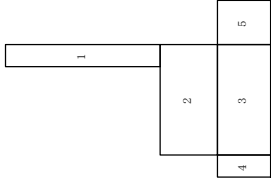
部 材	荷 重 状 態	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定
			計算値	許容値	
胸壁背面側 堅壁基部	常 時	121.035	0.346 ≦	0.473	1.700 ○
	常時1(浮力無し)	29.985	0.013 ≦	0.104	1.700 ○
	常時2(浮力無し)	42.165	0.018 ≦	0.104	1.700 ○
	地震時(浮力無し)	243.644	0.104 ≦	0.158	2.550 ○
後趾照査 1	常時1(浮力無し)	6.972	0.007 ≦	0.505	1.700 ○
	常時2(浮力無し)	13.971	0.013 ≦	0.251	1.700 ○
	地震時(浮力無し)	67.656	0.064 ≦	0.561	2.550 ○

3. 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

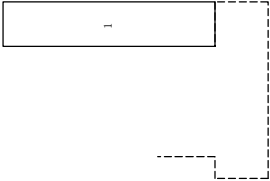
区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.500×3.500×7.700	13.475	2.750	4.250	37.056	57.269	躯体
2	2.500×1.300×7.700	25.025	1.750	1.850	43.794	46.296	躯体
3	2.500×1.200×7.700	23.100	1.750	0.600	40.425	13.860	躯体
4	0.800×1.200×7.700	4.620	0.250	0.600	1.155	2.772	躯体
5	1.000×1.200×7.700	9.240	3.500	0.600	32.340	5.544	躯体
Σ		75.460	—	—	154.770	125.741	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 154.770 / 75.460 = 2.051$ (m)

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 125.741 / 75.460 = 1.666$ (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅×高さ×奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1.000×4.800×7.700	36.960	3.500	3.600	129.360	133.056	
Σ		36.960	――	――	129.360	133.056	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 129.360 / 36.960 = 3.500 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 133.056 / 36.960 = 3.600 \text{ (m)}$

3. 2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 75.460 = 1848.770 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 2.051 \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot kh = 1848.770 \times 0.100 = 184.877 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 1.666 \text{ (m)}$

(2) 土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = Wu + W1 \text{ (kN)}$

$Wu = Vu \text{ (水より上の体積)} \cdot \gamma \text{ (土の湿潤重量)} \text{ (kN)}$

$W1 = V1 \text{ (水より下の体積)} \cdot \gamma \text{ sat (土の飽和重量)} \text{ (kN)}$

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot Kh \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = (Wu \cdot Yu + W1 \cdot Y1) / W \text{ (m)}$

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)、地震時 (浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m ³)	重心位置 (m)	体積 V1 (m ³)	重心位置 (m)
土砂 (背面)	36.960	X	Y	X1 Y1
		3.500	3.600	0.000 0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 Vu (m ³)	重心位置 (m)
土砂 (背面)	36.960	Xu Yu
	3.500	3.600

水位より上の体積

$Vu = V - V1$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$

$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $Wu = Vu \times \gamma \text{ (kN)}$	水位より下の重量 $W1 = V1 \times \gamma \text{ sat (kN)}$
土砂 (背面)	$36.960 \times 18.000 = 665.280$	$0.000 \times 18.800 = 0.000$

位置	鉛直力 W $Wu + W1 \text{ (kN)}$	作用位置 $X \text{ (m)}$	水平力 H $W \cdot Kh \text{ (kN)}$	作用位置 $Y \text{ (m)}$
土砂 (背面)	$665.280 + 0.000 = 665.280$	3.500	$665.280 \times 0.14 = 93.139$	3.600

3. 3 上部工反力、載荷荷重

(1) 上部工反力

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 4200.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.300 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 4200.000 \cdot 1.300 = 5460.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 4200.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.300 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 4200.000 \cdot 1.300 = 5460.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

水平力 $RH = 1000.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 4.000 \text{ (m)}$

モーメント $My = RH \cdot Y = 1000.000 \cdot 4.000 = 4000.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

(2) 載荷荷重

鉛直力

$N = q \cdot L \cdot B$

作用位置

$X = Ls + \frac{L}{2.0}$

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

qd : 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)

$q1$: 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)

B : 地表面載荷荷重直角方向幅、 $B = 7.700 \text{ (m)}$

Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
$q1(a)$	10.000	2.500	1.500	115.500	3.250
$q1(b)$	10.000	3.000	1.000	77.000	3.500
$q1(c)$	――	――	――	――	――

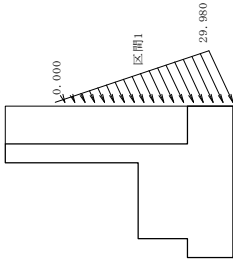
3. 4 土圧・水圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	γw (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	hcr (m)	0.000
土の粘着力 (常時)	C (kN/m ²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

・土圧力
鉛直力
 $P_v = \Sigma P_{ev} = 177.827 \text{ (kN)}$
水平力
 $P_h = \Sigma P_{eh} = 381.351 \text{ (kN)}$
[2] 常時2 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

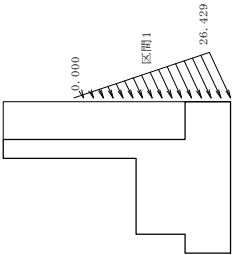
地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項目	区間1
算出区間における高さ(上) (下)	6.000 0.000
算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1 (m) h2 (m) 4.691 0.000
算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs (m) hr (m) 0.000 0.000
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ 0.000
壁面摩擦角 (度)	δ 25.000
単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ_t γ_{sat} 18.000 18.800
土圧の作用原点(X座標) (m)	X_p 4.000
土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) Ku1 0.35506 背面水位より下の土圧係数 (下) Ku2 0.35506 0.35506
土圧強度	[1] 水位より上の土圧強度 (上) 0.000 [2] 水位より上の土圧強度 (下) 29.980 [3] 水位より下の土圧強度 (上) 0.000 [4] 水位より下の土圧強度 (下) 0.000
土圧力	$P_{el} = (1/2) \cdot ([1] + [2]) \cdot h1 \cdot Bc$ $P_{e2} = (1/2) \cdot ([3] + [4]) \cdot h2 \cdot Bc$ 541.426 0.000
作用位置	$P_e = P_{el} + P_{e2}$ $P_{eh} = P_e \cdot \cos(\delta + \theta)$ (土圧の水平成分) $P_{ev} = P_e \cdot \sin(\delta + \theta)$ (土圧の鉛直成分) 541.426 490.698 $Y1 = (2 \cdot [1] + [2]) \cdot h1 / (3 \cdot ([1] + [2])) + h2 + hL + hr$ $Y2 = (2 \cdot [3] + [4]) \cdot h2 / (3 \cdot ([3] + [4])) + hL + hr$ $Y = (P_{el} \cdot Y1 + P_{e2} \cdot Y2) / P_e$ $X = X_p - Y \tan \theta$ 1.564 0.000 1.564 4.000

・作用位置

(2) 土圧力
[1] 常時1 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項目	区間1
算出区間における高さ(上) (下)	6.000 0.000
算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1 (m) h2 (m) 4.135 0.000
算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs (m) hr (m) 0.000 0.000
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ 0.000
壁面摩擦角 (度)	δ 25.000
単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ_t γ_{sat} 18.000 18.800
土圧の作用原点(X座標) (m)	X_p 4.000
土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) Ku1 0.35506 背面水位より下の土圧係数 (下) Ku2 0.35506 0.35506
土圧強度	[1] 水位より上の土圧強度 (上) 0.000 [2] 水位より上の土圧強度 (下) 26.429 [3] 水位より下の土圧強度 (上) 0.000 [4] 水位より下の土圧強度 (下) 0.000
土圧力	$P_{el} = (1/2) \cdot ([1] + [2]) \cdot h1 \cdot Bc$ $P_{e2} = (1/2) \cdot ([3] + [4]) \cdot h2 \cdot Bc$ 420.774 0.000
作用位置	$P_e = P_{el} + P_{e2}$ $P_{eh} = P_e \cdot \cos(\delta + \theta)$ (土圧の水平成分) $P_{ev} = P_e \cdot \sin(\delta + \theta)$ (土圧の鉛直成分) 420.774 381.351 $Y1 = (2 \cdot [1] + [2]) \cdot h1 / (3 \cdot ([1] + [2])) + h2 + hL + hr$ $Y2 = (2 \cdot [3] + [4]) \cdot h2 / (3 \cdot ([3] + [4])) + hL + hr$ $Y = (P_{el} \cdot Y1 + P_{e2} \cdot Y2) / P_e$ $X = X_p - Y \tan \theta$ 1.378 0.000 1.378 4.000

・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (P_{ev} \cdot X)}{\Sigma P_{ev}} = 4.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\Sigma (P_{eh} \cdot Y)}{\Sigma P_{eh}} = 1.378 \text{ (m)}$$

$$X = \frac{\sum (P_{ev} \cdot X)}{\sum P_{ev}} = 4.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum (P_{eh} \cdot Y)}{\sum P_{eh}} = 1.564 \text{ (m)}$$

・土圧力

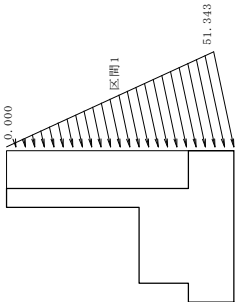
鉛直力

$$P_v = \sum P_{ev} = 228.816 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \sum P_{eh} = 490.698 \text{ (kN)}$$

[3]地震時(浮力無し)



1) 土圧算出データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

	項	目	区間1
条 件	算出区間における高さ(上)	HU(m)	6.000
	算出区間における高さ(下)	HL(m)	0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ	h1(m)	6.000
	算出区間の背面水位より下の高さ	h2(m)	0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs(m)	0.000
	算出区間の土圧を考慮しない高さ	hr(m)	0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角(度)	θ	0.000
	壁面摩擦角	(度)	12.500
	単位体積重量(飽和)	(kN/m ³)	18.000
	土圧の作用原点(X座標)	Xp	18.800
土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数(上)	Ku1	0.47540
	背面水位より下の土圧係数(上)	K11	0.47540
	背面水位より下の土圧係数(下)	Kd2	0.47540
土 圧 強 度	[1]水位より上の土圧強度(上)		0.000
	[2]水位より上の土圧強度(下)		51.343
	[3]水位より下の土圧強度(上)		0.000
	[4]水位より下の土圧強度(下)		0.000
土 圧 力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc		1186.028
	Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		0.000
	Pe = Pe1+Pe2		1186.028
作 用 位 置	Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)		1157.914
	Pev = Pe・sin(δ+θ) (土圧の鉛直成分)		256.703
	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2])+h2+HL+hr		2.000
	Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4])+HL+hr		0.000
土 圧 力	Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe		2.000
	X = Xp - Y tan θ		4.000

・作用位置

$$X = \frac{\sum (P_{ev} \cdot X)}{\sum P_{ev}} = 4.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum (P_{eh} \cdot Y)}{\sum P_{eh}} = 2.000 \text{ (m)}$$

・土圧力

鉛直力

$$P_v = \sum P_{ev} = 256.703 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \sum P_{eh} = 1157.914 \text{ (kN)}$$

3. 5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	0.000	2.051	0.000	3791.865	0.000
背面土砂	665.280	0.000	3.500	0.000	2328.480	0.000
上部工反力	4200.000	0.000	1.300	4.000	5460.000	0.000
土 圧 力	177.827	381.351	4.000	1.378	711.307	525.667
合 計	6891.877	381.351	——	——	12291.652	525.667

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	0.000	2.051	0.000	3791.865	0.000
背面土砂	665.280	0.000	3.500	0.000	2328.480	0.000
上部工反力	4200.000	0.000	1.300	4.000	5460.000	0.000
載荷荷重L	115.500	0.000	3.250	6.000	375.375	0.000
土 圧 力	228.816	490.698	4.000	1.564	915.265	767.266
合 計	7058.366	490.698	——	——	12870.985	767.266

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	0.000	2.051	0.000	3791.865	0.000
背面土砂	665.280	0.000	3.500	0.000	2328.480	0.000
上部工反力	4200.000	0.000	1.300	4.000	5460.000	0.000
載荷荷重L	77.000	0.000	3.500	6.000	269.500	0.000
土 圧 力	228.816	490.698	4.000	1.564	915.265	767.266
合 計	7019.866	490.698	——	——	12765.110	767.266

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	0.000	2.051	0.000	3791.865	0.000
背面土砂	665.280	0.000	3.500	0.000	2328.480	0.000
上部工反力	4200.000	0.000	1.300	4.000	5460.000	0.000
土 圧 力	228.816	490.698	4.000	1.564	915.265	767.266
合 計	6942.866	490.698	——	——	12495.610	767.266

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	184.877	2.051	1.666	3791.865	308.065
背面土砂	665.280	93.139	3.500	3.600	2328.480	335.301
上部工反力	4200.000	1000.000	1.300	4.000	5460.000	4000.000
土 圧 力	256.703	1157.914	4.000	2.000	1026.814	2315.829
合 計	6970.753	2435.930	——	——	12607.159	6959.195

荷重状態(水 位)	V _e (kN)	H _e (kN)	M _e (kN・m)
常時1 (浮力無し)	6891.877	381.351	-11765.985
常時2 (浮力無し) a	7058.366	490.698	-12103.720
常時2 (浮力無し) b	7019.866	490.698	-11997.845
常時2 (浮力無し) c	6942.866	490.698	-11728.345
地震時 (浮力無し)	6970.753	2435.930	-5647.964

(2) フーチング下面中心での作用力の集計

鉛 直 力 : V_h = V_o (kN)

水 平 力 : H_h = H_o (kN)

回 転 モ ー メ ン ト : M_h = V_o・B_j/2.0+M_o (kN・m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : B_j = 4.000 (m)

荷重状態(水 位)	V _e (kN)	H _e (kN)	M _e (kN・m)
常時1 (浮力無し)	6891.877	381.351	2017.769
常時2 (浮力無し) a	7058.366	490.698	2013.013
常時2 (浮力無し) b	7019.866	490.698	2041.888
常時2 (浮力無し) c	6942.866	490.698	2157.388
地震時 (浮力無し)	6970.753	2435.930	8293.543

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

3. 6 安定照査

3. 6. 1 転倒に対する安定

$$e_n = \frac{M_h}{V_h}$$

ここに、

e_n: 荷重の偏心量(m)

M_h: 基礎底面に作用するモーメント(kN・m)

V_h: 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$$e_n = B/n$$

ここに、

e_n: 荷重の許容偏心量(m)

B: 基礎幅(m), B = 4.000

n: 安全率

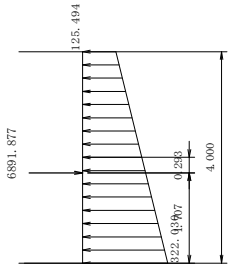
2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合 (三角形分布)

$$q_{\max} = 2 \frac{V_b}{L \cdot x}$$

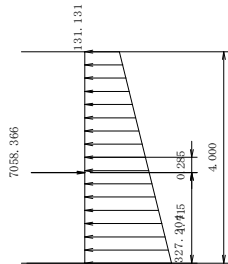
ここに、

- V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
- M_b : 基礎底面中心に作用するモーメント (kN・m)
- e_b : 荷重の偏心量 (m)
- x : 底面反力の作用幅 (m), $x = 3(B/2 - e_b)$
 x がBより小さいときは、三角形分布となり、
 x がBより大きい時には、台形分布となる。
- $q_{\max}$: 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)
- $q_{\min}$: 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)
- B : 基礎幅 (m), $B = 4.000$
- L : 基礎の奥行き (m), $L = 7.700$

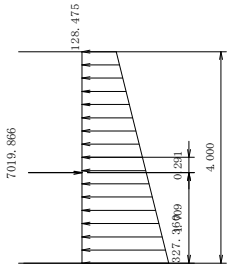
[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し) a



[3] 常時2 (浮力無し) b



荷重状態 (水 位)	偏心量 (m)	
	$e_b = M_b/V_b$	許容値 e_{b0}
常時1 (浮力無し)	$0.293 \leq$	0.667
常時2 (浮力無し) a	$0.285 \leq$	0.667
常時2 (浮力無し) b	$0.291 \leq$	0.667
常時2 (浮力無し) c	$0.311 \leq$	0.667
地震時 (浮力無し)	$1.190 \leq$	1.333

3. 6. 2 滑動に対する安定

$$H_b = c_d A_b + V_b \tan \phi_b$$

ここに、

- H_b : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)
- c_b : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²), $c_b = 0.000$
- $\tan \phi_b$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, $\tan \phi_b = 0.600$
- A_b : 有効載荷面積 (m²), $A_b = L \cdot B$
- V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN) ただし、浮力を差し引いた値とする。
- L : 基礎の奥行き (m), $L = 7.700$
- B : 基礎の有効載荷幅 (m), $B = B - 2e_b$
- B : 基礎幅 (m), $B = 4.000$
- e_b : 荷重の偏心量 (m)

荷重状態 (水 位)	偏心量 e_b (m)	有効載荷幅 B (m)	有効載荷面積 A_b (m ²)	鉛直荷重 V_b (kN)
常時1 (浮力無し)	0.293	3.414	26.291	6891.877
常時2 (浮力無し) a	0.285	3.430	26.408	7058.366
常時2 (浮力無し) b	0.291	3.418	26.321	7019.866
常時2 (浮力無し) c	0.311	3.379	26.015	6942.866
地震時 (浮力無し)	1.190	1.620	12.478	6970.753

$$f_s = H_b/H_b$$

ここに、

- f_s : 滑動に対する安全率
- H_b : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

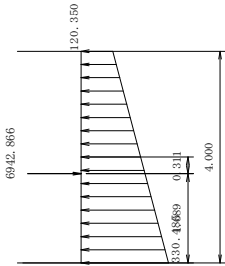
荷重状態 (水 位)	せん断抵抗力 H_b (kN)	作用水平力 H_b (kN)	安全率 f_s	必要安全率 f_{s0}
常時1 (浮力無し)	4135.126	381.351	$10.843 \geq$	1.500
常時2 (浮力無し) a	4235.020	490.698	$8.631 \geq$	1.500
常時2 (浮力無し) b	4211.920	490.698	$8.584 \geq$	1.500
常時2 (浮力無し) c	4165.720	490.698	$8.489 \geq$	1.500
地震時 (浮力無し)	4182.452	2435.930	$1.717 \geq$	1.200

3. 6. 3 地盤反力度の計算

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布)

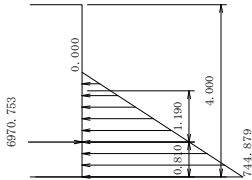
$$q_{\min}, q_{\max} = \frac{V_b \pm 6M_b}{LB^2}$$

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力の 作用幅 (m) x及びyB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m)	
		qmin	qmax
4.000	台形	120.350	330.485 ≦ 600.000

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力の 作用幅 (m) x及びyB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m)	
		qmin	qmax
2.431	三角形	0.000	744.879 ≦ 900.000

3.6.4 フーチング厚さの照査

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定

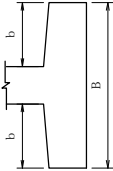
$$\beta \cdot \lambda \leq 1.0$$

ここに、

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot k_v}{E \cdot h^3}} \quad (\text{m}^{-3})$$

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_v = k_w \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$



k_w : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_w = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha E_o$$

B_v : 基礎に換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{L \cdot B} = 5.550$$

αE_o : 設計の対象とする位置の変形係数 (kN/m²)

A_v : 鉛直方向の換算載荷幅 (m²)

B : フーチングの幅 (m), $B = 4.000$

L : フーチングの奥行き (m), $L = 7.700$

E : フーチングのヤング係数 (kN/m²), $E = 2.50 \times 10^7$

h : フーチングの厚さ (m), $h = 1.200$

λ : フーチングの換算突出長 (m), $\lambda = 1.000$

$$\lambda = b/b_0 \text{ (は上図の長い方)}$$

ただし、 $b \geq B/2$ ならば $b = B/2$

荷重状態	変形係数 αE_o (kN/m ²)	鉛直方向地盤反力係数		$\beta \cdot \lambda$ (m ⁻³)
		k_w (kN/m ³)	k_v (kN/m ³)	
常時	196000.000	653333.333	73243.525	0.267056
地震時	392000.000	1306666.667	146487.051	0.317584

(2) フーチング厚さの上限値 (掃軸方向幅-堅壁の厚さ)/n による判定

$$FH_h \geq FH_v$$

ここに、

FH_h : フーチングの厚さ (m), $FH_h = 1.200$

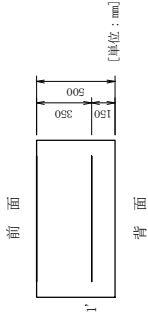
FH_v : 剛体であると判定する厚さ (m), $FH_v = 1.500/5.000 = 0.300$

(3) 照査結果

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定	(2) フーチング厚さの 上限値による判定	判 定
常時: $0.267 \leq 1.0$ 地震時: $0.318 \leq 1.0$ フーチングは剛体と見なせる	(1) $200 \geq 0.300$ フーチングは剛体と見なせる	(1) または (2) を満足しているのでフーチングは剛体として設計してよい

4. 1.1.2 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄 筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)
1	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	—
1'	15.0	D51	20.270	8.00	162.160
2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_u : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_u = b \cdot h^2 / 6 = 41666.7 \times 10^3$

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.0$

N : 軸方向力 (N), $N = 0.0$

A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), $A_s = b \cdot h = 500000$

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), $h = 500.000$

設計位置	荷重状態	使用 鉄筋量 (cm)	M ×1.7 (kN・m)	M _u (kN・m)	最小 鉄筋量 (cm)
背面側	常 時	162.160	421.314	> 79.737	6.744

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

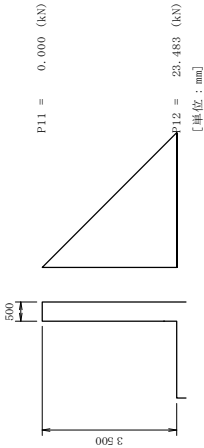
$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

4. 胸壁の設計

4. 1 踏掛版を設置しない場合の設計

・背面に対して常時で設計する。

4. 1. 1 断面力の集計



(1) T荷重による断面力

$$M_u = \frac{K_s \cdot T}{1.375} \cdot \left[-h + (h+a) \log \left(\frac{a+h}{a} \right) \right] = 199.888 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$S_u = \frac{K_s \cdot T}{1.375} \cdot \log \left(\frac{a+h}{a} \right) = 79.941 \quad (\text{kN})$$

ここに、

M_u : T荷重による曲げモーメント (kN・m)

S_u : T荷重によるせん断力 (kN)

K_s : 常時土圧係数(鉛直部), $K_s = 0.377$

T : T荷重の片側荷重 (kN), $T = 100.000$

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

a : 接地長 (m), $a = 0.200$

(2) 土圧による断面力

$$E_h = \frac{1}{2} (P11 + P12) \cdot h = 41.095 \quad (\text{kN})$$

$$P11 = q \cdot K_s \cdot \cos \delta = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P12 = (q + \gamma \cdot h) \cdot K_s \cdot \cos \delta = 23.483 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$M_u = E_h \cdot Y_e = 47.944 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$Y_e = \frac{2 \cdot P11 + P12}{3 \cdot (P11 + P12)} \cdot h = 1.167 \quad (\text{m})$$

ここに、

E_h : 土圧力 (kN)

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

K_s : 常時土圧係数(鉛直部), $K_s = 0.377$

P11, P12: 土圧強度 (kN/m²)

M_u : 土圧による曲げモーメント (kN・m)

Y_e : 土圧力の作用位置 (m)

q : 載荷荷重 (kN/m²), $q = 0.000$

γ : 土の単位重量 (kN/m³), $\gamma = 18.000$

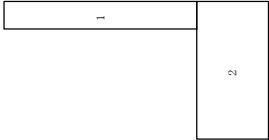
δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角(度), $\delta = 8.333$

(3) 断面力の集計

$$\text{曲げモーメント} \quad M = M_u + M_s = 199.888 + 47.944 = 247.832 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{せん断力} \quad S = S_u + E_h = 79.941 + 41.095 = 121.035 \quad (\text{kN})$$

- ここに、
5. 堅壁の設計
5. 1 堅壁基部の設計
5. 1. 1 水位を考慮しないブロックデータ
- (1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.500×3.500×7.700	13.475	2.250	3.050	30.319	41.099	
2	2.500×1.300×7.700	25.025	1.250	0.650	31.281	16.266	
Σ		38.500	—	—	61.600	57.365	

重心 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 61.600 / 38.500 = 1.600 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 57.365 / 38.500 = 1.490 \text{ (m)}$

5. 1. 2 躯体自重，上部工反力，その他荷重による鉛直力、水平力
- (1) 躯体自重(偏心モーメントを無視します)

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 38.500 = 943.250 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.600 \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot kh = 943.250 \times 0.100 = 94.325 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 1.490 \text{ (m)}$

- (2) 上部工反力

[1] 常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)

鉛直力 $Rv = 4200.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.000 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 4200.000 \cdot 0.450 = 1890.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

(偏心モーメントは、無条件に無視します)

鉛直力の作用位置

$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \text{ (m)}$

ここに、

B : 堅壁厚さ

BR : 堅壁前面から胸壁前面までの距離

XR : 胸壁前面から作用位置までの距離

- ここに、
- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 500.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σc : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σs : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

設計位置	荷重状態	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm²)		引張応力度 (N/mm²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
背面側	常 時	247.832	23.572	7.745	≤ 8.000	56.326	≤ 180.000

(4) せん断応力度の照査

$\tau_n = \frac{S_n}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$

ここに、

- τ_n : 平均せん断応力度 (N/mm²)
- S_n : 作用せん断力 (N)
- d : 部材の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)
- $\tau_{a1} = Ce \cdot Cpt \cdot \tau_{a1}'$

ここに、

- τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)
- Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	せん断力 S _n (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm²)		補正係数	
				計算値 τ	許容値 τ _{a1}	Ce	Cpt
背面側	常 時	121.035	35.000	0.346	≤ 0.473	1.700	1.371
							1.500

2) 土圧算出結果

	項 目	区間1
条 件	算出区間における高さ (上) (下)	HU(m) HL(m) 4.800 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 2.990 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ 0.000
	壁面摩擦角 (度)	δ 8.333
	単位体積重量 (飽和) γ _t γ _{sat}	(kN/m³) 18.000 18.800
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp 3.000
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Ku1 Ku2 Ku2 0.37672 0.37672 0.37672 0.37672
	土圧強度 [1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)	(上) (下) (上) (下) 0.000 20.273 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)	233.351 0.000 233.351 230.887
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/([3]・([1]+[2]))+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/([3]・([3]+[4]))+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	0.997 0.000 0.997

・作用位置

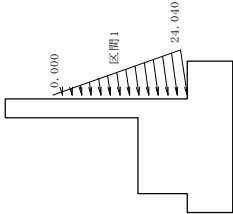
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 0.997 \text{ (m)}$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 230.887 \text{ (kN)}$$

[2] 常時2 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重	q (kN/m²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	4.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 Rv = 4200.000 (kN)
作用位置 X = 0.000 (m)
モーメント Mx = Rv・X = 4200.000・0.450 = 1890.000 (kN・m)
(偏心モーメントは、無条件に無視します)
水平力 RH = 1000.000 (kN)
作用位置 Y = 2.800 (m)
モーメント My = RH・Y = 1000.000・2.800 = 2800.000 (kN・m)
鉛直力の作用位置

$$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \text{ (m)}$$

ここに、

B：堅壁厚さ

BR：堅壁前面から胸壁前面までの距離

XR：胸壁前面から作用位置までの距離

水平力の作用位置

$$Y = YZ + YR = 1.300 + 1.500 = 2.800 \text{ (m)}$$

ここに、

YZ：堅壁前面高さ

YR：脊座面から作用位置までの高さ

5.1.3 土圧・水圧

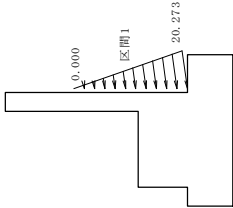
(1) 共通データ

水の単位体積重量	γ _w (kN/m³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力 (常時)	C (kN/m²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

(2) 土圧力

[1] 常時1 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重	q (kN/m²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	4.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(飽潤) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
	土圧強度 [1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 24.040 0.000 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)	328.133 0.000 328.133 324.668
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/ {3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/ {3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	1.182 0.000 1.182

・作用位置

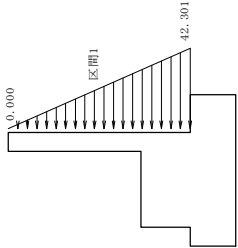
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.182 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 324.668 (kN)$$

[3]地震時(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重量	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	4.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(飽潤) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
	土圧強度 [1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 42.301 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)	781.731 0.000 781.731 781.731
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/ {3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/ {3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	1.600 0.000 1.600

・作用位置

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.600 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 781.731 (kN)$$

5. 1. 4 断面力の集計

[1] 常時1(浮力無し)

項 目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M ₀ +M _i (kN・m)
躯体自重	943.250	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	4200.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	230.887	0.000	0.997	230.095
合 計	5143.250	230.887	—	—	230.095
単位幅当り	667.955	29.985	—	—	29.883

[2]常時2(浮力無し)

項 目	N _c (kN)	H _c (kN)	X _c (m)	Y _c (m)	M =M _c +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	943.250	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	4200.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	324.668	0.000	1.182	383.678
合 計	5143.250	324.668	――	――	383.678
単位幅当り	667.955	42.165	――	――	49.828

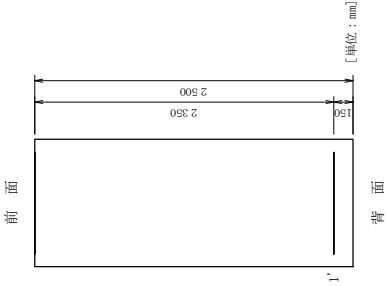
[3]地震時(浮力無し)

項 目	N _c (kN)	H _c (kN)	X _c (m)	Y _c (m)	M =M _c +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	943.250	94.325	0.000	1.490	140.544
上部工反力	4200.000	1000.000	0.000	2.800	2800.000
土 圧 力	0.000	781.731	0.000	1.600	1250.769
合 計	5143.250	1876.056	――	――	4191.313
単位幅当り	667.955	243.644	――	――	544.326

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、曲げモーメントは反時計回りを正

5. 1. 5 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)
1 前面	――	――	――	――	――
2 前面	――	――	――	――	――
1' 背面	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
2' 背面	――	――	――	――	――

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

M_c： ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c： コンクリート部材の断面係数(mm³), Z_c = b・h²/6 = 1041670×10³

σ_{sk}： コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), σ_{sk} = 0.23 σ_{ck}^{2/3}

σ_{ck}： コンクリートの設計基準強度(N/mm²), σ_{ck} = 24.0

N： 軸方向力(N)

A_c： コンクリート部材の断面積(mm²), A_c = b・h = 2500000

b： 部材断面幅(mm), b = 1000.000

h： 部材断面高(mm), h = 2500.000

$$A' = N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{cs})$$

ここに、

A'： 必要断面積(mm²)

N： 軸方向力(N)

σ_{sa}： 鉄筋の許容圧縮応力度(N/mm²)

σ_{cs}： コンクリートの許容軸圧縮応力度(N/mm²)

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ³)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	N (kN)	必要断面積 A _c (cm ²)	鉄筋量 0.008A _c (cm ³)	最 小 鉄筋量 (cm ³)
常時1(浮力無し)	7.944	50.800 ≦	2271.728	667.955	824.635	6.597	6.597
常時2(浮力無し)	7.944	84.708 ≦	2271.728	667.955	824.635	6.597	6.597
地震時(浮力無し)	7.944	925.355 ≦	2271.728	667.955	549.757	4.398	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより

大きい場合 終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量,

5.0(単鉄筋時)・10.0(複鉄筋時), 0.008A'

小さい場合 5.0(単鉄筋時)・10.0(複鉄筋時), 0.008A' の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^3 - 3 \cdot \left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot x^2 - \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} \cdot x \\ + \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot d' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot d \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x} + n \cdot A_s' \cdot \frac{x-d'}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
h : 部材断面の高さ (mm), h = 2500.000
b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
d : 部材の有効高 (mm)
d' : 鉄筋のかぶり (mm)
As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
σ c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
σ s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
N : 軸方向力 (N)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	29.883	667.955	1174.606	0.298 ≦ 8.000	-3.572 ≦ 200.000
常時2 (浮力無し)	49.828	667.955	782.122	0.317 ≦ 8.000	-3.324 ≦ 200.000
地震時 (浮力無し)	544.326	667.955	137.572	0.983 ≦ 12.000	10.444 ≦ 300.000

引張応力度がマイナスの場合は、全断面圧縮となりますので鉄筋の圧縮応力度との比較となります。

(4)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度 (N/mm²)
S_h : 作用せん断力 (N)
d : 部材の有効高 (mm)
b : 部材断面幅 (mm)
τ_{a1}: 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)
τ_{a1}= Ce・Cpt・CN・τ_{a1}'
CN = 1+ $\frac{M_u}{M}$ (1 ≦ CN ≦ 2)

ここに、

- τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)
Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

CN : 軸方向圧縮力による補正係数

M_u : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる

曲げモーメント (N・mm)

$$M_u = \frac{N}{A_s} \cdot \frac{I_{ex}}{y}$$

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)

A_s : 部材断面積 (mm²)

I_{ex} : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm⁴)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)

荷重状態(水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	Ce	Cpt
常時1 (浮力無し)	29.985	235.000	0.013 ≦ 0.104	1.700	0.798	0.568
常時2 (浮力無し)	42.165	235.000	0.018 ≦ 0.104	1.700	0.798	0.568
地震時 (浮力無し)	243.644	235.000	0.104 ≦ 0.158	2.550	0.798	0.568

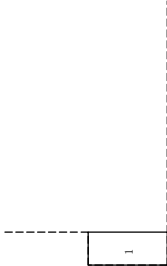
6. 前趾の設計

6.1 付け根位置の設計

6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2)自重・重心

区分	計算式 幅×高さ×奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	0.500×1.200×7.700	4.620	0.250	1.155	
Σ		4.620	—	1.155	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.155 / 4.620 = 0.250 \text{ (m)}$

6.1.2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 4.620 = 113.190 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.250 \text{ (m)}$

6.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q1+q2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1+q2}{3 \cdot (q1+q2)} \cdot L$$

ここに、

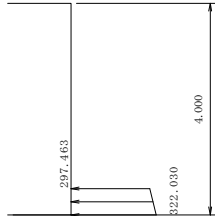
q1：前趾前面位置の地盤反力度

q2：前趾設計位置の地盤反力度

L：前趾設計張出長 L = 0.500 (m)

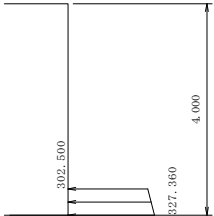
B：前趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



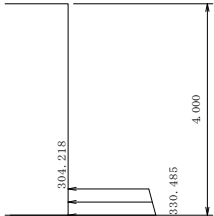
地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
322.030	297.463	-1192.525	0.253

[3] 常時2 (浮力無し) b



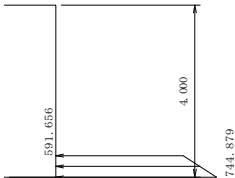
地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
327.360	302.500	-1212.481	0.253

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
330.485	304.218	-1221.805	0.253

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
744.879	591.656	-2572.830	0.260

6.1.4 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項目	N (kN)	Xi (m)	M = N・Xi (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1192.525	0.253	302.072
合計	1079.335	—	273.775
単位幅当り	140.173	—	35.555

2)自重・重心

区分	計算式 幅×高さ×奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	0.500×1.200×7.700	4.620	0.250	1.155	
Σ		4.620	—	1.155	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.155 / 4.620 = 0.250 \text{ (m)}$

6.1.2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 4.620 = 113.190 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.250 \text{ (m)}$

6.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q1+q2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1+q2}{3 \cdot (q1+q2)} \cdot L$$

ここに、

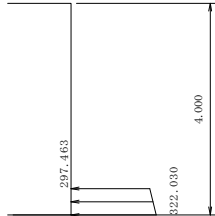
q1：前趾前面位置の地盤反力度

q2：前趾設計位置の地盤反力度

L：前趾設計張出長 L = 0.500 (m)

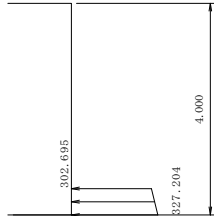
B：前趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
322.030	297.463	-1192.525	0.253

[2] 常時2 (浮力無し) a



地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
327.204	302.695	-1212.556	0.253

1)主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm)
1 上面	—	—	—	—
2 —	—	—	—	—
1' 下面	15.0	D16 1.986	4.00	7.944
2' —	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

$$M_e = Z_e \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

- M_e : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)
 Z_e : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_e = b \cdot h^2/6 = 240000 \times 10^3$
 σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ak}^{2/3}$
 σ_{ak} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{ak} = 24.0$
 N : 軸方向力 (N), $N = 0.0$
 A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), $A_s = b \cdot h = 1200000.000$
 b : 部材断面幅 (mm)
 h : 部材断面高 (mm), $h = 1200.000$

荷重状態(水 位)	使用鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M _e (kN・m)	最小鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	7.944	60.444 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) a	7.944	61.547 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) b	7.944	61.556 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) c	7.944	62.120 ≦	459.283	5.000
地震時 (浮力無し)	7.944	141.186 ≦	459.283	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x} \right)}$$
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

[2]常時2 (浮力無し) a

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1212.556	0.253	307.071
合 計	1099.366	—	278.773
単位幅当り	142.775	—	36.204

[3]常時2 (浮力無し) b

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1212.481	0.253	307.108
合 計	1099.291	—	278.811
単位幅当り	142.765	—	36.209

[4]常時2 (浮力無し) c

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1221.805	0.253	309.665
合 計	1108.615	—	281.367
単位幅当り	143.976	—	36.541

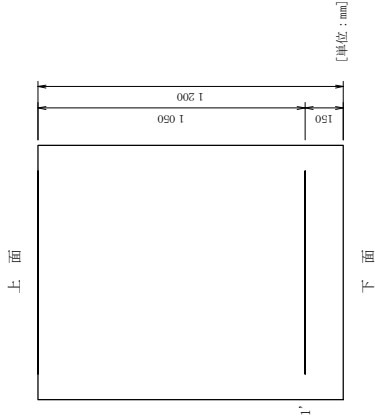
[5]地震時 (浮力無し)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	2572.850	0.260	667.787
合 計	2459.640	—	639.489
単位幅当り	319.434	—	83.051

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6. 1. 5 断面計算

(1) 鉄筋配置



ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm), h = 1200.000
- b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- σ c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- σ s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N・mm)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1(浮力無し)	35.555	14.678	0.484	≦ 8.000	44.706	≦ 180.000
常時2(浮力無し) a	36.204	14.678	0.493	≦ 8.000	45.522	≦ 180.000
常時2(浮力無し) b	36.209	14.678	0.493	≦ 8.000	45.528	≦ 180.000
常時2(浮力無し) c	36.541	14.678	0.498	≦ 8.000	45.945	≦ 180.000
地震時(浮力無し)	83.051	14.678	1.131	≦ 12.000	104.424	≦ 300.000

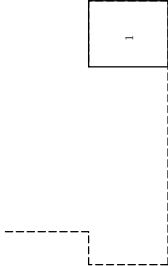
7. 後趾の設計

7.1 付け根位置の設計

7.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



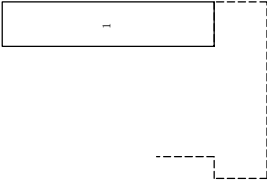
2) 自重・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.000× 1.200× 7.700	9.240	0.500	4.620	
Σ		9.240	—	4.620	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 4.620 / 9.240 = 0.500 \text{ (m)}$

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.000× 4.800× 7.700	36.960	0.500	18.480	
Σ		36.960	—	18.480	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 18.480 / 36.960 = 0.500 \text{ (m)}$

7.1.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 9.240 = 226.380 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.500 \text{ (m)}$

(2) 土砂重量による作用力, 浮力

鉛直力 $W = Wu + Wl \text{ (kN)}$

$Wu = Vu$ (水より上の体積)・γ (土の湿潤重量) (kN)

$Wl = Vl$ (水より下の体積)・γ sat (土の飽和重量) (kN)

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + Wl \cdot Xl) / W \text{ (m)}$

[1] 常時1(浮力無し), 常時2(浮力無し), 地震時(浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体 積 V (m ³)	重心位置 X (m)	体 積 Vl (m ³)	重心位置 Xl (m)
土砂(背面)	36.960	0.500	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 Vu (m ³)	重心位置 Xu (m)
土砂(背面)	36.960	0.500

水位より上の体積

$Vu = V - Vl$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - Vl \cdot Xl) / Vu$

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 Wu = Vu × γ (kN)	水位より下の重量 Wl = Vl × γ sat (kN)
土砂(背面)	36.960 × 18.000 = 665.280	0.000 × 18.800 = 0.000

位 置	重量 W Wu + Wl (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	665.280 + 0.000 = 665.280	0.500

7.1.3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

- q : 地表面載荷荷重強度
- qd : 地表面載荷荷重強度(死荷重扱い)
- q1 : 地表面載荷荷重強度(活荷重扱い)
- B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 7.700 (m)
- Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ
- L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q ¹ (kN/m ²)	L ^s (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd Q1	10.000	0.000	1.000	77.000	0.500

7.1.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$$E_w = 2 \cdot \frac{P_{ev}}{L \cdot B}$$

鉛直力

$$N = (q_r + q_f) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$$

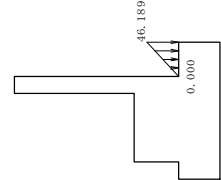
作用位置

$$X = \frac{2.0 \cdot q_r + q_f}{3.0 (q_r + q_f)} \cdot L$$

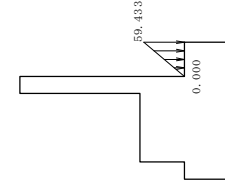
ここに、

- Pev: 土圧の鉛直成分 (kN)
- qf : 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度
- qr : 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重
- L : フーチング後趾張出長, L = 1.000 (m)
- B : 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

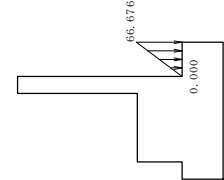
[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し)



[3] 地震時 (浮力無し)



7.1.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

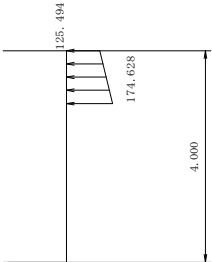
作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

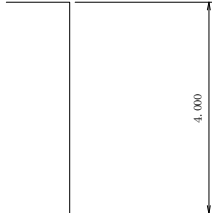
- q1 : 後趾前面位置の地盤反力度
- q2 : 後趾設計位置の地盤反力度
- L : 後趾設計張出長 L = 1.000 (m)
- B : 後趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



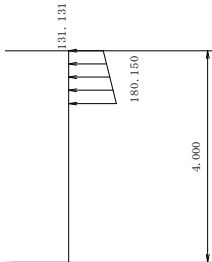
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
125.494	174.628	-1155.472	0.473

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	0.000	0.000	0.000

[2] 常時2 (浮力無し) a



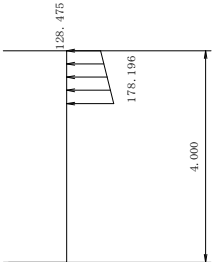
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
131.131	180.150	-1198.432	0.474

7.1.6 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
土 圧 力	177.827	0.667	118.551
地盤反力	-1155.472	0.473	-546.208
合 計	-85.985	—	18.173
単位幅当り	-11.167	—	2.360

[3] 常時2 (浮力無し) b

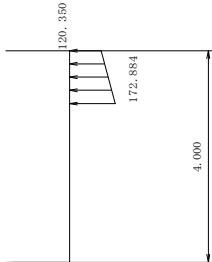


地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
128.475	178.196	-1180.686	0.473

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
載荷荷重L	77.000	0.500	38.500
土 圧 力	228.816	0.667	152.544
地盤反力	-1198.432	0.474	-567.762
合 計	-0.955	—	69.112
単位幅当り	-0.124	—	8.976

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
120.350	172.884	-1128.951	0.470

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
載荷荷重L	77.000	0.500	38.500
土 圧 力	228.816	0.667	152.544
地盤反力	-1180.686	0.473	-558.438
合 計	16.791	—	78.436
単位幅当り	2.181	—	10.186

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N ₁ (kN)	X ₁ (m)	M =N ₁ ・X ₁ (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
土 圧 力	228.816	0.667	152.544
地盤反力	-1128.951	0.470	-530.766
合 計	-8.475	――	67.608
単位幅当り	-1.101	――	8.780

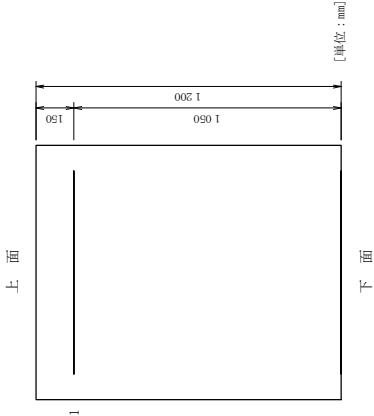
[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	N ₁ (kN)	X ₁ (m)	M =N ₁ ・X ₁ (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
土 圧 力	256.703	0.667	171.136
合 計	1148.363	――	616.966
単位幅当り	149.138	――	80.125

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7.1.7 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm)	
上 面	1	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_e = Z_e \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_e} \right)$$

ここに、

M_e : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_e : コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_e = b・h²/6 = 240000×10³

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{bt} = 0.23 σ_{ck}^{0.73}

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{ck} = 24.0

N : 軸方向力 (N), N = 0.0

A_e : コンクリート部材の断面積 (mm²), A_e = b・h = 1200000.000

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), h = 1200.000

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	7.944	4.012 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) a	7.944	15.258 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) b	7.944	17.317 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) c	7.944	14.926 ≦	459.283	5.000
地震時 (浮力無し)	7.944	136.213 ≦	459.283	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は5.0と表示。

大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} - \frac{M}{x}}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

h : 部材断面の高さ (mm), h = 1200.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

d' : 鉄筋のかぶり (mm)

A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)

A_s' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

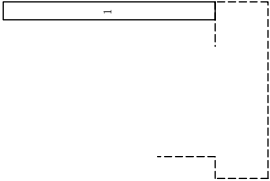
σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置 X _i (m)	V _i ・X _i	備考
1	0.400×4.800×7.700	14.784	0.200	2.957	
Σ		14.784	—	2.957	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 2.957 / 14.784 = 0.200 \text{ (m)}$

7.2.2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 3.696 = 90.552 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.200 \text{ (m)}$

(2) 土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = W_u + W_1 \text{ (kN)}$

$W_u = V_u \text{ (水より上の体積)} \cdot \gamma \text{ (土の湿潤重量)} \text{ (kN)}$

$W_1 = V_1 \text{ (水より下の体積)} \cdot \gamma_{\text{sat}} \text{ (土の飽和重量)} \text{ (kN)}$

作用位置 $X = (W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W \text{ (m)}$

[1] 常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)、地震時(浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V _i (m ³)	重心位置 X _i (m)	体積 V ₁ (m ³)	重心位置 X ₁ (m)
土砂(背面)	14.784	0.200	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 V _u (m ³)	重心位置 X _u (m)
土砂(背面)	14.784	0.200

水位より上の体積

$V_u = V - V_1$

水位より上の重心位置

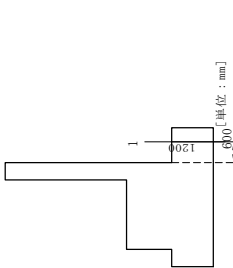
$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$

土砂による作用力

荷重状態(水位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1(浮力無し)	2.360	14.678	0.032 ≦	8.000	2.968 ≦	180.000
常時2(浮力無し) a	8.976	14.678	0.122 ≦	8.000	11.285 ≦	180.000
常時2(浮力無し) b	10.186	14.678	0.139 ≦	8.000	12.808 ≦	180.000
常時2(浮力無し) c	8.780	14.678	0.120 ≦	8.000	11.040 ≦	180.000
地震時(浮力無し)	80.125	14.678	1.091 ≦	12.000	100.746 ≦	300.000

7.2 セン断検討位置[1]の設計

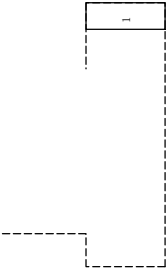
付け根からの距離 0.600 (m)



7.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置 X _i (m)	V _i ・X _i	備考
1	0.400×1.200×7.700	3.696	0.200	0.739	
Σ		3.696	—	0.739	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.739 / 3.696 = 0.200 \text{ (m)}$

位 置	水位より上の重量 Wu = Vu × γ (kN)	水位より下の重量 Wl = Vl × γ sat (kN)
土砂(背面)	14.784 × 18.000 = 266.112	0.000 × 18.800 = 0.000

位 置	重量 W Wu + Wl (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	266.112 + 0.000 = 266.112	0.200

7.2.3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

- q : 地表面載荷荷重強度
- qd : 地表面載荷荷重強度(死荷重扱い)
- q1 : 地表面載荷荷重強度(活荷重扱い)
- B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 7.700 (m)
- Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ
- L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd Q1	10.000	0.000	0.400	30.800	0.200

7.2.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$$E_w = 2 \cdot \frac{P_{ev}}{L \cdot B}$$

鉛直力

$$N = (q_r + q_f) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$$

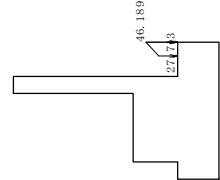
作用位置

$$X = \frac{2.0 \cdot q_r + q_f}{3.0 (q_r + q_f)} \cdot L$$

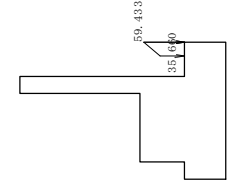
ここに、

- Pev: 土圧の鉛直成分 (kN)
- qf : 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度
- qr : 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重
- L : フーチング後趾張出長, L = 0.400 (m)
- B : 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

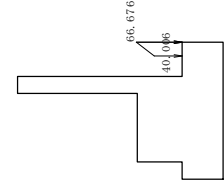
[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し)



[3] 地震時 (浮力無し)



7.2.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

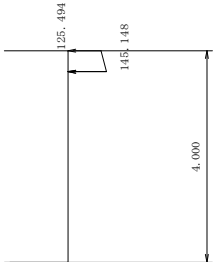
作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

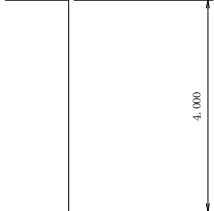
- q1 : 後趾前面位置の地盤反力度
- q2 : 後趾設計位置の地盤反力度
- L : 後趾設計張出長 L = 0.400 (m)
- B : 後趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



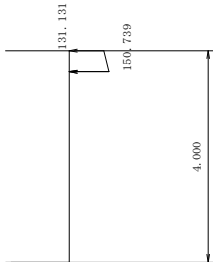
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
125.494	145.148	-416.789	0.195

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	0.000	0.000	0.000

[2] 常時2 (浮力無し) a



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
131.131	156.739	-434.080	0.195

7.2.6 断面力の集計

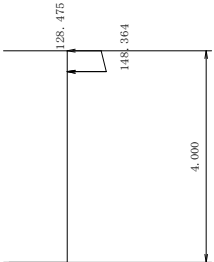
[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
土 圧 力	113.809	0.217	24.659
地盤反力	-416.789	0.195	-81.340
合 計	53.684	—	14.651
単位幅当り	6.972	—	1.903

[2] 常時2 (浮力無し) a

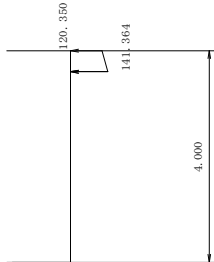
項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
載荷荷重L	30.800	0.200	6.160
土 圧 力	146.442	0.217	31.729
地盤反力	-434.080	0.195	-84.803
合 計	99.827	—	24.419
単位幅当り	12.965	—	3.171

[3] 常時2 (浮力無し) b



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
128.475	148.364	-426.332	0.195

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
120.350	141.364	-403.039	0.195

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
載荷荷重L	30.800	0.200	6.160
土 圧 力	146.442	0.217	31.729
地盤反力	-426.332	0.195	-83.224
合 計	107.575	—	25.998
単位幅当り	13.971	—	3.376

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N _h (kN)	X _h (m)	M =N _h ・X _h (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
土 圧 力	146.442	0.217	31.729
地盤反力	-403.039	0.195	-78.450
合 計	100.067	――	24.612
単位幅当り	12.996	――	3.196

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	N _h (kN)	X _h (m)	M =N _h ・X _h (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
土 圧 力	164.290	0.217	35.596
合 計	520.954	――	106.929
単位幅当り	67.656	――	13.887

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7.2.7 断面計算

付け根からの距離 0.600 (m)

(1) セン断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_h = S - \frac{M}{d'} \tan \theta$$
$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_h = S$$

ここに、

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める (mm)

d' : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度、 θ = 0.000 , tan θ = 0.000

a : セン断スパン (mm)

荷重状態 (水 位)	有効高 d (cm)	2.5・d	せん断スパン a (cm)	S (kN)	M (kN・m)	M/d'・tan θ	S _h (kN)
常時1 (浮力無し)	105.000	262.500 ≧	126.135	6.972	1.903	0.000	6.972
常時2 (浮力無し) a	105.000	262.500 ≧	205.000	12.965	3.171	0.000	12.965
常時2 (浮力無し) b	105.000	262.500 ≧	205.000	13.971	3.376	0.000	13.971
常時2 (浮力無し) c	105.000	262.500 ≧	205.000	12.996	3.196	0.000	12.996
地震時 (浮力無し)	105.000	262.500 ≧	158.726	67.656	13.887	0.000	67.656

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d'} \leq \tau_{ai}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める (mm)

d' : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

τ_{ai} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau_{ai} = Ce \cdot Cpt \cdot Cdc \cdot \tau_{ai}'$$

ここに、

τ_{ai}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数 (下限値以下は線形補間により求める)

Pt (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

Cdc : セン断スパン比に関する補正係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
Cdc	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ _{ai}	Ce	Cpt
常時1 (浮力無し)	6.972	105.000	0.007 ≦	0.505	1.700	0.651
常時2 (浮力無し) a	12.965	105.000	0.012 ≦	0.251	1.700	0.651
常時2 (浮力無し) b	13.971	105.000	0.013 ≦	0.251	1.700	0.651
常時2 (浮力無し) c	12.996	105.000	0.012 ≦	0.251	1.700	0.651
地震時 (浮力無し)	67.656	105.000	0.064 ≦	0.561	2.550	0.651

3. 第 3 案 : PC6 径間連続ラーメン箱桁橋

§ 1. 上部工の計算

1. 設計条件

1 - 1 設計条件

タイトル	PC6径間連続ラーメン箱桁橋
橋種	アレストコンクリート道路橋
構造形式	PC6径間連続ラーメン箱桁橋
施工法	張出施工
橋長	454.000 [m]
桁長	453.000 [m]
支間長	62.800 + 75.000 + 85.000 + 65.000 + 95.000 + 68.800 [m]
桁がかり長	(左端)0.700 [m] (右端)0.700 [m]
有効幅員	6.750 [m]
幅員	7.640 [m]
活荷重	B活荷重-L

1 - 2 使用材料

(1) 特性値

項目	単位	主桁コンクリート	橋脚コンクリート
設計基準強度	N/mm ²	40.00	24.00
ヤング係数	N/mm ²	3.10*10 ⁴	2.50*10 ⁴
単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50
構造系完成以降のクリープ係数	---	1.50	0.00
乾燥収縮度	---	15.00*10 ⁻⁵	0.00*10 ⁻⁵
線膨張係数	---	10.00*10 ⁻⁶	10.00*10 ⁻⁶

PC鋼材

項目	単位	内ケーブル	横縮ケーブル
PC鋼材名称	---	SWPR7B 12S12.7B	SWPR19 1S21.8
PC鋼材鋼種	---	鋼より線	鋼より線
ヤング係数	N/mm ²	2.00*10 ⁵	2.00*10 ⁵
断面積	mm ²	1184.52	312.90
単位質量	kg/m	9.288	2.482

鉄筋

項目	単位	鉄筋
鉄筋種類	---	SD345
ヤング係数	N/mm ²	2.00*10 ⁵

(1) 上部工設計計算 (PC6 径間連続ラーメン橋)

(1) 主桁寸法

TU =0.3000[m]
WK =0.0000

支点	断面 No.	X [m]	H [m]	TL [m]	B [m]
△	1	0.0000	3.0000	0.5000	0.6000
	2	1.5000	3.0000	0.5000	0.6000
	3	3.1500	3.0000	0.3969	0.5381
	4	6.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	5	10.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	6	14.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	7	18.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	8	22.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	9	26.3000	3.0332	0.2500	0.4500
	10	30.3000	3.1330	0.2500	0.4500
	11	34.3000	3.2992	0.2500	0.4500
	12	38.3000	3.5319	0.2885	0.4731
	13	42.3000	3.8310	0.3269	0.4962
	14	46.3000	4.1967	0.3654	0.5192
	15	49.8000	4.5712	0.3990	0.5394
	16	53.3000	4.9965	0.4327	0.5596
	17	56.8000	5.4728	0.4663	0.5798
	18	57.3000	5.5450	0.4712	0.5827
	19	60.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	20	62.8000	6.0000	0.5000	0.6000
△	21	65.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	22	68.3000	5.4867	0.4706	0.5824
	23	68.8000	5.4059	0.4657	0.5794
	24	71.8000	4.9488	0.4363	0.5618
	25	75.3000	4.4763	0.4020	0.5412
	26	78.8000	4.0693	0.3676	0.5206
	27	82.8000	3.6843	0.3284	0.4971
	28	86.8000	3.3849	0.2892	0.4735
	29	90.8000	3.1711	0.2500	0.4500
	30	94.8000	3.0428	0.2500	0.4500
	31	98.8000	3.0000	0.2500	0.4500
	32	100.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	33	101.8000	3.0000	0.2500	0.4500
	34	105.8000	3.0415	0.2500	0.4500
	35	109.8000	3.1661	0.2500	0.4500
	36	113.8000	3.3737	0.2885	0.4731
	37	117.8000	3.6644	0.3269	0.4962
	38	121.8000	4.0381	0.3654	0.5192
	39	125.3000	4.4332	0.3990	0.5394
	40	128.8000	4.8919	0.4327	0.5596
	41	131.8000	5.3356	0.4615	0.5769
	42	132.8000	5.4939	0.4712	0.5827
	43	135.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	44	137.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	45	137.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	46	138.3000	6.0000	0.5000	0.6000

支点	断面 No.	X [m]	H [m]	TL [m]	B [m]
	47	139.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	48	142.8000	5.5507	0.4717	0.5830
	49	143.8000	5.4090	0.4623	0.5774
	50	147.3000	4.9450	0.4292	0.5575
	51	150.8000	4.5306	0.3962	0.5377
	52	154.3000	4.1658	0.3632	0.5179
	53	158.3000	3.8096	0.3255	0.4953
	54	162.3000	3.5181	0.2877	0.4726
	55	166.3000	3.2914	0.2500	0.4500
	56	170.3000	3.1295	0.2500	0.4500
	57	174.3000	3.0324	0.2500	0.4500
	58	178.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	59	180.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	60	182.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	61	186.3000	3.0324	0.2500	0.4500
	62	190.3000	3.1295	0.2500	0.4500
	63	194.3000	3.2914	0.2500	0.4500
	64	198.3000	3.5181	0.2877	0.4726
	65	202.3000	3.8096	0.3255	0.4953
	66	206.3000	4.1658	0.3632	0.5179
	67	209.8000	4.5306	0.3962	0.5377
	68	213.3000	4.9450	0.4292	0.5575
	69	216.8000	5.4090	0.4623	0.5774
	70	217.8000	5.5507	0.4717	0.5830
	71	220.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	72	222.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	73	222.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	74	223.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	75	224.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	76	227.8000	5.4114	0.5000	0.6000
	77	228.8000	5.2295	0.5000	0.6000
	78	231.8000	4.7265	0.5000	0.6000
	79	234.8000	4.2878	0.5000	0.6000
	80	237.8000	3.9132	0.5000	0.6000
	81	240.8000	3.6029	0.5000	0.6000
	82	243.8000	3.3567	0.5000	0.6000
	83	246.8000	3.1748	0.5000	0.6000
	84	250.3000	3.0437	0.5000	0.6000
	85	253.8000	3.0000	0.5000	0.6000
	86	255.3000	3.0000	0.5000	0.6000
	87	256.8000	3.0000	0.5000	0.6000
	88	260.3000	3.0437	0.5000	0.6000
	89	263.8000	3.1748	0.5000	0.6000
	90	266.8000	3.3567	0.5000	0.6000
	91	269.8000	3.6029	0.5000	0.6000
	92	272.8000	3.9132	0.5000	0.6000
	93	275.8000	4.2878	0.5000	0.6000
	94	278.8000	4.7265	0.5000	0.6000
	95	281.8000	5.2295	0.5000	0.6000

支点	断面 No.	X [m]	H [m]	TL [m]	B [m]
	96	282.8000	5.4114	0.5000	0.6000
	97	285.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	98	287.3000	6.0000	0.5000	0.6000
△	99	287.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	100	288.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	101	289.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	102	292.8000	5.5507	0.4717	0.5830
	103	293.8000	5.4090	0.4623	0.5774
	104	297.3000	4.9450	0.4292	0.5575
	105	300.8000	4.5306	0.3962	0.5377
	106	304.3000	4.1658	0.3632	0.5179
	107	308.3000	3.8096	0.3255	0.4953
	108	312.3000	3.5181	0.2877	0.4726
	109	316.3000	3.2914	0.2500	0.4500
	110	320.3000	3.1295	0.2500	0.4500
	111	324.3000	3.0324	0.2500	0.4500
	112	328.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	113	330.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	114	332.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	115	336.3000	3.0208	0.2500	0.4500
	116	340.3000	3.0833	0.2500	0.4500
	117	344.3000	3.1875	0.2500	0.4500
	118	348.3000	3.3333	0.2500	0.4500
	119	352.3000	3.5208	0.2586	0.4552
	120	356.3000	3.7500	0.2931	0.4759
	121	359.8000	3.9847	0.3233	0.4940
	122	363.3000	4.2513	0.3534	0.5121
	123	366.8000	4.5498	0.3836	0.5302
	124	370.3000	4.8802	0.4138	0.5483
	125	373.8000	5.2425	0.4440	0.5664
	126	376.8000	5.5785	0.4698	0.5819
	127	377.3000	5.6367	0.4741	0.5845
	128	380.3000	6.0000	0.5000	0.6000
△	129	382.8000	6.0000	0.5000	0.6000
	130	385.3000	6.0000	0.5000	0.6000
	131	388.3000	5.6367	0.4741	0.5845
	132	388.8000	5.5785	0.4698	0.5819
	133	391.8000	5.2425	0.4440	0.5664
	134	395.3000	4.8802	0.4138	0.5483
	135	398.8000	4.5498	0.3836	0.5302
	136	402.3000	4.2513	0.3534	0.5121
	137	405.8000	3.9847	0.3233	0.4940
	138	409.3000	3.7500	0.2931	0.4759
	139	413.3000	3.5208	0.2586	0.4552
	140	417.3000	3.3333	0.2500	0.4500
	141	421.3000	3.1875	0.2500	0.4500
	142	425.3000	3.0833	0.2500	0.4500
	143	429.3000	3.0208	0.2500	0.4500
	144	433.3000	3.0000	0.2500	0.4500

支点	断面 No.	X [m]	H [m]	TL [m]	B [m]
	145	437.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	146	441.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	147	445.3000	3.0000	0.2500	0.4500
	148	448.4500	3.0000	0.3969	0.5381
	149	450.1000	3.0000	0.5000	0.6000
△	150	451.6000	3.0000	0.5000	0.6000

支点	断面 No.	BU [m]	BL [m]	LB [m]	RB [m]
△	99	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	100	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	101	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	102	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	103	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	104	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	105	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	106	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	107	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	108	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	109	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	110	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	111	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	112	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	113	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	114	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	115	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	116	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	117	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	118	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	119	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	120	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	121	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	122	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	123	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	124	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	125	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	126	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	127	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
△	128	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	129	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	130	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	131	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	132	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	133	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	134	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	135	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	136	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	137	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	138	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	139	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	140	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	141	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	142	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	143	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	144	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	145	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	146	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	147	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	148	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	149	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	150	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200

(2) 主桁断面諸量

支点	断面 No.	A [m ²]	Yu [m]	Yl [m]	I [m ⁴]	Zu [m ³]	Zl [m ³]
△	1	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	2	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	3	6.9197	1.3275	-1.6725	8.5459	6.4376	-5.1096
	4	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	5	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	6	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	7	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	8	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	9	6.0149	1.2151	-1.8181	7.5186	6.1876	-4.1353
	10	6.1047	1.2579	-1.8750	8.1459	6.4757	-4.3444
	11	6.2543	1.3297	-1.9694	9.2578	6.9621	-4.7008
	12	6.7380	1.4754	-2.0564	11.5172	7.8060	-5.6006
	13	7.3056	1.6513	-2.1798	14.7005	8.9026	-6.7441
	14	7.9663	1.8589	-2.3378	19.1317	10.2921	-8.1836
	15	8.6281	2.0674	-2.5037	24.3659	11.7855	-9.7319
	16	9.3743	2.3016	-2.6949	31.2493	13.5771	-11.5956
	17	10.2113	2.5616	-2.9113	40.2436	15.7106	-13.8235
	18	10.3386	2.6008	-2.9442	41.7328	16.0461	-14.1745
	19	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
△	20	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	21	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	22	10.2656	2.5719	-2.9148	40.6286	15.7970	-13.9386
	23	10.1278	2.5284	-2.8775	39.0066	15.4273	-13.5559
	24	9.3511	2.2817	-2.6671	30.5984	13.4103	-11.4727
	25	8.5490	2.0250	-2.4513	23.1888	11.4515	-9.4598
	26	7.8511	1.8014	-2.2679	17.7640	9.8614	-7.8828
	27	7.1709	1.5856	-2.0987	13.3694	8.4317	-6.3702
	28	6.6042	1.4107	-1.9742	10.3784	7.3568	-5.2570
	29	6.1390	1.2743	-1.8967	8.3936	6.5866	-4.4253
	30	6.0235	1.2192	-1.8236	7.5773	6.2150	-4.1552
	31	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	32	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	33	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	34	6.0224	1.2187	-1.8229	7.5696	6.2114	-4.1526
	35	6.1345	1.2722	-1.8939	8.3609	6.5720	-4.4146
	36	6.5883	1.4049	-1.9688	10.2841	7.3199	-5.2237
	37	7.1402	1.5750	-2.0894	13.1702	8.3620	-6.3034
	38	7.8016	1.7847	-2.2534	17.3921	9.7454	-7.7181
	39	8.4792	2.0018	-2.4313	22.5829	11.2811	-9.2883
	40	9.2572	2.2512	-2.6407	29.6466	13.1694	-11.2268
	41	10.0097	2.4907	-2.8449	37.6362	15.1105	-13.2293
	42	10.2791	2.5759	-2.9180	40.7791	15.8310	-13.9748
	43	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	44	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
△	45	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	46	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	47	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	48	10.3501	2.6040	-2.9467	41.8564	16.0737	-14.2047
	49	10.1009	2.5270	-2.8820	38.9623	15.4182	-13.5193

支点	断面 No.	A [m ²]	Yu [m]	Yl [m]	I [m ⁴]	Zu [m ³]	Zl [m ³]
△	99	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	100	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	101	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	102	10.3501	2.6040	-2.9467	41.8564	16.0737	-14.2047
	103	10.1009	2.5270	-2.8820	38.9623	15.4182	-13.5193
	104	9.2876	2.2737	-2.6713	30.3701	13.3569	-11.3691
	105	8.5618	2.0456	-2.4850	23.7759	11.6231	-9.5676
	106	7.9176	1.8423	-2.3235	18.7469	10.1758	-8.0684
	107	7.2737	1.6400	-2.1696	14.4759	8.8270	-6.6721
	108	6.7199	1.4685	-2.0496	11.3969	7.7609	-5.5605
	109	6.2473	1.3264	-1.9651	9.2043	6.9394	-4.6840
	110	6.1016	1.2564	-1.8731	8.1238	6.4657	-4.3371
	111	6.0141	1.2147	-1.8176	7.5133	6.1852	-4.1336
	112	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	113	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	114	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	115	6.0037	1.2098	-1.8110	7.4426	6.1520	-4.1096
	116	6.0600	1.2366	-1.8467	7.8300	6.3320	-4.2399
	117	6.1538	1.2814	-1.9061	8.5015	6.6344	-4.4602
	118	6.2850	1.3446	-1.9888	9.4968	7.0631	-4.7752
	119	6.5154	1.4367	-2.0841	11.0026	7.6582	-5.2792
	120	6.9785	1.5784	-2.1716	13.4291	8.5078	-6.1841
	121	7.4306	1.7180	-2.2667	16.1384	9.3936	-7.1198
	122	7.9302	1.8727	-2.3786	19.5300	10.4289	-8.2107
	123	8.4808	2.0428	-2.5070	23.7612	11.6316	-9.4780
	124	9.0858	2.2287	-2.6515	29.0209	13.0217	-10.9449
	125	9.7486	2.4304	-2.8121	35.5358	14.6214	-12.6366
	126	10.3655	2.6160	-2.9625	42.3225	16.1783	-14.2863
	127	10.4728	2.6481	-2.9886	43.5760	16.4558	-14.5805
	128	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
△	129	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	130	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	131	10.4728	2.6481	-2.9886	43.5760	16.4558	-14.5805
	132	10.3655	2.6160	-2.9625	42.3225	16.1783	-14.2863
	133	9.7486	2.4304	-2.8121	35.5358	14.6214	-12.6366
	134	9.0858	2.2287	-2.6515	29.0209	13.0217	-10.9449
	135	8.4808	2.0428	-2.5070	23.7612	11.6316	-9.4780
	136	7.9302	1.8727	-2.3786	19.5300	10.4289	-8.2107
	137	7.4306	1.7180	-2.2667	16.1384	9.3936	-7.1198
	138	6.9785	1.5784	-2.1716	13.4291	8.5078	-6.1841
	139	6.5154	1.4367	-2.0841	11.0026	7.6582	-5.2792
	140	6.2850	1.3446	-1.9888	9.4968	7.0631	-4.7752
	141	6.1538	1.2814	-1.9061	8.5015	6.6344	-4.4602
	142	6.0600	1.2366	-1.8467	7.8300	6.3320	-4.2399
	143	6.0037	1.2098	-1.8110	7.4426	6.1520	-4.1096
	144	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	145	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	146	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	147	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	148	6.9197	1.3275	-1.6725	8.5459	6.4376	-5.1096
	149	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
△	150	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723

支点	断面 No.	A [m ²]	Yu [m]	Yl [m]	I [m ⁴]	Zu [m ³]	Zl [m ³]
	50	9.2876	2.2737	-2.6713	30.3701	13.3569	-11.3691
	51	8.5618	2.0456	-2.4850	23.7759	11.6231	-9.5676
	52	7.9176	1.8423	-2.3235	18.7469	10.1758	-8.0684
	53	7.2737	1.6400	-2.1696	14.4759	8.8270	-6.6721
	54	6.7199	1.4685	-2.0496	11.3969	7.7609	-5.5605
	55	6.2473	1.3264	-1.9651	9.2043	6.9394	-4.6840
	56	6.1016	1.2564	-1.8731	8.1238	6.4657	-4.3371
	57	6.0141	1.2147	-1.8176	7.5133	6.1852	-4.1336
	58	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	59	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	60	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	61	6.0141	1.2147	-1.8176	7.5133	6.1852	-4.1336
	62	6.1016	1.2564	-1.8731	8.1238	6.4657	-4.3371
	63	6.2473	1.3264	-1.9651	9.2043	6.9394	-4.6840
	64	6.7199	1.4685	-2.0496	11.3969	7.7609	-5.5605
	65	7.2737	1.6400	-2.1696	14.4759	8.8270	-6.6721
	66	7.9176	1.8423	-2.3235	18.7469	10.1758	-8.0684
	67	8.5618	2.0456	-2.4850	23.7759	11.6231	-9.5676
	68	9.2876	2.2737	-2.6713	30.3701	13.3569	-11.3691
	69	10.1009	2.5270	-2.8820	38.9623	15.4182	-13.5193
	70	10.3501	2.6040	-2.9467	41.8564	16.0737	-14.2047
	71	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	72	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
△	73	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	74	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	75	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	76	10.4387	2.5587	-2.8528	40.0885	15.6678	-14.0526
	77	10.2204	2.4696	-2.7599	36.8018	14.9020	-13.3344
	78	9.6168	2.2238	-2.5028	28.5835	12.8537	-11.4208
	79	9.0903	2.0099	-2.2778	22.4099	11.1495	-9.8383
	80	8.6408	1.8279	-2.0853	17.8335	9.7560	-8.5522
	81	8.2684	1.6776	-1.9253	14.5017	8.6444	-7.5323
	82	7.9731	1.5586	-1.7981	12.1430	7.7908	-6.7533
	83	7.7548	1.4709	-1.7039	10.5552	7.1758	-6.1949
	84	7.5974	1.4079	-1.6358	9.4906	6.7412	-5.8017
	85	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	86	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	87	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	88	7.5974	1.4079	-1.6358	9.4906	6.7412	-5.8017
	89	7.7548	1.4709	-1.7039	10.5552	7.1758	-6.1949
	90	7.9731	1.5586	-1.7981	12.1430	7.7908	-6.7533
	91	8.2684	1.6776	-1.9253	14.5017	8.6444	-7.5323
	92	8.6408	1.8279	-2.0853	17.8335	9.7560	-8.5522
	93	9.0903	2.0099	-2.2778	22.4099	11.1495	-9.8383
	94	9.6168	2.2238	-2.5028	28.5835	12.8537	-11.4208
	95	10.2204	2.4696	-2.7599	36.8018	14.9020	-13.3344
	96	10.4387	2.5587	-2.8528	40.0885	15.6678	-14.0526
	97	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	98	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699

支点	断面 No.	Q ₁ [m³]	Q _N [m³]	Q ₂ [m³]	BN [m]
△	1	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	2	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	3	3.1881	3.5566	2.9340	1.0762
	4	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	5	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	6	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	7	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	8	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	9	2.8413	3.0714	2.2291	0.9000
	10	2.9610	3.2195	2.3056	0.9000
	11	3.1617	3.4715	2.4326	0.9000
	12	3.5788	4.0289	2.8659	0.9462
	13	4.0835	4.7411	3.3856	0.9923
	14	4.6810	5.6398	4.0086	1.0385
	15	5.2832	6.6085	4.6516	1.0788
	16	5.9615	7.7779	5.3979	1.1192
	17	6.7169	9.1811	6.2591	1.1596
	18	6.8312	9.4028	6.3922	1.1654
	19	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	20	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
△	21	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	22	6.7486	9.2485	6.3155	1.1647
	23	6.6222	9.0061	6.1716	1.1588
	24	5.9066	7.6899	5.3732	1.1235
	25	5.1641	6.4226	4.5717	1.0824
	26	4.5195	5.4011	3.8962	1.0412
	27	3.8992	4.4850	3.2593	0.9941
	28	3.3976	3.7904	2.7461	0.9471
	29	3.0069	3.2767	2.3348	0.9000
	30	2.8527	3.0855	2.2364	0.9000
	31	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	32	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	33	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	34	2.8512	3.0836	2.2355	0.9000
	35	3.0009	3.2692	2.3310	0.9000
	36	3.3812	3.7686	2.7320	0.9462
	37	3.8689	4.4423	3.2311	0.9923
	38	4.4715	5.3284	3.8489	1.0385
	39	5.0975	6.3142	4.5032	1.0788
	40	5.8183	7.5344	5.2780	1.1192
	41	6.5128	8.7992	6.0490	1.1538
	42	6.7602	9.2713	6.3296	1.1654
	43	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	44	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	45	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	46	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	47	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	48	6.8406	9.4216	6.4043	1.1660
	49	6.6165	8.9888	6.1441	1.1547

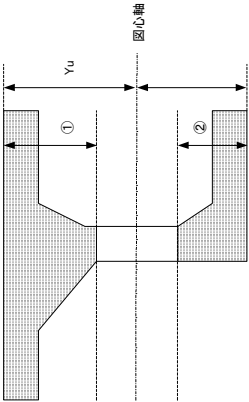
支点	断面 No.	Q ₁ [m³]	Q _N [m³]	Q ₂ [m³]	BN [m]
	50	5.8808	7.6349	5.3100	1.1151
	51	5.2202	6.5047	4.5863	1.0755
	52	4.6335	5.5667	3.9619	1.0358
	53	4.0512	4.6948	3.3560	0.9906
	54	3.5592	4.0026	2.8496	0.9453
	55	3.1523	3.4596	2.4267	0.9000
	56	2.9568	3.2143	2.3030	0.9000
	57	2.8403	3.0702	2.2284	0.9000
	58	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	59	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	60	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	61	2.8403	3.0702	2.2284	0.9000
	62	2.9568	3.2143	2.3030	0.9000
	63	3.1523	3.4596	2.4267	0.9000
	64	3.5592	4.0026	2.8496	0.9453
	65	4.0512	4.6948	3.3560	0.9906
	66	4.6335	5.5667	3.9619	1.0358
	67	5.2202	6.5047	4.5863	1.0755
	68	5.8808	7.6349	5.3100	1.1151
	69	6.6165	8.9888	6.1441	1.1547
	70	6.8406	9.4216	6.4043	1.1660
	71	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	72	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	73	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	74	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	75	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	76	6.7261	9.2689	6.4883	1.2000
	77	6.4717	8.7993	6.2534	1.2000
	78	5.7699	7.5527	5.6028	1.2000
	79	5.1595	6.5274	5.0337	1.2000
	80	4.6399	5.6979	4.5465	1.2000
	81	4.2106	5.0426	4.1418	1.2000
	82	3.8710	4.5434	3.8200	1.2000
	83	3.6206	4.1862	3.5816	1.2000
	84	3.4405	3.9350	3.4095	1.2000
	85	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	86	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	87	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	88	3.4405	3.9350	3.4095	1.2000
	89	3.6206	4.1862	3.5816	1.2000
	90	3.8710	4.5434	3.8200	1.2000
	91	4.2106	5.0426	4.1418	1.2000
	92	4.6399	5.6979	4.5465	1.2000
	93	5.1595	6.5274	5.0337	1.2000
	94	5.7699	7.5527	5.6028	1.2000
	95	6.4717	8.7993	6.2534	1.2000
	96	6.7261	9.2689	6.4883	1.2000
	97	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	98	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000

(3) 橋面寸法

項目	単位	左側	右側
車道幅	m	6.7500	----
中央分離帯幅	m	----	----
歩道幅	m	----	----
地覆幅	m	0.4450	0.4450
歩道縁石幅	m	0.0000	0.0000
水切り幅	m	0.1500	0.1500

支点	断面 No.	Q ₁ [m³]	Q _N [m³]	Q ₂ [m³]	BN [m]
△	99	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	100	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	101	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	102	6.8406	9.4216	6.4043	1.1660
	103	6.6165	8.9888	6.1441	1.1547
	104	5.8808	7.6349	5.3100	1.1151
	105	5.2202	6.5047	4.5863	1.0755
	106	4.6335	5.5667	3.9619	1.0358
	107	4.0512	4.6948	3.3560	0.9906
	108	3.5592	4.0026	2.8496	0.9453
	109	3.1523	3.4596	2.4267	0.9000
	110	2.9568	3.2143	2.3030	0.9000
	111	2.8403	3.0702	2.2284	0.9000
	112	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	113	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	114	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	115	2.8264	3.0532	2.2196	0.9000
	116	2.9013	3.1455	2.2676	0.9000
	117	3.0267	3.3014	2.3474	0.9000
	118	3.2031	3.5241	2.4586	0.9000
	119	3.4628	3.8622	2.6595	0.9103
	120	3.8690	4.4225	3.0819	0.9517
	121	4.2701	5.0030	3.5016	0.9879
	122	4.7158	5.6807	3.9748	1.0241
	123	5.2074	6.4694	4.5081	1.0603
	124	5.7461	7.3845	5.1078	1.0966
	125	6.3325	8.4431	5.7806	1.1328
	126	6.8737	9.4791	6.4206	1.1638
	127	6.9674	9.6643	6.5332	1.1690
	128	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
△	129	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	130	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	131	6.9674	9.6643	6.5332	1.1690
	132	6.8737	9.4791	6.4206	1.1638
	133	6.3325	8.4431	5.7806	1.1328
	134	5.7461	7.3845	5.1078	1.0966
	135	5.2074	6.4694	4.5081	1.0603
	136	4.7158	5.6807	3.9748	1.0241
	137	4.2701	5.0030	3.5016	0.9879
	138	3.8690	4.4225	3.0819	0.9517
	139	3.4628	3.8622	2.6595	0.9103
	140	3.2031	3.5241	2.4586	0.9000
	141	3.0267	3.3014	2.3474	0.9000
	142	2.9013	3.1455	2.2676	0.9000
	143	2.8264	3.0532	2.2196	0.9000
	144	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	145	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	146	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	147	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	148	3.1881	3.5566	2.9340	1.0762
	149	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	150	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000

断面諸量説明図



Q₁、Q₂は図心軸に関する上部色付部分(①)、②区間の断面1次モーメント

(4) 橋脚断面諸量

部材 I-J	A [m ²]	I [m ⁴]
20 - 151	1000.0000	1000.0000
151 - 152	30.0000	62.5000
152 - 153	30.0000	62.5000
45 - 154	1000.0000	1000.0000
154 - 155	16.0000	29.3333
155 - 156	16.0000	29.3333
73 - 157	1000.0000	1000.0000
157 - 158	16.0000	29.3333
158 - 159	16.0000	29.3333
99 - 160	1000.0000	1000.0000
160 - 161	16.0000	29.3333
161 - 162	16.0000	29.3333
129 - 163	1000.0000	1000.0000
163 - 164	30.0000	62.5000
164 - 165	30.0000	62.5000

1 - 4 荷重強度

< 表内で使用する記号 >

主桁(内空部を考慮)・橋脚
 γc : コンクリート単位体積重量
L : 部材長
 A_i : 主桁部材i端断面積
 A_j : 主桁部材j端断面積
 $AV.A$: 主桁部材平均断面積
A : 橋脚部材断面積
V : 部材体積 (= $AV.A(A) \times L$)
 W_i : 主桁部材i端荷重強度 (= $A_i \times \gamma c$)
 W_j : 主桁部材j端荷重強度 (= $A_j \times \gamma c$)
W : 橋脚部材荷重強度 (= $A \times \gamma c$)

桁がかり

γc : コンクリート単位体積重量
L : 桁がかり長
A : 断面積
V : 体積 (= $A \times L$)
W : 荷重強度 (= $A \times L \times \gamma c$)

横桁

L : 格点から載荷点までの距離
W : 荷重強度

(1) 自重強度

主桁 $\gamma_c = 24.5[\text{kN/m}^3]$ ※桁がかりの荷重強度の単位は $[\text{kN}]$ です。

部材 I-J	L [m]	Ai [m ²]	Aj [m ²]	AV.A [m ²]	V [m ³]	Wi [kN/m]	Wj [kN/m]
左桁がかり	0.7000	---	7.5450	---	5.2815	129.40	---
1 - 2	1.5000	7.5450	7.5450	7.5450	11.3175	184.85	184.85
2 - 3	1.6500	7.5450	6.9197	7.2323	11.9334	184.85	169.53
3 - 4	3.1500	6.9197	5.9850	6.4523	20.3249	169.53	146.63
4 - 5	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
5 - 6	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
6 - 7	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
7 - 8	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
8 - 9	4.0000	5.9850	6.0149	6.0000	23.9998	146.63	147.37
9 - 10	4.0000	6.0149	6.1047	6.0598	24.2392	147.37	149.56
10 - 11	4.0000	6.1047	6.2543	6.1795	24.7178	149.56	153.23
11 - 12	4.0000	6.2543	6.7380	6.4961	25.9845	153.23	165.08
12 - 13	4.0000	6.7380	7.3056	7.0218	28.0872	165.08	178.99
13 - 14	4.0000	7.3056	7.9663	7.6360	30.5439	178.99	195.18
14 - 15	3.5000	7.9663	8.6281	8.2972	29.0403	195.18	211.39
15 - 16	3.5000	8.6281	9.3743	9.0012	31.5043	211.39	229.67
16 - 17	3.5000	9.3743	10.2113	9.7928	34.2748	229.67	250.18
17 - 18	0.5000	10.2113	10.3386	10.2749	5.1375	250.18	253.30
18 - 19	3.0000	10.3386	11.1450	10.7418	32.2254	253.30	273.05
19 - 20	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
20 - 21	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
21 - 22	3.0000	11.1450	10.2656	10.7053	32.1159	273.05	251.51
22 - 23	0.5000	10.2656	10.1278	10.1967	5.0983	251.51	248.13
23 - 24	3.0000	10.1278	9.3511	9.7394	29.2183	248.13	229.10
24 - 25	3.5000	9.3511	8.5490	8.9500	31.3251	229.10	209.45
25 - 26	3.5000	8.5490	7.8511	8.2000	28.7001	209.45	192.35
26 - 27	4.0000	7.8511	7.1709	7.5110	30.0440	192.35	175.69
27 - 28	4.0000	7.1709	6.6042	6.8875	27.5501	175.69	161.80
28 - 29	4.0000	6.6042	6.1390	6.3716	25.4863	161.80	150.40
29 - 30	4.0000	6.1390	6.0235	6.0812	24.3249	150.40	147.58
30 - 31	4.0000	6.0235	5.9850	6.0042	24.0170	147.58	146.63
31 - 32	1.5000	5.9850	5.9850	5.9850	8.9775	146.63	146.63
32 - 33	1.5000	5.9850	5.9850	5.9850	8.9775	146.63	146.63
33 - 34	4.0000	5.9850	6.0224	6.0037	24.0147	146.63	147.55
34 - 35	4.0000	6.0224	6.1345	6.0784	24.3137	147.55	150.29
35 - 36	4.0000	6.1345	6.5883	6.3614	25.4456	150.29	161.41
36 - 37	4.0000	6.5883	7.1402	6.8643	27.4571	161.41	174.94
37 - 38	4.0000	7.1402	7.8016	7.4709	29.8837	174.94	191.14
38 - 39	3.5000	7.8016	8.4792	8.1404	28.4915	191.14	207.74
39 - 40	3.5000	8.4792	9.2572	8.8682	31.0387	207.74	226.80
40 - 41	3.0000	9.2572	10.0097	9.6335	28.9004	226.80	245.24
41 - 42	1.0000	10.0097	10.2791	10.1444	10.1444	245.24	251.84
42 - 43	3.0000	10.2791	11.1450	10.7120	32.1361	251.84	273.05
43 - 44	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05
44 - 45	0.5000	11.1450	11.1450	11.1450	5.5725	273.05	273.05
45 - 46	0.5000	11.1450	11.1450	11.1450	5.5725	273.05	273.05
46 - 47	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05
47 - 48	3.0000	11.1450	10.3501	10.7476	32.2427	273.05	253.58
48 - 49	1.0000	10.3501	10.1009	10.2255	10.2255	253.58	247.47

主桁 $\gamma_c = 24.5[\text{kN/m}^3]$ ※桁がかりの荷重強度の単位は $[\text{kN}]$ です。

部材 I-J	L [m]	Ai [m ²]	Aj [m ²]	AV.A [m ²]	V [m ³]	Wi [kN/m]	Wj [kN/m]
49 - 50	3.5000	10.1009	9.2876	9.6942	33.9298	247.47	227.55
50 - 51	3.5000	9.2876	8.5618	8.9247	31.2364	227.55	209.76
51 - 52	3.5000	8.5618	7.9176	8.2397	28.8389	209.76	193.98
52 - 53	4.0000	7.9176	7.2737	7.5956	30.3826	193.98	178.21
53 - 54	4.0000	7.2737	6.7199	6.9968	27.9871	178.21	164.64
54 - 55	4.0000	6.7199	6.2473	6.4836	25.9343	164.64	153.06
55 - 56	4.0000	6.2473	6.1016	6.1744	24.6978	153.06	149.49
56 - 57	4.0000	6.1016	6.0141	6.0579	24.2314	149.49	147.35
57 - 58	4.0000	6.0141	5.9850	5.9996	23.9983	147.35	146.63
58 - 59	2.0000	5.9850	5.9850	5.9850	11.9700	146.63	146.63
59 - 60	2.0000	5.9850	5.9850	5.9850	11.9700	146.63	146.63
60 - 61	4.0000	5.9850	6.0141	5.9996	23.9983	146.63	147.35
61 - 62	4.0000	6.0141	6.1016	6.0579	24.2314	147.35	149.49
62 - 63	4.0000	6.1016	6.2473	6.1744	24.6978	149.49	153.06
63 - 64	4.0000	6.2473	6.7199	6.4836	25.9343	153.06	164.64
64 - 65	4.0000	6.7199	7.2737	6.9968	27.9871	164.64	178.21
65 - 66	4.0000	7.2737	7.9176	7.5956	30.3826	178.21	193.98
66 - 67	3.5000	7.9176	8.5618	8.2397	28.8389	193.98	209.76
67 - 68	3.5000	8.5618	9.2876	8.9247	31.2364	209.76	227.55
68 - 69	3.5000	9.2876	10.1009	9.6942	33.9298	227.55	247.47
69 - 70	1.0000	10.1009	10.3501	10.2255	10.2255	247.47	253.58
70 - 71	3.0000	10.3501	11.1450	10.7476	32.2427	253.58	273.05
71 - 72	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05
72 - 73	0.5000	11.1450	11.1450	11.1450	5.5725	273.05	273.05
73 - 74	0.5000	11.1450	11.1450	11.1450	5.5725	273.05	273.05
74 - 75	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05
75 - 76	3.0000	11.1450	10.4387	10.7918	32.3755	273.05	255.75
76 - 77	1.0000	10.4387	10.2204	10.3295	10.3295	255.75	250.40
77 - 78	3.0000	10.2204	9.6168	9.9186	29.7558	250.40	235.61
78 - 79	3.0000	9.6168	9.0903	9.3536	28.0607	235.61	222.71
79 - 80	3.0000	9.0903	8.6408	8.8656	26.5967	222.71	211.70
80 - 81	3.0000	8.6408	8.2684	8.4546	25.3639	211.70	202.58
81 - 82	3.0000	8.2684	7.9731	8.1207	24.3622	202.58	195.34
82 - 83	3.0000	7.9731	7.7548	7.8639	23.5917	195.34	189.99
83 - 84	3.5000	7.7548	7.5974	7.6761	26.8663	189.99	186.14
84 - 85	3.5000	7.5974	7.5450	7.5712	26.4993	186.14	184.85
85 - 86	1.5000	7.5450	7.5450	7.5450	11.3175	184.85	184.85
86 - 87	1.5000	7.5450	7.5450	7.5450	11.3175	184.85	184.85
87 - 88	3.5000	7.5450	7.5974	7.5712	26.4993	184.85	186.14
88 - 89	3.5000	7.5974	7.7548	7.6761	26.8663	186.14	189.99
89 - 90	3.0000	7.7548	7.9731	7.8639	23.5917	189.99	195.34
90 - 91	3.0000	7.9731	8.2684	8.1207	24.3622	195.34	202.58
91 - 92	3.0000	8.2684	8.6408	8.4546	25.3639	202.58	211.70
92 - 93	3.0000	8.6408	9.0903	8.8656	26.5967	211.70	222.71
93 - 94	3.0000	9.0903	9.6168	9.3536	28.0607	222.71	235.61
94 - 95	3.0000	9.6168	10.2204	9.9186	29.7558	235.61	250.40
95 - 96	1.0000	10.2204	10.4387	10.3295	10.3295	250.40	255.75
96 - 97	3.0000	10.4387	11.1450	10.7918	32.3755	255.75	273.05
97 - 98	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05

主桁 $\gamma_c = 24.5[\text{kN/m}^3]$ ※桁がかりの荷重強度の単位は [kN] です。

部材 I-J	L [m]	Ai [m ²]	Aj [m ²]	AV.A [m ²]	V [m ³]	Wi [kN/m]	Wj [kN/m]
98 - 99	0.5000	11.1450	11.1450	11.1450	5.5725	273.05	273.05
99 - 100	0.5000	11.1450	11.1450	11.1450	5.5725	273.05	273.05
100 - 101	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05
101 - 102	3.0000	11.1450	10.3501	10.7476	32.2427	273.05	253.58
102 - 103	1.0000	10.3501	10.1009	10.2255	10.2255	253.58	247.47
103 - 104	3.5000	10.1009	9.2876	9.6942	33.9298	247.47	227.55
104 - 105	3.5000	9.2876	8.5618	8.9247	31.2364	227.55	209.76
105 - 106	3.5000	8.5618	7.9176	8.2397	28.8389	209.76	193.98
106 - 107	4.0000	7.9176	7.2737	7.5956	30.3826	193.98	178.21
107 - 108	4.0000	7.2737	6.7199	6.9968	27.9871	178.21	164.64
108 - 109	4.0000	6.7199	6.2473	6.4836	25.9343	164.64	153.06
109 - 110	4.0000	6.2473	6.1016	6.1744	24.6978	153.06	149.49
110 - 111	4.0000	6.1016	6.0141	6.0579	24.2314	149.49	147.35
111 - 112	4.0000	6.0141	5.9850	5.9996	23.9983	147.35	146.63
112 - 113	2.0000	5.9850	5.9850	5.9850	11.9700	146.63	146.63
113 - 114	2.0000	5.9850	5.9850	5.9850	11.9700	146.63	146.63
114 - 115	4.0000	5.9850	6.0037	5.9944	23.9775	146.63	147.09
115 - 116	4.0000	6.0037	6.0600	6.0319	24.1275	147.09	148.47
116 - 117	4.0000	6.0600	6.1538	6.1069	24.4275	148.47	150.77
117 - 118	4.0000	6.1538	6.2850	6.2194	24.8775	150.77	153.98
118 - 119	4.0000	6.2850	6.5154	6.4002	25.6009	153.98	159.63
119 - 120	4.0000	6.5154	6.9785	6.7469	26.9878	159.63	170.97
120 - 121	3.5000	6.9785	7.4306	7.2045	25.2159	170.97	182.05
121 - 122	3.5000	7.4306	7.9302	7.6804	26.8814	182.05	194.29
122 - 123	3.5000	7.9302	8.4808	8.2055	28.7192	194.29	207.78
123 - 124	3.5000	8.4808	9.0858	8.7833	30.7414	207.78	222.60
124 - 125	3.5000	9.0858	9.7486	9.4172	32.9602	222.60	238.84
125 - 126	3.0000	9.7486	10.3655	10.0570	30.1711	238.84	253.95
126 - 127	0.5000	10.3655	10.4728	10.4191	5.2096	253.95	256.58
127 - 128	3.0000	10.4728	11.1450	10.8089	32.4267	256.58	273.05
128 - 129	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
129 - 130	2.5000	11.1450	11.1450	11.1450	27.8625	273.05	273.05
130 - 131	3.0000	11.1450	10.4728	10.8089	32.4267	273.05	256.58
131 - 132	0.5000	10.4728	10.3655	10.4191	5.2096	256.58	253.95
132 - 133	3.0000	10.3655	9.7486	10.0570	30.1711	253.95	238.84
133 - 134	3.5000	9.7486	9.0858	9.4172	32.9602	238.84	222.60
134 - 135	3.5000	9.0858	8.4808	8.7833	30.7414	222.60	207.78
135 - 136	3.5000	8.4808	7.9302	8.2055	28.7192	207.78	194.29
136 - 137	3.5000	7.9302	7.4306	7.6804	26.8814	194.29	182.05
137 - 138	3.5000	7.4306	6.9785	7.2045	25.2159	182.05	170.97
138 - 139	4.0000	6.9785	6.5154	6.7469	26.9878	170.97	159.63
139 - 140	4.0000	6.5154	6.2850	6.4002	25.6009	159.63	153.98
140 - 141	4.0000	6.2850	6.1538	6.2194	24.8775	153.98	150.77
141 - 142	4.0000	6.1538	6.0600	6.1069	24.4275	150.77	148.47
142 - 143	4.0000	6.0600	6.0037	6.0319	24.1275	148.47	147.09
143 - 144	4.0000	6.0037	5.9850	5.9944	23.9775	147.09	146.63
144 - 145	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
145 - 146	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63
146 - 147	4.0000	5.9850	5.9850	5.9850	23.9400	146.63	146.63

主桁 $\gamma_c = 24.5[\text{kN/m}^3]$ ※桁がかりの荷重強度の単位は [kN] です。

部材 I-J	L [m]	Ai [m ²]	Aj [m ²]	AV.A [m ²]	V [m ³]	Wi [kN/m]	Wj [kN/m]
147 - 148	3.1500	5.9850	6.9197	6.4523	20.3249	146.63	169.53
148 - 149	1.6500	6.9197	7.5450	7.2323	11.9334	169.53	184.85
149 - 150	1.5000	7.5450	7.5450	7.5450	11.3175	184.85	184.85
右桁がかり	0.7000	7.5450	---	---	5.2815	129.40	---

横桁

載荷位置		W [kN]
格点 No.	L [m]	
1	0.0000	378.38
10	1.1000	67.62
20	0.0000	2072.70
32	0.0000	63.06
45	0.0000	2072.70
59	0.0000	63.06
73	0.0000	2072.70
86	0.0000	51.60
99	0.0000	2072.70
114	3.0000	63.37
129	0.0000	2072.70
139	3.9000	71.99
149	1.5000	378.38

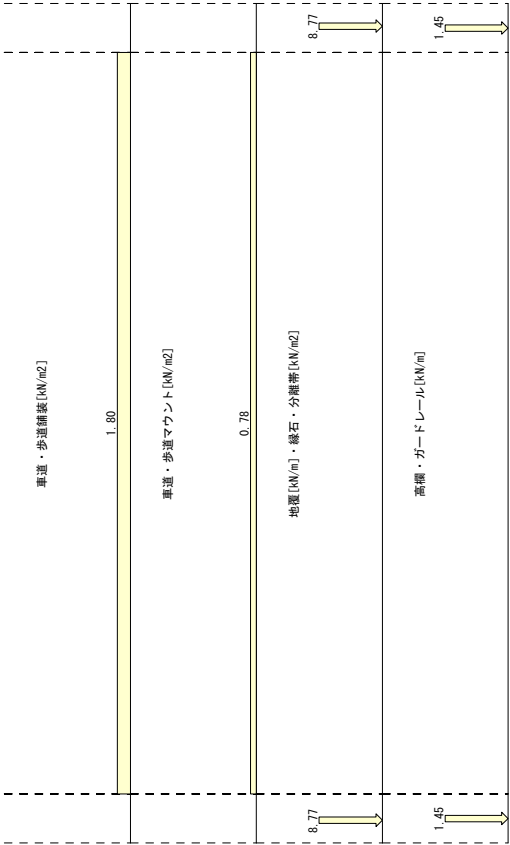
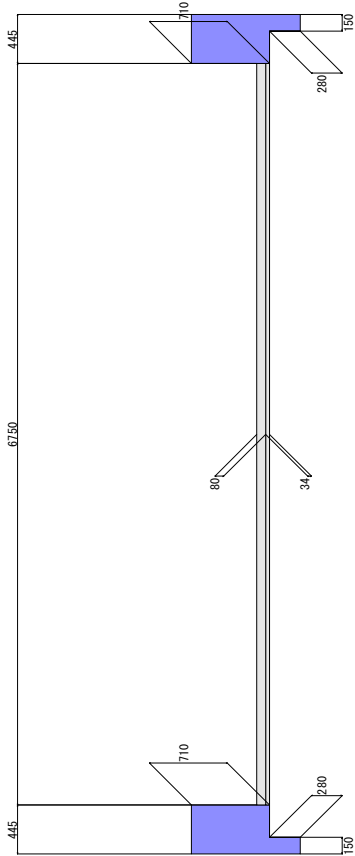
橋脚 $\gamma_c = 24.5[\text{kN/m}^3]$

部材 I-J	L [m]	A [m ²]	V [m ³]	W [kN/m]
20 - 151	3.5491	---	---	---
151 - 152	1.2500	---	---	---
152 - 153	20.1000	30.0000	603.0000	735.00
45 - 154	3.7991	---	---	---
154 - 155	1.0000	---	---	---
155 - 156	53.5000	16.0000	856.0000	392.00
73 - 157	3.7991	---	---	---
157 - 158	1.0000	---	---	---
158 - 159	49.4000	16.0000	790.4000	392.00
99 - 160	3.7991	---	---	---
160 - 161	1.0000	---	---	---
161 - 162	40.0000	16.0000	640.0000	392.00
129 - 163	3.5491	---	---	---
163 - 164	1.2500	---	---	---
164 - 165	27.1000	30.0000	813.0000	735.00

(2) 橋面荷重

架設機材荷重

架設段階	機材名称	載荷位置 [m]	載荷荷重[kN]	
			機材	主桁自重
Step 1	ワ-ゲ*ソ	24.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*ソ	96.300	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*ソ	104.300	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*ソ	175.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*ソ	184.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*ソ	251.300	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*ソ	259.300	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*ソ	325.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*ソ	334.800	760.000	0.000
Step 1	ワ-ゲ*ソ	430.800	760.000	0.000
Step 5	吊支保工	98.300	66.060	219.949
Step 5	吊支保工	102.300	66.060	219.949
Step 5	吊支保工	177.800	66.060	293.265
Step 5	吊支保工	182.800	66.060	293.265
Step 5	吊支保工	253.300	66.060	277.279
Step 5	吊支保工	257.300	66.060	277.279
Step 5	吊支保工	327.800	66.060	293.265
Step 5	吊支保工	332.800	66.060	293.265



橋梁物の合計値として 0.00 [kN/m]

1 - 5 支点条件

主桁支点

支点 番号	支点 種類	水平 方向	鉛直 方向	回転 方向	水平バネ [kN/m]	鉛直バネ [kN/m]	回転バネ [kN・m/rad]
1	支承	バネ	拘束	自由	7. 00000*10 ³	----	----
2	支承	バネ	拘束	自由	2. 00000*10 ⁴	----	----
3	橋脚	----	----	----	----	----	----
4	橋脚	----	----	----	----	----	----
5	橋脚	----	----	----	----	----	----
6	支承	バネ	拘束	自由	2. 00000*10 ⁴	----	----
7	支承	バネ	拘束	自由	7. 00000*10 ³	----	----

橋脚下端支点

支点 番号	橋脚 種類	水平 方向	鉛直 方向	回転 方向	水平バネ [kN/m]	鉛直バネ [kN/m]	回転バネ [kN・m/rad]	連成バネ [kN/rad]
2	仮固定	バネ	バネ	バネ	1. 13000*10 ⁷	5. 20000*10 ⁶	8. 91000*10 ⁸	7. 86000*10 ⁷
3	橋脚	バネ	バネ	バネ	1. 13000*10 ⁷	5. 20000*10 ⁶	8. 91000*10 ⁸	7. 86000*10 ⁷
4	橋脚	バネ	バネ	バネ	1. 13000*10 ⁷	5. 20000*10 ⁶	8. 91000*10 ⁸	7. 86000*10 ⁷
5	橋脚	バネ	バネ	バネ	1. 13000*10 ⁷	5. 20000*10 ⁶	8. 91000*10 ⁸	7. 86000*10 ⁷
6	仮固定	バネ	バネ	バネ	1. 13000*10 ⁷	5. 20000*10 ⁶	8. 91000*10 ⁸	7. 86000*10 ⁷

(3) 活荷重

活荷重種類： B活荷重-L

衝撃係数： i=10/(25. 0+L)

支点(支間)No.	計算用支間長[m]	支点部i	支間部i
1	62. 800	0. 1139	----
(1)	62. 800	----	0. 1139
2	68. 900	0. 1065	----
(2)	75. 000	----	0. 1000
3	80. 000	0. 0952	----
(3)	85. 000	----	0. 0909
4	75. 000	0. 1000	----
(4)	65. 000	----	0. 1111
5	80. 000	0. 0952	----
(5)	95. 000	----	0. 0833
6	81. 900	0. 0935	----
(6)	68. 800	----	0. 1066
7	68. 800	0. 1066	----

(4) 温度荷重

	単位	値
温度変化	℃	15. 0
上床版と他の部分の温度差	℃	±5. 0

2. 断面力

曲げモーメント [kN・m]

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D=L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	5905.83	7695.82	5591.63	7717.19	7674.44	5613.00
3	0.00	11830.40	15454.09	11170.58	15498.97	15409.21	11215.46
4	0.00	21597.60	28332.79	20277.96	28422.55	28243.03	20367.72
5	0.00	31313.94	41269.46	29156.44	41416.21	41122.71	29303.19
6	0.00	38078.27	50457.29	35082.91	50661.03	50253.56	35286.65
7	0.00	41890.59	55914.90	38057.37	56175.63	55654.17	38318.10
8	0.00	42750.91	57680.51	38079.82	57998.23	57362.79	38397.54
9	-2315.01	40657.26	55788.14	35148.31	56162.85	55413.44	35523.02
10	-8891.79	35595.97	50276.90	29249.15	50708.60	49845.20	29680.85
11	-18061.58	27335.76	40963.51	20151.08	41452.20	40474.82	20639.77
12	-29779.25	15921.79	27945.29	7899.25	28490.96	27399.61	8444.93
13	-44143.69	1255.16	11162.84	-7605.47	11765.51	10560.17	-7002.80
14	-61378.01	-16887.23	-9126.48	-27041.00	-8466.82	-9786.13	-26381.35
15	-79015.05	-35815.86	-29701.79	-47716.71	-28992.26	-30411.31	-47007.19
16	-99245.81	-57802.09	-53179.30	-71959.39	-52419.91	-53938.69	-71200.00
17	-122294.59	-83070.22	-79721.94	-99980.86	-78912.68	-80631.19	-99171.60
18	-148412.30	-86962.15	-83641.26	-104306.84	-82824.88	-84457.64	-103490.46
19	-158512.30	-105361.88	-102111.33	-125444.79	-101252.21	-102970.45	-124580.67
20L	-169082.09	-120275.79	-116955.15	-142510.80	-116060.41	-117849.89	-141616.06
20R	-135907.64	-120275.79	-116955.15	-142510.80	-116060.41	-117849.89	-141616.06
21	-117359.17	-107274.99	-104257.78	-128178.27	-103361.39	-105154.18	-127281.87
22	-97321.41	-91168.33	-88129.03	-110096.00	-87230.65	-89027.41	-109197.61
23	-94207.09	-87657.46	-84448.40	-106141.34	-83549.69	-85347.12	-105242.62
24	-76796.20	-68066.00	-63805.65	-84100.43	-62904.95	-64706.35	-83199.74
25	-59082.69	-48239.25	-42717.73	-61840.34	-41814.72	-43620.74	-60937.33
26	-43940.16	-31447.37	-24676.25	-43027.23	-23770.92	-25581.58	-42121.90
27	-29515.14	-15705.40	-7584.69	-25423.37	-6676.72	-8492.67	-24515.39
28	-17908.53	-3387.72	6166.33	-11897.88	7076.96	5255.71	-10987.26
29	-8897.39	5728.61	16370.50	-1805.38	17283.77	15457.23	-892.11
30	-2315.57	11809.71	22961.03	5251.24	23876.94	22045.11	6167.16
31	0.00	14918.69	25995.18	9335.64	26913.74	25076.62	10254.20
32	0.00	15322.55	26227.19	10105.27	27146.74	25307.63	11024.82
33	0.00	15216.69	25868.52	10365.17	26789.07	24947.98	11285.72
34	-2315.00	12902.44	22519.24	8572.09	23442.44	21596.05	9495.28
35	-8896.66	7616.65	15691.13	3473.27	16616.97	14765.29	4399.11
36	-17904.85	-702.07	6292.27	-5575.85	7220.76	5363.78	-4647.36
37	-29502.09	-12215.72	-5828.93	-18707.64	-4897.80	-6760.07	-17776.51
38	-43905.45	-27141.38	-21176.12	-36393.88	-20242.34	-22109.90	-35460.10
39	-59013.18	-43203.14	-36910.43	-55874.17	-35974.33	-37846.53	-54938.07
40	-76670.76	-62278.64	-55034.94	-78885.88	-54096.53	-55973.36	-77947.46
41	-94011.44	-81203.88	-73067.07	-101572.28	-72126.68	-74007.47	-100631.88
42	-100274.02	-88070.40	-79620.57	-109769.27	-78679.51	-80561.63	-108828.21
43	-120601.33	-110436.69	-101002.07	-136355.04	-100059.03	-101945.12	-135411.99
44	-131670.63	-122653.28	-112701.03	-150805.48	-111757.00	-113645.07	-149861.44
45L	-135496.91	-126880.93	-116752.40	-155795.13	-115808.03	-117696.77	-154850.76
45R	-166519.66	-135462.19	-130413.09	-164535.93	-137190.01	-123636.17	-171312.85
46	-162302.84	-130775.71	-125778.04	-159104.27	-132486.18	-119069.90	-165812.41

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D=L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
47	-150062.02	-117182.67	-112326.65	-143327.72	-118828.46	-105824.84	-149829.53
48	-127394.23	-92066.06	-87437.07	-114100.05	-93526.22	-81347.92	-120189.20
49	-120354.18	-84285.47	-79715.29	-105029.19	-85666.88	-73763.69	-110980.79
50	-97625.72	-59263.33	-54835.61	-75793.09	-60305.77	-49365.45	-81263.25
51	-77689.07	-37496.89	-32435.80	-50308.18	-37424.52	-27447.08	-55296.90
52	-60326.11	-18768.03	-12970.99	-28371.65	-17478.28	-8463.71	-32878.94
53	-43871.27	-836.10	5898.74	-7811.69	1941.67	9855.80	-11768.76
54	-23305.47	13632.76	21388.93	8327.61	17982.08	24795.78	4920.75
55	-17863.23	24856.24	33678.78	20739.57	30822.14	36535.42	17882.93
56	-8891.28	33003.54	42881.74	29614.54	40575.32	45188.16	27308.12
57	-2314.96	38149.31	48812.35	35257.10	47056.15	50568.56	33500.90
58	0.00	40327.85	51244.41	37926.59	50038.41	52450.40	36720.59
59	0.00	40309.16	51152.67	38153.12	50221.78	52083.55	37222.24
60	0.00	39426.35	50054.64	37515.52	49398.87	50710.42	36859.74
61	-2314.96	35444.81	45246.23	33646.63	45140.67	45351.79	33541.06
62	-8891.28	28496.02	37014.52	26730.10	37459.17	36569.86	27174.76
63	-17863.23	18545.72	26035.43	16074.42	27030.29	25040.56	17069.29
64	-29305.47	5519.24	12002.90	1863.95	13547.98	10457.82	3409.93
65	-43387.20	-10752.63	-5184.92	-16905.22	-3089.63	-7280.22	-14809.93
66	-60326.11	-30487.57	-25715.25	-39878.95	-23069.74	-28360.76	-37233.44
67	-77689.07	-50794.06	-46611.43	-63580.29	-43484.48	-49738.38	-60453.34
68	-97625.72	-74138.13	-69915.90	-90810.40	-66307.51	-73524.28	-87202.02
69	-120394.23	-100737.89	-96168.58	-121769.42	-92078.76	-100258.40	-117679.60
70	-127394.23	-108969.24	-104285.67	-131327.99	-100038.30	-108513.05	-127100.61
71	-150062.02	-135438.10	-130371.03	-162003.72	-125731.00	-135011.07	-157363.68
72	-162302.84	-149707.27	-144426.49	-178497.09	-139580.12	-149272.86	-173650.72
73L	-166519.64	-154619.12	-149263.88	-184168.04	-144348.73	-154179.02	-179252.89
73R	-118630.02	-123287.61	-114295.11	-146189.00	-110762.70	-117827.51	-142656.59
74	-114902.02	-119109.03	-110291.01	-141316.97	-106833.63	-113748.39	-137859.59
75	-104127.63	-107039.66	-98728.49	-127232.86	-95496.21	-101960.78	-124000.57
76	-84395.98	-84973.68	-77605.11	-101431.31	-74823.00	-80387.22	-98649.20
77	-78338.02	-78213.35	-71138.93	-93513.71	-68506.88	-73770.98	-90881.66
78	-61647.04	-59642.45	-53392.36	-71740.29	-51210.49	-55574.23	-69558.42
79	-47079.39	-43535.69	-37775.00	-53297.33	-36043.31	-39506.69	-51565.64
80	-34518.98	-29777.00	-23773.35	-37736.24	-22491.84	-25054.86	-36454.73
81	-23866.72	-18267.26	-11988.34	-24712.82	-11157.01	-12819.68	-23881.49
82	-15040.47	-8924.35	-2361.23	-14134.64	-11980.08	-2742.39	-13753.49
83	-7975.12	-1683.14	5138.35	-5914.02	5069.32	5207.37	-5983.05
84	-1894.84	4171.55	12029.14	-35.17	11434.90	12623.38	-629.40
85	0.00	7276.92	15847.14	2982.35	14727.69	16966.58	1862.90
86	0.00	7771.47	16513.09	3234.20	15168.55	17857.63	1889.67
87	0.00	7687.50	16515.82	2788.79	14946.20	18085.44	1219.16
88	-1894.84	5540.16	14255.82	-202.33	12160.99	16350.66	-2297.17
89	-7975.12	643.51	8812.99	-5950.91	6192.94	11433.03	-8570.95
90	-15040.47	-5776.53	1890.55	-13403.92	-1179.67	4960.77	-16474.14
91	-23866.72	-14298.28	-7057.69	-23327.17	-10578.09	-3537.29	-26847.57
92	-34518.98	-24986.85	-18159.76	-35711.46	-22130.34	-14189.18	-39682.04
93	-47079.39	-37924.37	-31486.17	-50638.34	-35906.93	-27065.41	-55059.10

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
47	-136825.91	-126176.13	-113172.51	-157177.20	-144173.58	-144173.58
48	-108010.90	-99690.17	-87511.87	-126353.16	-114174.86	-114174.86
49	-99077.60	-91455.54	-79552.35	-116769.44	-104866.25	-104866.25
50	-70322.93	-64856.36	-53916.04	-85813.83	-74873.52	-74873.52
51	-45319.46	-40853.48	-30876.04	-58725.87	-48748.43	-48748.43
52	-23864.37	-19900.18	-10885.62	-35300.84	-26286.28	-26286.28
53	-3854.63	534.02	8448.15	-13176.41	-5282.08	-5282.08
54	11734.46	17448.65	24262.36	4387.33	11201.04	11201.04
55	23596.21	31031.10	36744.38	18091.89	23805.17	23805.17
56	31920.96	41198.96	45811.80	27931.76	32544.60	32544.60
57	37013.31	47972.16	51484.57	34416.91	37929.32	37929.32
58	39132.58	51126.14	53538.12	37808.31	40220.30	40220.30
59	39084.01	51365.34	53227.11	38365.79	40227.57	40227.57
60	38171.30	50598.26	51909.82	38059.14	39370.69	39370.69
61	33752.19	46391.69	46602.82	34792.09	35003.22	35003.22
62	26285.45	38641.17	37751.87	28356.76	27467.46	27467.46
63	15079.55	28020.96	26031.23	18059.95	16070.22	16070.22
64	318.87	14019.61	10929.45	3880.66	790.50	790.50
65	-19000.52	-3268.88	-7459.48	-14989.18	-19179.77	-19179.77
66	-42524.46	-24039.90	-29330.92	-38203.61	-43494.63	-43494.63
67	-66707.23	-45266.28	-51520.18	-62235.13	-68489.03	-68489.03
68	-94418.79	-69015.51	-76232.28	-89910.01	-97126.78	-97126.78
69	-125859.25	-95829.39	-104009.04	-121430.23	-129609.88	-129609.88
70	-135555.37	-104128.39	-112583.15	-131170.71	-139625.47	-139625.47
71	-166643.76	-130817.30	-140097.38	-162449.99	-171730.06	-171730.06
72	-183343.46	-144624.55	-154317.29	-178695.15	-188387.89	-188387.89
73L	-189083.18	-149379.20	-159209.49	-184283.36	-194113.65	-194113.65
73R	-149721.41	-115073.13	-122137.94	-146967.03	-154031.84	-154031.84
74	-144774.35	-111163.69	-118078.44	-142189.64	-149104.40	-149104.40
75	-130465.15	-99885.12	-106349.70	-128389.49	-134854.07	-134854.07
76	-104213.42	-78052.11	-83616.33	-101878.31	-107442.53	-107442.53
77	-96145.76	-71381.05	-76645.15	-93755.83	-99019.93	-99019.93
78	-73922.16	-53114.57	-57478.31	-71462.50	-75826.24	-75826.24
79	-55029.02	-37118.89	-40582.27	-52641.22	-56104.60	-56104.60
80	-39017.75	-22879.75	-25442.77	-36842.64	-39405.66	-39405.66
81	-25544.15	-10997.26	-12659.92	-23721.73	-25384.39	-25384.39
82	-14515.79	-1411.74	-2174.04	-13185.14	-13947.45	-13947.45
83	-5845.00	5908.06	6046.11	-5144.31	-5006.26	-5006.26
84	559.07	12415.45	13603.93	351.15	1539.62	1539.62
85	4101.79	15663.84	17902.74	2799.05	5037.95	5037.95
86	4578.74	16045.84	18734.92	2766.95	5456.03	5456.03
87	4358.41	15764.62	18903.87	2037.59	5176.84	5176.84
88	1892.50	12749.11	16938.78	-1709.04	2480.62	2480.62
89	-3330.86	6364.55	11604.64	-8399.34	-3159.25	-3159.25
90	-10333.70	-1513.91	4626.53	-16808.38	-10687.94	-10687.94
91	-19806.77	-11556.37	-4515.57	-27825.86	-20785.06	-20785.06
92	-31740.88	-23891.75	-15950.59	-41443.45	-33502.29	-33502.29
93	-46217.58	-38591.46	-29749.94	-57743.62	-48902.10	-48902.10

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	0.00	-5239.82	-5239.82	-5239.82	-5239.82	-5239.82
2	5570.26	2679.18	2636.43	574.99	532.25	532.25
3	11125.70	10981.17	10891.41	6697.66	6607.91	6607.91
4	20188.20	24927.77	24748.25	16872.94	16693.42	16693.42
5	29009.69	38459.58	38166.08	26346.56	26053.06	26053.06
6	34879.17	48242.56	47835.08	32868.17	32460.70	32460.70
7	37796.64	54295.31	53773.86	36437.78	35916.32	35916.32
8	37762.10	56656.06	56020.63	37055.38	36419.94	36419.94
9	34773.60	55297.22	54547.80	34657.38	33907.96	33907.96
10	28817.45	50195.61	49332.22	29167.87	28304.47	28304.47
11	19662.39	41166.26	40188.88	20353.83	19376.45	19376.45
12	7353.57	28096.62	27005.27	8050.59	6959.23	6959.23
13	-8208.14	11127.16	9921.82	-7641.16	-8846.50	-8846.50
14	-27700.66	-9493.24	-10812.56	-27407.77	-28727.09	-28727.09
15	-48426.24	-30481.25	-31900.30	-48496.18	-49915.22	-49915.22
16	-72718.79	-54459.25	-56008.03	-73269.34	-74788.13	-74788.13
17	-100790.11	-81682.04	-83300.56	-101940.96	-103559.48	-103559.48
18	-105123.22	-85704.09	-87336.86	-106369.67	-108002.43	-108002.43
19	-126303.91	-104842.44	-106560.68	-128175.90	-129894.15	-129894.15
20L	-143405.54	-119314.29	-121103.78	-144869.95	-146659.43	-146659.43
20R	-143405.54	-119314.29	-121103.78	-144869.95	-146659.43	-146659.43
21	-129074.66	-106749.75	-108542.54	-130670.24	-132463.03	-132463.03
22	-110994.38	-89537.77	-91334.54	-111504.74	-113301.50	-113301.50
23	-107040.05	-85687.76	-87485.18	-107380.69	-109178.12	-109178.12
24	-85001.13	-64095.26	-65896.65	-84390.04	-86191.44	-86191.44
25	-62743.35	-42042.46	-43848.48	-61165.07	-62971.09	-62971.09
26	-43932.56	-23187.75	-24998.41	-41538.73	-43349.39	-43349.39
27	-26331.34	-5347.26	-7163.21	-23185.93	-25001.88	-25001.88
28	-12808.50	8968.72	7147.47	-9095.49	-10916.74	-10916.74
29	-2718.65	19565.97	17739.43	1390.09	-436.45	-436.45
30	4335.33	26182.93	24351.10	8473.15	6641.32	6641.32
31	8417.08	29083.88	27246.76	12424.34	10587.22	10587.22
32	9185.71	29236.19	27397.08	13114.28	11275.17	11275.17
33	9444.63	28797.83	26956.74	13294.48	11453.39	11453.39
34	7648.90	25159.03	23312.64	11211.88	9365.49	9365.49
35	2547.43	17886.44	16034.76	5668.59	3816.91	3816.91
36	-6504.34	7685.56	5828.58	-4182.56	-6039.54	-6039.54
37	-19638.78	-5404.13	-7266.40	-18282.84	-20145.11	-20145.11
38	-37327.66	-21897.93	-23765.49	-37115.69	-38983.26	-38983.26
39	-56810.27	-38788.46	-40660.65	-57752.20	-59624.39	-59624.39
40	-79824.29	-58216.12	-60092.95	-82067.06	-83943.88	-83943.88
41	-102512.68	-77484.19	-79364.99	-105989.40	-107870.20	-107870.20
42	-110710.33	-8474.28	-86356.40	-114622.98	-116505.10	-116505.10
43	-137298.08	-107239.75	-109125.84	-142592.71	-144478.80	-144478.80
44	-151749.52	-119018.41	-120906.48	-157122.85	-159010.93	-159010.93
45L	-156739.49	-123096.34	-124985.07	-162139.07	-164027.80	-164027.80
45R	-157759.01	-144593.52	-131039.68	-178716.36	-165162.52	-165162.52
46	-152396.13	-139875.74	-126459.45	-173201.97	-159785.68	-159785.68

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
140	1864.65	27379.94	27342.65	1217.20	1179.91	
141	12955.93	37776.51	37743.57	12078.52	12045.58	
142	21026.61	44463.11	44434.52	19839.97	19811.37	
143	26113.42	47435.87	47411.62	24539.37	24515.13	
144	28238.42	46683.78	46663.88	26199.50	26179.61	
145	27410.19	42207.15	42207.60	24867.79	24852.24	
146	23629.95	34072.81	34061.61	20584.06	20572.86	
147	16897.71	22209.42	22202.58	13348.32	13341.47	
148	9480.42	9608.56	9605.14	4935.32	4931.90	
149	4786.80	2021.77	2020.14	-264.21	-265.84	
150	0.00	-5239.82	-5239.82	-5239.82	-5239.82	

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF
94	-63339.92	-55743.69	-46001.81	-76830.29	-67088.41	
95	-83229.79	-74694.22	-64051.98	-98826.06	-88183.83	
96	-90498.69	-81548.50	-70606.14	-106828.51	-95886.15	
97	-114834.49	-103923.91	-92081.19	-133459.94	-121617.22	
98	-128321.30	-115468.83	-103175.93	-147455.79	-135162.89	
99L	-132995.75	-119466.24	-107023.29	-152299.91	-139856.96	
99R	-198076.81	-154427.18	-157190.59	-202931.26	-205694.67	
100	-192267.69	-149598.56	-152347.82	-197112.60	-198861.86	
101	-173552.06	-135572.54	-138279.34	-180168.37	-182875.18	
102	-143805.88	-108459.47	-111081.38	-147465.02	-150086.93	
103	-133943.70	-100023.06	-102616.66	-137236.39	-139830.00	
104	-101890.76	-72741.04	-75235.59	-103976.36	-106470.91	
105	-73511.14	-48763.73	-51159.22	-74506.08	-76901.58	
106	-48597.24	-27860.81	-30157.25	-48616.10	-50912.54	
107	-24171.28	-6928.38	-9111.61	-23211.29	-25394.52	
108	-3884.81	11105.71	9035.68	-2085.99	-4156.02	
109	12390.26	25995.26	24038.43	14896.07	12939.24	
110	24169.46	37771.13	35927.50	27054.56	25210.94	
111	31706.53	47063.81	45333.39	34848.59	33118.18	
112	35579.10	53448.45	51831.23	38857.48	37240.26	
113	36178.86	55336.46	53775.85	39495.37	37934.76	
114	36040.60	56362.17	54858.16	39395.25	37891.25	
115	33485.50	55728.12	54337.32	36877.81	35487.00	
116	27778.44	51344.18	50066.58	31130.95	29853.35	
117	19087.50	43372.27	42207.87	22322.02	21157.62	
118	7375.81	31773.95	30722.76	10413.08	9361.89	
119	-7414.22	16453.17	15515.19	-4703.19	-5641.18	
120	-25644.07	-2519.24	-3344.02	-23486.40	-24311.18	
121	-44606.65	-22067.34	-22793.07	-43003.94	-43729.67	
122	-66561.04	-44462.53	-45089.21	-65582.35	-66209.02	
123	-91710.13	-69800.51	-70328.13	-91426.73	-91954.35	
124	-120256.69	-98204.81	-98633.38	-120741.47	-121170.04	
125	-152415.39	-129821.33	-130150.84	-153742.46	-154071.97	
126	-183030.76	-159599.61	-159844.22	-185139.42	-185384.02	
127	-188418.85	-164811.60	-165042.06	-190663.16	-190893.61	
128	-213488.87	-188951.51	-189097.06	-216579.47	-216725.03	
129L	-230139.92	-204015.50	-204090.30	-233182.85	-233257.65	
129R	-230139.92	-204015.50	-204090.30	-233182.85	-233257.65	
130	-213630.51	-189395.16	-189467.25	-216988.13	-217060.21	
131	-188899.06	-165830.01	-165898.83	-191730.78	-191799.60	
132	-183570.66	-160703.56	-160771.84	-186320.13	-186388.41	
133	-153337.35	-131414.05	-131479.06	-155625.65	-155690.66	
134	-121689.59	-100299.16	-100360.37	-123509.41	-123570.62	
135	-93752.61	-72293.49	-72350.90	-95178.06	-95235.47	
136	-69363.94	-47199.05	-47252.65	-70467.92	-70521.52	
137	-48377.80	-24836.42	-24886.21	-49231.57	-49281.37	
138	-30213.97	-5493.57	-5539.56	-30886.58	-30932.57	
139	-12583.49	12919.22	12877.58	-13129.97	-13171.61	

せん断力 [kN]

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D=L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	0.00	4104.26	5457.02	3878.45	5471.27	5442.78	3892.70
2	0.00	3770.18	5059.07	3543.73	5073.31	5044.82	3557.98
3	0.00	3415.33	4635.67	3186.71	4649.91	4621.42	3200.96
4	0.00	2798.09	3892.62	2561.07	3906.87	3878.37	2575.32
5	0.00	2060.08	3005.00	1800.34	3019.25	2990.75	1814.58
6	0.00	1322.08	2129.32	959.04	2143.57	2115.07	973.29
7	0.00	584.08	1266.09	111.26	1280.34	1251.84	125.50
8	0.00	-153.92	415.65	-741.76	429.90	401.40	-727.52
9	-1348.00	-893.39	-423.43	-1600.15	-409.18	-437.68	-1585.90
10	-1941.86	-1638.72	-1255.92	-2466.92	-1241.67	-1270.17	-2452.68
11	-2615.06	-2463.40	-2156.10	-3414.28	-2141.86	-2170.35	-3400.03
12	-3251.68	-3251.49	-3009.21	-4325.26	-2994.96	-3023.46	-4311.01
13	-3939.81	-4091.10	-3904.58	-5287.33	-3890.34	-3918.83	-5273.08
14	-4688.14	-4990.89	-4852.11	-6308.94	-4837.86	-4866.35	-6294.69
15	-5399.63	-5834.92	-5732.14	-7259.13	-5717.89	-5746.39	-7244.88
16	-6171.48	-6739.31	-6667.79	-8269.46	-6653.54	-6682.04	-8255.21
17	-7011.21	-7711.58	-7651.77	-9347.65	-7637.52	-7666.02	-9333.40
18	-7137.08	-7856.38	-7797.10	-9507.59	-7782.85	-7811.34	-9493.35
19	-7926.60	-8759.51	-8702.40	-10501.69	-8688.15	-8716.65	-10487.44
20L	-8609.23	-9536.81	-9480.26	-11355.03	-9466.01	-9494.50	-11340.78
20R	7760.69	8771.56	10543.76	8605.92	10544.42	10543.09	8606.59
21	7078.06	7994.26	9682.98	7827.77	9683.64	9682.31	7828.43
22	6291.22	7093.81	8683.21	6924.00	8683.88	8682.55	6924.66
23	6166.31	6949.97	8522.90	6779.35	8523.57	8522.24	6780.02
24	5450.47	6120.52	7595.12	5943.50	7595.78	7594.45	5944.17
25	4683.00	5220.51	6581.51	5023.27	6582.17	6580.85	5023.94
26	3979.85	4384.82	5633.52	4135.17	5634.18	5632.85	4135.83
27	3243.77	3497.27	4619.70	3179.41	4620.36	4619.04	3180.07
28	2568.79	2670.82	3670.15	2275.24	3670.82	3669.49	2275.90
29	1944.38	1894.94	2775.86	1411.62	2776.52	2775.20	1412.28
30	1348.42	1147.50	1916.74	566.44	1917.40	1916.08	567.10
31	0.00	407.61	1073.95	-280.54	1074.61	1073.29	-279.88
32	0.00	67.80	698.18	-662.66	698.84	697.52	-661.99
33	0.00	-208.95	387.11	-982.76	387.77	386.45	-982.10
34	-1348.36	-948.78	-436.31	-1842.12	-435.65	-436.97	-1841.46
35	-1944.05	-1695.94	-1237.49	-2712.80	-1236.83	-1238.15	-2712.14
36	-2567.47	-2470.83	-2034.05	-3612.82	-2033.39	-2034.71	-3612.16
37	-3240.17	-3295.00	-2874.91	-4561.74	-2874.25	-2875.57	-4561.08
38	-3972.32	-4178.63	-3770.97	-5568.35	-3770.31	-3771.63	-5567.69
39	-4670.36	-5009.21	-4609.46	-6504.60	-4608.80	-4610.12	-6503.94
40	-5430.81	-5902.19	-5508.02	-7501.29	-5507.36	-5508.68	-7500.62
41	-6138.87	-6723.86	-6332.85	-8410.37	-6332.19	-6333.51	-8409.71
42	-6387.40	-7010.26	-6620.02	-8725.62	-6619.36	-6620.68	-8724.96
43	-7174.74	-7911.20	-7522.47	-9712.28	-7521.81	-7523.13	-9711.61
44	-7584.32	-8377.58	-7989.19	-10221.14	-7988.53	-7989.85	-10220.48
45L	-7720.84	-8533.04	-8144.71	-10390.71	-8144.05	-8145.37	-10390.05
45R	8501.87	9450.68	11287.67	9326.30	11150.11	11150.11	9463.86
46	8365.35	9295.22	11118.14	9170.79	11255.69	10980.58	9308.34

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D=L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
47	7955.77	8828.84	10609.41	8704.04	10746.96	10471.86	8841.60
48	7165.82	7925.29	9620.62	7798.86	9758.17	9483.07	7936.42
49	6915.30	7636.90	9303.59	7509.65	9441.15	9166.04	7647.20
50	6084.02	6673.08	8238.77	6541.68	8376.33	8101.22	6679.23
51	5318.73	5775.25	7238.56	5635.07	7376.12	7101.01	5772.62
52	4612.17	4936.16	6295.71	4765.47	6433.26	6158.16	4903.02
53	3867.80	4040.32	5279.82	3827.30	5417.38	5142.27	3964.85
54	3182.12	3203.16	4321.63	2938.79	4459.19	4184.08	3076.35
55	2546.72	2416.30	3413.89	2090.50	3551.45	3276.34	2228.06
56	1941.63	1659.73	2538.34	1261.65	2675.89	2400.78	1399.21
57	1347.96	914.59	1678.21	433.08	1815.77	1540.66	570.63
58	0.00	175.16	830.05	-400.50	967.61	692.50	-262.95
59	0.00	-256.91	346.62	-883.30	484.18	209.07	-745.75
60	0.00	-625.91	-71.40	-1305.25	66.15	-208.96	-1167.70
61	-1347.96	-1365.34	-901.21	-2156.11	-763.66	-1038.76	-2018.56
62	-1941.63	-2110.48	-1725.63	-3018.28	-1588.08	-1863.19	-2880.73
63	-2546.72	-2867.05	-2550.07	-3895.19	-2412.52	-2687.63	-3757.64
64	-3182.12	-3653.91	-3393.82	-4803.58	-3256.27	-3531.37	-4666.03
65	-3867.80	-4491.07	-4277.77	-5761.72	-4140.22	-4415.33	-5624.17
66	-4612.17	-5386.91	-5192.51	-6776.89	-5054.96	-5330.06	-6639.34
67	-5318.73	-6226.01	-6039.27	-7718.60	-5901.72	-6176.82	-7581.05
68	-6084.02	-7123.84	-6942.56	-8717.22	-6805.00	-7080.11	-8579.67
69	-6915.30	-8087.65	-7909.95	-9780.04	-7772.40	-8047.51	-9642.48
70	-7165.82	-8376.05	-8199.06	-10096.42	-8061.50	-8336.61	-9958.86
71	-7955.77	-9279.60	-9104.04	-11083.07	-8966.49	-9241.59	-10945.52
72	-8365.35	-9745.98	-9570.76	-11590.63	-9433.21	-9708.32	-11453.07
73L	-8501.87	-9901.44	-9726.29	-11759.75	-9588.73	-9863.84	-11622.20
73R	7524.25	8434.90	10190.92	8039.60	10040.86	10340.98	7889.54
74	7387.72	8279.44	10019.63	7884.03	9869.57	10169.69	7733.97
75	6978.14	7813.06	9505.58	7417.03	9355.52	9655.64	7266.97
76	6184.94	6906.25	8502.61	6507.57	8352.55	8652.67	6357.51
77	5931.87	6615.31	8179.31	6215.29	8029.25	8329.37	6065.23
78	5202.85	5772.69	7238.77	5367.19	7088.71	7388.82	5217.13
79	4515.36	4971.60	6338.43	4558.18	6188.37	6488.49	4408.12
80	3863.74	4206.37	5472.83	3782.31	5322.77	5622.89	3632.25
81	3242.33	3471.35	4636.75	3033.58	4486.69	4786.81	2883.52
82	2645.45	2760.87	3825.33	2305.99	3675.27	3975.39	2155.93
83	2067.46	2069.27	3034.03	1557.04	2883.97	3184.09	1406.98
84	1409.23	1278.51	2130.30	687.31	1980.24	2280.36	537.25
85	0.00	496.74	1241.26	-183.91	1091.20	1391.32	-333.97
86	0.00	111.06	811.85	-610.91	661.79	961.91	-760.97
87	0.00	-223.02	435.63	-987.96	285.57	585.69	-1138.02
88	-1409.23	-1004.79	-437.75	-1875.56	-587.81	-287.69	-2025.62
89	-2067.46	-1795.55	-1309.91	-2778.32	-1459.97	-1159.85	-2928.38
90	-2645.45	-2487.15	-2062.89	-3569.18	-2212.95	-1912.83	-3719.24
91	-3242.33	-3197.63	-2827.22	-4380.52	-2977.28	-2677.16	-4530.58
92	-3863.74	-3932.65	-3595.38	-5216.89	-3745.44	-3445.32	-5366.95
93	-4515.36	-4697.87	-4371.86	-6083.12	-4521.92	-4221.80	-6233.18

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
94	-5202.85	-5498.96	-5181.33	-6984.41	-5331.39	-5031.27	-7134.47
95	-5931.87	-6341.58	-6029.75	-7926.20	-6179.81	-5879.69	-8076.26
96	-6184.94	-6632.53	-6322.09	-8249.98	-6472.15	-6172.03	-8400.04
97	-6978.14	-7539.33	-7231.66	-9254.57	-7381.72	-7081.60	-9404.63
98	-7387.72	-8005.71	-7698.65	-9769.52	-7848.71	-7548.59	-9919.58
99L	-7524.25	-8161.17	-7854.20	-9941.13	-8004.26	-7704.14	-10091.19
99R	8501.87	10002.83	11990.90	9674.39	11976.75	12005.06	9860.24
100	8365.35	9847.37	11823.01	9518.90	11808.86	11837.16	9504.75
101	7955.77	9380.99	11319.19	9052.33	11305.04	11333.34	9038.18
102	7165.82	8477.44	10340.17	8147.98	10326.01	10354.32	8133.83
103	6915.30	8189.05	10026.39	7859.18	10012.24	10040.54	7845.03
104	6084.02	7225.23	8972.87	6893.28	8958.72	8987.02	6879.13
105	5318.73	6327.40	7983.83	5992.23	7969.68	7997.98	5978.08
106	4612.17	5488.31	7051.88	5148.55	7037.73	7066.04	5134.40
107	3867.80	4592.46	6047.86	4245.44	6033.71	6062.01	4231.29
108	3182.12	3755.31	5100.43	3398.44	5086.27	5114.58	3384.29
109	2546.72	2968.44	4201.67	2598.64	4187.52	4215.82	2584.49
110	1941.63	2211.88	3332.53	1825.52	3318.38	3346.68	1811.37
111	1347.96	1466.73	2475.37	1039.30	2461.22	2489.52	1025.15
112	0.00	727.30	1625.89	236.40	1611.74	1640.04	222.25
113	0.00	358.30	1203.03	-167.70	1188.88	1217.18	-181.85
114	0.00	-10.70	781.23	-574.00	767.07	795.38	-588.15
115	-1410.82	-812.99	-122.84	-1457.17	-136.99	-108.69	-1471.33
116	-2001.95	-1555.59	-961.24	-2288.18	-975.39	-947.09	-2302.33
117	-2600.42	-2305.54	-1800.14	-3132.95	-1814.30	-1785.99	-3147.10
118	-3209.92	-3066.51	-2642.70	-3993.99	-2656.85	-2628.55	-4008.14
119	-3837.14	-3845.20	-3495.40	-4876.90	-3509.55	-3481.25	-4891.05
120	-4498.34	-4657.87	-4374.58	-5796.93	-4388.73	-4360.43	-5811.08
121	-5116.13	-5408.20	-5177.16	-6643.16	-5191.31	-5163.01	-6657.31
122	-5774.72	-6199.33	-6015.31	-7531.61	-6029.46	-6001.16	-7545.76
123	-6478.34	-7035.49	-6893.60	-8466.23	-6907.75	-6879.45	-8480.38
124	-7231.51	-7921.19	-7816.84	-9451.38	-7830.99	-7802.69	-9465.53
125	-8039.03	-8861.26	-8789.84	-10491.80	-8803.99	-8775.69	-10505.95
126	-8778.23	-9714.05	-9648.78	-11431.34	-9662.93	-9634.63	-11445.49
127	-8905.86	-9860.62	-9795.91	-11592.43	-9810.06	-9781.76	-11606.58
128	-9700.31	-10768.68	-10706.29	-12587.98	-10720.44	-10692.14	-12602.13
129L	-10382.95	-11545.98	-11484.19	-13438.71	-11498.34	-11470.04	-13452.86
129R	10391.57	11426.77	13360.15	11400.16	13359.60	13360.69	11399.61
130	9708.94	10649.47	12507.81	10622.31	12507.26	12508.35	10621.77
131	8914.48	9741.41	11510.21	9712.12	11509.67	11510.75	9711.58
132	8786.85	9594.84	11348.77	9565.04	11348.23	11349.31	9564.50
133	8047.65	8742.05	10407.01	8694.68	10406.47	10407.56	8694.13
134	7240.13	7801.98	9363.73	7725.26	9363.18	9364.27	7724.72
135	6486.96	6916.28	8375.30	6805.89	8374.75	8375.84	6805.34
136	5783.34	6080.12	7436.80	5931.63	7436.26	7437.35	5931.08
137	5124.75	5288.99	6543.70	5097.52	6543.16	6544.24	5096.98
138	4506.96	4538.66	5691.77	4298.84	5691.22	5692.31	4298.30
139	3845.76	3725.99	4763.57	3423.58	4763.03	4764.11	3423.04

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
140	3146.54	2875.30	3798.30	2501.71	3797.76	3798.84	2501.16
141	2537.05	2114.33	2924.26	1660.16	2923.71	2924.80	1659.62
142	1938.57	1364.39	2063.51	819.57	2062.96	2064.05	819.02
143	1347.45	621.79	1213.29	-24.23	1212.74	1213.83	-24.78
144	0.00	-117.13	370.91	-875.15	370.36	371.45	-875.70
145	0.00	-855.13	-465.40	-1735.96	-465.94	-464.85	-1736.51
146	0.00	-1593.14	-1268.33	-2607.38	-1268.87	-1267.79	-2607.92
147	0.00	-2331.14	-2022.93	-3489.03	-2023.47	-2022.38	-3489.57
148	0.00	-2948.39	-2647.65	-4226.28	-2648.19	-2647.10	-4226.83
149	0.00	-3303.23	-3004.43	-4646.30	-3004.97	-3003.88	-4646.85
150	0.00	-3637.32	-3339.07	-5040.99	-3339.62	-3338.53	-5041.53

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
47	8566.49	10774.88	10499.78	8869.51	8594.41	
48	7661.31	9786.09	9510.99	7964.33	7689.23	
49	7372.09	9469.06	9193.96	7675.12	7400.01	
50	6404.12	8404.24	8129.14	6707.15	6432.04	
51	5497.51	7404.04	7128.93	5800.54	5525.43	
52	4627.91	6461.18	6186.08	4930.94	4655.83	
53	3689.75	5445.30	5170.19	3992.77	3717.66	
54	2801.24	4487.10	4212.00	3104.26	2829.16	
55	1952.95	3579.37	3304.26	2255.97	1980.87	
56	1124.10	2703.81	2428.70	1427.12	1152.02	
57	295.52	1843.69	1568.58	598.55	323.44	
58	-538.05	995.53	720.42	-235.03	-510.14	
59	-1020.86	512.09	236.99	-717.83	-992.94	
60	-1442.81	94.07	-181.04	-1139.78	-1414.89	
61	-2293.67	-735.74	-1010.85	-1990.64	-2265.75	
62	-3155.84	-1560.16	-1835.27	-2852.81	-3127.92	
63	-4032.75	-2384.60	-2659.71	-3729.72	-4004.83	
64	-4941.13	-3228.35	-3503.46	-4638.11	-4913.22	
65	-5899.27	-4112.30	-4387.41	-5596.25	-5871.36	
66	-6914.44	-5027.04	-5302.15	-6611.42	-6886.52	
67	-7856.16	-5873.80	-6148.91	-7553.13	-7828.24	
68	-8854.78	-6777.09	-7052.19	-8551.75	-8826.86	
69	-9917.59	-7744.48	-8019.59	-9614.56	-9889.67	
70	-10233.97	-8033.59	-8308.69	-9930.95	-10206.05	
71	-11220.63	-8938.57	-9213.68	-10917.60	-11192.71	
72	-11728.18	-9405.29	-9680.40	-11425.16	-11700.26	
73L	-11897.31	-9560.82	-9835.92	-11594.28	-11869.39	
73R	8189.66	10001.62	10301.74	7850.30	8150.42	
74	8034.09	9830.33	10130.44	7694.73	7994.85	
75	7567.09	9316.28	9616.40	7227.73	7527.85	
76	6657.63	8313.31	8613.43	6318.26	6618.38	
77	6365.35	7990.00	8290.12	6025.99	6326.11	
78	5517.25	7049.46	7349.58	5177.89	5478.01	
79	4708.24	6149.13	6449.25	4368.88	4669.00	
80	3932.37	5283.53	5583.65	3593.01	3893.13	
81	3183.64	4447.45	4747.56	2844.28	3144.40	
82	2456.05	3636.03	3936.15	2116.68	2416.80	
83	1707.10	2844.73	3144.85	1367.74	1667.86	
84	837.37	1941.00	2241.12	498.01	798.13	
85	-33.85	1051.95	1352.07	-373.21	-73.09	
86	-460.85	622.55	922.67	-800.21	-500.09	
87	-837.90	246.32	546.44	-1177.26	-877.14	
88	-1725.51	-627.05	-326.93	-2064.87	-1764.75	
89	-2628.26	-1499.21	-1199.09	-2967.62	-2667.50	
90	-3419.12	-2252.19	-1952.07	-3758.49	-3458.37	
91	-4230.46	-3016.53	-2716.41	-4569.82	-4269.70	
92	-5066.83	-3784.69	-3484.57	-5406.19	-5106.07	
93	-5933.06	-4561.16	-4261.04	-6272.42	-5972.30	

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF
1	3864.20	5605.81	5577.32	4027.24	3998.74	
2	3529.49	5207.85	5179.36	3692.52	3664.02	
3	3172.47	4784.45	4755.96	3335.50	3307.01	
4	2546.83	4041.41	4012.91	2709.86	2681.37	
5	1786.09	3153.79	3125.29	1949.12	1920.63	
6	944.79	2278.10	2249.61	1107.83	1079.33	
7	97.01	1414.88	1386.38	260.04	231.55	
8	-756.01	564.44	535.94	-592.98	-621.47	
9	-1614.39	-274.64	-303.14	-1451.36	-1479.86	
10	-2481.17	-1107.13	-1135.63	-2318.14	-2346.63	
11	-3428.53	-2007.32	-2035.81	-3265.50	-3293.99	
12	-4339.51	-2860.42	-2888.92	-4176.48	-4204.97	
13	-5301.57	-3755.80	-3784.29	-5138.54	-5167.03	
14	-6323.19	-4703.32	-4731.82	-6160.15	-6188.65	
15	-7273.38	-5583.35	-5611.85	-7110.35	-7138.84	
16	-8283.71	-6519.01	-6547.50	-8120.67	-8149.17	
17	-9361.89	-7502.98	-7531.48	-9198.86	-9227.35	
18	-9521.84	-7648.31	-7676.81	-9358.81	-9387.30	
19	-10515.93	-8553.61	-8582.11	-10352.90	-10381.39	
20L	-11369.28	-9331.47	-9359.97	-11206.24	-11234.74	
20R	8605.26	10490.62	10489.30	8552.79	8551.47	
21	7827.11	9629.85	9628.52	7774.64	7773.32	
22	6923.34	8630.08	8628.76	6870.87	6869.55	
23	6778.69	8469.77	8468.45	6726.22	6724.90	
24	5942.84	7541.99	7540.66	5890.37	5889.05	
25	5022.61	6528.38	6527.06	4970.14	4968.82	
26	4134.51	5580.39	5579.06	4082.04	4080.72	
27	3178.75	4566.57	4565.25	3126.28	3124.96	
28	2274.58	3617.02	3615.70	2222.11	2220.79	
29	1410.96	2722.73	2721.40	1358.49	1357.17	
30	565.78	1863.61	1862.29	513.31	511.99	
31	-281.20	1020.82	1019.50	-333.67	-334.99	
32	-663.32	645.05	643.73	-715.79	-717.11	
33	-983.42	333.98	332.65	-1035.89	-1037.21	
34	-1842.78	-489.44	-490.76	-1895.25	-1896.58	
35	-2713.47	-1290.62	-1291.95	-2765.93	-2767.26	
36	-3613.48	-2087.18	-2088.50	-3665.95	-3667.27	
37	-4562.40	-2928.04	-2929.37	-4614.87	-4616.19	
38	-5569.01	-3824.10	-3825.42	-5621.48	-5622.81	
39	-6505.26	-4662.59	-4663.91	-6557.73	-6559.06	
40	-7501.95	-5561.15	-5562.47	-7554.42	-7555.74	
41	-8411.03	-6385.98	-6387.31	-8463.50	-8464.83	
42	-8726.28	-6673.15	-6674.47	-8778.75	-8780.07	
43	-9712.94	-7575.60	-7576.92	-9765.41	-9766.73	
44	-10221.80	-8042.32	-8043.65	-10274.27	-10275.59	
45L	-10391.37	-8197.84	-8199.17	-10443.84	-10445.16	
45R	9188.75	11453.14	11178.03	9491.78	9216.67	
46	9033.23	11283.61	11008.50	9336.26	9061.15	

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
94	-6834.35	-5370.63	-5070.51	-7173.71	-6873.59
95	-7776.14	-6219.05	-5918.93	-8115.51	-7815.39
96	-8099.92	-6511.39	-6211.27	-8439.29	-8139.17
97	-9104.51	-7420.96	-7120.84	-9443.87	-9143.75
98	-9619.46	-7887.95	-7587.83	-9958.82	-9658.70
99L	-9791.07	-8043.51	-7743.39	-10130.43	-9830.31
99R	9688.54	12024.12	12052.43	9707.61	9735.91
100	9533.05	11856.23	11884.53	9552.12	9580.42
101	9066.48	11352.41	11380.71	9085.55	9113.85
102	8162.13	10373.38	10401.69	8181.20	8209.50
103	7873.33	10059.61	10087.91	7892.40	7920.70
104	6907.43	9006.09	9034.39	6926.50	6954.80
105	6006.38	8017.05	8045.35	6025.45	6053.75
106	5162.70	7085.10	7113.40	5181.77	5210.07
107	4259.59	6081.08	6109.38	4278.66	4306.96
108	3412.59	5133.64	5161.95	3431.65	3459.96
109	2612.79	4234.89	4263.19	2631.86	2660.16
110	1839.67	3365.75	3394.05	1858.74	1887.04
111	1053.45	2508.59	2536.89	1072.52	1100.82
112	250.55	1659.11	1687.41	269.62	297.92
113	-153.55	1236.25	1264.55	-134.48	-106.18
114	-559.85	814.44	842.75	-540.78	-512.48
115	-1443.02	-89.62	-61.32	-1423.96	-1395.65
116	-2274.03	-928.02	-899.72	-2254.96	-2226.66
117	-3118.80	-1766.93	-1738.62	-3099.73	-3071.43
118	-3979.84	-2609.48	-2581.18	-3960.77	-3932.47
119	-4862.75	-3462.18	-3433.88	-4843.68	-4815.38
120	-5782.78	-4341.36	-4313.06	-5763.71	-5735.41
121	-6629.01	-5143.94	-5115.64	-6609.94	-6581.64
122	-7517.46	-5982.09	-5953.79	-7498.39	-7470.09
123	-8452.08	-6860.38	-6832.08	-8433.01	-8404.71
124	-9437.23	-7783.62	-7755.32	-9418.16	-9389.86
125	-10477.65	-8756.63	-8728.32	-10458.58	-10430.28
126	-11417.19	-9615.56	-9587.26	-11398.12	-11369.82
127	-11578.28	-9762.69	-9734.39	-11559.21	-11530.91
128	-12573.83	-10673.07	-10644.77	-12554.76	-12526.46
129L	-13424.56	-11450.97	-11422.67	-13405.49	-13377.19
129R	11400.70	13234.82	13235.91	11274.83	11275.91
130	10622.85	12382.48	12383.57	10496.98	10498.07
131	9712.67	11384.88	11385.97	9586.79	9587.88
132	9565.58	11223.44	11224.53	9439.71	9440.80
133	8695.22	10281.68	10282.77	8569.35	8570.44
134	7725.80	9238.40	9239.49	7599.93	7601.02
135	6806.43	8249.97	8251.06	6680.56	6681.64
136	5932.17	7311.48	7312.56	5806.30	5807.39
137	5098.07	6418.37	6419.46	4972.20	4973.28
138	4299.39	5566.44	5567.53	4173.52	4174.60
139	3424.12	4638.24	4639.33	3298.25	3299.34

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
140	2502.25	3672.97	3674.06	2376.38	2377.47
141	1660.70	2798.93	2800.01	1534.83	1535.92
142	820.11	1938.18	1939.26	694.24	695.33
143	-23.69	1087.96	1089.04	-149.56	-148.47
144	-874.61	245.58	246.66	-1000.48	-999.40
145	-1735.42	-590.73	-589.64	-1861.29	-1860.21
146	-2606.83	-1393.66	-1392.57	-2732.70	-2731.62
147	-3488.48	-2148.25	-2147.17	-3614.35	-3613.27
148	-4225.74	-2772.98	-2771.89	-4351.61	-4350.53
149	-4645.76	-3129.75	-3128.67	-4771.63	-4770.54
150	-5040.45	-3464.40	-3463.31	-5166.32	-5165.23

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
47	0.00	-2518.97	-2516.99	-2302.07	-1475.66	-3558.31	-1260.75
48	0.00	-2518.97	-2513.56	-2304.86	-1472.23	-3554.88	-1263.53
49	0.00	-2518.97	-2511.80	-2306.62	-1470.48	-3553.13	-1265.29
50	0.00	-2518.97	-2501.29	-2318.08	-1459.97	-3542.61	-1276.75
51	0.00	-2518.97	-2469.16	-2335.95	-1427.83	-3510.48	-1294.63
52	0.00	-2518.97	-2431.46	-2362.08	-1390.14	-3472.78	-1320.76
53	0.00	-2518.97	-2382.77	-2629.95	-1341.45	-3424.10	-1588.63
54	0.00	-2518.97	-2331.78	-2667.63	-1290.46	-3373.11	-1626.31
55	0.00	-2518.97	-2276.45	-2712.26	-1235.13	-3317.78	-1670.94
56	0.00	-2518.97	-2208.46	-2774.93	-1167.14	-3249.78	-1733.61
57	0.00	-2518.97	-2200.91	-2781.21	-1159.58	-3242.23	-1739.88
58	0.00	-2518.97	-2203.63	-2781.39	-1162.30	-3244.95	-1740.06
59	0.00	-2518.97	-2206.33	-2781.47	-1165.00	-3247.65	-1740.14
60	0.00	-2518.97	-2209.70	-2781.53	-1168.38	-3251.03	-1740.21
61	0.00	-2518.97	-2218.58	-2681.28	-1177.26	-3259.91	-1639.95
62	0.00	-2518.97	-2491.80	-2421.11	-1450.48	-3533.13	-1379.78
63	0.00	-2518.97	-2591.74	-2333.70	-1550.42	-3633.07	-1292.37
64	0.00	-2518.97	-2656.43	-2138.92	-1615.11	-3697.76	-1097.59
65	0.00	-2518.97	-2701.74	-2104.54	-1660.41	-3743.06	-1063.22
66	0.00	-2518.97	-2735.99	-2087.21	-1694.67	-3777.32	-1045.88
67	0.00	-2518.97	-2759.53	-2081.18	-1718.20	-3800.85	-1039.86
68	0.00	-2518.97	-2916.14	-2079.25	-1874.82	-3957.47	-1037.92
69	0.00	-2518.97	-2919.41	-2081.38	-1878.08	-3960.73	-1040.06
70	0.00	-2518.97	-2919.69	-2082.39	-1878.36	-3961.01	-1041.07
71	0.00	-2518.97	-2918.90	-2089.29	-1877.58	-3960.22	-1047.97
72	0.00	-2518.97	-2917.47	-2092.15	-1876.14	-3958.79	-1050.82
73L	0.00	-2518.97	-2916.82	-2094.23	-1875.50	-3958.15	-1052.91
73R	0.00	-2174.28	-2705.33	-1817.40	-1616.29	-3794.37	-728.36
74	0.00	-2174.28	-2705.58	-1816.13	-1616.54	-3794.62	-727.09
75	0.00	-2174.28	-2705.59	-1813.71	-1616.55	-3794.63	-724.67
76	0.00	-2174.28	-2702.30	-1812.40	-1613.26	-3791.34	-723.36
77	0.00	-2174.28	-2700.28	-1812.92	-1611.23	-3789.32	-723.88
78	0.00	-2174.28	-2691.13	-1818.91	-1602.09	-3780.17	-729.86
79	0.00	-2174.28	-2464.99	-2018.73	-1375.95	-3554.03	-929.69
80	0.00	-2174.28	-2429.71	-2039.04	-1340.67	-3518.76	-950.00
81	0.00	-2174.28	-2387.10	-2066.91	-1298.06	-3476.14	-977.86
82	0.00	-2174.28	-2335.37	-2105.73	-1246.33	-3424.41	-1016.68
83	0.00	-2174.28	-2261.53	-2167.61	-1172.49	-3350.57	-1078.57
84	0.00	-2174.28	-1876.29	-2541.83	-787.25	-2965.33	-1452.79
85	0.00	-2174.28	85	-2539.95	-779.84	-2957.92	-1450.90
86	0.00	-2174.28	-1867.41	-2643.01	-778.37	-2956.46	-1553.97
87	0.00	-2174.28	-1866.31	-2642.98	-777.27	-2955.35	-1553.94
88	0.00	-2174.28	-1867.29	-2642.79	-778.25	-2956.33	-1553.75
89	0.00	-2174.28	-1880.35	-2634.83	-791.31	-2969.39	-1545.79
90	0.00	-2174.28	-1994.04	-2528.78	-905.00	-3083.09	-1439.74
91	0.00	-2174.28	-2044.01	-2490.86	-954.97	-3133.05	-1401.82
92	0.00	-2174.28	-2086.14	-2463.41	-997.10	-3175.18	-1374.37
93	0.00	-2174.28	-2124.92	-2441.19	-1035.88	-3213.96	-1352.14

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	0.00	-588.98	-588.98	-588.98	-353.01	-824.94	-353.01
2	0.00	-588.98	-611.54	-569.15	-375.58	-847.51	-333.18
3	0.00	-588.98	-611.69	-569.15	-375.72	-847.65	-333.18
4	0.00	-588.98	-611.91	-569.15	-375.95	-847.88	-333.18
5	0.00	-588.98	-612.19	-569.15	-376.23	-848.16	-333.18
6	0.00	-588.98	-612.49	-569.15	-376.52	-848.45	-333.18
7	0.00	-588.98	-612.74	-569.15	-376.77	-848.70	-333.18
8	0.00	-588.98	-612.91	-569.15	-376.95	-848.88	-333.18
9	0.00	-588.98	-613.07	-569.15	-377.10	-849.03	-333.18
10	0.00	-588.98	-613.13	-569.15	-377.17	-849.10	-333.18
11	0.00	-588.98	-613.12	-569.15	-377.15	-849.08	-333.18
12	0.00	-588.98	-613.01	-569.15	-377.05	-848.98	-333.18
13	0.00	-588.98	-612.79	-569.18	-376.82	-848.75	-333.21
14	0.00	-588.98	-611.25	-570.45	-375.29	-847.22	-334.48
15	0.00	-588.98	-610.21	-571.18	-374.24	-846.17	-335.21
16	0.00	-588.98	-609.36	-571.70	-373.39	-845.32	-335.74
17	0.00	-588.98	-611.47	-572.07	-375.51	-847.44	-336.10
18	0.00	-588.98	-611.43	-572.11	-375.47	-847.40	-336.14
19	0.00	-588.98	-611.27	-578.56	-375.30	-847.23	-342.59
20L	0.00	-588.98	-611.22	-578.61	-375.26	-847.19	-342.64
20R	0.00	-1641.78	-1727.71	-1601.72	-1004.59	-2450.84	-878.60
21	0.00	-1641.78	-1727.47	-1601.97	-1004.34	-2450.59	-878.85
22	0.00	-1641.78	-1710.16	-1602.92	-987.04	-2433.29	-879.80
23	0.00	-1641.78	-1709.68	-1603.15	-986.56	-2432.81	-880.02
24	0.00	-1641.78	-1706.26	-1605.01	-983.14	-2429.38	-881.88
25	0.00	-1641.78	-1701.10	-1608.41	-977.97	-2424.22	-885.29
26	0.00	-1641.78	-1693.82	-1613.70	-970.70	-2416.95	-890.58
27	0.00	-1641.78	-1680.74	-1624.46	-957.62	-2403.86	-901.33
28	0.00	-1641.78	-1567.84	-1735.00	-844.71	-2290.96	-1011.88
29	0.00	-1641.78	-1565.72	-1735.12	-842.59	-2288.84	-1012.00
30	0.00	-1641.78	-1563.59	-1735.13	-840.47	-2286.71	-1012.01
31	0.00	-1641.78	-1561.88	-1735.13	-838.76	-2285.00	-1012.01
32	0.00	-1641.78	-1561.37	-1735.13	-838.24	-2284.49	-1012.01
33	0.00	-1641.78	-1560.93	-1735.13	-837.80	-2284.05	-1012.01
34	0.00	-1641.78	-1560.21	-1740.17	-837.08	-2283.33	-1017.04
35	0.00	-1641.78	-1560.44	-1740.17	-837.32	-2283.56	-1017.04
36	0.00	-1641.78	-1583.61	-1717.87	-860.49	-2306.74	-994.75
37	0.00	-1641.78	-1593.49	-1710.26	-870.36	-2316.61	-987.13
38	0.00	-1641.78	-1602.03	-1673.34	-878.90	-2325.15	-950.22
39	0.00	-1641.78	-1628.40	-1668.43	-905.28	-2351.52	-945.31
40	0.00	-1641.78	-1631.15	-1664.78	-908.03	-2354.28	-941.65
41	0.00	-1641.78	-1632.77	-1662.85	-909.65	-2355.89	-939.73
42	0.00	-1641.78	-1633.17	-1662.34	-910.04	-2356.29	-939.22
43	0.00	-1641.78	-1633.95	-1661.39	-910.83	-2357.08	-938.27
44	0.00	-1641.78	-1634.11	-1661.19	-910.99	-2357.24	-938.07
45L	0.00	-1641.78	-1634.13	-1661.17	-911.01	-2357.25	-938.05
45R	0.00	-2518.97	-2517.24	-2302.14	-1475.91	-3558.56	-1260.81
46	0.00	-2518.97	-2517.14	-2302.23	-1475.82	-3558.47	-1260.91

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max) +T (+)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
140	0.00	-644.61	-663.17	-616.40	-434.05	-892.30	-387.28
141	0.00	-644.61	-663.12	-616.40	-434.00	-892.25	-387.28
142	0.00	-644.61	-663.00	-616.40	-433.88	-892.13	-387.28
143	0.00	-644.61	-662.81	-616.40	-433.68	-891.93	-387.28
144	0.00	-644.61	-662.55	-616.40	-433.42	-891.67	-387.28
145	0.00	-644.61	-662.23	-616.40	-433.11	-891.36	-387.28
146	0.00	-644.61	-661.93	-616.40	-432.80	-891.05	-387.28
147	0.00	-644.61	-661.57	-616.40	-432.45	-890.69	-387.28
148	0.00	-644.61	-661.26	-616.40	-432.14	-890.39	-387.28
149	0.00	-644.61	-661.09	-616.40	-431.97	-890.21	-387.28
150	0.00	-644.61	-644.61	-644.61	-415.49	-873.73	-415.49

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
94	0.00	-2174.28	-2161.12	-2424.32	-1072.08	-3250.16	-1335.28
95	0.00	-2174.28	-2286.04	-2412.36	-1197.00	-3375.08	-1323.32
96	0.00	-2174.28	-2289.02	-2409.38	-1199.98	-3378.06	-1320.34
97	0.00	-2174.28	-2294.13	-2119.13	-1205.09	-3383.17	-1030.09
98	0.00	-2174.28	-2294.87	-2119.55	-1205.83	-3383.91	-1030.51
99L	0.00	-2174.28	-2294.83	-2119.82	-1205.79	-3383.88	-1030.78
99R	0.00	-1762.73	-1770.04	-1708.41	-1091.23	-2448.85	-1029.60
100	0.00	-1762.73	-1770.02	-1708.44	-1091.21	-2448.82	-1029.63
101	0.00	-1762.73	-1769.83	-1708.65	-1091.02	-2448.63	-1029.84
102	0.00	-1762.73	-1768.96	-1709.70	-1090.15	-2447.76	-1030.89
103	0.00	-1762.73	-1768.51	-1710.15	-1089.70	-2447.32	-1031.34
104	0.00	-1762.73	-1766.35	-1712.70	-1087.55	-2445.16	-1033.90
105	0.00	-1762.73	-1763.23	-1716.58	-1084.42	-2442.03	-1037.77
106	0.00	-1762.73	-1758.98	-1721.84	-1080.17	-2437.79	-1043.03
107	0.00	-1762.73	-1717.28	-1730.18	-1038.48	-2396.09	-1051.38
108	0.00	-1762.73	-1704.99	-1741.64	-1026.19	-2383.80	-1062.83
109	0.00	-1762.73	-1691.28	-1756.65	-1012.48	-2370.09	-1077.85
110	0.00	-1762.73	-1674.99	-1808.22	-996.18	-2353.79	-1129.41
111	0.00	-1762.73	-1644.01	-1838.47	-965.20	-2322.82	-1159.66
112	0.00	-1762.73	-1644.37	-1834.46	-965.57	-2323.18	-1155.65
113	0.00	-1762.73	-1644.87	-1834.46	-966.06	-2323.68	-1155.65
114	0.00	-1762.73	-1645.53	-1834.46	-966.72	-2324.34	-1155.65
115	0.00	-1762.73	-1647.35	-1834.46	-968.54	-2326.15	-1155.65
116	0.00	-1762.73	-1649.65	-1834.45	-970.84	-2328.45	-1155.65
117	0.00	-1762.73	-1652.31	-1834.45	-973.51	-2331.12	-1155.64
118	0.00	-1762.73	-1655.24	-1834.40	-976.44	-2334.05	-1155.59
119	0.00	-1762.73	-1660.41	-1832.08	-981.60	-2339.22	-1153.28
120	0.00	-1762.73	-1748.23	-1747.21	-1069.42	-2427.04	-1068.40
121	0.00	-1762.73	-1764.02	-1733.82	-1085.21	-2442.82	-1055.02
122	0.00	-1762.73	-1776.16	-1724.32	-1097.35	-2454.97	-1045.51
123	0.00	-1762.73	-1785.42	-1717.46	-1106.62	-2464.23	-1038.66
124	0.00	-1762.73	-1792.42	-1712.65	-1113.61	-2471.22	-1033.85
125	0.00	-1762.73	-1797.88	-1709.39	-1119.07	-2476.69	-1030.58
126	0.00	-1762.73	-1801.55	-1707.56	-1122.74	-2480.36	-1028.75
127	0.00	-1762.73	-1801.95	-1707.33	-1123.15	-2480.76	-1028.53
128	0.00	-1762.73	-1821.03	-1706.41	-1142.23	-2499.84	-1027.60
129L	0.00	-1762.73	-1821.27	-1706.17	-1142.46	-2500.08	-1027.36
129R	0.00	-644.61	-659.76	-629.97	-430.64	-888.89	-400.85
130	0.00	-644.61	-659.82	-620.76	-430.70	-888.95	-391.64
131	0.00	-644.61	-656.92	-620.54	-427.80	-886.05	-391.41
132	0.00	-644.61	-657.01	-620.49	-427.89	-886.14	-391.36
133	0.00	-644.61	-657.79	-620.09	-428.67	-886.92	-390.96
134	0.00	-644.61	-658.84	-619.43	-429.72	-887.97	-390.31
135	0.00	-644.61	-660.10	-618.55	-430.97	-889.22	-389.43
136	0.00	-644.61	-661.58	-617.37	-432.46	-890.71	-388.25
137	0.00	-644.61	-662.80	-616.40	-433.68	-891.93	-387.28
138	0.00	-644.61	-663.00	-616.40	-433.87	-892.12	-387.28
139	0.00	-644.61	-663.13	-616.40	-434.00	-892.25	-387.28

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
47	-3343.40	-5796.25	-7878.90	-5581.34	-5581.34	-7663.98
48	-3346.18	-5782.29	-7864.94	-5573.59	-5573.59	-7656.24
49	-3347.94	-5777.03	-7859.68	-5571.84	-5571.84	-7654.49
50	-3359.40	-5754.23	-7836.88	-5571.02	-5571.02	-7653.67
51	-3377.28	-5709.81	-7792.46	-5576.61	-5576.61	-7659.26
52	-3403.40	-5659.83	-7742.48	-5590.46	-5590.46	-7673.10
53	-3671.28	-5597.11	-7679.76	-5844.29	-5844.29	-7926.94
54	-3708.96	-5532.08	-7614.73	-5867.93	-5867.93	-7950.58
55	-3753.59	-5462.71	-7545.36	-5898.53	-5898.53	-7981.17
56	-3816.26	-5394.72	-7477.37	-5961.20	-5961.20	-8043.84
57	-3822.53	-5387.17	-7469.82	-5967.47	-5967.47	-8050.12
58	-3822.71	-5389.89	-7472.54	-5967.65	-5967.65	-8050.30
59	-3822.79	-5392.59	-7475.24	-5967.73	-5967.73	-8050.38
60	-3822.85	-5395.96	-7478.61	-5967.79	-5967.79	-8050.44
61	-3722.60	-5404.84	-7487.49	-5867.54	-5867.54	-7950.19
62	-3462.43	-5678.06	-7760.71	-5607.37	-5607.37	-7690.02
63	-3375.02	-5778.00	-7860.65	-5519.96	-5519.96	-7602.61
64	-3180.24	-5856.73	-7939.38	-5339.22	-5339.22	-7421.87
65	-3145.87	-5916.07	-7998.72	-5318.88	-5318.88	-7401.53
66	-3128.53	-5964.37	-8047.02	-5315.58	-5315.58	-7398.23
67	-3122.50	-6000.19	-8082.83	-5321.84	-5321.84	-7404.49
68	-3120.57	-6169.08	-8251.73	-5332.19	-5332.19	-7414.84
69	-3122.70	-6184.63	-8267.28	-5346.60	-5346.60	-7429.25
70	-3123.71	-6188.42	-8271.07	-5351.12	-5351.12	-7433.77
71	-3130.62	-6198.16	-8280.81	-5368.56	-5368.56	-7451.20
72	-3133.47	-6196.73	-8279.38	-5371.41	-5371.41	-7454.06
73L	-3135.56	-6196.09	-8278.73	-5373.49	-5373.49	-7456.14
73R	-2906.44	-5956.18	-8134.27	-5068.25	-5068.25	-7246.33
74	-2905.17	-5956.43	-8134.52	-5066.98	-5066.98	-7245.06
75	-2902.76	-5956.44	-8134.53	-5064.57	-5064.57	-7242.65
76	-2901.45	-5953.15	-8131.24	-5063.26	-5063.26	-7241.34
77	-2901.96	-5951.13	-8129.21	-5063.77	-5063.77	-7241.85
78	-2907.95	-5941.98	-8120.07	-5069.76	-5069.76	-7247.84
79	-3107.77	-5715.84	-7893.92	-5269.58	-5269.58	-7447.67
80	-3128.08	-5680.57	-7858.65	-5289.89	-5289.89	-7467.97
81	-3155.95	-5637.95	-7816.03	-5317.76	-5317.76	-7495.84
82	-3194.77	-5586.23	-7764.31	-5356.58	-5356.58	-7534.66
83	-3256.65	-5512.38	-7690.46	-5418.46	-5418.46	-7596.54
84	-3630.87	-5127.14	-7305.22	-5792.68	-5792.68	-7970.76
85	-3628.99	-5119.73	-7297.81	-5790.80	-5790.80	-7968.88
86	-3732.05	-5118.27	-7296.35	-5893.86	-5893.86	-8071.95
87	-3732.02	-5117.16	-7295.25	-5893.83	-5893.83	-8071.91
88	-3731.83	-5118.14	-7296.22	-5893.64	-5893.64	-8071.73
89	-3723.87	-5131.21	-7309.29	-5885.68	-5885.68	-8063.77
90	-3617.83	-5244.90	-7422.98	-5779.64	-5779.64	-7957.72
91	-3579.90	-5294.86	-7472.94	-5741.72	-5741.72	-7919.80
92	-3552.45	-5336.99	-7515.08	-5714.26	-5714.26	-7892.34
93	-3530.23	-5375.77	-7553.85	-5692.04	-5692.04	-7870.12

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	-824.94	-4749.20	-5221.13	-4749.20	-5221.13
2	-805.11	-4771.76	-5243.69	-4729.37	-5201.30
3	-805.11	-4733.54	-5205.48	-4691.01	-5162.94
4	-805.11	-4679.13	-5151.06	-4636.37	-5108.30
5	-805.11	-4679.41	-5151.35	-4636.37	-5108.30
6	-805.11	-4679.71	-5151.64	-4636.37	-5108.30
7	-805.11	-4679.96	-5151.89	-4636.37	-5108.30
8	-805.11	-4680.13	-5152.06	-4636.37	-5108.30
9	-805.11	-4680.29	-5152.22	-4636.37	-5108.30
10	-805.11	-4680.35	-5152.29	-4636.37	-5108.30
11	-805.11	-4680.34	-5152.27	-4636.37	-5108.30
12	-805.11	-4694.54	-5166.47	-4650.68	-5122.61
13	-805.15	-4708.62	-5180.55	-4665.02	-5136.95
14	-806.41	-4721.40	-5193.33	-4680.59	-5152.52
15	-807.15	-4732.87	-5204.80	-4693.84	-5165.78
16	-807.67	-4744.54	-5216.47	-4706.89	-5178.82
17	-808.03	-4759.17	-5231.10	-4719.77	-5191.70
18	-808.07	-4760.92	-5232.85	-4721.60	-5193.53
19	-814.62	-4771.49	-5243.42	-4738.78	-5210.71
20L	-814.57	-4771.44	-5243.38	-4738.83	-5210.76
20R	-2324.84	-5342.84	-6789.08	-5216.84	-6663.09
21	-2325.09	-5342.59	-6788.83	-5217.09	-6663.34
22	-2326.04	-5314.34	-6760.59	-5207.10	-6653.35
23	-2326.27	-5312.04	-6758.29	-5205.50	-6651.65
24	-2328.13	-5297.68	-6743.92	-5196.42	-6642.77
25	-2331.53	-5279.75	-6725.99	-5187.06	-6633.31
26	-2336.83	-5259.71	-6705.96	-5179.59	-6625.83
27	-2347.58	-5232.04	-6678.28	-5175.75	-6622.00
28	-2458.13	-5104.55	-6550.79	-5271.71	-6717.96
29	-2458.25	-5087.84	-6534.08	-5257.25	-6703.49
30	-2458.25	-5085.71	-6531.96	-5257.25	-6703.50
31	-2458.25	-5084.00	-6530.25	-5257.25	-6703.50
32	-2458.25	-5083.49	-6529.73	-5257.25	-6703.50
33	-2458.25	-5083.05	-6529.29	-5257.25	-6703.50
34	-2463.29	-5082.33	-6528.57	-5262.29	-6708.53
35	-2463.29	-5082.56	-6528.81	-5262.29	-6708.53
36	-2440.99	-5120.04	-6566.29	-5254.30	-6700.55
37	-2433.38	-5144.22	-6590.47	-5260.99	-6707.24
38	-2396.46	-5167.07	-6613.32	-5238.38	-6684.63
39	-2391.55	-5205.96	-6652.21	-5246.00	-6692.24
40	-2387.90	-5221.24	-6667.48	-5254.86	-6701.10
41	-2385.97	-5233.58	-6679.83	-5263.66	-6709.91
42	-2385.47	-5237.56	-6683.80	-5266.73	-6712.98
43	-2384.62	-5249.08	-6695.32	-5276.52	-6722.76
44	-2384.32	-5249.24	-6695.48	-5276.31	-6722.56
45L	-2384.29	-5249.25	-6695.50	-5276.29	-6722.54
45R	-3343.46	-5796.50	-7879.15	-5581.40	-7664.05
46	-3343.55	-5796.41	-7879.05	-5581.49	-7664.14

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
94	-3513.36	-5411.97	-7590.05	-5675.18	-7853.26
95	-3501.40	-5536.90	-7714.98	-5663.21	-7841.30
96	-3498.42	-5539.88	-7717.96	-5660.23	-7838.32
97	-3208.17	-5544.98	-7723.07	-5369.98	-7548.07
98	-3208.59	-5545.72	-7723.81	-5370.40	-7548.48
99L	-3208.86	-5545.69	-7723.77	-5370.67	-7548.75
99R	-2387.22	-5429.88	-6787.50	-5368.25	-6725.86
100	-2387.25	-5429.86	-6787.47	-5368.28	-6725.89
101	-2387.45	-5429.67	-6787.28	-5368.48	-6726.10
102	-2388.51	-5418.27	-6775.88	-5359.01	-6716.63
103	-2388.96	-5414.31	-6771.92	-5355.95	-6713.56
104	-2391.51	-5399.87	-6757.49	-5346.22	-6703.84
105	-2395.38	-5384.46	-6742.08	-5337.81	-6695.43
106	-2400.65	-5367.93	-6725.55	-5330.79	-6688.41
107	-2408.99	-5312.20	-6669.81	-5325.10	-6682.71
108	-2420.45	-5285.87	-6643.48	-5322.51	-6680.13
109	-2435.46	-5258.12	-6615.74	-5323.49	-6681.11
110	-2487.03	-5241.83	-6599.44	-5375.06	-6732.67
111	-2517.28	-5210.85	-6568.46	-5405.31	-6762.92
112	-2513.26	-5211.21	-6568.83	-5401.30	-6758.91
113	-2513.26	-5211.71	-6569.32	-5401.30	-6758.91
114	-2513.26	-5212.37	-6569.98	-5401.29	-6758.91
115	-2513.26	-5214.18	-6571.80	-5401.29	-6758.91
116	-2513.26	-5216.49	-6574.10	-5401.29	-6758.91
117	-2513.25	-5219.15	-6576.77	-5401.28	-6758.90
118	-2513.21	-5222.08	-6579.70	-5401.24	-6758.85
119	-2510.89	-5230.45	-6588.07	-5402.13	-6759.74
120	-2426.02	-5331.10	-6688.72	-5330.09	-6687.70
121	-2412.63	-5358.11	-6715.73	-5327.92	-6685.54
122	-2403.13	-5381.48	-6739.10	-5329.64	-6687.26
123	-2396.27	-5401.97	-6759.58	-5334.01	-6691.62
124	-2391.46	-5420.19	-6777.80	-5340.42	-6698.04
125	-2388.19	-5436.88	-6794.49	-5348.38	-6706.00
126	-2386.36	-5450.16	-6807.78	-5356.17	-6713.79
127	-2386.14	-5452.17	-6809.79	-5357.55	-6715.17
128	-2385.21	-5480.87	-6838.49	-5366.24	-6723.86
129L	-2384.98	-5481.11	-6838.72	-5366.01	-6723.62
129R	-859.10	-4826.38	-5284.63	-4796.59	-5254.84
130	-849.89	-4826.44	-5284.69	-4787.38	-5245.63
131	-849.66	-4813.92	-5272.17	-4777.54	-5235.78
132	-849.61	-4812.41	-5270.65	-4775.88	-5234.13
133	-849.21	-4803.56	-5261.81	-4765.86	-5224.11
134	-848.55	-4793.39	-5251.64	-4753.98	-5212.23
135	-847.68	-4783.42	-5241.67	-4741.88	-5200.13
136	-846.49	-4773.68	-5231.93	-4729.47	-5187.72
137	-845.52	-4763.68	-5221.93	-4717.28	-5175.52
138	-845.52	-4752.65	-5210.90	-4706.05	-5164.30
139	-845.52	-4739.95	-5198.20	-4693.22	-5151.47

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
140	-845.52	-4736.79	-5195.04	-4690.02	-5148.27
141	-845.52	-4736.74	-5194.99	-4690.02	-5148.27
142	-845.52	-4736.62	-5194.87	-4690.02	-5148.27
143	-845.52	-4736.42	-5194.67	-4690.02	-5148.27
144	-845.52	-4736.17	-5194.41	-4690.02	-5148.27
145	-845.52	-4735.85	-5194.10	-4690.02	-5148.27
146	-845.52	-4735.54	-5193.79	-4690.02	-5148.27
147	-845.52	-4735.19	-5193.44	-4690.02	-5148.27
148	-845.52	-4789.52	-5247.77	-4744.65	-5202.90
149	-845.52	-4827.71	-5285.96	-4783.02	-5241.27
150	-873.73	-4811.23	-5269.48	-4811.23	-5269.48

第 3 章 支点反力

水平方向反力 [kN]

支点 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	----	-588.98	-564.90	-622.86	-328.94	-800.87	-386.90
20	----	-1052.81	-983.88	-1149.82	-496.73	-1471.04	-662.66
129	----	1118.12	1185.45	1019.68	735.76	1635.13	570.00
150	----	644.61	668.12	610.23	439.00	897.25	381.11
153	0.00	----	----	----	----	----	----
156	0.00	-877.19	-856.48	-1325.03	-38.28	-674.68	-1006.83
159	0.00	344.69	826.06	-343.18	873.78	778.34	-295.47
162	0.00	411.55	1122.31	-82.89	712.07	1532.54	-493.12
165	0.00	----	----	----	----	----	----

支点 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	-858.83	-299.88	-771.81	-357.84	-829.77
20	-1636.97	-438.79	-1413.10	-604.72	-1579.03
129	1469.37	678.67	1578.03	512.91	1412.27
150	839.36	409.49	867.74	351.60	809.85
153	----	----	----	----	----
156	-1643.23	-20.62	-657.02	-989.17	-1625.57
159	-390.90	854.47	759.04	-314.77	-410.21
162	327.34	713.32	1533.79	-491.88	328.59
165	----	----	----	----	----

鉛直方向反力 [kN]

支点 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	----	4638.54	5991.31	4412.73	6005.55	5977.06	4426.98
20	----	20381.07	23260.31	20158.88	23246.72	23273.89	20145.30
129	----	25045.45	28142.72	24957.04	28156.32	28129.11	24970.65
150	----	4171.60	5575.27	3873.36	5575.81	5574.73	3873.90
153	33216.13	----	----	----	----	----	----
156	39267.41	41028.43	43958.54	40531.58	44095.43	43821.64	40668.47
159	37463.62	39773.83	42625.15	39299.82	42337.54	42912.76	39012.21
162	33778.82	35916.71	38959.40	35346.05	39095.31	38823.49	35481.96
165	42765.71	----	----	----	----	----	----

支点 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	4398.48	6140.09	6111.60	4561.52	4533.02
20	20172.47	23058.39	23085.56	19956.97	19984.14
129	24943.43	27984.17	27956.96	24798.49	24771.28
150	3872.81	5700.60	5699.51	3998.68	3997.60
153	----	----	----	----	----
156	40394.69	44177.14	43903.35	40750.18	40476.40
159	39587.44	42270.38	42845.60	38945.05	39520.28
162	35210.15	39181.92	38910.11	35568.58	35296.76
165	----	----	----	----	----

回転方向反力 [kN・m]

支点 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	----	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	----	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
129	----	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
150	----	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
153	33174.45	----	----	----	----	----	----
156	-31022.73	-59720.42	-50896.88	-67492.71	-40067.29	-61726.47	-56663.12
159	47889.62	50013.64	58782.90	37693.21	59986.40	57579.41	38896.70
162	-47889.63	-26421.93	-19326.42	-32080.13	-30101.35	-8551.48	-42855.07
165	533.64	----	----	----	----	----	----

支点 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
129	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
150	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
153	----	----	----	----	----
156	-78322.30	-39152.99	-60812.17	-55748.82	-77408.00
159	36489.72	59659.96	57252.98	38570.27	36163.28
162	-21305.19	-30802.12	-9252.25	-43555.84	-22005.96
165	----	----	----	----	----

水平方向反力 [kN]

支点 No.	完成時	自重	橋面荷重	乾燥収縮	自重リ-ブ	直後ブレストレス 2次力	ブレストレスリ-ブ (7°レス含)	L(max) (衝撃あり)
1	31.22	-11.51	-232.29	-232.29	-19.14	-130.34	-226.91	24.07
20	-27.28	-32.96	-477.88	-477.88	-54.64	-26.32	-433.73	68.92
129	32.65	-33.61	439.17	439.17	-56.92	151.64	585.19	67.33
150	-28.48	-11.74	224.99	224.99	-19.74	176.50	303.08	23.51
153	---	---	---	---	---	---	---	---
156	6.30	102.51	-283.53	-283.53	-21.10	-262.30	-419.07	520.70
159	13.20	-303.61	-20.35	-20.35	-69.33	581.75	143.04	481.37
162	-27.60	290.91	349.89	349.89	240.88	-490.93	48.40	710.76
165	---	---	---	---	---	---	---	---

支点 No.	L(min) (衝撃あり)	L(max) (衝撃なし)	L(min) (衝撃なし)	温度変化(+)	温度変化(-)	温度差	地震(L)
1	-33.89	21.84	-31.16	235.97	-235.97	29.06	621.05
20	-97.01	62.52	-89.21	487.16	-487.16	57.94	1773.70
129	-98.43	61.07	-90.55	-449.68	449.68	-57.09	1763.00
150	-34.38	21.33	-31.62	-229.12	229.12	-29.51	617.48
153	---	---	---	---	---	---	---
156	-447.84	475.50	-407.77	318.20	-318.20	17.66	4041.98
159	-687.88	434.28	-631.00	47.72	-47.72	-19.31	5309.05
162	-494.44	654.89	-445.48	-410.23	410.23	1.25	6388.43
165	---	---	---	---	---	---	---

支点 No.	地震(R)
1	-621.05
20	-1773.70
129	-1763.00
150	-617.48
153	---
156	-4041.98
159	-5309.05
162	-6388.43
165	---

鉛直方向反力 [kN]

支点 No.	完成時	自重	橋面荷重	乾燥収縮	自重リ-ブ	直後ブレストレス 2次力	ブレストレスリ-ブ (7°レス含)	L(max) (衝撃あり)
1	3653.71	822.48	822.48	16.65	77.31	90.34	-21.96	1352.76
20	17452.83	3036.69	3036.69	-66.44	143.16	163.20	-348.37	2879.24
129	22259.07	3685.64	3685.64	-37.79	-1456.41	13.15	581.79	3097.26
150	2719.18	798.69	798.69	11.24	835.76	230.37	-423.64	1403.67
153	---	---	---	---	---	---	---	---
156	38311.42	2993.73	2993.73	-26.43	-254.18	-337.61	341.49	2930.11
159	36589.52	2769.24	2769.24	176.98	-144.34	288.17	94.27	2851.32
162	32815.67	3047.76	3047.76	-74.21	798.70	-447.63	-223.58	3042.70
165	---	---	---	---	---	---	---	---

支点 No.	L(min) (衝撃あり)	L(max) (衝撃なし)	L(min) (衝撃なし)	温度変化(+)	温度変化(-)	温度差	地震(L)
1	-225.81	1215.13	-205.24	14.25	-14.25	134.54	-149.47
20	-222.19	2595.32	-203.81	-13.59	13.59	-188.33	579.74
129	-88.41	2820.74	-79.66	13.61	-13.61	-172.15	-588.59
150	-298.24	1268.42	-275.24	0.54	-0.54	124.78	179.37
153	---	---	---	---	---	---	---
156	-496.85	2672.76	-446.18	136.89	-136.89	81.71	457.04
159	-474.01	2598.53	-436.28	-287.61	287.61	-67.16	1384.04
162	-570.65	2790.29	-517.49	135.91	-135.91	86.61	-1862.14
165	---	---	---	---	---	---	---

支点 No.	地震(R)
1	149.47
20	-579.74
129	588.59
150	-179.37
153	---
156	-457.04
159	-1384.04
162	1862.14
165	---

回転方向反力 [kN・m]

支点 No.	完成時	自重	橋面荷重	乾燥収縮	自重引- ⁺	直後引- ⁺ 2次力	引- ⁺ レストレスクリ- ⁺ (⁺ 引- ⁺ 引)	L (max) (衝撃あり)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
129	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
150	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
153	---	---	---	---	---	---	---	---
156	-31654.91	1101.16	-10139.07	-1379.95	-5669.81	-11977.85	8823.54	8823.54
159	44848.93	-5556.73	-802.58	-2557.55	10752.91	3328.65	8769.27	8769.27
162	-44812.09	2509.21	9851.61	1325.68	-2664.05	7367.71	7095.52	7095.52
165	---	---	---	---	---	---	---	---

支点 No.	L (min) (衝撃あり)	L (max) (衝撃なし)	L (min) (衝撃なし)	温度変化(+)	温度変化(-)	温度差	地震(L)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
129	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
150	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
153	---	---	---	---	---	---	---
156	-7772.29	8054.29	-7089.58	10829.59	-10829.59	914.30	94019.96
159	-12320.42	7914.82	-11303.85	1203.49	-1203.49	-326.44	115441.34
162	-5658.20	6523.96	-5101.25	-10774.94	10774.94	-700.77	133035.78
165	---	---	---	---	---	---	---

支点 No.	地震(R)
1	0.00
20	0.00
129	0.00
150	0.00
153	---
156	-94019.96
159	-115441.34
162	-133035.78
165	---

(2) 震度算出 (P06 径間連続ラーメン橋)

§ 2. 震度算出

1. 基本条件
- ： Bridge System 1

： B種の橋

： B2

： C_z = 0. 85

レベル2タイプI

レベル2タイプII

： → [橋軸順方向]

： ↓ [橋軸直角方向]

： する

： 考慮しない

2. 解析データ

2. 1 6-P3

1基下部構造

- (1) 死荷重反力 (kN) : 18100. 000
- (2) 載荷位置 (m) 橋軸方向 : 4. 500 直角方向 : 4. 500
- (3) 支承、分担重量 W_u (kN)

	レベル1	レベル2タイプI	レベル2タイプII
支承条件	固定	固定	固定
静摩擦係数 s _{kh} ※1			
橋軸方向 (W _u) 直角方向 (W _u)	18100. 000 18100. 000	18100. 000 18100. 000	18100. 000 18100. 000

※1 s_{kh} : 当該下部工が支持する上部工を含む設計水平震度

1○

2●

3○

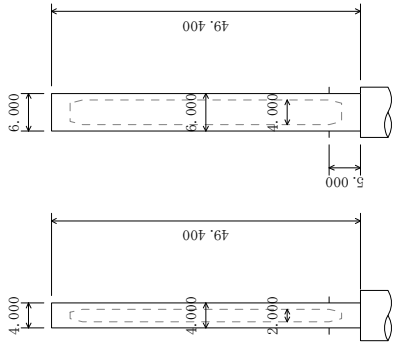
形式	下部タイプ：橋脚 地盤種別：I種							
	許容塑性率	タイプI	タイプII					
	橋軸方向(μa)	1. 311	1. 311					
	直角方向(μa)	1. 289	1. 289					
重量	格点番号	質点(kN)						
	2	21292. 950						
部材	格点番号	部材長(m)	断面積(m ²)	ヤング係数(kN/m ²)				
	1 - 2 2 - 3	24. 7000 24. 7000	16. 67511 16. 67511	2. 50E+007 2. 50E+007				
	格点番号	レベル1 橋軸方向 Iz (m)	レベル1 直角方向 Iy (m)	レベル2 橋軸方向 Iz (m)				
	1 - 2 2 - 3	29. 72988 29. 72988	62. 82303 62. 82303	14. 42289 14. 42289 34. 41316 34. 41316				
固有周期算定	橋軸方向		直角方向					
	Kx (Ass)	ばね	9. 286060E+006	kN/m	Kx (Arr)	ばね	9. 346446E+008	kN. m/rad
	Ky (Arr)	ばね	6. 211845E+006	kN/m	Ky	固定		kN. m/rad
	Kz (Arr)	ばね	8. 916618E+008	kN. m/rad	Kz (Ass)	ばね	1. 137315E+007	kN/m
	Kxy (Asv)		0. 000000E+000	kN/m	Kxy		0. 000000E+000	kN. m/rad
	Kxz (Asr)		-7. 739241E+007	kN/rad	Kxz (Ars)		-8. 535431E+007	kN. m/m
	Kyz (Avr)		0. 000000E+000	kN/rad	Kyz		0. 000000E+000	kN. m/m
	基礎ばね位置(m) = 0. 000							
	基礎							
	バネ							
常時								
基礎バネ	橋軸方向		直角方向					
	Kx (Ass)	ばね	8. 270310E+006	kN/m	Kx (Arr)	ばね	8. 862570E+008	kN. m/rad
	Ky (Arr)	ばね	5. 245189E+006	kN/m	Ky	固定		kN. m/rad
	Kz (Arr)	ばね	8. 441912E+008	kN. m/rad	Kz (Ass)	ばね	1. 006862E+007	kN/m
	Kxy (Asv)		0. 000000E+000	kN/m	Kxy		0. 000000E+000	kN. m/rad
	Kxz (Asr)		-7. 168471E+007	kN/rad	Kxz (Ars)		-7. 889936E+007	kN. m/m
	Kyz (Avr)		0. 000000E+000	kN/rad	Kyz		0. 000000E+000	kN. m/m
	基礎ばね位置(m) = 0. 000							

形式RC中空矩形柱橋脚 (新設検討)

はり形状タイプはり無し

基礎形式深礎基礎

重要度の区分B種の橋



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (mm)
柱高さ (柱基部 - はり 下面)	H	49,400
橋軸方向 柱幅	B _y	4,000
橋軸直交方向 柱幅	B _x	6,000
中空部 中空区間開始高さ	H _{sk}	43,400
橋軸方向壁厚	t _{yl}	3,000
直角方向壁厚	t _{xt}	1,000
橋軸方向上側ハンチ幅	B _{hsc}	0,500
橋軸方向下側ハンチ幅	B _{hsl}	0,500
直角方向上側ハンチ幅	B _{hst}	0,500
直角方向下側ハンチ幅	B _{hst}	0,500
断面隅角部ハンチ幅	H _{hsc}	2,000
上側ハンチ高	H _{hsc}	2,000
下側ハンチ高	H _{hsl}	2,000
地表面 (柱下端から)	h _c	5,000

2.2 6-P4

1基下部構造

(1) 死荷重反力 (kN) : 22900.000

(2) 載荷位置 (m) 橋軸方向 : 4.500 直角方向 : 4.500

(3) 支承、分担重量 Wu (kN)

	レベル1	レベル2タイプI	レベル2タイプII
支承条件	固定	固定	固定
静摩擦係数 skh ※1	-----	-----	-----
橋軸方向 (W _u)	22900.000	22900.000	22900.000
直角方向 (W _u)	22900.000	22900.000	22900.000

※1 skh : 当該下部工が支持する上部工を含む設計水平震度

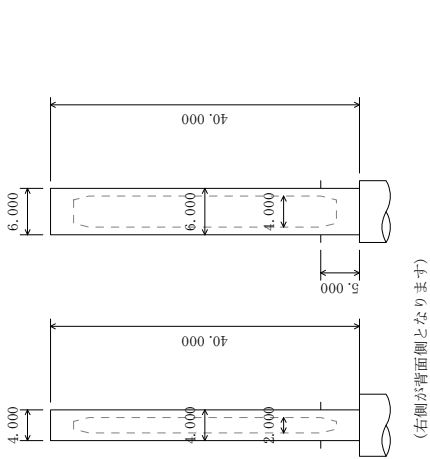
形式	下部タイプ : 橋脚 地盤種別 : I種			
	許容塑性率	タイプI	タイプII	
	橋軸方向 (μa) 直角方向 (μa)	1.411 1.380	1.411 1.380	1.411 1.380
重量	格点番号	2	17493.000	
	格点番号	2	17493.000	
	格点番号	2	17493.000	
部材	格点番号	部材長 (m)	断面積 (mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
	1 - 2	20.0000	16,842.11	2.50E+007
	2 - 3	20.0000	16,842.11	2.50E+007
部材	格点番号	レベル1 橋軸方向 Lz (mm)	レベル2 橋軸方向 Lz (mm)	レベル2 橋軸方向 Ly (mm)
	1 - 2	29,812.50	63,137.40	14,515.39
	2 - 3	29,812.50	63,137.40	14,515.39
固有周期算定				
基礎	橋軸方向		直角方向	
	Kx (Ass)	ばね	1.295127E+007	kN/m
	Ky (Arr)	ばね	6.151033E+006	kN/m
基礎	Kz (Arr)	ばね	9.353213E+008	kN/m/rad
	Kxy (Ass)		0.000000E+000	kN/m
	Kxz (Ass)		-8.533019E+007	kN/rad
基礎	Kyz (Ass)		0.000000E+000	kN/rad
	Kxz (Arr)		-8.533019E+007	kN/rad
	Kyz (Arr)		0.000000E+000	kN/rad
基礎ばね位置 (m) = 0.000				
常時				
基礎	橋軸方向		直角方向	
	Kx (Ass)	ばね	1.133522E+007	kN/m
	Ky (Arr)	ばね	5.201765E+006	kN/m
基礎	Kz (Arr)	ばね	8.911787E+008	kN/m/rad
	Kxy (Ass)		0.000000E+000	kN/m
	Kxz (Ass)		-7.857520E+007	kN/rad
基礎	Kyz (Ass)		0.000000E+000	kN/rad
	Kxz (Arr)		-7.857520E+007	kN/rad
	Kyz (Arr)		0.000000E+000	kN/rad
基礎ばね位置 (m) = 0.000				

形式 RC中空矩形柱橋脚 (新設検討)

はり形状タイプ はり無し

基礎形式 深礎基礎

重要度の区分 B種の橋



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (m)
柱高さ(柱基部分より下)	H	40.000
橋軸方向柱幅	B _h	4.000
橋軸直角方向柱幅	B _r	6.000
中空部	H _{sk}	34.000
中空区間高さ	B _{sk}	3.000
橋軸方向壁厚	t _{sk}	1.000
直角方向壁厚	t _{sk} ^{rt}	1.000
橋軸方向上側ハンチ幅	B _{hsk} ^{top}	0.500
橋軸方向下側ハンチ幅	B _{hsk} ^{bot}	0.500
直角方向上側ハンチ幅	B _{hsk} ^{top}	0.500
直角方向下側ハンチ幅	B _{hsk} ^{bot}	0.500
断面隅角部ハンチ高	H _{hsk}	2.000
下側ハンチ高	H _{hsk}	2.000
地表面(柱下端から)	h _c	5.000

3. 解析結果

3.1 一覧表

(レベル1)

橋軸方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				Kho	Kh		
6-P3	1種	2.046	2.875	0.1053	0.10	1810.000	18100.000
6-P4	1種	1.267	2.262	0.1236	0.11	2519.000	22900.000

橋軸直角方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				Kho	Kh		
6-P3	1種	1.115	2.122	0.1290	0.11	1991.000	18100.000
6-P4	橋脚	0.711	1.695	0.1498	0.13	2977.000	22900.000

※T/Tmin：1基の橋脚とそれが支持している上部構造部分に分割し、それぞれを一つの設計振動単位と

みなして求めた固有周期の比

(レベル2タイプ1)

橋軸方向

下部構造	下部構造 形式	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
					Khco	Khc		
6-P3	橋脚	1種	3.762	3.899	0.4021	0.40	7240.000	18100.000
6-P4	橋脚	1種	2.376	3.098	0.4686	0.40	9160.000	22900.000

橋軸直角方向

下部構造	下部構造 形式	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	T		下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
					Tmin	Khco Khc		
6-P3	橋脚	1種	1.746	2.656	1.246	0.5193 0.41	7421.000	18100.000
6-P4	橋脚	1種	1.124	2.131	1.000	0.6015 0.45	10305.000	22900.000

※T/Tmin：1基の橋脚とそれが支持している上部構造部分に分割し、それぞれを一つの設計振動単位と

みなして求めた固有周期の比

(レベル2タイプ1)

橋軸方向

下部構造	下部構造 形式	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
					Khco	Khc		
6-P3	橋脚	1種	3.762	3.899	0.2021	0.47	8507.000	18100.000
6-P4	橋脚	1種	2.376	3.098	0.2745	0.44	10076.000	22900.000

橋軸直角方向

下部構造	下部構造 形式	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	T		下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
					Tmin	Khco Khc		
6-P3	橋脚	1種	1.746	2.656	1.246	0.3371 0.48	8688.000	18100.000
6-P4	橋脚	1種	1.124	2.131	1.000	0.4522 0.45	10305.000	22900.000

※T/Tmin：1基の橋脚とそれが支持している上部構造部分に分割し、それぞれを一つの設計振動単位と

みなして求めた固有周期の比

3.2 概略－橋軸方向

(レベル1)

下部構造 6-P3

1. 設計条件

(1) 支承条件

(2) 地盤種別

(3) 下部構造形式

2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出

$$\begin{aligned}\delta &= \delta p + \delta o + \theta o \cdot h o \\ &= 1.61650 + 0.06086 + 0.00685 \cdot 53.900 \\ &= 2.046 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、

δ p：下部構造躯体の曲げ変形 (m)

δ o：基礎の水平変位 (m)

θ o：基礎の回転角 (rad)

h o：基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

3. 固有周期の算出

$$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.875 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.40$
- $$K_{hc} = C_s \cdot C_{Iz} \cdot K_{hco} = 0.7853 \cdot 1.00 \cdot 0.4021 = 0.32$$
- ($C_{Iz} \cdot K_{hco}$ の値が0.4を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{Iz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{Iz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 18100.000 \cdot 0.40 = 7240.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{Iz} \cdot K_{hgo} = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$

- 下部構造 6-P4
1. 設計条件
- (1) 支承条件 固定
- (2) 地盤種別 I種
- (3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\begin{aligned}\delta &= \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho \\ &= 2.16215 + 0.03008 + 0.00413 \cdot 44.500 \\ &= 2.376 \text{ (m)}\end{aligned}$$
- ここに、
- δp : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δo : 基礎の水平変位 (m)
- θo : 基礎の回転角 (rad)
- ho : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 3.098 \text{ (s)}$$
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.40$
- $$K_{hc} = C_s \cdot C_{Iz} \cdot K_{hco} = 0.7408 \cdot 1.00 \cdot 0.4686 = 0.35$$
- ($C_{Iz} \cdot K_{hco}$ の値が0.4を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{Iz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{Iz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 22900.000 \cdot 0.40 = 9160.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{Iz} \cdot K_{hgo} = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$

- (レベル2タイプII)
- 下部構造 6-P3
1. 設計条件
- (1) 支承条件 固定
- (2) 地盤種別 I種
- (3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\begin{aligned}\delta &= \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho \\ &= 3.33209 + 0.06086 + 0.00685 \cdot 53.900 \\ &= 3.762 \text{ (m)}\end{aligned}$$
- ここに、
- δp : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δo : 基礎の水平変位 (m)
- θo : 基礎の回転角 (rad)
- ho : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 3.899 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_h = 0.10$
- $$K_h = C_z \cdot K_{ho} = 0.85 \cdot 0.1053 = 0.09$$
- (K_h の値が0.1を下回る場合には0.1とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_h = 18100.000 \cdot 0.10 = 1810.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_z \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$

- 下部構造 6-P4
1. 設計条件
- (1) 支承条件 固定
- (2) 地盤種別 I種
- (3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\begin{aligned}\delta &= \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho \\ &= 1.05273 + 0.03008 + 0.00413 \cdot 44.500 \\ &= 1.267 \text{ (m)}\end{aligned}$$
- ここに、
- δp : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δo : 基礎の水平変位 (m)
- θo : 基礎の回転角 (rad)
- ho : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.262 \text{ (s)}$$
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_h = 0.11$
- $$K_h = C_z \cdot K_{ho} = 0.85 \cdot 0.1236 = 0.11$$
- (K_h の値が0.1を下回る場合には0.1とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_h = 22900.000 \cdot 0.11 = 2519.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_z \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$

- (レベル2タイプI)
- 下部構造 6-P3
1. 設計条件
- (1) 支承条件 固定
- (2) 地盤種別 I種
- (3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\begin{aligned}\delta &= \delta p + \delta o + \theta o \cdot ho \\ &= 3.33209 + 0.06086 + 0.00685 \cdot 53.900 \\ &= 3.762 \text{ (m)}\end{aligned}$$
- ここに、
- δp : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δo : 基礎の水平変位 (m)
- θo : 基礎の回転角 (rad)
- ho : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 3.899 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
構造物 $K_h = 0.11$
 $K_h = C_z \cdot K_{ho} = 0.85 \cdot 0.1290 = 0.11$
(K_h の値が0.1を下回る場合には0.1とする)
慣性力 $H = W_u \cdot K_h = 18100.000 \cdot 0.11 = 1991.000$ (kN)
地盤面 $K_{hg} = C_z \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$
- 下部構造 6-P4
1. 設計条件
(1) 地盤種別 I種
(2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
 $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 0.49708 + 0.03008 + 0.00413 \cdot 44.500$
 $= 0.711$ (m)
ここに、
 δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
 δ_o : 基礎の水平変位 (m)
 θ_o : 基礎の回転角 (rad)
 h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
 $T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.695$ (s)
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
構造物 $K_h = 0.13$
 $K_h = C_z \cdot K_{ho} = 0.85 \cdot 0.1498 = 0.13$
(K_h の値が0.1を下回る場合には0.1とする)
慣性力 $H = W_u \cdot K_h = 22900.000 \cdot 0.13 = 2977.000$ (kN)
地盤面 $K_{hg} = C_z \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$
- (レベル2タイプ1)
下部構造 6-P3
1. 設計条件
(1) 地盤種別 I種
(2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
 $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 1.39651 + 0.04545 + 0.00564 \cdot 53.900$
 $= 1.746$ (m)
ここに、
 δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
 δ_o : 基礎の水平変位 (m)
 θ_o : 基礎の回転角 (rad)
 h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
 $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.656$ (s)

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
構造物 $K_{hc} = 0.47$
 $K_{hc} = C_s \cdot C_{IIz} \cdot K_{hco} = 0.7853 \cdot 0.85 \cdot 0.2021 = 0.13$
($C_{IIz} \cdot K_{hco}$ の値が0.6を下回る場合には $K_{hc} = 0.6 \cdot C_s$ とする)
(K_{hc} の値が0.4・ C_{IIz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{IIz}$ とする)
慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 18100.000 \cdot 0.47 = 8507.000$ (kN)
地盤面 $K_{hg} = C_{IIz} \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$
- 下部構造 6-P4
1. 設計条件
(1) 支承条件 固定
(2) 地盤種別 I種
(3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
 $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 2.16215 + 0.03008 + 0.00413 \cdot 44.500$
 $= 2.376$ (m)
ここに、
 δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
 δ_o : 基礎の水平変位 (m)
 θ_o : 基礎の回転角 (rad)
 h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
 $T = 2.01\sqrt{\delta} = 3.098$ (s)
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
構造物 $K_{hc} = 0.44$
 $K_{hc} = C_s \cdot C_{IIz} \cdot K_{hco} = 0.7408 \cdot 0.85 \cdot 0.2745 = 0.17$
($C_{IIz} \cdot K_{hco}$ の値が0.6を下回る場合には $K_{hc} = 0.6 \cdot C_s$ とする)
(K_{hc} の値が0.4・ C_{IIz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{IIz}$ とする)
慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 22900.000 \cdot 0.44 = 10076.000$ (kN)
地盤面 $K_{hg} = C_{IIz} \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$
- 3.3 概略一橋軸直角方向
(レベル1)
下部構造 6-P3
1. 設計条件
(1) 地盤種別 I種
(2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
 $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 0.76498 + 0.04545 + 0.00564 \cdot 53.900$
 $= 1.115$ (m)
ここに、
 δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
 δ_o : 基礎の水平変位 (m)
 θ_o : 基礎の回転角 (rad)
 h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
 $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.122$ (s)

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.48$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{IIz} \cdot K_{hco} = 0.7961 \cdot 0.85 \cdot 0.3371 = 0.23$
($C_{IIz} \cdot K_{hco}$ の値が0.6を下回る場合には $K_{hc} = 0.6 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{IIz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{IIz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 18100.000 \cdot 0.48 = 8688.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{IIz} \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$

下部構造 6-P4

1. 設計条件
- (1) 地盤種別 I種
- (2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 0.90985 + 0.03008 + 0.00413 \cdot 44.500$
 $= 1.124$ (m)
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.131$ (s)
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.45$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{IIz} \cdot K_{hco} = 0.7536 \cdot 0.85 \cdot 0.4522 = 0.29$
($C_{IIz} \cdot K_{hco}$ の値が0.6を下回る場合には $K_{hc} = 0.6 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{IIz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{IIz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 22900.000 \cdot 0.45 = 10305.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{IIz} \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$

橋梁モデルの解析

1. 基本条件
- (1) 橋梁名称 : Bridge System I
- (2) 橋の種類 : B種の橋
- (3) 地域区分 : B2
- (4) 地域別補正係数 レベル1
レベル2タイプI
レベル2タイプII
- $C_z = 0.85$
 $C_{Iz} = 1.00$
 $C_{IIz} = 0.85$
- (5) 設計方法 : 非免震設計
- (6) 慣性力作用方向 (橋軸方向) : → [橋軸順方向]
- (7) 慣性力作用方向 (橋軸直角方向) : ↓ [橋軸直角順方向]
- (8) 橋梁の構造形式 : 上下線一体型のみ
- (9) 上部工の連結 : 考慮しない
- (10) 隣接上部構造重量 : 考慮しない
- (11) 橋梁モデルの解析 : する [複数下部構造計算]
- (12) 橋台の許容塑性率 : 考慮しない
- (13) レベル1地震動の設計水平震度 : 橋台を除いた振動単位系内の最大値
- (14) 分担重量の算定方法 : 当該下部構造の設計水平震度を用いて慣性力から算定する

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.41$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{Iz} \cdot K_{hco} = 0.7961 \cdot 1.00 \cdot 0.5193 = 0.41$
($C_{Iz} \cdot K_{hco}$ の値が0.4を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{Iz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{Iz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 18100.000 \cdot 0.41 = 7421.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{Iz} \cdot K_{hgo} = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$

下部構造 6-P4

1. 設計条件
- (1) 地盤種別 I種
- (2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 0.90985 + 0.03008 + 0.00413 \cdot 44.500$
 $= 1.124$ (m)
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.131$ (s)
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.45$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{Iz} \cdot K_{hco} = 0.7536 \cdot 1.00 \cdot 0.6015 = 0.45$
($C_{Iz} \cdot K_{hco}$ の値が0.4を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{Iz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{Iz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 22900.000 \cdot 0.45 = 10305.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{Iz} \cdot K_{hgo} = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$

(レベル2タイプII)

- 下部構造 6-P3
1. 設計条件
- (1) 地盤種別 I種
- (2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 1.39651 + 0.04545 + 0.00564 \cdot 53.900$
 $= 1.746$ (m)
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.656$ (s)

- (15)ブロック単位固有周期算定方法 : 下部構造の重量を断面力比により按分する
- (16)骨組解析モデル : 2次元モデル

2. 解析データ

2. 1 縦断線形

縦断変化点	X座標 (m)	Y座標 (m)	左勾配 (%)	変化点までの距離 (m)	縦断曲線長 (VCL) (m)
1	0.0000	0.0000	-----	-----	-----
2	451.6000	0.0000	0.0000	451.6000	-----

2. 2 橋梁全体の平面図

平面図内の番号は上部工 (Bridge) 番号を表す



2. 3 Bridge 1 - PC6-Boc

配置情報

- (1)左側すき間 (m) : 0.000
- (2)右側すき間 (m) : 0.000
- (3)橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

形式

- (1)桁長 (m) : 451.600
- (2)支間数 : 6
- (3)ヤング係数 (kN/m²) : 3.10E+007
- (4)せん断弾性係数 (kN/m²) : 1.34E+007

支間長

	長さ (m)	中間点数
LL	0.000	-----
S1	62.800	18
S2	75.000	24
S3	85.000	27
S4	65.000	25
S5	95.000	29
S6	68.800	20
LR	0.000	-----

重量

節点	H1 (m)	H2 (m)	質点の重量 (kN)	死荷重反力 (kN)
1	1.500	1.500	423.670	4700.000
2	1.500	-----	277.275	-----
3	1.500	-----	292.363	-----
4	1.500	-----	497.952	-----
5	1.500	-----	586.520	-----
6	1.500	-----	586.520	-----
7	1.500	-----	586.520	-----
8	1.500	-----	586.520	-----
9	1.500	-----	588.000	-----
10	1.500	-----	593.860	-----
11	1.500	-----	673.200	-----

節点	H1 (m)	H2 (m)	質点の重量 (kN)	死荷重反力 (kN)
12	1.500	-----	636.620	-----
13	1.500	-----	688.140	-----
14	1.500	-----	748.340	-----
15	1.500	-----	711.497	-----
16	1.500	-----	771.855	-----
17	1.500	-----	839.737	-----
18	1.500	-----	125.870	-----
19	1.500	-----	789.525	-----
20	1.500	4.500	2755.325	20400.000
21	1.500	-----	0.000	-----
22	1.500	-----	786.840	-----
23	1.500	-----	124.910	-----
24	1.500	-----	715.845	-----
25	1.500	-----	767.462	-----
26	1.500	-----	703.150	-----
27	1.500	-----	736.080	-----
28	1.500	-----	674.980	-----
29	1.500	-----	624.400	-----
30	1.500	-----	595.960	-----
31	1.500	-----	588.420	-----
32	1.500	-----	219.945	-----
33	1.500	-----	283.005	-----
34	1.500	-----	588.420	-----
35	1.500	-----	595.960	-----
36	1.500	-----	624.400	-----
37	1.500	-----	674.980	-----
38	1.500	-----	736.080	-----
39	1.500	-----	703.150	-----
40	1.500	-----	767.462	-----
41	1.500	-----	715.845	-----
42	1.500	-----	124.910	-----
43	1.500	-----	786.840	-----
44	1.500	-----	409.575	-----
45	1.500	4.500	2345.750	20200.000
46	1.500	-----	409.575	-----
47	1.500	-----	789.525	-----
48	1.500	-----	125.870	-----
49	1.500	-----	839.737	-----
50	1.500	-----	771.855	-----
51	1.500	-----	711.497	-----
52	1.500	-----	748.340	-----
53	1.500	-----	688.140	-----
54	1.500	-----	636.620	-----
55	1.500	-----	605.580	-----
56	1.500	-----	593.860	-----
57	1.500	-----	588.000	-----
58	1.500	-----	293.280	-----
59	1.500	-----	356.320	-----
60	1.500	-----	588.000	-----
61	1.500	-----	593.860	-----
62	1.500	-----	605.580	-----
63	1.500	-----	636.620	-----
64	1.500	-----	688.140	-----
65	1.500	-----	748.340	-----
66	1.500	-----	711.497	-----
67	1.500	-----	771.855	-----
68	1.500	-----	839.737	-----
69	1.500	-----	125.870	-----
70	1.500	-----	789.525	-----
71	1.500	-----	409.575	-----
72	1.500	-----	275.050	-----
73	1.500	4.500	2345.750	20600.000
74	1.500	-----	0.000	-----
75	1.500	-----	409.575	-----
76	1.500	-----	792.765	-----
77	1.500	-----	127.045	-----
78	1.500	-----	735.195	-----
79	1.500	-----	692.190	-----
80	1.500	-----	655.050	-----
81	1.500	-----	623.775	-----
82	1.500	-----	598.365	-----
83	1.500	-----	578.820	-----
84	1.500	-----	658.612	-----
85	1.500	-----	649.303	-----
86	1.500	-----	277.275	-----
87	1.500	-----	328.875	-----
88	1.500	-----	649.303	-----
89	1.500	-----	658.612	-----

節点	H1 (m)	H2 (m)	質点の重量 (kN)	死荷重反力 (kN)	部材	部材長 (m)	橋軸方向Iz (m ²)	直角方向Iy (m ²)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
90	1.500	---	578.820	---	11	4.000	10.38750	24.65345	15.48075	6.49615
91	1.500	---	598.265	---	12	4.000	13.10885	26.23890	18.55715	7.02180
92	1.500	---	623.775	---	13	4.000	16.91610	28.14880	22.47155	7.63595
93	1.500	---	655.050	---	14	3.500	21.74880	30.24550	27.00225	8.29720
94	1.500	---	692.190	---	15	3.500	27.80760	32.50655	32.14840	9.00120
95	1.500	---	735.195	---	16	3.500	35.74645	35.06755	38.25345	9.79280
96	1.500	---	127.045	---	17	0.500	40.98815	36.63175	42.07340	10.27495
97	1.500	---	792.765	---	18	3.000	46.82825	38.14965	45.92650	10.74180
98	1.500	---	409.575	---	19	2.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
99	1.500	4.500	273.050	20300.000	20	2.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
100	1.500	---	2345.750	---	21	3.000	46.27620	38.01320	45.55125	10.70530
101	1.500	---	409.575	---	22	0.500	39.81760	36.33905	41.27090	10.19670
102	1.500	---	789.525	---	23	3.000	34.80250	34.83775	37.58580	9.73945
103	1.500	---	125.870	---	24	3.500	26.89360	32.25465	31.41855	8.95005
104	1.500	---	839.737	---	25	3.500	20.47640	29.82085	25.88695	8.20005
105	1.500	---	771.855	---	26	4.000	15.56670	27.62095	21.77730	7.51100
106	1.500	---	711.497	---	27	4.000	11.87390	25.67885	17.27210	6.88755
107	1.500	---	748.340	---	28	4.000	9.38600	24.13830	14.36890	6.37160
108	1.500	---	688.140	---	29	4.000	7.98545	23.22615	12.65910	6.08125
109	1.500	---	636.620	---	30	4.000	7.44665	22.90915	12.01690	6.00425
110	1.500	---	605.580	---	31	1.500	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
111	1.500	---	593.860	---	32	1.500	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
112	1.500	---	588.000	---	33	4.000	7.44280	22.90685	12.01225	6.00370
113	1.500	---	293.260	---	34	4.000	7.96525	23.21460	12.63535	6.07845
114	1.500	---	293.260	---	35	4.000	9.32250	24.10215	14.29585	6.36140
115	1.500	---	650.810	---	36	4.000	11.27715	25.60110	17.11250	6.86425
116	1.500	---	591.120	---	37	4.000	15.28120	27.48760	20.89275	7.47090
117	1.500	---	598.480	---	38	3.500	19.98755	29.62370	25.44355	8.14040
118	1.500	---	609.500	---	39	3.500	26.11475	31.98395	30.78080	8.86820
119	1.500	---	627.220	---	40	3.000	33.64140	34.48745	36.72540	9.63345
120	1.500	---	661.200	---	41	1.000	39.20770	36.16555	40.83615	10.14440
121	1.500	---	617.785	---	42	3.000	46.35150	38.03465	45.60365	10.71205
122	1.500	---	658.595	---	43	1.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
123	1.500	---	703.622	---	44	0.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
124	1.500	---	753.165	---	45	0.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
125	1.500	---	807.520	---	46	1.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
126	1.500	---	739.185	---	47	3.000	46.89015	38.16745	45.96830	10.74755
127	1.500	---	127.632	---	48	1.000	40.40940	36.46900	41.66630	10.22550
128	1.500	---	794.445	---	49	3.500	34.66620	34.74455	37.46150	9.69425
129	1.500	4.500	2755.325	25100.000	50	3.500	27.07300	32.25475	31.55365	8.92470
130	1.500	---	0.000	---	51	3.500	21.26140	30.05525	26.56950	8.23970
131	1.500	---	794.445	---	52	4.000	16.61140	28.01420	22.17655	7.59565
132	1.500	---	127.632	---	53	4.000	12.93640	26.15355	18.37610	6.99680
133	1.500	---	739.185	---	54	4.000	10.30060	24.60750	15.38445	6.48360
134	1.500	---	807.520	---	55	4.000	8.66405	23.61000	13.44985	6.17445
135	1.500	---	753.165	---	56	4.000	7.81855	23.12995	12.46245	6.08785
136	1.500	---	703.622	---	57	4.000	7.41465	22.88990	11.97830	5.99955
137	1.500	---	658.595	---	58	2.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
138	1.500	---	617.785	---	59	2.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.99955
139	1.500	---	661.200	---	60	4.000	7.41465	22.88990	12.46245	6.05785
140	1.500	---	699.210	---	61	4.000	7.81855	23.12995	13.44985	6.17445
141	1.500	---	609.500	---	62	4.000	8.66405	23.61000	13.44985	6.17445
142	1.500	---	598.480	---	63	4.000	10.30060	24.60750	15.38445	6.48360
143	1.500	---	591.120	---	64	4.000	12.93640	26.15355	18.37610	6.99680
144	1.500	---	587.440	---	65	4.000	16.61140	28.01420	22.17655	7.59565
145	1.500	---	586.520	---	66	3.500	21.26140	30.05525	26.56950	8.23970
146	1.500	---	586.520	---	67	3.500	27.07300	32.25475	31.55365	8.92470
147	1.500	---	586.520	---	68	3.500	34.66620	34.74455	37.46150	9.69425
148	1.500	---	497.952	---	69	1.000	40.40940	36.46900	41.66630	10.22550
149	1.500	---	292.363	---	70	3.000	46.89015	38.16745	45.96830	10.74755
150	1.500	1.500	45.290	4200.000	71	1.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
					72	0.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
					73	0.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
					74	1.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
					75	3.000	46.00620	38.10725	45.42000	10.79185
					76	1.000	38.44520	36.33545	40.42190	10.32955
					77	3.000	32.69265	34.76050	36.16930	9.91860
					78	3.000	25.49670	32.59500	30.49215	9.35355
					79	3.000	20.12170	30.72480	25.81560	8.86555
					80	3.000	16.16760	29.14985	22.06075	8.45460
					81	3.000	13.32235	27.87020	19.14680	8.12075
					82	3.000	11.34905	26.88585	16.99635	7.86390
					83	3.500	10.02285	26.16605	15.47860	7.67605
					84	3.500	9.32045	25.76415	14.65030	7.57120
					85	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500
					86	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500
					87	3.500	9.32045	25.76415	14.65030	7.57120
					88	3.500	10.02285	26.16605	15.47860	7.67605

部材 (レベル1)

部材	部材長 (m)	橋軸方向Iz (m ²)	直角方向Iy (m ²)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
1	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500
2	1.650	8.84810	25.12725	14.07485	7.23235
3	3.150	7.93095	23.71035	12.78105	6.45235
4	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
5	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
6	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
7	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
8	4.000	7.41730	22.89150	11.98150	5.99955
9	4.000	7.83225	23.13790	12.47865	6.05980
10	4.000	8.70185	23.63065	13.49305	6.17950

部材	部材長(m)	橋軸方向Iz(m)	直角方向Iy(m)	ねじり定数(m ⁴)	断面積(m ²)
13	4.000	16.91610	28.14880	22.47155	7.63595
14	3.500	21.74880	30.24550	27.00225	8.29720
15	3.500	27.80760	32.50655	32.14840	9.00120
16	3.500	35.74645	35.06755	38.25345	9.79280
17	0.500	40.98815	36.63175	42.07340	10.27495
18	3.000	46.82825	38.14965	45.92650	10.74180
19	3.000	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
20	2.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
21	3.000	46.27620	38.01320	45.55125	10.70530
22	0.500	39.81760	36.33905	41.27090	10.19670
23	3.000	34.80250	34.83775	37.58580	9.73945
24	3.500	26.89360	32.25465	31.81855	8.95005
25	3.500	20.47640	29.82085	25.88695	8.20005
26	4.000	15.56670	27.62025	21.77730	7.51100
27	4.000	11.87390	25.67885	17.27210	6.88755
28	4.000	9.38600	23.13830	14.36890	6.37160
29	4.000	7.98545	23.22615	12.65910	6.08125
30	4.000	7.46665	22.90915	12.01690	6.00425
31	1.500	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
32	3.000	7.44280	22.82990	11.85850	5.98500
33	4.000	7.44280	22.90685	12.01225	6.00370
34	4.000	7.96525	23.21460	12.63535	6.07845
35	4.000	9.32250	24.10215	14.29585	6.36140
36	4.000	11.72715	25.60110	17.11250	6.86425
37	4.000	15.28120	27.48760	20.89275	7.47090
38	3.500	19.98755	29.62370	25.44355	8.14040
39	3.500	26.11475	31.98395	30.78080	8.86820
40	3.000	33.64140	34.48745	36.72540	9.63345
41	1.000	39.20770	36.16555	40.83615	10.14440
42	3.000	46.35150	38.03465	45.60365	10.71205
43	1.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
44	0.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
45	0.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
46	1.500	51.92380	38.16745	45.96930	10.74755
47	3.000	46.89015	36.46900	41.66630	10.22550
48	1.000	40.40940	34.74455	37.46150	9.69425
49	3.500	34.66620	32.25475	31.55365	8.92470
50	3.500	27.07300	30.05525	26.56950	8.23970
51	3.500	21.26140	28.01420	22.17655	7.59565
52	4.000	16.61140	26.15355	18.37610	6.99680
53	4.000	12.93640	24.60750	15.38445	6.48360
54	4.000	10.30060	23.61050	13.44985	6.17445
55	4.000	8.66405	23.12995	12.46245	6.05785
56	4.000	7.81855	22.88990	11.97830	5.99955
57	4.000	7.41465	22.82990	11.85850	5.98500
58	2.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
59	4.000	7.41465	22.88990	11.97830	5.99955
60	4.000	7.81855	23.12995	12.46245	6.05785
61	4.000	8.66405	23.61050	13.44985	6.17445
62	4.000	10.30060	24.60750	15.38445	6.48360
63	4.000	12.93640	26.15355	18.37610	6.99680
64	4.000	16.61140	28.01420	22.17655	7.59565
65	4.000	21.26140	30.05525	26.56950	8.23970
66	3.500	27.07300	32.25475	31.55365	8.92470
67	3.500	34.66620	34.74455	37.46150	9.69425
68	3.500	40.40940	36.46900	41.66630	10.22550
69	1.000	46.89015	38.16745	45.96930	10.74755
70	3.000	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
71	1.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
72	0.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
73	0.500	51.92380	38.10725	45.42000	10.79185
74	1.500	46.00620	36.33545	40.42190	10.32955
75	3.000	38.44520	34.76050	36.16930	9.91860
76	1.000	32.69265	32.59500	30.49215	9.35355
77	3.000	25.49670	30.72480	25.81560	8.86555
78	3.000	20.12170	29.14985	22.06075	8.45460
79	3.000	16.16760	27.87020	19.14680	8.12075
80	3.000	13.32235	26.88585	16.99635	7.86390
81	3.000	11.34905	26.16605	15.47860	7.67605
82	3.500	10.02285	25.76415	15.47860	7.67605
83	3.500	9.32045	25.66370	14.65030	7.57120
84	3.500	9.15030	25.66370	14.4610	7.54500
85	1.500	9.15030	25.76415	14.65030	7.57120
86	1.500	9.32045	26.16605	15.47860	7.67605
87	3.500	10.02285	26.88585	16.99630	7.86390
88	3.500	11.34905	27.87020	19.14680	8.12075
89	3.000	13.32235	27.87020	19.14675	8.12075
90	3.000	13.32235	27.87020	19.14675	8.12075

部材	部材長(m)	橋軸方向Iz(m)	直角方向Iy(m)	ねじり定数(m ⁴)	断面積(m ²)
89	3.000	11.34905	26.88585	16.99630	7.86390
90	3.000	13.32235	27.87020	19.14675	8.12075
91	3.000	16.16760	29.14985	22.06075	8.45460
92	3.000	20.12170	30.72475	25.81560	8.86555
93	3.000	25.49665	32.59495	30.49215	9.35355
94	3.000	32.69255	34.76050	36.16930	9.91860
95	1.000	38.44510	36.33545	40.42190	10.32955
96	3.000	46.00615	38.10725	45.42000	10.79185
97	1.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
98	0.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
99	0.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
100	1.500	46.89015	39.46070	49.26380	11.14500
101	3.000	46.89015	38.16745	45.96930	10.74755
102	1.000	40.40940	36.46900	41.66630	10.22550
103	3.500	34.66620	34.74455	37.46150	9.69425
104	3.500	27.07300	32.25475	31.55365	8.92470
105	3.500	21.26140	30.05525	26.56950	8.23970
106	4.000	16.61140	28.01420	22.17655	7.59565
107	4.000	12.93640	26.15355	18.37610	6.99680
108	4.000	10.30060	24.60750	15.38445	6.48360
109	4.000	8.66405	23.61050	13.44985	6.17445
110	4.000	7.81855	23.12995	12.46245	6.05785
111	4.000	7.41465	22.88990	11.97830	5.99955
112	2.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
113	2.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
114	4.000	7.37930	22.86850	11.93545	5.99435
115	4.000	8.16575	23.02290	12.24540	6.03185
116	4.000	8.99915	23.33175	12.87340	6.10685
117	4.000	10.24970	24.47700	15.25165	6.40020
118	4.000	12.21585	25.58425	17.46990	6.74695
119	4.000	14.78375	27.97365	20.25290	7.20455
120	3.500	17.83420	28.44485	23.31490	7.68040
121	3.500	21.64560	30.08960	26.86805	8.20650
122	3.500	26.39105	31.91640	30.96525	8.78330
123	3.500	32.27835	35.65795	38.65935	9.41720
124	3.500	38.92920	35.97765	40.56935	10.05705
125	0.500	42.94935	37.13615	43.40585	10.41915
126	0.500	47.74995	38.38435	46.54815	10.80890
127	3.000	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
128	2.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
129	3.000	47.74995	38.38435	46.54815	10.80890
130	0.500	42.94935	37.13615	43.40585	10.41915
131	0.500	38.92920	35.97765	40.56935	10.05705
132	3.500	32.27835	35.65795	38.65935	9.41720
133	3.500	26.39105	31.91640	30.96525	8.78330
134	3.500	21.64560	28.44485	26.86805	8.20650
135	3.500	17.83420	26.86805	23.31490	7.68040
136	3.500	14.78375	25.58425	20.25290	7.20455
137	3.500	12.21585	24.47700	17.46990	6.74695
138	4.000	10.24970	24.47700	15.25165	6.40020
139	4.000	8.99915	23.93495	13.83495	6.21935
140	4.000	8.16575	23.33175	12.87340	6.10685
141	4.000	7.63630	23.02290	12.24540	6.03185
142	4.000	7.37930	22.86850	11.93545	5.99435
143	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
144	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
145	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
146	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
147	3.150	7.93095	23.71035	12.78105	6.45295
148	1.650	8.84810	25.12725	14.07485	7.23235
149	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500

部材(レベル2)

部材	部材長(m)	橋軸方向Iz(m)	直角方向Iy(m)	ねじり定数(m ⁴)	断面積(m ²)
1	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500
2	1.650	8.84810	25.12725	14.07485	7.23235
3	3.150	7.93095	23.71035	12.78105	6.45235
4	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
5	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
6	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
7	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
8	4.000	7.41730	22.89150	11.98150	5.99995
9	4.000	7.83225	23.13790	12.47865	6.05980
10	4.000	8.70185	23.63065	13.49305	6.17950
11	4.000	10.28750	24.63345	15.48075	6.49615
12	4.000	13.10885	26.23890	18.55715	7.02180

支承条件(レベル1地震動)

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/Rad)	橋軸直角回り (kN・m/Rad)	鉛直軸回り (kN・m/Rad)
1	ばね 7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	ばね 2.000000E+4	拘束	拘束	拘束	自由	自由
3	拘束 2.000000E+4	拘束	拘束	拘束	拘束	自由
4	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	自由
5	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	自由
6	ばね 2.000000E+4	拘束	拘束	拘束	自由	自由
7	ばね 7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由

支承条件(レベル2地震動(タイプI))

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/Rad)	橋軸直角回り (kN・m/Rad)	鉛直軸回り (kN・m/Rad)
1	ばね 7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	ばね 2.000000E+4	拘束	拘束	拘束	自由	自由
3	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	自由
4	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	自由
5	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	自由
6	ばね 2.000000E+4	拘束	拘束	拘束	自由	自由
7	ばね 7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由

支承条件(レベル2地震動(タイプII))

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/Rad)	橋軸直角回り (kN・m/Rad)	鉛直軸回り (kN・m/Rad)
1	ばね 7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	ばね 2.000000E+4	拘束	拘束	拘束	自由	自由
3	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	自由
4	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	自由
5	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	自由
6	ばね 2.000000E+4	拘束	拘束	拘束	自由	自由
7	ばね 7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由

2.4 Bridge 1-6-A1(1番目)

配置情報

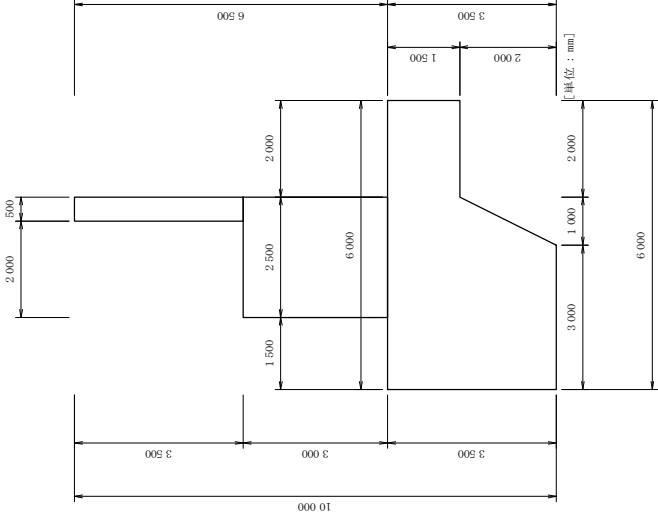
- (1) 下部工の反転配置 : あり
- (2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量 X (m) : 0.000
- (3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ h (m) : A&B 3.000
- (4) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

部材	部材長 (m)	橋軸方向Iz (m)	直角方向Iy (m)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
91	3.000	16.16760	29.14985	22.06075	8.45460
92	3.000	20.12170	30.72475	23.81560	8.86555
93	3.000	25.49665	32.59495	30.49215	9.35355
94	3.000	32.69255	34.76050	36.16930	9.91860
95	1.000	38.44510	36.33545	40.42190	10.32955
96	3.000	46.00615	38.10725	45.42000	10.79185
97	1.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
98	0.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
99	0.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
100	1.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
101	3.000	46.89015	38.16745	45.96930	10.74755
102	1.000	40.40940	36.46900	41.66630	10.22550
103	3.500	34.66620	34.74455	37.46150	9.69425
104	3.500	27.07300	32.25475	31.55365	8.92470
105	3.500	21.26140	30.05525	26.56950	8.23970
106	4.000	16.61140	28.01420	22.17655	7.59565
107	4.000	12.83640	26.15355	18.37610	6.99680
108	4.000	10.30060	24.60750	15.38445	6.48360
109	4.000	8.66405	23.61000	13.44965	6.17445
110	4.000	7.81855	23.12995	12.46245	6.05785
111	4.000	7.41465	22.88990	11.97830	5.99955
112	2.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
113	2.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
114	4.000	7.37930	22.86850	11.93545	5.99435
115	4.000	7.63630	23.02290	12.24540	6.03185
116	4.000	8.16575	23.33175	12.87340	6.10685
117	4.000	8.99915	23.79500	13.83495	6.21935
118	4.000	10.24970	24.47700	15.25165	6.40020
119	4.000	12.21585	25.58425	17.46990	6.74695
120	3.500	14.78375	26.97330	20.25290	7.20455
121	3.500	17.83420	28.44485	23.31490	7.68040
122	3.500	21.64560	30.08960	26.86805	8.20550
123	3.500	26.39105	31.91640	30.96525	8.78330
124	3.500	32.27835	33.93370	35.65795	9.41720
125	3.000	38.92920	35.97765	40.56935	10.05705
126	0.500	42.94935	37.13615	43.40585	10.41915
127	3.000	47.74995	38.38435	46.54815	10.80890
128	2.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
129	2.500	51.92380	39.46070	49.26380	11.14500
130	3.000	47.74995	38.38435	46.54815	10.80890
131	0.500	42.94935	37.13615	43.40585	10.41915
132	3.000	38.92920	35.97765	40.56935	10.05705
133	3.500	32.27835	33.93370	35.65795	9.41720
134	3.500	26.39105	31.91640	30.96525	8.78330
135	3.500	21.64560	30.08960	26.86805	8.20550
136	3.500	17.83420	28.44485	23.31490	7.68040
137	3.500	14.78375	26.97330	20.25290	7.20455
138	4.000	12.21585	25.58425	17.46990	6.74695
139	4.000	10.24970	24.47700	15.25165	6.40020
140	4.000	8.99915	23.79500	13.83495	6.21935
141	4.000	8.16575	23.33175	12.87340	6.10685
142	4.000	7.63630	23.02290	12.24540	6.03185
143	4.000	7.37930	22.86850	11.93545	5.99435
144	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
145	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
146	4.000	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
147	3.150	7.93095	23.71035	12.78105	6.45235
148	1.650	8.84810	25.12725	14.07485	7.23235
149	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500

桁幅

	左側幅 (m)	右側幅 (m)
W1	5.000	5.000
W2	5.000	5.000
W3	5.000	5.000
W4	5.000	5.000

(1) 躯体形状



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
7700		

2.5 Bridge 1-6-P1(2番目)

配置情報

- (1) 下部工の反転配置 : なし
- (2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量 X (m) : 0.000
- (3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ h (m) : A&B 6.000
- (4) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

形式	下部タイプ：橋台 地盤種別：I種						
	格点 番号	質点(kN)					
重量	2	1745.012					
	4	3018.400					
部材	格点番号	部材長(m)	断面積(㎡)	ヤング係数(kN/㎡)		せん断弾性係数(kN/㎡)	
	1-2 2-3 3-4 4-5	1.5000 1.5000 1.4948 2.0052	19.25000 19.25000 1000.00000 1000.00000	2.50E+007 2.50E+007 2.50E+007 2.50E+007	1.09E+007 1.09E+007 1.09E+007 1.09E+007	レベル2 橋軸方向 Lz(㎡)	レベル2 直角方向 Ly(㎡)
部材	格点番号	レベル1 橋軸方向 Lz(㎡)	レベル1 直角方向 Ly(㎡)	レベル1 ねじりJ (㎡)	レベル2 橋軸方向 Lz(㎡)	レベル2 直角方向 Ly(㎡)	レベル2 ねじりJ (㎡)
	1-2 2-3 3-4 4-5	10.02604 10.02604 1000.00000 1000.00000	95.11104 95.11104 1000.00000 1000.00000	31.90864 31.90864 1000.00000 1000.00000	10.02604 10.02604 1000.00000 1000.00000	95.11104 95.11104 1000.00000 1000.00000	31.90864 31.90864 1000.00000 1000.00000
固有周期算定							
基礎バネ	橋軸方向		直角方向		基礎ばね位置(m) = -0.700		
	Kx(Ass) Ky(Avv) Kz(Arr) Kxy(Asv) Kxz(Asr) Kyz(Avr)	ばね ばね ばね 	kN/m kN/m kN/m/rad kN/m kN/rad kN/rad	Kx(Arr) Ky Kz(Ass) Kxy Kxz(Ars) Kyz	ばね 固定 ばね 	2.327500E+007 1.177686E+006 0.000000E+000 0.000000E+000 0.000000E+000	kN/m/rad kN/m/rad kN/m kN/m kN/m/m
常時							
基礎バネ	橋軸方向		直角方向		基礎ばね位置(m) = -0.700		
	Kx(Ass) Ky(Avv) Kz(Arr) Kxy(Asv) Kxz(Asr) Kyz(Avr)	7.266361E+005 2.906545E+006 8.719634E+006 0.000000E+000 0.000000E+000 0.000000E+000	kN/m kN/m kN/m/rad kN/m kN/rad kN/rad	Kx(Arr) Ky Kz(Ass) Kxy Kxz(Ars) Kyz	ばね 固定 ばね 	1.436075E+007 7.266361E+005 0.000000E+000 0.000000E+000 0.000000E+000	kN/m/rad kN/m/rad kN/m kN/m kN/m/m

1○

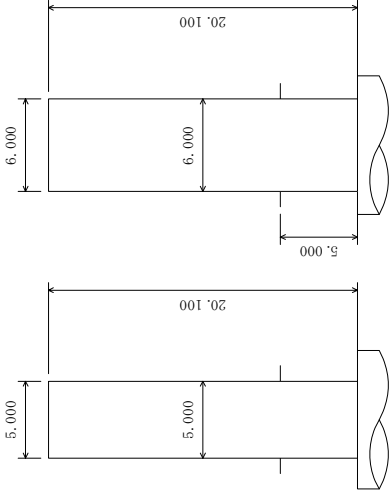
2●

3○

形式	下部タイプ：橋脚 地盤種別：I種						
	許容塑性率	タイプI	タイプII				
	橋軸方向(μa) 直角方向(μa)	2.203 1.962	2.203 1.962				
重量	格点 番号		質点(kN)				
	2		14773.500				
部材	格点番号	部材長(m)	断面積(m ²)	ヤング係数(kN/m ²)			
	1 - 2 2 - 3	10.0500 10.0500	30.00000 30.00000	2.50E+007 2.50E+007			
	せん断弾性係数(kN/m ²)	1.09E+007 1.09E+007					
部材	格点番号	部材長(m)	断面積(m ²)	ヤング係数(kN/m ²)			
	1 - 2 2 - 3	62.50000 62.50000	90.00000 90.00000	22.94393 22.94393			
	せん断弾性係数(kN/m ²)	1.09E+007 1.09E+007					
固有周期算定	固有周期算定						
	橋軸方向		直角方向				
	Kx(Ass) Ky(Avv) Kz(Arr) Kxy(Asv) Kxz(Asr) Kyz(Avr)	ばね ばね ばね -1.105485E+008 0.000000E+000	1.436207E+007 7.186184E+006 1.322980E+009 0.000000E+000 -1.105485E+008 0.000000E+000	kN/m kN/m kN m/rad kN/m kN/rad kN/rad	Kx(Arr) Ky Kz(Ass) Kxy Kxz(Ars) Kyz	ばね 固定 ばね ばね -1.105485E+008 0.000000E+000	1.322980E+009 1.436207E+007 0.000000E+000 -1.105485E+008 0.000000E+000
基礎はね位置(m) = 0.000							
基礎ハネ	基礎ハネ						
	橋軸方向		直角方向				
	Kx(Ass) Ky(Avv) Kz(Arr) Kxy(Asv) Kxz(Asr) Kyz(Avr)	ばね ばね ばね -1.018029E+008 0.000000E+000	1.262761E+007 6.069347E+006 1.251449E+009 0.000000E+000 -1.018029E+008 0.000000E+000	kN/m kN/m kN m/rad kN/m kN/rad kN/rad	Kx(Arr) Ky Kz(Ass) Kxy Kxz(Ars) Kyz	ばね 固定 ばね ばね -1.018029E+008 0.000000E+000	1.251449E+009 1.262761E+007 0.000000E+000 -1.018029E+008 0.000000E+000
基礎はね位置(m) = 0.000							

形式
はり形状タイプ
基礎形式
重要度の区分

RC矩形柱橋脚(新設検討)
はり無し
深礎基礎
B種の橋



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (m)
柱高さ(柱基部 - はり 下面)	H	20.100
橋軸方向 柱幅	B _c	5.000
橋軸直角方向 柱幅	B _r	6.000
地表面(柱下端から)	h _a	5.000

2.6 Bridge 1-6-P2(3番目)

配置情報

- (1) 下部工の反転配置 : なし
- (2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量 X (m) : 0.000
- (3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ h (m) : A&B 6.000
- (4) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

§ 3. 柱下端断面力
(橋軸方向-全体解析結果より)

	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)
全死荷重D	20409.0	-344.7	-32641.1
D+L (max)	21742.1	343.2	-17985.7
D+L (min)	21972.2	-826.1	-53918.8
D+L (max) +I (+)	21454.4	295.5	-16784.2
D+L (max) +I (-)	22029.7	390.9	-19187.1
D+L (min) +I (+)	21684.6	-873.8	-52717.3
D+L (min) +I (-)	22259.8	-778.3	-55120.3
D+L (max) +I (+)+IF	21387.3	314.8	-17430.9
D+L (max) +I (-)+IF	21962.5	410.2	-19833.8
D+L (min) +I (+)+IF	21617.4	-854.5	-53364.0
D+L (min) +I (-)+IF	22192.6	-759.0	-55766.9
D+EQ (L)	21793.1	-3330.0	125054.6
D+EQ (R)	19025.0	-3330.0	-125054.6

	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)
全死荷重D	39773.8	-344.7	-50013.6
D+L (max)	41269.4	343.2	-38199.3
D+L (min)	41032.7	-826.1	-58354.4
D+L (max) +I (+)	40981.8	295.5	-39402.8
D+L (max) +I (-)	41557.0	390.9	-36995.8
D+L (min) +I (+)	40745.0	-873.8	-59557.9
D+L (min) +I (-)	41320.3	-778.3	-57150.9
D+L (max) +I (+)+IF	40914.6	314.8	-39076.3
D+L (max) +I (-)+IF	41489.8	410.2	-36669.3
D+L (min) +I (+)+IF	40677.9	-854.5	-59231.5
D+L (min) +I (-)+IF	41253.1	-759.0	-56824.5
D+EQ (L)	41157.9	-3330.0	-65427.7
D+EQ (R)	38389.8	-3330.0	65427.7

	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)
全死荷重D	20236.7	-411.6	43295.5
D+L (max)	22254.6	82.9	64158.1
D+L (min)	21311.2	-1122.3	29413.8
D+L (max) +I (+)	22390.5	493.1	58113.4
D+L (max) +I (-)	22118.7	-327.3	70202.7
D+L (min) +I (+)	21447.1	-712.1	23369.2
D+L (min) +I (-)	21175.3	-1532.5	35458.5
D+L (max) +I (+)+IF	22477.1	491.9	58865.3
D+L (max) +I (-)+IF	22205.3	-328.6	70954.6
D+L (min) +I (+)+IF	21533.7	-713.3	24121.1
D+L (min) +I (-)+IF	21261.9	-1533.8	36210.4
D+EQ (L)	18374.6	-4918.4	46080.9
D+EQ (R)	22098.9	-4918.4	-46080.9

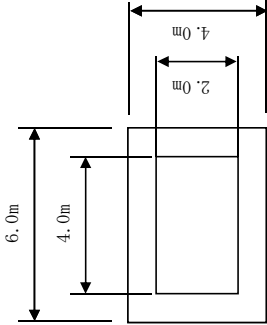
	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)
全死荷重D	35916.7	-411.6	26421.9
D+L (max)	36876.3	82.9	31785.6
D+L (min)	37951.5	-1122.3	19636.9
D+L (max) +I (+)	37012.3	493.1	42560.5
D+L (max) +I (-)	36740.4	-327.4	21010.7
D+L (min) +I (+)	38087.4	-712.1	30411.8
D+L (min) +I (-)	37815.6	-1532.5	8862.0
D+L (max) +I (+)+IF	37098.9	491.9	43261.3
D+L (max) +I (-)+IF	36827.1	-328.6	21711.4
D+L (min) +I (+)+IF	38174.0	-713.3	31112.6
D+L (min) +I (-)+IF	37902.2	-1533.8	9562.7
D+EQ (L)	34054.6	-4918.4	106613.9
D+EQ (R)	37778.9	-4918.4	-106613.9

直角方向作用力の計算

《 P 3 橋脚》橋脚高 H=49.4m(重心位置 y=24.7m)

【中空断面-6.5×4.0】

自重 W= (6.0×4.0-4.0×2.0)×24.5×49.4
= 19364.8 (kN)

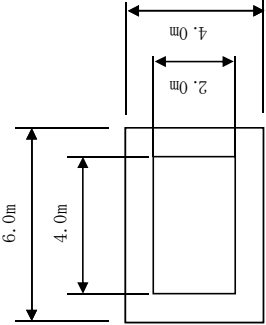


《 P 4 橋脚》橋脚高 H=40.0m(重心位置 y=20.0m)

【中空断面-7.5×4.0】

① 充実断面

自重 W= (6.0×4.0-4.0×2.0)×24.5×40.0
= 15680 (kN)



《 P 3 橋脚 》

死荷重 : R d= 39800 (kN)

活荷重 : R l= 1400 (kN)

上部工分担重量 : W u= 15800 (kN…直角方向)

橋脚高 : H = 49. 4 (m)

重心位置 : y = 24. 7 (m)

反力作用位置 : h = 53. 9 (m)

		死荷重時	常時	温度変化時	地震時
6. 0×4. 0	柱自重	19365	19365	19365	19365
	直 角	0	0	0	172891
kH= (直角)0. 13	下端	0	0	0	4571
	角	59165	60565	59165	59165

【施工時】

死荷重 : R d= 18100 (kN)

橋脚高 : H = 47. 6 (m)

重心位置 : y = 23. 8 (m)

反力作用位置 : h = 53. 9 (m)

		施工+地震時
6. 0×4. 0	自重	19365
	橋 軸	143647
kH= (橋軸)0. 10	下端	3746
	角	37465
(直角)0. 11	直 角	158012
	角	4121
(直角)0. 11	直 角	37465
	角	37465

《 P 4 橋脚 》

死荷重 : R d= 36000 (kN)

活荷重 : R l= 2100 (kN)

上部工分担重量 : W u= 20900 (kN…直角方向)

橋脚高 : H = 40. 0 (m)

重心位置 : y = 20. 0 (m)

反力作用位置 : h = 44. 5 (m)

		死荷重時	常時	温度変化時	地震時
6. 0×4. 0	自重	15680	15680	15680	15680
	直 角	0	0	0	161675
kH= (直角)0. 13	下端	0	0	0	4755
	角	51680	53780	51680	51680

【施工時】

死荷重 : R d= 22900 (kN)

橋脚高 : H = 40. 0 (m)

重心位置 : y = 20. 0 (m)

反力作用位置 : h = 44. 5 (m)

		施工+地震時
6. 0×4. 0	自重	15680
	橋 軸	146592
kH= (橋軸)0. 11	下端	4244
	角	38580
(直角)0. 13	直 角	173245
	角	5015
(直角)0. 13	直 角	38580
	角	38580

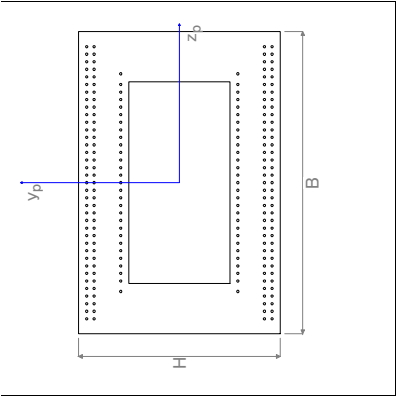
§4. 橋脚断面計算（常時・L1地震時）

1. 入力

1.1 橋軸

1.1.1 寸法データ

断面全幅B (m)		6.000
断面全高H (m)		4.000
鉄筋(SD345)		
鋼材全断面積 (mm ²)	D51*206	417562.0 417562.0



A' : 総ホロー面積

Ao : 外側型枠の長さ

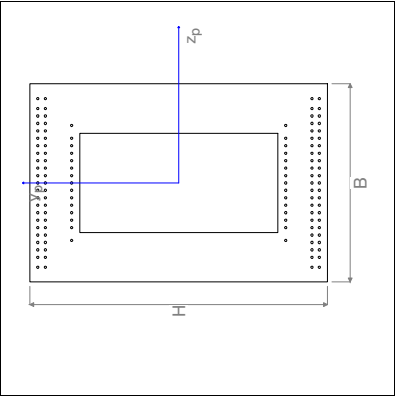
Ai : 内側型枠の長さ

$$W_{zu} = \frac{I_{sp}}{y_u}, W_{zl} = \frac{I_{sp}}{y_l}, W_{yr} = \frac{I_{sp}}{z_r}, W_{yl} = \frac{I_{sp}}{z_l}$$

1.2 直角

1.2.1 寸法データ

断面全幅B (m)		4.000
断面全高H (m)		6.000
鉄筋(SD345)		
鋼材全断面積 (mm ²)	D51*122	247294.0 247294.0



A' : 総ホロー面積

Ao : 外側型枠の長さ

Ai : 内側型枠の長さ

$$W_{zu} = \frac{I_{sp}}{y_u}, W_{zl} = \frac{I_{sp}}{y_l}, W_{yr} = \frac{I_{sp}}{z_r}, W_{yl} = \frac{I_{sp}}{z_l}$$

2. 結果

2.1 標準出力

2.1.1 一覧

(1) 曲げ応力度一覧

応力度結果

部材名称：P3：橋軸下端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力M _z p(kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋
D	1.000 0.0 -50013.6 39773.8	3.99 < 57.24 <	8.00 200.00	x= -3.575, α= 0 4.44 < 160.00
D+L(max)	1.000 0.0 -38199.3 41269.4	3.52 < 50.85 <	6.50 200.00	x= -4.220, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(min)	1.000 0.0 -58354.4 41032.7	4.46 < 63.64 <	8.00 200.00	x= -3.295, α= 0 11.07 < 160.00
D+L(max)+T(+)	1.150 0.0 -39402.8 40981.8	3.56 < 51.38 <	7.48 230.00	x= -4.137, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)	1.150 0.0 -36995.8 41557.0	3.48 < 50.32 <	7.48 230.00	x= -4.308, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)	1.150 0.0 -59557.9 40745.0	4.51 < 64.32 <	9.20 230.00	x= -3.231, α= 0 12.75 < 184.00
D+L(min)+T(-)	1.150 0.0 -57150.9 41320.3	4.41 < 62.97 <	9.20 230.00	x= -3.359, α= 0 9.47 < 184.00
D+L(max)+T(+)+TF	1.150 0.0 -39076.3 40914.6	3.55 < 51.14 <	7.48 230.00	x= -4.152, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)+TF	1.150 0.0 -36669.3 41489.8	3.47 < 50.08 <	7.48 230.00	x= -4.325, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)+TF	1.150 0.0 -59231.5 40677.9	4.49 < 64.05 <	9.20 230.00	x= -3.240, α= 0 12.47 < 184.00
D+L(min)+T(-)+TF	1.150 0.0 -56824.5 41253.1	4.39 < 62.71 <	9.20 230.00	x= -3.368, α= 0 9.22 < 184.00
D+EQ(L)	1.500 0.0 -65427.7 41157.9	4.84 < 68.71 <	12.00 300.00	x= -3.035, α= 0 19.25 < 300.00
D+EQ(R)	1.500 0.0 65427.7 38389.8	4.75 < 67.27 <	12.00 300.00	x= 2.875, α= 0 23.92 < 300.00
施工時+EQ	1.650 0.0 143647.2 37464.8	8.96 < 122.63 <	13.20 330.00	x= 1.835, α= 0 146.72 < 330.00

部材名称：P3：橋軸上端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力M _z p(kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋
D	1.000 0.0 -32641.1 20409.0	2.41 < 34.21 <	8.00 200.00	x= -3.020, α= 0 9.80 < 160.00
D+L(max)	1.000 0.0 -17985.7 21742.1	1.76 < 25.50 <	6.50 200.00	x= -4.484, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(min)	1.000 0.0 -53918.8 21972.2	3.62 < 50.39 <	8.00 200.00	x= -2.255, α= 0 38.11 < 160.00
D+L(max)+T(+)	1.150 0.0 -16784.2 21454.4	1.70 < 24.58 <	7.48 230.00	x= -4.627, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)	1.150 0.0 -19187.1 22029.7	1.83 < 26.42 <	7.48 230.00	x= -4.359, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)	1.150 0.0 -52717.3 21684.6	3.54 < 49.37 <	9.20 230.00	x= -2.267, α= 0 36.85 < 184.00
D+L(min)+T(-)	1.150 0.0 -55120.3 22259.8	3.69 < 51.40 <	9.20 230.00	x= -2.244, α= 0 39.38 < 184.00
D+L(max)+T(+)+TF	1.150 0.0 -17430.9 21387.3	1.72 < 24.93 <	7.48 230.00	x= -4.521, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)+TF	1.150 0.0 -19833.8 21962.5	1.85 < 26.76 <	7.48 230.00	x= -4.275, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)+TF	1.150 0.0 -53364.0 21617.4	3.57 < 49.80 <	9.20 230.00	x= -2.248, α= 0 37.98 < 184.00
D+L(min)+T(-)+TF	1.150 0.0 -55766.9 22192.6	3.72 < 51.83 <	9.20 230.00	x= -2.225, α= 0 40.52 < 184.00
D+EQ(L)	1.500 0.0 125054.6 21793.1	7.43 < 100.41 <	12.00 300.00	x= 1.623, α= 0 152.17 < 300.00
D+EQ(R)	1.500 0.0 -125054.6 19025.0	7.33 < 98.74 <	12.00 300.00	x= -1.572, α= 0 158.52 < 300.00

部材名称：P4：橋軸上端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力Mz _p (kNm) 軸力N' (kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋
D	1.000 0.0 43296.5 20236.7	2.98 < 41.83 <	8.00 200.00	x= 2.450, α= 0 25.40 < 160.00
D+L(max)	1.000 0.0 64158.1 22254.6	4.18 < 57.86 <	8.00 200.00	x= 2.072, α= 0 53.50 < 160.00
D+L(min)	1.000 0.0 29413.8 21311.2	2.27 < 32.44 <	8.00 200.00	x= 3.364, α= 0 4.82 < 160.00
D+L(max)+T(+)	1.150 0.0 58113.4 22390.5	3.86 < 53.62 <	9.20 230.00	x= 2.187, α= 0 43.75 < 184.00
D+L(max)+T(-)	1.150 0.0 70202.7 22118.7	4.50 < 62.08 <	9.20 230.00	x= 1.982, α= 0 63.34 < 184.00
D+L(min)+T(+)	1.150 0.0 23369.2 21447.1	1.99 < 28.56 <	9.20 230.00	x= 3.881, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)	1.150 0.0 35458.5 21175.3	2.59 < 36.65 <	9.20 230.00	x= 2.914, α= 0 12.32 < 184.00
D+L(max)+T(+)+TF	1.150 0.0 58865.3 22477.1	3.90 < 54.20 <	9.20 230.00	x= 2.176, α= 0 44.74 < 184.00
D+L(max)+T(-)+TF	1.150 0.0 70954.6 22205.3	4.55 < 62.66 <	9.20 230.00	x= 1.976, α= 0 64.34 < 184.00
D+L(min)+T(+)+TF	1.150 0.0 24121.1 21533.7	2.02 < 29.08 <	9.20 230.00	x= 3.823, α= 0 0.13 < 184.00
D+L(min)+T(-)+TF	1.150 0.0 36210.4 21261.9	2.63 < 37.24 <	9.20 230.00	x= 2.876, α= 0 13.21 < 184.00
D+EQ(L)	1.500 0.0 46080.9 18374.6	3.08 < 42.85 <	12.00 300.00	x= 2.228, α= 0 33.40 < 300.00
D+EQ(R)	1.500 0.0 -46080.9 22098.9	3.19 < 44.81 <	12.00 300.00	x= -2.491, α= 0 25.94 < 300.00

部材名称：P3：直角下端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力Mz _p (kNm) 軸力N' (kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋
D	1.000 0.0 0.0 59164.8	3.00 < 45.03 <	6.50 200.00	x= α, α= 0 0.00 < 160.00
D+L	1.000 0.0 0.0 60564.8	3.07 < 46.09 <	6.50 200.00	x= α, α= 0 0.00 < 160.00
D+EQ	1.500 0.0 172891.0 59164.8	9.68 < 138.95 <	12.00 300.00	x= 3.690, α= 0 84.65 < 300.00
施工時+EQ	1.650 0.0 158011.9 37464.8	8.36 < 118.53 <	13.20 330.00	x= 2.922, α= 0 125.20 < 330.00

部材名称：P4：直角下端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力M _{xp} (kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋 σ _s
D	1.000 0.0 0.0 51680.0	2.77 < 40.14 <	6.50 200.00	x= 4.793, α= 0 0.00 < 160.00
D+L	1.000 0.0 0.0 53780.0	3.05 < 44.02 <	6.50 200.00	x= 4.384, α= 0 0.00 < 160.00
D+EQ	1.000 0.0 161674.5 51680.0	2.56 < 37.42 <	6.50 200.00	x= 5.971, α= 0 0.00 < 160.00
施工時+EQ	1.150 0.0 173244.5 38580.0	3.53 < 50.69 <	9.20 230.00	x= 3.768, α= 0 1.01 < 184.00

抵抗曲げ結果
P3：橋軸上端
着目点 1

荷重名称	Mr(Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 鉄筋 σ _s
D	127928.0 1.589 180	7.53 101.57	7.53 101.57	160.00
D+L(max)	127928.0 1.589 0	7.53 101.57	7.53 101.57	160.00
D+L(min)	129821.2 1.607 180	7.68 103.70	7.68 103.70	160.00
D+L(max)+T(+)	130147.6 1.610 180	7.70 104.07	7.70 104.07	160.00

部材名称：P4：橋軸下端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力M _{xp} (kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋 σ _s
D	1.000 0.0 26421.9 35916.7	2.77 < 40.14 <	6.50 200.00	x= 4.793, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(max)	1.000 0.0 31785.6 36876.3	3.05 < 44.02 <	6.50 200.00	x= 4.384, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(min)	1.000 0.0 19636.9 37951.5	2.56 < 37.42 <	6.50 200.00	x= 5.971, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(max)+T(+)	1.150 0.0 42560.5 37012.3	3.53 < 50.69 <	9.20 230.00	x= 3.768, α= 0 1.01 < 184.00
D+L(max)+T(-)	1.150 0.0 21010.7 36740.4	2.57 < 37.43 <	7.48 230.00	x= 5.593, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)	1.150 0.0 30411.8 38087.4	3.04 < 44.01 <	7.48 230.00	x= 4.574, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)	1.150 0.0 8862.0 37815.6	2.09 < 30.82 <	7.48 230.00	x= 10.769, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(+)+TF	1.150 0.0 43261.3 37098.9	3.57 < 51.19 <	9.20 230.00	x= 3.738, α= 0 1.46 < 184.00
D+L(max)+T(-)+TF	1.150 0.0 21711.4 36827.1	2.60 < 37.91 <	7.48 230.00	x= 5.486, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)+TF	1.150 0.0 31112.6 38174.0	3.07 < 44.49 <	7.48 230.00	x= 4.521, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)+TF	1.150 0.0 9562.7 37902.2	2.12 < 31.31 <	7.48 230.00	x= 10.145, α= 0 0.00 < 184.00
D+EQ(L)	1.500 0.0 106613.9 34054.6	6.85 < 94.53 <	12.00 300.00	x= 1.994, α= 0 95.18 < 300.00
D+EQ(R)	1.500 0.0 -106613.9 37778.9	6.97 < 96.58 <	12.00 300.00	x= -2.094, α= 0 87.20 < 300.00
施工時+EQ	1.650 0.0 146591.5 38580.0	9.15 < 125.34 <	13.20 330.00	x= 1.842, α= 0 148.96 < 330.00

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	引張応力度 (N/mm²) 鉄筋	σs
D+EQ (R)	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	212331.1 1.437 180		11.96 159.41		300.00
	212331.1 1.437 0		11.96 159.41		300.00
P3：橋軸下端 着目点 1					
荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	引張応力度 (N/mm²) 鉄筋	σs
D	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	124468.4 1.994 180		8.00 110.37		111.10
D+L (max)	124468.4 1.994 0		8.00 110.37		111.10
	123576.4 2.035 180		8.00 110.56		106.47
D+L (min)	123576.4 2.035 0		8.00 110.56		106.47
	123717.1 2.028 180		8.00 110.53		107.20
D+L (max)+T (+)	123717.1 2.028 0		8.00 110.53		107.20
	146024.2 1.887 180		9.20 126.30		142.75
D+L (max)+T (-)	146024.2 1.887 0		9.20 126.30		142.75
	145671.6 1.900 180		9.20 126.38		140.92
D+L (min)+T (+)	145671.6 1.900 0		9.20 126.38		140.92
	146169.7 1.882 180		9.20 126.27		143.51
	146169.7 1.882 0		9.20 126.27		143.51

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	引張応力度 (N/mm²) 鉄筋	σs
D+L (max)+T (-)	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	145067.9 1.572 180		8.50 114.51		184.00
	145067.9 1.572 0		8.50 114.51		184.00
D+L (min)+T (+)	144576.5 1.567 180		8.46 113.96		184.00
	144576.5 1.567 0		8.46 113.96		184.00
D+L (min)+T (-)	145395.4 1.574 180		8.52 114.88		184.00
	145395.4 1.574 0		8.52 114.88		184.00
D+L (max)+T (+)+TF	144153.0 1.564 180		8.43 113.48		184.00
	144153.0 1.564 0		8.43 113.48		184.00
D+L (max)+T (-)+TF	144972.2 1.571 180		8.49 114.40		184.00
	144972.2 1.571 0		8.49 114.40		184.00
D+L (min)+T (+)+TF	144480.8 1.567 180		8.45 113.85		184.00
	144480.8 1.567 0		8.45 113.85		184.00
D+L (min)+T (-)+TF	145299.8 1.574 180		8.52 114.77		184.00
	145299.8 1.574 0		8.52 114.77		184.00
D+EQ (L)	211172.5 1.465 0		12.00 160.35		291.66
	211172.5 1.465 180		12.00 160.35		291.66

P3：直角下端
着目点 1

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) σs	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) σs
D	136140.9 4.426 0	鉄筋	8.00 115.66	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	136140.9 4.426 180					
D+L	135138.1 4.535 0	鉄筋	8.00 115.77	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	135138.1 4.535 180					
D+EQ	223182.1 3.115 0	鉄筋	12.00 170.75	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	223182.1 3.115 180					
施工時+EQ	266468.3 2.331 0	鉄筋	13.20 184.41	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	266468.3 2.331 180					

P4：橋軸上端
着目点 1

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) σs	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) σs
D	127683.1 1.587 0	鉄筋	7.51 101.30	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	127683.1 1.587 180					
D+L(max)	130548.2 1.614 0	鉄筋	7.73 104.52	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	130548.2 1.614 180					

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) σs	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) σs
D+L (min) +T (-)	145816.6 1.895 180	鉄筋	9.20 126.35	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	145816.6 1.895 0					
D+L (max) +T (+) +TF	146065.5 1.886 180	鉄筋	9.20 126.29	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	146065.5 1.886 0					
D+L (max) +T (-) +TF	145712.7 1.898 180	鉄筋	9.20 126.37	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	145712.7 1.898 0					
D+L (min) +T (+) +TF	146211.0 1.881 180	鉄筋	9.20 126.26	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	146211.0 1.881 0					
D+L (min) +T (-) +TF	145857.8 1.893 180	鉄筋	9.20 126.34	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	145857.8 1.893 0					
D+EQ (L)	198208.4 1.702 180	鉄筋	12.00 163.08	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	198208.4 1.702 0					
D+EQ (R)	200004.4 1.664 0	鉄筋	12.00 162.70	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	200004.4 1.664 180					
施工時+EQ	223138.6 1.608 0	鉄筋	13.20 178.30	鉄筋	コンクリート 鉄筋	鉄筋
	223138.6 1.608 180					

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	引張応力度(N/mm²) 鉄筋	σs
D+L(min)+T(-)+TF	143974.4 1.562 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	143974.4 1.562 180				
D+EQ(L)	211393.8 1.431 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	211393.8 1.431 180				
D+EQ(R)	210960.7 1.469 180	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	210960.7 1.469 0				

P4：橋軸下端
着目点 1

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	引張応力度(N/mm²) 鉄筋	σs
D	126805.6 1.894 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	126805.6 1.894 180				
D+L(max)	126219.1 1.918 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	126219.1 1.918 180				
D+L(min)	125565.9 1.946 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	125565.9 1.946 180				
D+L(max)+T(+)	148487.5 1.806 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	148487.5 1.806 180				

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	引張応力度(N/mm²) 鉄筋	σs
D+L(min)	129209.6 1.601 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	129209.6 1.601 180				
D+L(max)+T(+)	145581.4 1.576 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	145581.4 1.576 180				
D+L(max)+T(-)	145194.6 1.573 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	145194.6 1.573 180				
D+L(min)+T(+)	144238.2 1.565 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	144238.2 1.565 180				
D+L(min)+T(-)	143851.0 1.561 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	143851.0 1.561 180				
D+L(max)+T(+)+TF	145704.7 1.577 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	145704.7 1.577 180				
D+L(max)+T(-)+TF	145317.9 1.574 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	145317.9 1.574 180				
D+L(min)+T(+)+TF	144361.6 1.566 0	鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	σs
	144361.6 1.566 180				

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	引張応力度(N/mm²) 鉄筋	σs
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	
D+EQ (R)	200403.4 1.656 180		12.00 162.61		237.35
	200403.4 1.656 0		12.00 162.61		237.35
施工時+EQ	222400.4 1.621 0		13.20 178.46		271.05
	222400.4 1.621 180		13.20 178.46		271.05

P4：直角下端
着目点 1

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	引張応力度(N/mm²) 鉄筋	σs
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	
D	141083.3 3.878 0		8.00 115.05		60.71
	141083.3 3.878 180		8.00 115.05		60.71
D+L	139749.5 4.026 0		8.00 115.23		54.08
	139749.5 4.026 180		8.00 115.23		54.08
D+EQ	228291.9 2.851 0		12.00 169.90		188.70
	228291.9 2.851 180		12.00 169.90		188.70
施工時+EQ	265492.2 2.358 0		13.20 184.56		292.46
	265492.2 2.358 180		13.20 184.56		292.46

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	引張応力度(N/mm²) 鉄筋	σs
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	鉄筋	
D+L (max) +T (-)	148658.1 1.800 0		9.20 125.73		156.38
	148658.1 1.800 180		9.20 125.73		156.38
D+L (min) +T (+)	147815.2 1.827 0		9.20 125.92		152.03
	147815.2 1.827 180		9.20 125.92		152.03
D+L (min) +T (-)	147984.8 1.822 0		9.20 125.88		152.90
	147984.8 1.822 180		9.20 125.88		152.90
D+L (max) +T (+) +TF	148433.2 1.807 0		9.20 125.78		155.22
	148433.2 1.807 180		9.20 125.78		155.22
D+L (max) +T (-) +TF	148603.7 1.802 0		9.20 125.75		156.10
	148603.7 1.802 180		9.20 125.75		156.10
D+L (min) +T (+) +TF	147761.2 1.829 0		9.20 125.93		151.75
	147761.2 1.829 180		9.20 125.93		151.75
D+L (min) +T (-) +TF	147930.7 1.823 0		9.20 125.89		152.63
	147930.7 1.823 180		9.20 125.89		152.63
D+EQ (L)	202856.2 1.608 0		12.00 162.09		249.83
	202856.2 1.608 180		12.00 162.09		249.83

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋間隔 斜引張鉄筋配置角度 $\theta(^{\circ})$ mm照査用許容割増 (ra1, ra2用)/ α	平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Ce Opt CN Cdc考慮) Aw算出用のra2 (Cds考慮) Aw算出用の σ_{sa} (Cds考慮) ra1 (N/mm ²) ra2 (N/mm ²) σ_{sa} (N/mm ²)									
		zp	yp	zp	yp	zp	yp	zp	yp	zp	yp
P3：橋軸上端 着目点 1 D+EQ (L)	21793.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	21793.1 -3330.0 125054.6 3.5947 6.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.34 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.34 7385.4 300.00	0.32 2.55 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.32 6984.8 300.00	0.15 < 0.15 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.34 7385.4 300.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00
P3：橋軸上端 着目点 1 D+EQ (R)	19025.0 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	19025.0 -3330.0 -125054.6 3.5947 6.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.34 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.32 6984.8 300.00	0.32 2.55 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.32 6984.8 300.00	0.15 < 0.15 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.34 7385.4 300.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00
P3：橋軸下端 着目点 1 D	39773.8 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	39773.8 -344.7 -50013.6 3.5947 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.22 4656.5 160.00	0.22 1.70 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.22 4656.5 160.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00
P3：橋軸下端 着目点 1 D+L (max)	41269.4 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	41269.4 343.2 -38199.3 3.5947 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.22 4656.5 160.00	0.22 1.70 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.22 4656.5 160.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋間隔 斜引張鉄筋配置角度 mm照査用許容割増				平均せん断応力度(τa1と比較) 平均せん断応力度 斜引張鉄筋量 せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のτa1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のσsa (Cds考慮) Aw算出用のτa1 (N/mm) τa1 (N/mm) τa2 (N/mm) σsa (N/mm)																																																																																																	
	zp	yp	yp	yp	N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ τa1 (N/mm) τa2 (N/mm) Aw (mm) a (mm) θ (°) σsa (N/mm) Ce Cpt CN Cdc考慮 τa1 (N/mm) τa2 (N/mm) σsa (N/mm)																																																																																																	
P3：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T(+)+TF	21387.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	21387.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	21387.3 314.8 -17430.9 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.01 < 0.01 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 535.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.0 < 1.000 1.000 1.

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ 許容せん断応力度 ra1(N/mm²) 斜引張鉄筋面積 a(m²) 斜引張鉄筋配置角度 θ(°) 照査用のra1(Cpt CN Cdc考慮) 照査用許容割増 (ra1, ra2用) α		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1(N/mm²)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1(N/mm²)	
	zp	yp	zp	yp	zp	yp
P3 : 橋軸下端 着目点 1 D+L(max)+T(-)	41320.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	41320.3 -778.3 -57150.9 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.482 0.25 5855.0 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.04 < 0.04 < 0.0 < 778.3 1.000 1.000 1.000 1.481 0.26 5662.2 184.00
P3 : 橋軸下端 着目点 1 D+L(max)+T(+)+TF	40914.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	40914.6 314.8 -39076.3 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.482 0.25 5855.0 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.01 < 0.01 < 0.0 < 314.8 3.5947 314.8 1.000 1.000 1.000 1.481 0.26 5662.2 184.00
P3 : 橋軸下端 着目点 1 D+L(max)+T(-)+TF	41489.8 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	41489.8 410.2 -36669.3 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.482 0.25 5855.0 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.02 < 0.02 < 0.0 < 410.2 3.5947 410.2 1.000 1.000 1.000 1.481 0.26 5662.2 184.00
P3 : 橋軸下端 着目点 1 D+L(max)+T(+)+TF	40677.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	40677.9 -854.5 -59231.5 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.482 0.25 5855.0 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.04 < 0.04 < 0.0 < 854.5 3.5947 854.5 1.000 1.000 1.000 1.481 0.26 5662.2 184.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ 許容せん断応力度 ra1(N/mm²) 斜引張鉄筋面積 a(m²) 斜引張鉄筋配置角度 θ(°) 照査用のra1(Cpt CN Cdc考慮) 照査用許容割増 (ra1, ra2用) α		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1(N/mm²)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1(N/mm²)	
	zp	yp	zp	yp	zp	yp
P3 : 橋軸下端 着目点 1 D+L(min)	41032.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	41032.7 -826.1 -58354.4 3.5947 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	0.22 1.70 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.482 0.22 4656.5 160.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.04 < 0.04 < 0.0 < 826.1 1.000 1.000 1.000 1.481 0.23 4923.6 160.00
P3 : 橋軸下端 着目点 1 D+L(max)+T(+)	40981.8 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	40981.8 295.5 -39402.8 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.482 0.25 5855.0 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.01 < 0.01 < 0.0 < 295.5 3.5947 295.5 1.000 1.000 1.000 1.481 0.26 5662.2 184.00
P3 : 橋軸下端 着目点 1 D+L(max)+T(-)	41557.0 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	41557.0 390.9 -36995.8 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.482 0.25 5855.0 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.02 < 0.02 < 0.0 < 390.9 3.5947 390.9 1.000 1.000 1.000 1.481 0.26 5662.2 184.00
P3 : 橋軸下端 着目点 1 D+L(min)+T(+)	40745.0 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	40745.0 -873.8 -59557.9 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.482 0.25 5855.0 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.04 < 0.04 < 0.0 < 873.8 3.5947 873.8 1.000 1.000 1.000 1.481 0.26 5662.2 184.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ 許容せん断応力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋配置間隔 斜引張鉄筋許容応力 mm照査用許容割増 (ra1, ra2用)α		N' (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ra1 (N/mm²) ra2 (N/mm²) Aw (mm²) a (mm) θ (°) σsa (N/mm²) σsa (N/mm²) σsa (N/mm²)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のσsa (Cds考慮) ra1 (N/mm²)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のσsa (Cds考慮) ra1 (N/mm²)	
	zp	yp	zp	yp	zp	yp	zp	yp
P3：直角下端 着目点 1 D	59164.8 0.0 0.0 0.0 0.0 2.7938 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	59164.8 0.0 0.0 0.0 0.0 5.6162 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.15 1.000	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.23 3783.5 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.23 3783.5 160.00	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.23 3783.5 160.00	0.15 1.70 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.15 4328.2 160.00	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.15 4328.2 160.00	0.15 1.70 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.15 4328.2 160.00
	60564.8 0.0 0.0 0.0 0.0 2.7938 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	60564.8 0.0 0.0 0.0 0.0 5.6162 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.15 1.000	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.23 3783.5 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.23 3783.5 160.00	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.23 3783.5 160.00	0.15 1.70 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.15 4328.2 160.00	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.15 4328.2 160.00	0.15 1.70 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.15 4328.2 160.00
	59164.8 0.0 0.0 0.0 0.0 2.7938 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.34 1.500	59164.8 0.0 0.0 0.0 0.0 5.6162 5.0000 0.0000 0.35 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.23 1.500	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.34 5675.2 300.00	0.34 2.55 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.34 5675.2 300.00	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.34 5675.2 300.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.23 6492.3 300.00	0.16 < 0.16 < 0.16 < 0.0 < 0.0 < 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.23 6492.3 300.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.23 6492.3 300.00
	37464.8 0.0 0.0 0.0 0.0 2.7938 6.0000 0.0000 0.23 2.80 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.37 1.650	37464.8 0.0 0.0 0.0 0.0 5.6162 5.0000 0.0000 0.38 0.38 2.80 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.25 1.650	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.37 6242.7 330.00	0.37 2.80 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.37 6242.7 330.00	0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.37 6242.7 330.00	0.25 2.80 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.25 7141.5 330.00	0.15 < 0.15 < 0.15 < 0.0 < 0.0 < 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.25 7141.5 330.00	0.25 2.80 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.25 7141.5 330.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ 許容せん断応力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋配置間隔 斜引張鉄筋配置角度θ(°) mm照査用のral (Ce Cpt CN Cde考慮) mm照査用許容割増 (ral, ra2用)α		平均せん断応力度 (ralと比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高に關する補正係数 ptに關する補正係数 Aw算出用のral (Ce Cpt CN Cde考慮) Aw算出用のSca Aw算出用のσsa (Cds考慮) ral (N/mm)		平均せん断応力度 (ralと比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高に關する補正係数 ptに關する補正係数 Aw算出用のral (Ce Cpt CN Cde考慮) Aw算出用のSca Aw算出用のσsa (Cds考慮) ral (N/mm)		平均せん断応力度 (ralと比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高に關する補正係数 ptに關する補正係数 Aw算出用のral (Ce Cpt CN Cde考慮) Aw算出用のSca Aw算出用のσsa (Cds考慮) ral (N/mm)	
	zp	yp	zp	yp	zp	yp	zp	yp
P3：橋軸下端 着目点 1 D+L(min)+T(-)+TF	41253.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ral (N/mm) ra2 (N/mm) a (mm) a (mm) θ (°) σsa (N/mm) σsa (N/mm) σsa (N/mm)	41253.1 -759.0 -56824.5 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	0.26 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5682.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	
P3：橋軸下端 着目点 1 D+EQ(L)	41157.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ral (N/mm) ra2 (N/mm) a (mm) a (mm) θ (°) σsa (N/mm) σsa (N/mm) σsa (N/mm)	41157.9 -3330.0 -65427.7 3.5947 6.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.34 1.500	0.32 2.55 3854.4 0.0 1.000 1.000 0.635 1.482 0.32 6984.8 300.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	0.34 2.55 3854.4 0.0 1.000 1.000 0.670 1.481 0.34 7385.4 300.00	0.15 < 0.15 < 0.0 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	
P3：橋軸下端 着目点 1 D+EQ(R)	38389.8 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ral (N/mm) ra2 (N/mm) a (mm) a (mm) θ (°) σsa (N/mm) σsa (N/mm) σsa (N/mm)	38389.8 -3330.0 65427.7 3.5947 6.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.34 1.500	0.32 2.55 3854.4 0.0 1.000 1.000 0.635 1.482 0.32 6984.8 300.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	0.34 2.55 3854.4 0.0 1.000 1.000 0.670 1.481 0.34 7385.4 300.00	0.15 < 0.15 < 0.0 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	
P3：橋軸下端 着目点 1 施工時+E+Q	37464.8 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.38 2.80 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.36 1.650	N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ral (N/mm) ra2 (N/mm) a (mm) a (mm) θ (°) σsa (N/mm) σsa (N/mm) σsa (N/mm)	37464.8 3746.5 143647.2 3.5947 6.0000 0.0000 0.38 2.80 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.38 1.650	0.36 2.80 3854.4 0.0 1.000 1.000 0.635 1.482 0.36 7683.3 330.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	0.38 2.80 3854.4 0.0 1.000 1.000 0.670 1.481 0.38 8124.0 330.00	0.17 < 0.17 < 0.0 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 <	

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力		yp		zp		yp		zp		yp	
	せん断力 曲げモーメント 有効幅 有効高さ 桁高変化量 許容せん断応力度 計容せん断応力度 斜引張鉄筋面積 斜引張鉄筋間隔 斜引張鉄筋配置角度 照査用の τ_{ral} (Ce Cpt CN Cdc考慮) τ_{ral} (N/mm)	せん断力 M(kNm) d(m) tan θ +tany τ_{ral} (N/mm) τ_{ra2} (N/mm) Aw(mm) a(mm) $\theta(^{\circ})$ Cp Cpt CN Cdc考慮 Aw算出用の τ_{ral} (Ce Cpt CN Cdc考慮) τ_{ral} (N/mm)	N' (kN) S(kN) M(kNm) d(m) tan θ +tany τ_{ral} (N/mm) τ_{ra2} (N/mm) Aw(mm) a(mm) $\theta(^{\circ})$ Cp Cpt CN Cdc考慮 Aw算出用の τ_{ral} (Ce Cpt CN Cdc考慮) τ_{ral} (N/mm)	yp	zp	yp	zp	yp	zp	yp	zp	
P4：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T(-)	22118.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	22118.7 -327.3 70202.7 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	N' (kN) S(kN) M(kNm) d(m) tan θ +tany τ_{ral} (N/mm) τ_{ra2} (N/mm) Aw(mm) a(mm) $\theta(^{\circ})$ Cp Cpt CN Cdc考慮 Aw算出用の τ_{ral} (Ce Cpt CN Cdc考慮) τ_{ral} (N/mm)	22118.7 -327.3 70202.7 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.02 0.02 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.02 0.02 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.02 0.02 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.02 0.02 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.02 0.02 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	
P4：橋軸上端 着目点 1 D+L(min)+T(+)	21447.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	21447.1 -712.1 23369.2 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	N' (kN) S(kN) M(kNm) d(m) tan θ +tany τ_{ral} (N/mm) τ_{ra2} (N/mm) Aw(mm) a(mm) $\theta(^{\circ})$ Cp Cpt CN Cdc考慮 Aw算出用の τ_{ral} (Ce Cpt CN Cdc考慮) τ_{ral} (N/mm)	21447.1 -712.1 23369.2 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.03 0.03 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.03 0.03 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.03 0.03 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.03 0.03 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.03 0.03 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	
P4：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T(-)	21175.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	21175.3 -1532.5 35458.5 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	N' (kN) S(kN) M(kNm) d(m) tan θ +tany τ_{ral} (N/mm) τ_{ra2} (N/mm) Aw(mm) a(mm) $\theta(^{\circ})$ Cp Cpt CN Cdc考慮 Aw算出用の τ_{ral} (Ce Cpt CN Cdc考慮) τ_{ral} (N/mm)	21175.3 -1532.5 35458.5 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.07 0.07 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.07 0.07 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.07 0.07 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.07 0.07 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.07 0.07 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	
P4：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T(+)+TF	22477.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	22477.1 491.9 58865.3 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	N' (kN) S(kN) M(kNm) d(m) tan θ +tany τ_{ral} (N/mm) τ_{ra2} (N/mm) Aw(mm) a(mm) $\theta(^{\circ})$ Cp Cpt CN Cdc考慮 Aw算出用の τ_{ral} (Ce Cpt CN Cdc考慮) τ_{ral} (N/mm)	22477.1 491.9 58865.3 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.02 0.02 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.02 0.02 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.02 0.02 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.02 0.02 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.02 0.02 0.00 0.00 0.00 0.00 0.25 1.96 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 許容せん断応力値 鉛引張鉄筋断面積 鉛引張鉄筋間隔 鉛引張鉄筋配置角度 照査用のral (Ce Cpt CN Cdc考慮) tm照査用許容割増				平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン圧縮係数 有効高に関する補正係数 Ptに関する補正係数 Aw算出用のral (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のssa (Cds考慮) ra1 (N/mm)										平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン圧縮係数 有効高に関する補正係数 Ptに関する補正係数 Aw算出用のral (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のssa (Cds考慮) ra1 (N/mm)									
	zp	yp	zp	yp	N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ra1 (N/mm) ra2 (N/mm) a (mm) α (°) Cpt CN Cdc考慮 tm照査用許容割増	yp	zp	yp	tm (N/mm) Aw (mm) Sh (kN) Cdc Cds Ce Cpt ra1 (N/mm) ssa (N/mm)	tm (N/mm) Aw (mm) Sh (kN) Cdc Cds Ce Cpt ra1 (N/mm) ssa (N/mm)														
P4：橋軸上端 着目点 1 D	20236.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	20236.7 -411.6 43295.5 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.22 1.70 3854.4 0.00 0.00 0.22 1.482 4656.5 160.00	20236.7 -411.6 43295.5 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.22 1.70 3854.4 0.00 0.00 0.22 1.482 4656.5 160.00	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.23 1.70 3854.4 0.00 0.00 0.23 1.481 4923.6 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.00 0.00 0.23 1.481 4923.6 160.00														
P4：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)	22254.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	22254.6 82.9 64158.1 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.22 1.70 3854.4 0.00 0.00 0.22 1.482 4656.5 160.00	22254.6 82.9 64158.1 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.22 1.70 3854.4 0.00 0.00 0.22 1.482 4656.5 160.00	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.23 1.70 3854.4 0.00 0.00 0.23 1.481 4923.6 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.00 0.00 0.23 1.481 4923.6 160.00														
P4：橋軸上端 着目点 1 D+L(min)	21311.2 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	21311.2 -1122.3 29413.8 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.22 1.70 3854.4 0.00 0.00 0.22 1.482 4656.5 160.00	21311.2 -1122.3 29413.8 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.22 1.70 3854.4 0.00 0.00 0.22 1.482 4656.5 160.00	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.23 1.70 3854.4 0.00 0.00 0.23 1.481 4923.6 160.00	0.23 1.70 3854.4 0.00 0.00 0.23 1.481 4923.6 160.00														
P4：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T(+)	22390.5 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.25 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	22390.5 493.1 58113.4 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.00 0.00 0.25 5355.0 184.00	22390.5 493.1 58113.4 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.00 0.00 0.25 5355.0 184.00	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.26 1.96 3854.4 0.00 0.00 0.26 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 0.00 0.00 0.26 5662.2 184.00														

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ 許容せん断応力度 ra1(N/mm²) 斜引張鉄筋断面積 a(m) 斜引張鉄筋配置角度 θ(°) 斜引張鉄筋許容応力 σsa(N/mm²) 参照表用のra1 (Cpt CN Cdc考慮) mm照査用許容割増 (ra1, ra2用) α	N (kN) S(kN) M(kNm) d(m) b(m) tanβ+tanγ ra1(N/mm²) ra2(N/mm²) a(m) θ(°) σsa(N/mm²) Cpt CN Cdc考慮 ra1, ra2用) α	平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高diに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cdc考慮) Aw算出用のσsa (Cds考慮) ra1 (N/mm²)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高diに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cdc考慮) Aw算出用のσsa (Cds考慮) ra1 (N/mm²)	
			zp	yp	zp	yp
P4 : 橋軸上端 着目点 1 D+EQ (R)		22098.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	22098.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	22098.9 0.02 < 0.02 < 0.0 < 3.5947 6.0000 1.000 1.000 0.635 1.481 0.26 5682.2 184.00	22098.9 0.02 < 0.02 < 0.0 < 3.5947 6.0000 1.000 1.000 0.635 1.481 0.26 5682.2 184.00	22098.9 0.23 < 0.23 < 0.0 < 3.5947 6.0000 1.000 1.000 0.635 1.481 0.26 5682.2 184.00
P4 : 橋軸上端 着目点 1 D		35916.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	35916.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	35916.7 0.03 < 0.03 < 0.0 < 713.3 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5682.2 184.00	35916.7 0.03 < 0.03 < 0.0 < 713.3 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5682.2 184.00	35916.7 0.23 < 0.23 < 0.0 < 411.6 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00
P4 : 橋軸上端 着目点 1 D+L (max)		21261.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	21261.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	21261.9 0.07 < 0.07 < 0.0 < 1533.8 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5682.2 184.00	21261.9 0.07 < 0.07 < 0.0 < 1533.8 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5682.2 184.00	21261.9 0.23 < 0.23 < 0.0 < 82.9 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00
P4 : 橋軸上端 着目点 1 D+L (min)		18374.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	18374.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	18374.6 0.23 < 0.23 < 0.0 < 4918.4 1.000 1.000 1.000 0.635 1.481 0.34 7385.4 300.00	18374.6 0.23 < 0.23 < 0.0 < 4918.4 1.000 1.000 1.000 0.635 1.481 0.34 7385.4 300.00	18374.6 0.23 < 0.23 < 0.0 < 1122.3 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ 許容せん断応力度 ra1(N/mm²) 斜引張鉄筋断面積 a(m) 斜引張鉄筋配置角度 θ(°) 斜引張鉄筋許容応力 σsa(N/mm²) 参照表用のra1 (Cpt CN Cdc考慮) mm照査用許容割増 (ra1, ra2用) α	N (kN) S(kN) M(kNm) d(m) b(m) tanβ+tanγ ra1(N/mm²) ra2(N/mm²) a(m) θ(°) σsa(N/mm²) Cpt CN Cdc考慮 ra1, ra2用) α	平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高diに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cdc考慮) Aw算出用のσsa (Cds考慮) ra1 (N/mm²)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高diに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cdc考慮) Aw算出用のσsa (Cds考慮) ra1 (N/mm²)	
			zp	yp	zp	yp
P4 : 橋軸上端 着目点 1 D+L (max)+T (-)+TF		22205.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 1.96 0.26 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	22205.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 1.96 0.26 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	22205.3 0.02 < 0.02 < 0.0 < 3.5947 6.0000 1.000 1.000 0.635 1.481 0.26 5682.2 184.00	22205.3 0.02 < 0.02 < 0.0 < 3.5947 6.0000 1.000 1.000 0.635 1.481 0.26 5682.2 184.00	22205.3 0.23 < 0.23 < 0.0 < 3.5947 6.0000 1.000 1.000 0.635 1.481 0.26 5682.2 184.00
P4 : 橋軸上端 着目点 1 D+L (min)+T (+)+TF		21533.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 1.96 0.26 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	21533.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 1.96 0.26 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	21533.7 0.03 < 0.03 < 0.0 < 713.3 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5682.2 184.00	21533.7 0.03 < 0.03 < 0.0 < 713.3 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5682.2 184.00	21533.7 0.23 < 0.23 < 0.0 < 411.6 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00
P4 : 橋軸上端 着目点 1 D+L (min)+T (-)+TF		21261.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	21261.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	21261.9 0.07 < 0.07 < 0.0 < 1533.8 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5682.2 184.00	21261.9 0.07 < 0.07 < 0.0 < 1533.8 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5682.2 184.00	21261.9 0.23 < 0.23 < 0.0 < 82.9 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00
P4 : 橋軸上端 着目点 1 D+EQ (L)		18374.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	18374.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	18374.6 0.23 < 0.23 < 0.0 < 4918.4 1.000 1.000 1.000 0.635 1.481 0.34 7385.4 300.00	18374.6 0.23 < 0.23 < 0.0 < 4918.4 1.000 1.000 1.000 0.635 1.481 0.34 7385.4 300.00	18374.6 0.23 < 0.23 < 0.0 < 1122.3 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ せん断力 N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ra1 (N/mm²) ra2 (N/mm²) Aw (mm²) a (m) θ (°) Cpt CN Cdc考慮 Sca (N/mm²) σsa (N/mm²)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 ptに関する補正係数 有効高dに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm²) ra2 (N/mm²) σsa (N/mm²)		yp	
	zp	yp	zp	yp	yp	yp
P4 : 直角下端 着目点 1 D+L	34054.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	34054.6 -4918.4 106613.9 3.5947 6.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.34 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.32 6984.8 300.00	0.23 < 0.23 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.34 7385.4 300.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.23 3783.5 160.00	0.15 1.70 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 4328.2 160.00
P4 : 橋軸下端 着目点 1 D+EQ (R)	37778.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	37778.9 -4918.4 -106613.9 3.5947 6.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.34 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.32 6984.8 300.00	0.23 < 0.23 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.34 7385.4 300.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.34 5875.2 300.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 4328.2 300.00
P4 : 橋軸下端 着目点 1 施工時+EQ	38580.0 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.38 2.80 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.36 1.650	38580.0 4243.8 146591.5 3.5947 6.0000 0.0000 0.38 2.80 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.38 1.650	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.36 7683.3 330.00	0.20 < 0.20 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.38 8124.0 330.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.37 6242.7 330.00	0.25 2.80 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 7141.5 330.00

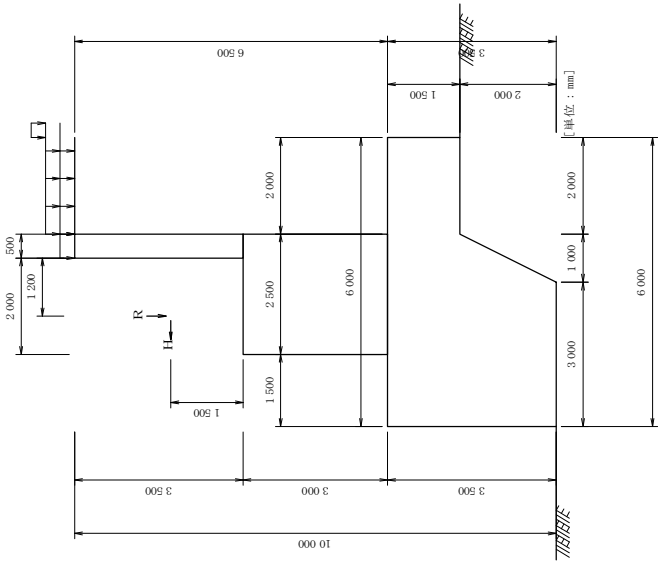
部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ せん断力 N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ra1 (N/mm²) ra2 (N/mm²) Aw (mm²) a (m) θ (°) Cpt CN Cdc考慮 Sca (N/mm²) σsa (N/mm²)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 ptに関する補正係数 有効高dに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm²) ra2 (N/mm²) σsa (N/mm²)		yp	
	zp	yp	zp	yp	yp	yp
P4 : 橋軸下端 着目点 1 D+EQ (L)	34054.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	34054.6 -4918.4 106613.9 3.5947 6.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.34 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.32 6984.8 300.00	0.23 < 0.23 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.34 7385.4 300.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.23 3783.5 160.00	0.15 1.70 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 4328.2 160.00
P4 : 橋軸下端 着目点 1 D+EQ (R)	37778.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	37778.9 -4918.4 -106613.9 3.5947 6.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.34 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.32 6984.8 300.00	0.23 < 0.23 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.34 7385.4 300.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.34 5875.2 300.00	0.23 2.55 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 4328.2 300.00
P4 : 橋軸下端 着目点 1 施工時+EQ	38580.0 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.38 2.80 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.36 1.650	38580.0 4243.8 146591.5 3.5947 6.0000 0.0000 0.38 2.80 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.38 1.650	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.36 7683.3 330.00	0.20 < 0.20 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.38 8124.0 330.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.37 6242.7 330.00	0.25 2.80 3854.4 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 7141.5 330.00

§ 5. A1 橋台の設計

1. 設計条件

1.1 形状寸法

(1) 躯体形状



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
7700		

1.2 地盤条件

重要度 : B種

地域区分: B2

地盤種別: I種

1.3 使用材料

【コンクリート】 胸壁設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)

堅壁設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)

底板設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)

【使用鉄筋材料】

部 材	主鉄筋	せん断補強鉄筋
胸 壁	SD345	SD345
堅 壁	SD345	SD345
底 版	SD345	SD345

【せん断抵抗角】 せん断抵抗角 $\phi = 25.00$

残留強度 $\phi_{res} = 25.00$

ヒーク強度 $\phi_{peak} = 30.00$

(3) 下部工設計計算 (PC6 径間連続ラーメン橋)

【単位体積重量】

軀 体	鉄筋コンクリート	(kN/m ³)	
		24.500	
		9.800	
		飽和重量	
前 面		19.000	19.800
背 面		18.000	18.800

1. 4 作用荷重

(1) 設計震度

1) レベル1地震時

対 象	橋軸方向
軀 体	0.14
土 砂	0.14

(2) 地震動の方向

荷 重 状 態	地震動の方向
常時1(浮力無し)	——
常時2(浮力無し)	——
地震時(浮力無し)	背面から前面

(3) 上部工反力

1) 上部工反力作用位置

	上部工反力位置
橋軸方向XR(m)	1.200
橋軸方向YR(m)	1.500

橋軸方向XR : 胸壁前面位置からの距離(m)

橋軸方向YR : 橋座面位置からの距離(m)

2) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
常時(浮力無し)	4700.000	0.000	4700.000	1300.000	0.000
常時2(浮力無し)	4700.000	0.000	4700.000	1300.000	0.000
地震時(浮力無し)	4700.000	0.000	4700.000	—	600.000

Rd : 上部工死荷重反力

Rex : 上部工死荷重反力、活荷重反力以外の鉛直反力

RD : 上部工鉛直反力

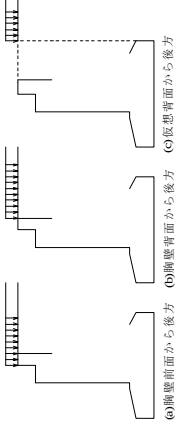
RL : 上部工活荷重反力

RH : 上部工水平反力

(4) 地表面荷重

1) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	地表面荷重 (kN/m ²)		活荷重位置		
	死荷重 Qd	活荷重 Ql	a	b	c
常時1(浮力無し)	0.000	0.000			
常時2(浮力無し)	0.000	10.000	○	○	○
地震時(浮力無し)	0.000	—			



(5) 土砂の扱い

荷 重 状 態	前面土砂		前趾設計時 前趾上土砂
	鉛直	水平	
常時1(浮力無し)	無視	—	無視
常時2(浮力無し)	無視	—	無視
地震時(浮力無し)	無視	無視	無視

(6) 水位の考慮

- 水位位置は、フーチング底面からの高さとする

荷 重 状 態	背面水位 Hf (m)	前面水位 Hf (m)	水位の影響	
			浮 力	水 圧
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視

1. 5 土圧

- 土圧の作用面の壁面摩擦角(度)と仮想背面の扱い

荷 重 状 態	安定計算時	堅壁設計時	算 出 式
	土-土	土-コンクリート	
常 時	25.000	8.333	クーロン式
地震時	12.500	0.000	修正物部・岡部

- 水位以下の土圧算出における水位

常時土圧 : 考慮する

レベル1地震時: 考慮する

- 土圧を考慮しない下面からの高さ

安定計算時 0.000(m)

堅壁設計時 0.000(m)

底版下面の土圧を考慮しない高さ 2.000(m)

- 土圧算出時における土圧の作用幅(m)

適用	扱い	作用幅	
		堅壁区間	底板区間
安定計算	底板幅	7.700	7.700
堅壁設計	堅壁幅	7.700	—
底板設計	底板幅	7.700	7.700

堅壁区間の重心補正： 0.000(m)
底板区間の重心補正： 0.000(m)
・土圧係数及び土圧強度(kN/㎡) (範囲はフーチング底面からの距離)

荷重 状態	範囲(m)	安定計算時		堅壁設計時	
		始まり	終わり	土圧係数	算出式
常時	0.000	8.000	0.355	0.377	
地震時	0.000	8.000	0.475	0.490	0.33+1.14・Kh

(1) 常時土圧係数(クローン式)

1) 安定計算時(土-土)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2}$$
$$= \frac{\cos^2(25.000-0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000+25.000) \left\{ 1 + \frac{\sin(25.000+25.000) \sin(25.000-(0.000))}{\cos(0.000+25.000) \cos(0.000-(0.000))} \right\}^2}$$
$$= 0.355$$

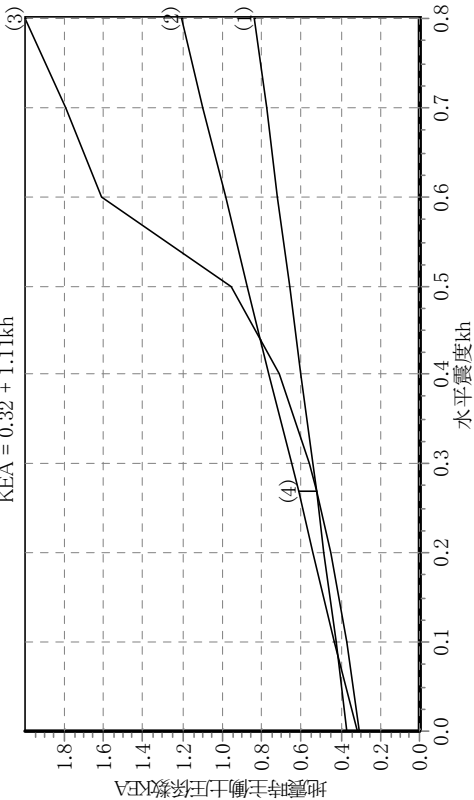
2) 堅壁設計時(土-コンクリート)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2}$$
$$= \frac{\cos^2(25.000-0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000+8.333) \left\{ 1 + \frac{\sin(25.000+8.333) \sin(25.000-(0.000))}{\cos(0.000+8.333) \cos(0.000-(0.000))} \right\}^2}$$
$$= 0.377$$

(2) 地震時土圧係数(修正物部・岡部式)

1) 安定計算時(土-土)

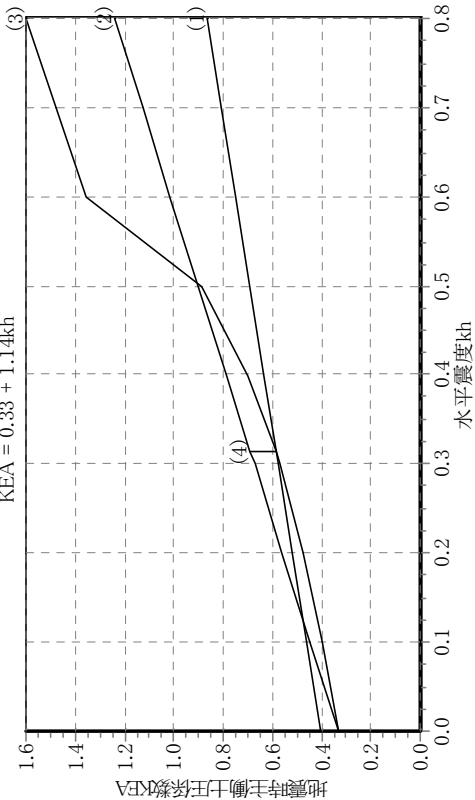
地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係
KEA = 0.32 + 1.11kh



(1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
(2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
(3)物部・岡部の地震時主働土圧係数
(4)一次主働破壊面 $\theta s = 56.9^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta s = 41.0^\circ$

2) 堅壁設計時(土-コンクリート)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係
KEA = 0.33 + 1.14kh



(1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
(2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
(3)物部・岡部の地震時主働土圧係数
(4)一次主働破壊面 $\theta s = 60.0^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta s = 41.3^\circ$

※グラフ(1)は、任意の震度に対する一次主働破壊面 $\theta s1$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出
グラフ(2)は、任意の震度に対する二次主働破壊面 $\theta s2$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出

1.6 水圧

- 背面水圧における水圧の作用方向は、水平方向

1.7 基礎の条件

1.7.1 許容せん断抵抗算出用データ

基礎底面と地盤との付着力 c_0 (kN/m ²)	0.00
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_0$	0.600

1.7.2 フーチング厚さ照査用データ

(1) 地盤データ

基礎底面の変形係数 αE_s (kN/m ³)	常 時	地震時
	196000.000	392000.000

(2) 底版データ

フーチングのヤング係数 $\times 10^4$ (N/mm ²)	2.500
フーチング厚さ上限値(輪軸幅・壁壁厚)/n	5.00

1.8 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.8.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	割増 係数	許容偏心量 e_0 / B (m)	滑動安全率	鉛直支持力 算出時の 安全率	最 大 地盤反力度 (kN/m ²)
常時1(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
常時2(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
地震時(浮力無し)	1.50	1/3	1.2	2.0	900.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_0 : 荷重の偏心量(m)、ただし、 $e_0=M_0/V$

M_0 : 基礎底面に作用するモーメント(kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

1.8.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 胸壁(一般部材)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の 引張応力度 σ_{ss}	せん断 応力度 τ_{cs}	(N/mm ²)		斜引張鉄筋 引張応力度 σ_{sm}
					τ_{cs}	τ_{cs}	
常 時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	1.700	180.000

2) 壁壁(一般部材)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の 引張応力度 σ_{ss}	せん断 応力度 τ_{cs}		コンクリートの 軸圧縮応力度 σ_{cha}	鉄筋の 圧縮応力度 σ_{sta}
				τ_{cs}	τ_{cs}		
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	6.500	200.000
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	9.750	300.000

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	斜引張鉄筋 引張応力度 σ_{sm}
常時1(浮力無し)	1.00	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	180.000
地震時(浮力無し)	1.50	300.000

3) 底版(一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の 引張応力度 σ_{ss}	せん断 応力度 τ_{cs}		斜引張鉄筋 引張応力度 σ_{sm}
				τ_{cs}	τ_{cs}	
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	180.000
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	300.000

ここに、

τ_{cs} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

τ_{cs} : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2. 結果一覧

1. 安定計算(輪軸方向)

(1) 転倒に対する照査

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		偏心量 e_0 (m)		判 定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)	計算値	許容値	
常時1(浮力無し)	4558.748	12956.643	0.352	1.000	○
常時2(浮力無し)	5164.111	13030.740	0.396	1.000	○
地震時(浮力無し)	18386.566	11721.573	1.569	2.000	○

(2) 滑動に対する照査

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判 定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)	計算値	安全率	
常時1(浮力無し)	4558.748	11271.725	839.425	8.057	1.500
常時2(浮力無し)	5164.111	11372.446	998.328	6.835	1.500
地震時(浮力無し)	18386.566	11716.042	3577.644	1.965	1.200

(3) 地盤反力度の計算

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判 定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)		計算値(qmin, qmax)	許容値	
常時1(浮力無し)	4558.748	12956.643	6.000	181.773 379.121	600.000	○
常時2(浮力無し)	5164.111	13030.740	6.000	170.273 393.828	600.000	○
地震時(浮力無し)	18386.566	11721.573	4.294	0.000 708.999	900.000	○

(4)フーチング厚さの照査

荷重状態	$\beta \cdot \lambda$		フーチング厚さ h (m)	剛体とする厚さ h_o (m)	判定
	計算値	許容値			
常時	$0.435 \leq$	1.0	1.500	≥ 0.700	○
地震時	$0.517 \leq$	1.0	1.500	≥ 0.700	○

2. 断面計算

(1) 最小鉄筋量の照査

部材	荷重状態	引張側鉄筋	使用鉄筋量 (cm ²)	最小鉄筋量 (cm ²)	判定
胸壁背面側 堅壁基部	常時	背面	162.160	> 6.744	○
	常時1(浮力無し)	背面	11.460	> 9.934	○
	常時2(浮力無し)	背面	11.460	> 9.934	○
	地震時(浮力無し)	背面	11.460	> 5.511	○
前趾照査1	常時1(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時2(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
後趾照査1	地震時(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時1(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時2(浮力無し)	下側	11.460	> 5.000	○
	地震時(浮力無し)	上側	11.460	> 5.000	○

(2) 曲げ応力度

部材	荷重状態	M (kN・m)	N (kN)	圧縮応力度(N/mm ²)		判定
				計算値	許容値	
胸壁背面側	常時	247.832		7.745	≤ 8.000	引張応力度(N/mm ²) 計算値 許容値 56.326 ≤ 180.000 ○
堅壁基部	常時1(浮力無し)	115.337	1005.846	0.516	≤ 8.000	-4.471 ≤ 200.000 ○
	常時2(浮力無し)	161.374	1005.846	0.560	≤ 8.000	-3.901 ≤ 200.000 ○
	地震時(浮力無し)	821.118	837.015	1.651	≤ 12.000	30.346 ≤ 300.000 ○
	常時1(浮力無し)	311.541		0.706	≤ 8.000	120.310 ≤ 180.000 ○
前趾照査1	常時2(浮力無し)	325.629		0.737	≤ 8.000	125.750 ≤ 180.000 ○
	地震時(浮力無し)	608.282		1.378	≤ 12.000	234.904 ≤ 300.000 ○
後趾照査1	常時1(浮力無し)	-32.120		0.296	≤ 8.000	31.244 ≤ 180.000 ○
	常時2(浮力無し)	-2.115		0.019	≤ 8.000	2.057 ≤ 180.000 ○
	地震時(浮力無し)	385.823		3.021	≤ 12.000	262.285 ≤ 300.000 ○

(3)せん断応力度

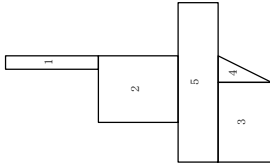
部材	荷重状態	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判定
			計算値	許容値	
胸壁背面側	常時	121.035	$0.346 \leq$	0.473	1.700 ○
堅壁基部	常時1(浮力無し)	73.781	$0.031 \leq$	0.110	1.700 ○
	常時2(浮力無し)	92.297	$0.039 \leq$	0.110	1.700 ○
	地震時(浮力無し)	295.820	$0.126 \leq$	0.167	2.550 ○
後趾照査2	常時1(浮力無し)	-17.038	$0.013 \leq$	0.862	1.700 ○
	常時2(浮力無し)	3.929	$0.003 \leq$	0.625	1.700 ○
	地震時(浮力無し)	243.121	$0.180 \leq$	0.467	2.550 ○

3. 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

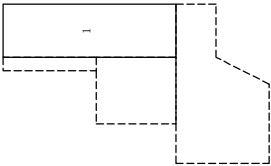
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	$0.500 \times 3.500 \times 7.700$	13.475	3.750	8.250	50.531	111.169	壁
2	$2.500 \times 3.000 \times 7.700$	57.750	2.750	5.000	158.813	288.750	胸壁
3	$3.000 \times 2.000 \times 7.700$	46.200	1.500	1.000	69.300	46.200	底版
4	$1/2 \times 1.000 \times 2.000 \times 7.700$	7.700	3.333	1.333	25.667	10.267	底版
5	$6.000 \times 1.500 \times 7.700$	69.300	3.000	2.750	207.900	190.575	底版
Σ		194.425	—	—	512.210	646.960	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 512.210 / 194.425 = 2.634$ (m)

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 646.960 / 194.425 = 3.328$ (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅×高さ×奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	2.000×6.500×7.700	100.100	5.000	6.750	500.500	675.675	
Σ		100.100	――	――	500.500	675.675	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 500.500 / 100.100 = 5.000 \text{ (m)}$
 $YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 675.675 / 100.100 = 6.750 \text{ (m)}$

3. 2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 194.425 = 4763.412 \text{ (kN)}$
作用位置 $X = 2.634 \text{ (m)}$
水平力 $H = W \cdot kh = 4763.412 \times 0.140 = 666.878 \text{ (kN)}$
作用位置 $Y = 3.328 \text{ (m)}$

(2) 土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = Wu + W1 \text{ (kN)}$
 $Wu = Vu \text{ (水より上の体積)} \cdot \gamma \text{ (土の湿潤重量)} \text{ (kN)}$
 $W1 = V1 \text{ (水より下の体積)} \cdot \gamma \text{ sat (土の飽和重量)} \text{ (kN)}$
作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W \text{ (m)}$
水平力 $H = W \cdot Kh \text{ (kN)}$
作用位置 $Y = (Wu \cdot Yu + W1 \cdot Y1) / W \text{ (m)}$

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)、地震時 (浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m ³)	重心位置 (m)	体積 V1 (m ³)	重心位置 (m)
土砂 (背面)	100.100	X	Y	X1 Y1
		5.000	6.750	0.000 0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 Vu (m ³)	重心位置 (m)
土砂 (背面)	100.100	Xu Yu
	5.000	6.750

水位より上の体積

$Vu = V - V1$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$

$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $Wu = Vu \times \gamma \text{ (kN)}$	水位より下の重量 $W1 = V1 \times \gamma \text{ sat (kN)}$
土砂 (背面)	$100.100 \times 18.000 = 1801.800$	$0.000 \times 18.800 = 0.000$

位置	鉛直力 W $Wu + W1 \text{ (kN)}$	作用位置 $X \text{ (m)}$	水平力 H $W \cdot Kh \text{ (kN)}$	作用位置 $Y \text{ (m)}$
土砂 (背面)	$1801.800 + 0.000 = 1801.800$	5.000	$1801.800 \times 0.14 = 252.252$	6.750

3. 3 上部工反力、載荷荷重

(1) 上部工反力

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 6000.000 \text{ (kN)}$
作用位置 $X = 2.300 \text{ (m)}$
モーメント $Mx = Rv \cdot X = 6000.000 \cdot 2.300 = 13800.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 4700.000 \text{ (kN)}$
作用位置 $X = 2.300 \text{ (m)}$
モーメント $Mx = Rv \cdot X = 4700.000 \cdot 2.300 = 10810.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
水平力 $RH = 600.000 \text{ (kN)}$
作用位置 $Y = 8.000 \text{ (m)}$
モーメント $My = RH \cdot Y = 600.000 \cdot 8.000 = 4800.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

(2) 載荷荷重

鉛直力

$N = q \cdot L \cdot B$

作用位置

$X = Ls + \frac{L}{2.0}$

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

qd : 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)

$q1$: 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)

B : 地表面載荷荷重直角方向幅、 $B = 7.700 \text{ (m)}$

Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
$q1 \text{ (a)}$	10.000	3.500	2.500	192.500	4.750
$q1 \text{ (b)}$	10.000	4.000	2.000	154.000	5.000
$q1 \text{ (c)}$	――	――	――	――	――

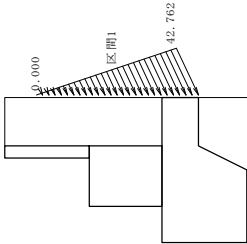
3. 4 土圧・水圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	γw (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	hcr (m)	2.000
土の粘着力 (常時)	C (kN/m ²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

・土圧力
鉛直力
 $P_v = \Sigma P_{ev} = 391.430 \text{ (kN)}$
水平力
 $P_h = \Sigma P_{eh} = 839.425 \text{ (kN)}$
[2] 常時2(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

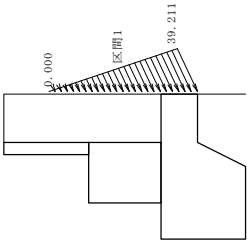
地表面載荷荷重		q (kN/m ²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000	
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000	
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000	

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Ku2
	[1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)	0.000 42.762 0.000 0.000
	Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc	1101.533 0.000
土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	0.35506 0.35506 0.35506 0.35506
土 圧 強 度	[1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)	0.000 42.762 0.000 0.000
土 圧 力	Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc	1101.533 0.000
作 用 位 置	Y1 = (2 · [1] + [2]) · h1 / (3 · ([1] + [2])) + h2 + HL + hr Y2 = (2 · [3] + [4]) · h2 / (3 · ([3] + [4])) + HL + hr Y = (Pe1 · Y1 + Pe2 · Y2) / Pe X = Xp - Y tan θ	4.230 0.000 4.230 6.000

・作用位置

(2) 土圧力
[1] 常時1(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重		q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000	
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000	
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000	

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Ku2
	[1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)	0.000 39.211 0.000 0.000
	Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc	926.203 0.000
土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	0.35506 0.35506 0.35506 0.35506
土 圧 強 度	[1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)	0.000 39.211 0.000 0.000
土 圧 力	Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc	926.203 0.000
作 用 位 置	Y1 = (2 · [1] + [2]) · h1 / (3 · ([1] + [2])) + h2 + HL + hr Y2 = (2 · [3] + [4]) · h2 / (3 · ([3] + [4])) + HL + hr Y = (Pe1 · Y1 + Pe2 · Y2) / Pe X = Xp - Y tan θ	4.045 0.000 4.045 6.000

・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (P_{ev} \cdot X)}{\Sigma P_{ev}} = 6.000 \text{ (m)}$$

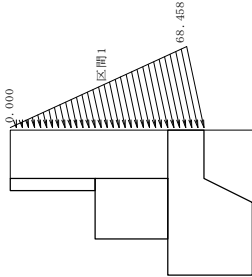
$$Y = \frac{\Sigma (P_{eh} \cdot Y)}{\Sigma P_{eh}} = 4.045 \text{ (m)}$$

$$X = \frac{\Sigma (P_{ev} \cdot X)}{\Sigma P_{ev}} = 6.000 \text{ (m)}$$
$$Y = \frac{\Sigma (P_{eh} \cdot Y)}{\Sigma P_{eh}} = 4.230 \text{ (m)}$$

・土圧力
鉛直力
水平力

$$P_v = \Sigma P_{ev} = 465.528 \text{ (kN)}$$
$$P_h = \Sigma P_{eh} = 998.328 \text{ (kN)}$$

[3]地震時(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 K11 Ku2 K12
	土圧強度 [1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 68.458 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	2108.494 0.000
作 用 位 置	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(δ+θ) (土圧の鉛直成分)	2108.494 2058.514 456.362
	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/(3・([1]+[2]))+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/(3・([3]+[4]))+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan θ	4.667 0.000 4.667 6.000

・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (P_{ev} \cdot X)}{\Sigma P_{ev}} = 6.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\Sigma (P_{eh} \cdot Y)}{\Sigma P_{eh}} = 4.667 \text{ (m)}$$

・土圧力

鉛直力

$$P_v = \Sigma P_{ev} = 456.362 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \Sigma P_{eh} = 2058.514 \text{ (kN)}$$

3.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時1(浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	12549.155	0.000
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	9009.000	0.000
上部工反力	6000.000	0.000	2.300	8.000	13800.000	0.000
土 圧 力	391.430	839.425	6.000	4.045	2348.581	3395.559
合 計	12956.643	839.425	—	—	37706.738	3395.559

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	M _i = V _i ・X _i 12549.155
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	M _i = H _i ・Y _i 0.000
上部工反力	6000.000	0.000	2.300	8.000	0.000
載荷荷重	192.500	0.000	4.750	10.000	0.000
土圧力	465.528	998.328	6.000	4.230	2793.168
合 計	13223.240	998.328	————	————	39065.699

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	M _i = V _i ・X _i 12549.155
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	M _i = H _i ・Y _i 0.000
上部工反力	6000.000	0.000	2.300	8.000	0.000
載荷荷重	154.000	0.000	5.000	10.000	0.000
土圧力	465.528	998.328	6.000	4.230	2793.168
合 計	13184.740	998.328	————	————	38921.324

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	M _i = V _i ・X _i 12549.155
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	M _i = H _i ・Y _i 0.000
上部工反力	6000.000	0.000	2.300	8.000	0.000
土圧力	465.528	998.328	6.000	4.230	2793.168
合 計	13030.740	998.328	————	————	38151.324

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	666.878	2.634	3.328	M _i = V _i ・X _i 12549.155
背面土砂	1801.800	252.252	5.000	6.750	M _i = H _i ・Y _i 2219.074
上部工反力	4700.000	600.000	2.300	8.000	9009.000
土圧力	456.362	2058.514	6.000	4.667	1702.701
合 計	11721.573	3577.644	————	————	4800.000

荷重状態 (水 位)	V _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN・m)
常時1 (浮力無し)	12956.643	839.425	-34311.180
常時2 (浮力無し) a	13223.240	998.328	-34842.484
常時2 (浮力無し) b	13184.740	998.328	-34698.109
常時2 (浮力無し) c	13030.740	998.328	-33928.109
地震時 (浮力無し)	11721.573	3577.644	-16778.152

(2) フーチング下面中心での作用力の集計

鉛 直 力 : V_B = V_o (kN)

水 平 力 : H_B = H_o (kN)

回 転 モ ー メ ン ト : M_B = V_o・B_j/2. 0+M_o (kN・m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : B_j = 6. 000 (m)

荷重状態 (水 位)	V _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN・m)
常時1 (浮力無し)	12956.643	839.425	4558.748
常時2 (浮力無し) a	13223.240	998.328	4827.236
常時2 (浮力無し) b	13184.740	998.328	4856.111
常時2 (浮力無し) c	13030.740	998.328	5164.111
地震時 (浮力無し)	11721.573	3577.644	18386.566

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

3. 6 安定照査

3. 6. 1 転倒に対する安定

$$e_h = \frac{M_o}{V_o}$$

ここに、

e_h: 荷重の偏心量(m)

M_o: 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

V_o: 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

e_a = B/n

ここに、

e_a: 荷重の許容偏心量(m)

B: 基礎幅(m), B = 6. 000

n: 安全率

荷重状態 (水 位)	偏心量(m)	
	e _a = M _o /V _o	許容値e _a
常時1 (浮力無し)	0. 352	≦ 1. 000
常時2 (浮力無し) a	0. 365	≦ 1. 000
常時2 (浮力無し) b	0. 368	≦ 1. 000
常時2 (浮力無し) c	0. 396	≦ 1. 000
地震時 (浮力無し)	1. 569	≦ 2. 000

3. 6. 2 滑動に対する安定

$$H_b = c_0 A_s + V' \tan \phi_B$$

ここに、

H_b ：基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

c_0 ：基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)， $c_0 = 0.000$

$\tan \phi_B$ ：基礎底面と地盤との間の摩擦係数， $\tan \phi_B = 0.600$

A_s ：有効載荷面積 (m²)， $A_s = L \cdot B_s$

V' ：有効載荷幅内に作用する鉛直荷重 (kN)

台形分布時

$$V' : (q_1 + q_3) / 2 \cdot B'' \cdot L$$

q_1 ：底版前側の地盤反力度 (kN/m²)

q_3 ：底版後側の地盤反力度 (kN/m²)

三角形分布時

$$V' : q_1 \cdot X + 2 \cdot L$$

q_1 ：底版前側の地盤反力度 (kN/m²)

x ：地盤反力度の作用幅 (m)

L ：基礎の奥行き (m)， $L = 7.700$

B'' ：基礎の有効載荷幅， $B'' = B - h \cdot \cot(\omega)$ (m)

B_s ：基礎の有効載荷幅 (m)， $B_s = B - 2e_B$

B ：基礎幅 (m)， $B = 6.000$

h ：底版段差高さ (m)， $h = 2.000$

ω ： $\pi / 4 + \phi / 2 - \theta$ (度)

ϕ ：地盤の内部摩擦角 (度)， $\phi = 40.000$

θ ：荷重傾斜角度 (度)

荷重状態(水 位)	ω (度)	有 効 載荷幅 B'' (m)	有 効 載荷面積 A_s (m ²)	地盤反力度 q_1 (kN/m ²)	地盤反力度 q_3 (kN/m ²)	鉛直荷重 V' (kN)
常時1 (浮力無し)	61.293	4.905	40.782	379.121	217.798	11271.724
常時2 (浮力無し) a	60.682	4.877	40.578	390.703	220.849	11482.425
常時2 (浮力無し) b	60.670	4.876	40.528	390.495	219.645	11454.550
常時2 (浮力無し) c	60.619	4.874	40.097	393.828	212.230	11372.446
地震時 (浮力無し)	48.027	4.201	22.043	708.999	15.402	11716.042

$$f_s = H_b / H_0$$

ここに、

f_s ：滑動に対する安全率

H_0 ：基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

荷重状態(水 位)	せん断 抵抗力 H_b (kN)	作 用 水平力 H_s (kN)	安全率 f_s	必要 安全率 f_{s0}
常時1 (浮力無し)	6763.035	839.425	8.057	≥ 1.500
常時2 (浮力無し) a	6889.455	998.328	6.901	≥ 1.500
常時2 (浮力無し) b	6872.730	998.328	6.884	≥ 1.500
常時2 (浮力無し) c	6823.468	998.328	6.835	≥ 1.500
地震時 (浮力無し)	7029.625	3577.644	1.965	≥ 1.200

3. 6. 3 地盤反力度の計算

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布)

$$q_{min}, q_{max} = \frac{V_b}{LB} \pm \frac{6M_b}{LB^2}$$

2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合 (三角形分布)

$$q_{max} = 2 \frac{V_b}{L} \cdot x$$

ここに、

V_b ：基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

M_b ：基礎底面中心に作用するモーメント (kN・m)

e_B ：荷重の偏心量 (m)

x ：底面反力の作用幅 (m)， $x = 3(B/2 - e_B)$
 x が B より小さいときには、三角形分布になり、
 x が B より大きい時には、台形分布となる。

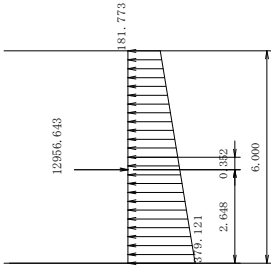
q_{max} ：基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

q_{min} ：基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

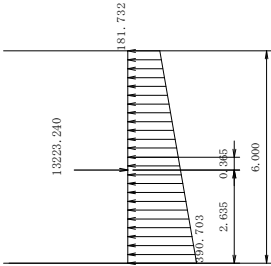
B ：基礎幅 (m)， $B = 6.000$

L ：基礎の奥行き (m)， $L = 7.700$

[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し) a



地盤反力の 作用幅 (m) x及びB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m ²)	
		q _{min}	q _{max} 最大値
6.000	台 形	181.773	379.121 ≤ 600.000

地盤反力の 作用幅 (m) x及びB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m ²)	
		q _{min}	q _{max} 最大値
6.000	台 形	181.732	390.703 ≤ 600.000

3.6.4 フーチング厚さの照査

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定

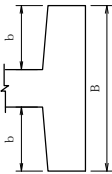
$$\beta \cdot \lambda \leq 1.0$$

ここに、

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot k_v}{E \cdot h^3}} \quad (\text{m}^{-3})$$

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_v = k_w \cdot \left(\frac{Bv}{0.3} \right)^{-3/4}$$



k_w : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m²)

$$k_w = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha E_o$$

Bv : 基礎に換算載荷幅 (m)

$$Bv = \sqrt{Av} = \sqrt{L \cdot B} = 6.797$$

αE_o : 設計の対象とする位置の変形係数 (kN/m²)

Av : 鉛直方向の換算載荷幅 (m²)

B : フーチングの幅 (m), $B = 6.000$

L : フーチングの奥行き (m), $L = 7.700$

E : フーチングのヤング係数 (kN/m²), $E = 2.50 \times 10^7$

h : フーチングの厚さ (m), $h = 1.500$

λ : フーチングの換算突出長 (m), $\lambda = 2.000$

$\lambda = b$ (b は上図の長い方)

ただし、 $b \geq B/2$ ならば $b = B/2$

荷重状態	変形係数 αE_o (kN/m ²)	鉛直方向地盤反力係数		β (m ⁻³)	$\beta \cdot \lambda$
		k_w (kN/m ²)	k_v (kN/m ²)		
常時	196000.000	653333.333	62912.221	0.217476	0.435
地震時	392000.000	1306666.667	125824.442	0.258624	0.517

(2) フーチング厚さの上限値 (掃軸方向幅-縦壁の厚さ)/n による判定

$$FH_h \geq FH_v$$

ここに、

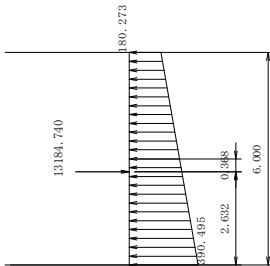
FH_h : フーチングの厚さ (m), $FH_h = 1.500$

FH_v : 剛体であると判定する厚さ (m), $FH_v = 3.500/5.000 = 0.700$

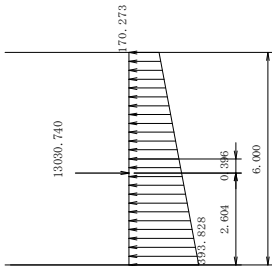
(3) 照査結果

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定	(2) フーチング厚さの 上限値による判定	判 定
常時: 0.435 $\leq$ 1.0 地震時: 0.517 $\leq$ 1.0 フーチングは剛体と見なせる	(2) フーチング厚さの 上限値による判定 1.500 $\geq$ 0.700 フーチングは剛体と見なせる	(1) または (2) を満足しているので フーチングは剛体として設計してよい

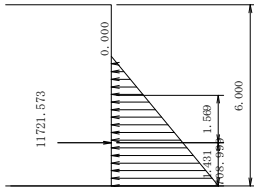
[3] 常時2 (浮力無し) b



[4] 常時2 (浮力無し) c

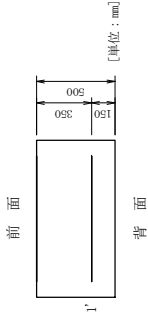


[5] 地震時 (浮力無し)



4. 1. 1. 2 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄 筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)
1 前面	—	—	—	—	—
2 背面	—	—	—	—	—
1' 前面	15.0	D51	20.270	8.00	162.160
2' 背面	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_u : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_u = b \cdot h^2 / 6 = 41666.7 \times 10^3$

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 0.23 \sigma_{sk}^{2/3}$

σ_{sk} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 24.0$

N : 軸方向力 (N), $N = 0.0$

A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), $A_s = b \cdot h = 500000$

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), $h = 500.000$

設計位置	荷重状態	使用 鉄筋量 (cm)	M ×1.7 (kN・m)	M _u (kN・m)	最小 鉄筋量 (cm)
背面側	常時	162.160	421.314	> 79.737	6.744

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は5.0と表示。

大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

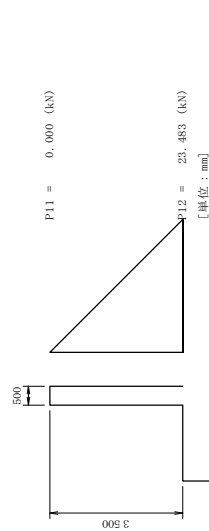
$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

4. 胸壁の設計

4. 1 路掛版を設置しない場合の設計

・背面に対して常時で設計する。

4. 1. 1 断面力の集計



(1) T荷重による断面力

$$M_u = \frac{K_u \cdot T}{1.375} \cdot \left[-h + (h + a) \log \left(\frac{a + h}{a} \right) \right] = 199.888 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$S_u = \frac{K_u \cdot T}{1.375} \cdot \log \left(\frac{a + h}{a} \right) = 79.941 \quad (\text{kN})$$

ここに、

M_u : T荷重による曲げモーメント (kN・m)

S_u : T荷重によるせん断力 (kN)

K_u : 常時土圧係数, $K_u = 0.377$

T : T荷重の片側荷重 (kN), $T = 100.000$

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

a : 接地長 (m), $a = 0.200$

(2) 土圧による断面力

$$E_h = \frac{1}{2} (P11 + P12) \cdot h = 41.095 \quad (\text{kN})$$

$$P11 = q \cdot K_a \cdot \cos(\theta + \delta) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P12 = (q + \gamma \cdot h) \cdot K_a \cdot \cos(\theta + \delta) = 23.483 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$M_u = E_h \cdot Y_e = 47.944 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$Y_e = \frac{2 \cdot P11 + P12}{3 \cdot (P11 + P12)} \cdot h = 1.167 \quad (\text{m})$$

$$Y_e = \frac{2 \cdot P11 + P12}{3 \cdot (P11 + P12)} \cdot h = 1.167 \quad (\text{m})$$

ここに、

E_h : 土圧力 (kN)

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

K_a : 常時土圧係数, $K_a = 0.377$

q : 土の単位重量 (kN/m³), $q = 0.000$

γ : 土の単位重量 (kN/m³), $\gamma = 18.000$

δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度), $\delta = 8.333$

θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度), $\theta = 0.000$

Y_e : 土圧力の作用位置 (m)

q : 土の単位重量 (kN/m³), $q = 0.000$

γ : 土の単位重量 (kN/m³), $\gamma = 18.000$

δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度), $\delta = 8.333$

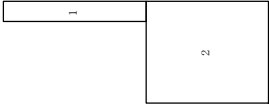
θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度), $\theta = 0.000$

(3) 断面力の集計

$$M = M_u + M_s = 199.888 + 47.944 = 247.832 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$S = S_u + E_h = 79.941 + 41.095 = 121.035 \quad (\text{kN})$$

5. 堅壁の設計
5. 1 堅壁基部の設計
5. 1. 1 水位を考慮しないブロックデータ
- (1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.500×3.500×7.700	13.475	2.250	4.750	30.319	64.006	
2	2.500×3.000×7.700	57.750	1.250	1.500	72.188	86.625	
Σ		71.225	—	—	102.506	150.631	

重心 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 102.506 / 71.225 = 1.439 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 150.631 / 71.225 = 2.115 \text{ (m)}$

5. 1. 2 躯体自重, 上部工反力, その他荷重による鉛直力、水平力

- (1) 躯体自重 (偏心モーメントを無視します)
- 鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 71.225 = 1745.012 \text{ (kN)}$
- 作用位置 $X = 1.439 \text{ (m)}$
- 水平力 $H = W \cdot kh = 1745.012 \times 0.140 = 244.302 \text{ (kN)}$
- 作用位置 $Y = 2.115 \text{ (m)}$

- (2) 上部工反力
- [1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)
- 鉛直力 $Rv = 6000.000 \text{ (kN)}$
- 作用位置 $X = 0.000 \text{ (m)}$
- モーメント $Mx = Rv \cdot X = 6000.000 \cdot 0.450 = 2700.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
- (偏心モーメントは、無条件に無視します)
- 鉛直力の作用位置

$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \text{ (m)}$

- ここに、
- B : 堅壁厚さ
- BR : 堅壁前面から胸壁前面までの距離
- XR : 胸壁前面から作用位置までの距離

- ここに、
- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 500.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σc : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σs : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

設計位置	荷重状態	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm²)		引張応力度 (N/mm²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
背面側	常 時	247.832	23.572	7.745	≤ 8.000	56.326	≤ 180.000

(4) セン断応力度の照査

$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度 (N/mm²)
- S_h : 作用せん断力 (N)
- d : 部材の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)
- $\tau_{a1} = Ce \cdot Cpt \cdot \tau_{a1}$

ここに、

- τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)
- Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数 (下限値以下は線形補間により求める)

Pt (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	せん断力 Sh (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm²)		補正係数	
				計算値 τ	許容値 τa1	Ce	Cpt
背面側	常 時	121.035	35.000	0.346	≤ 0.473	1.700	1.371
							1.500

2) 土圧算出結果

	項 目	区間1
条 件	算出区間における高さ (上) (下)	HU(m) HL(m) 6.500 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 4.690 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ 0.000
	壁面摩擦角 (度)	δ 8.333
	単位体積重量 (飽和) γ _t γ _{sat}	(kN/m³) 18.000 18.800
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp 4.000
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Ku1 Ku2 Ku2 0.37672 0.37672 0.37672 0.37672
	土圧強度 [1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)	(上) (下) (上) (下) 0.000 31.801 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)	574.174 0.000 574.174 568.112
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/(3・([1]+[2]))+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/(3・([3]+[4]))+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	1.563 0.000 1.563

・作用位置

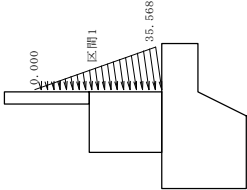
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.563 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 568.112 (kN)$$

[2] 常時2 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重	q (kN/m²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 Rv = 4700.000 (kN)
作用位置 X = 0.000 (m)
モーメント Mx = Rv・X = 4700.000・0.450 = 2115.000 (kN・m)
(偏心モーメントは、無条件に無視します)
水平力 RH = 600.000 (kN)
作用位置 Y = 4.500 (m)
モーメント My = RH・Y = 600.000・4.500 = 2700.000 (kN・m)
鉛直力の作用位置

$$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 (m)$$

ここに、

B：壁厚さ

BR：壁前面から胸壁前面までの距離

XR：胸壁前面から作用位置までの距離

水平力の作用位置

$$Y = YZ + YR = 3.000 + 1.500 = 4.500 (m)$$

ここに、

YZ：壁前面高さ

YR：背座面から作用位置までの高さ

5. 1. 3 土圧・水圧

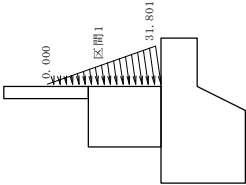
(1) 共通データ

水の単位体積重量	γ _w (kN/m³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力 (常時)	C (kN/m²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

(2) 土圧力

[1] 常時1 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重	q (kN/m²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(飽和) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
	土圧強度 [1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 57.283 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)	1433.512 0.000 1433.512 1433.512
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2])・h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4])・h2+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	2.167 0.000 2.167

・作用位置

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 2.167 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 1433.512 (kN)$$

5. 1. 4 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N _v (kN)	H _v (kN)	X _v (m)	Y _v (m)	M = M ₀ +M _v (kN・m)
躯体自重	1745.012	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	6000.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	568.112	0.000	1.563	888.094
合 計	7745.013	568.112	———	———	888.094
単位幅当り	1005.846	73.781	———	———	115.337

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(飽和) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
	土圧強度 [1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 35.568 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)	718.268 0.000 718.268 710.685
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2])・h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4])・h2+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	1.748 0.000 1.748

・作用位置

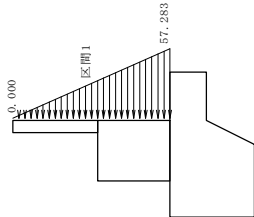
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.748 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 710.685 (kN)$$

[3] 地震時(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

[2]常時2(浮力無し)

項 目	N _c (kN)	H _c (kN)	X _c (m)	Y _c (m)	M =M _c +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	1745.012	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	6000.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	710.685	0.000	1.748	1242.577
合 計	7745.013	710.685	――	――	1242.577
単位幅当り	1005.846	92.297	――	――	161.374

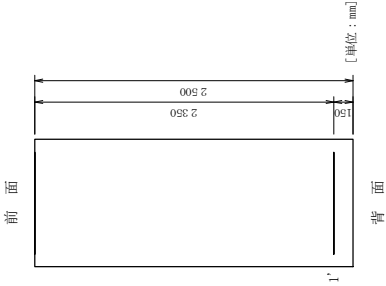
[3]地震時(浮力無し)

項 目	N _c (kN)	H _c (kN)	X _c (m)	Y _c (m)	M =M _c +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	1745.012	244.302	0.000	2.115	516.665
上部工反力	4700.000	600.000	0.000	4.500	2700.000
土 圧 力	0.000	1433.512	0.000	2.167	3105.943
合 計	6445.013	2277.814	――	――	6322.608
単位幅当り	837.015	295.820	――	――	821.118

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、曲げモーメントは反時計回りを正

5. 1. 5 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)
1 前面	――	――	――	――	――
2 前面	――	――	――	――	――
1' 背面	15.0	D19	2.865	4.00	11.460
2' 背面	――	――	――	――	――

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

M_c： ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c： コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_c = b・h²/6 = 1041670×10³

σ_{bt}： コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{bt} = 0.23 σ_{ck}^{2/3}

σ_{ck}： コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{ck} = 24.0

N： 軸方向力 (N)

A_c： コンクリート部材の断面積 (mm²), A_c = b・h = 2500000

b： 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

h： 部材断面高 (mm), h = 2500.000

$$A' = N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{sa})$$

ここに、

A'： 必要断面積 (mm²)

N： 軸方向力 (N)

σ_{sa}： 鉄筋の許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{sa}： コンクリートの許容軸圧縮応力度 (N/mm²)

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	N (kN)	必要断面積 A _c (cm ²)	鉄筋量 0.008A _c (cm ²)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	11.460	196.073	2412.516	1005.846	1241.785	9.934	9.934
常時2 (浮力無し)	11.460	274.335	2412.516	1005.846	1241.785	9.934	9.934
地震時 (浮力無し)	11.460	1395.900	2342.170	837.015	688.901	5.511	5.511

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより

大きい場合 終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量、

5.0 (単鉄筋時)・10.0 (複鉄筋時), 0.008A'

小さい場合 5.0 (単鉄筋時)・10.0 (複鉄筋時), 0.008A' の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^3 - 3 \cdot \left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot x^2 - \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} \cdot x + \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot d' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot d \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot n \cdot A_s \cdot d - x + n \cdot A_s' \cdot \frac{x - d'}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

(4)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度 (N/mm²)
- S_h : 作用せん断力 (N)
- d : 部材の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)
- $\tau_{a1} = Ce \cdot Cpt \cdot CN \cdot \tau_{a1}'$
- $CN = 1 + \frac{M_u}{M}$ ($1 \leq CN \leq 2$)

ここに、

- τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)
- Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比P_tに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

P _t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

CN : 軸方向圧縮力による補正係数

M_u : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる

曲げモーメント (N・mm)

$$M_u = \frac{N}{A_s} \cdot \frac{I_u}{y}$$

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)

A_s : 部材断面積 (mm²)

I_u : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm⁴)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)

荷重状態(水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	Ce	Cpt
常時1 (浮力無し)	73.781	235.000	0.031 ≦	0.110	1.700	0.797
常時2 (浮力無し)	92.297	235.000	0.039 ≦	0.110	1.700	0.797
地震時 (浮力無し)	295.820	235.000	0.126 ≦	0.167	2.550	0.797

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 2500.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- A_{s'} : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ_c: コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s: 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- N : 軸方向力 (N)

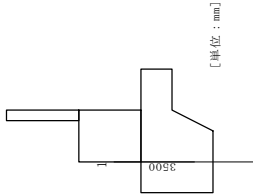
荷重状態(水 位)	M (kN・m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	115.337	1005.846	555.846	0.516 ≦	8.000	-4.471 ≦	200.000
常時2 (浮力無し)	161.374	1005.846	438.636	0.560 ≦	8.000	-3.901 ≦	200.000
地震時 (浮力無し)	821.118	837.015	105.603	1.651 ≦	12.000	30.346 ≦	300.000

引張応力度がマイナスの場合は、全断面圧縮となりますので鉄筋の圧縮応力度との比較となります。

6. 前趾の設計

6. 1 照査位置[1]の設計

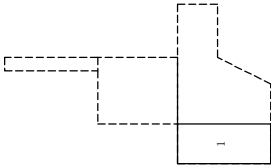
付け根からの距離 0.000 (m)



6. 1. 1 水位を考慮しないブロックゲデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.500 × 3.500 × 7.700	40.425	0.750	30.319	
Σ		40.425	—	30.319	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 30.319 / 40.425 = 0.750$ (m)

6. 1. 2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 40.425 = 990.412$ (kN)

作用位置 $X = 0.750$ (m)

6. 1. 3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q1 + q2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1 + q2}{3 \cdot (q1 + q2)} \cdot L$$

ここに、

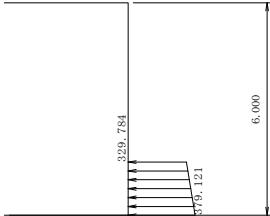
q1 : 前趾前面位置の地盤反力度

q2 : 前趾設計位置の地盤反力度

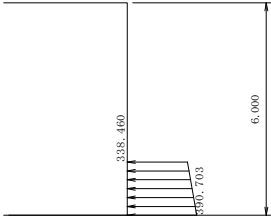
L : 前趾設計張出長 L = 1.500 (m)

B : 前趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

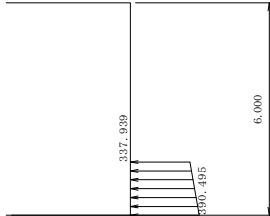
[1] 常時1 (浮力無し)



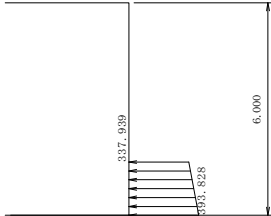
[2] 常時2 (浮力無し) a



[3] 常時2 (浮力無し) b



[4] 常時2 (浮力無し) c



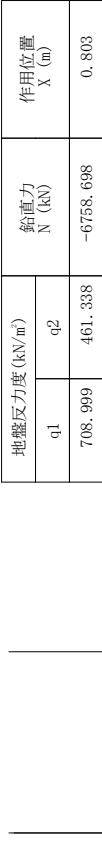
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
379.121	329.784	-4093.926	0.767

地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
390.703	338.460	-4210.917	0.768

地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
390.495	337.939	-4206.706	0.768

地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
393.828	337.939	-4225.956	0.769

[5]地震時(浮力無し)



6. 1. 4 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	4093.926	0.767	3141.675
合 計	3103.514	—	2398.866
単位幅当り	403.054	—	311.541

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	4210.917	0.768	3233.613
合 計	3220.504	—	2490.804
単位幅当り	418.247	—	323.481

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	4206.706	0.768	3230.906
合 計	3216.293	—	2488.096
単位幅当り	417.700	—	323.129

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	4225.956	0.769	3250.156
合 計	3235.543	—	2507.347
単位幅当り	420.200	—	325.629

[5]地震時(浮力無し)

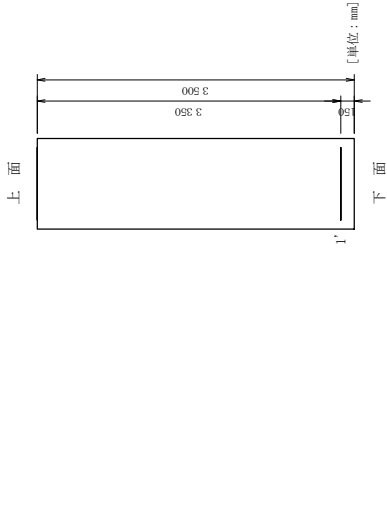
項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	6758.698	0.803	5426.584
合 計	5768.286	—	4683.775
単位幅当り	749.128	—	608.282

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6. 1. 5 断面計算

付け根からの距離 0.000 (m)

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (mm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm)
上 面	—	—	—	—	—
下 面	—	—	—	—	—
1'	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_e = Z_e \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_e : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_e : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_e = b \cdot h^2 / 6 = 2041670 \times 10^3$

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 0.23 \sigma_{ak}^{2/3}$

σ_{ak} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{ak} = 24.0$

N : 軸方向力 (N), $N = 0.0$

A_s : コンクリート部材の断面面積 (mm²), $A_s = b \cdot h = 350000.000$

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), $h = 3500.000$

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm)	M ×1.7 (kN.m)	M (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm)
常時1 (浮力無し)	7.944	529.620 ≦ 3907.091		5.000
常時2 (浮力無し) a	7.944	549.918 ≦ 3907.091		5.000
常時2 (浮力無し) b	7.944	549.320 ≦ 3907.091		5.000
常時2 (浮力無し) c	7.944	553.570 ≦ 3907.091		5.000
地震時 (浮力無し)	7.944	1034.080 ≦ 3907.091		5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x - d') + As \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot As \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

h : 部材断面の高さ (mm), h = 3500.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

d' : 鉄筋のかぶり (mm)

As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)

As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

σc : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σs : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

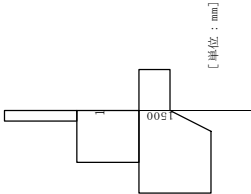
M : 曲げモーメント (N・mm)

荷重状態(水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm²)		引張応力度 (N/mm²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	311.541	27.087	0.706 ≦ 8.000		120.310 ≦ 180.000	
常時2 (浮力無し) a	323.481	27.087	0.733 ≦ 8.000		124.921 ≦ 180.000	
常時2 (浮力無し) b	323.129	27.087	0.732 ≦ 8.000		124.785 ≦ 180.000	
常時2 (浮力無し) c	325.629	27.087	0.737 ≦ 8.000		125.750 ≦ 180.000	
地震時 (浮力無し)	608.282	27.087	1.378 ≦ 12.000		234.904 ≦ 300.000	

7. 後趾の設計

7.1 照査位置[1]の設計

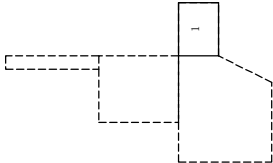
付け根からの距離 0.000 (m)



7.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



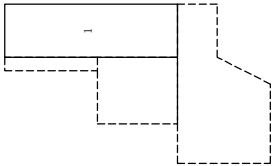
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	2.000 × 1.500 × 7.700	23.100	1.000	23.100	
Σ		23.100	—	23.100	

重心位置 XG = Σ (Vi・Xi) / Σ Vi = 23.100 / 23.100 = 1.000 (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2)体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	2.000×6.500×7.700	100.100	1.000	100.100	
Σ		100.100	――	100.100	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 100.100 / 100.100 = 1.000 \text{ (m)}$

7.1.2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1)躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 23.100 = 565.950 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.000 \text{ (m)}$

(2)土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = Wu + W1 \text{ (kN)}$

$Wu = Vu$ (水より上の体積)・ γ (土の湿潤重量) (kN)

$W1 = V1$ (水より下の体積)・ γ_{sat} (土の飽和重量) (kN)

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W \text{ (m)}$

【1】常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)、地震時(浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体 積 V (m³)	重心位置 X (m)	体 積 V1 (m³)	重心位置 X1 (m)
土砂(背面)	100.100	1.000	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 Vu (m³)	重心位置 Xu (m)
土砂(背面)	100.100	1.000

水位より上の体積

$Vu = V - V1$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 Wu = Vu × γ (kN)	水位より下の重量 W1 = V1 × γ_{sat} (kN)
土砂(背面)	100.100 × 18.000 = 1801.800	0.000 × 18.800 = 0.000

位 置	重量 W Wu + W1 (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	1801.800 + 0.000 = 1801.800	1.000

7.1.3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$N = q \cdot L \cdot B$

作用位置

$X = Ls + \frac{L}{2.0}$

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

qd : 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)

q1 : 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)

B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 7.700 (m)

Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L : 地表面載荷荷重長さ

【1】常時2(浮力無し)

載荷荷重 (kN/m²)	L^s (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd Q1	―― 10.000	―― 0.000	―― 154.000	―― 1.000

7.1.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$Ew = 2 \cdot \frac{Pev}{L \cdot B}$

鉛直力

$N = (qr + qf) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$

作用位置

$X = \frac{2.0 \cdot qr + qf}{3.0 (qr + qf)} \cdot L$

ここに、

Pev: 土圧の鉛直成分 (kN)

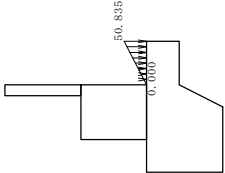
qf : 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度

qr : 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重

L : フーチング後趾張出長, L = 2.000 (m)

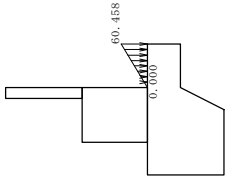
B : 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

【1】常時1(浮力無し)



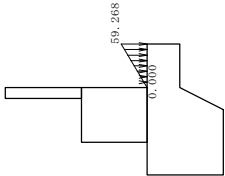
	Ew (kN/m²)	qf (kN/m²)	qr (kN/m²)	N (kN)	X (m)
1	50.835	0.000	50.835	391.430	1.333

[2] 常時2 (浮力無し)



	E_w (kN/m)	q_f^f (kN/m)	q_r^f (kN/m)	N (kN)	X (m)
1	60.458	0.000	60.458	465.528	1.333

[3] 地震時 (浮力無し)



	E_w (kN/m)	q_f^f (kN/m)	q_r^f (kN/m)	N (kN)	X (m)
1	59.268	0.000	59.268	456.362	1.333

7.1.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

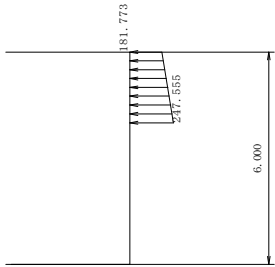
q_1 : 後趾前面位置の地盤反力度

q_2 : 後趾設計位置の地盤反力度

L : 後趾設計張出長 $L = 2.000$ (m)

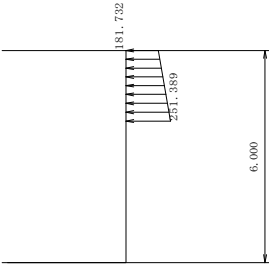
B : 後趾直角方向幅 $B = 7.700$ (m)

[1] 常時1 (浮力無し)

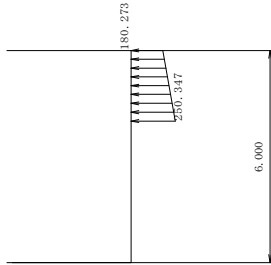


地盤反力度 (kN/m)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
181.773	247.555	-3305.826	0.949

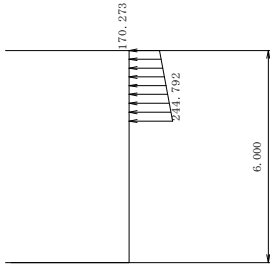
[2] 常時2 (浮力無し) a



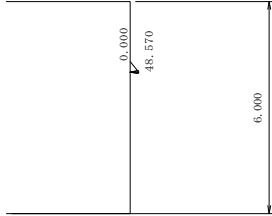
[3] 常時2 (浮力無し) b



[4] 常時2 (浮力無し) c



[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	48.570	-55.009	0.098

7. 1. 6 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
土 圧 力	391. 430	1. 333	521. 907
地盤反力	-3305. 826	0. 949	-3136. 983
合 計	-546. 646	――	-247. 326
単位幅当り	-70. 993	――	-32. 120

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
載荷荷重L	154. 000	1. 000	154. 000
土 圧 力	465. 528	1. 333	620. 704
地盤反力	-3335. 027	0. 946	-3156. 241
合 計	-347. 749	――	-13. 787
単位幅当り	-45. 162	――	-1. 791

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
載荷荷重L	154. 000	1. 000	154. 000
土 圧 力	465. 528	1. 333	620. 704
地盤反力	-3315. 778	0. 946	-3135. 922
合 計	-328. 500	――	6. 532
単位幅当り	-42. 662	――	0. 848

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
土 圧 力	465. 528	1. 333	620. 704
地盤反力	-3196. 000	0. 940	-3004. 736
合 計	-362. 722	――	-16. 282
単位幅当り	-47. 107	――	-2. 115

[5] 地震時 (浮力無し)

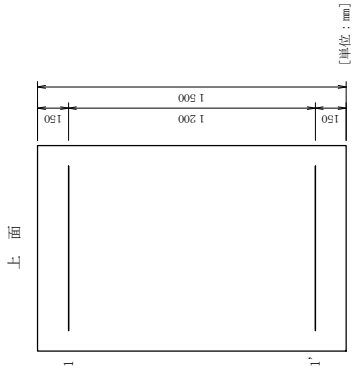
項 目	N (kN)	X _c (m)	M =N・X _c (kN・m)
躯体自重	565. 950	1. 000	565. 950
背面土砂	1801. 800	1. 000	1801. 800
土 圧 力	456. 362	1. 333	608. 482
地盤反力	-55. 009	0. 098	-5. 394
合 計	2769. 103	――	2970. 838
単位幅当り	359. 624	――	385. 823

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7. 1. 7 断面計算

付け根からの距離 0. 000 (m)

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)	
上 面	1	15.0	D19	2.865	4.00	11.460
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_c \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_c = b \cdot h^2 / 6 = 375000 \times 10^3$

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 0. 23 \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{sk} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 24. 0$

N : 軸方向力 (N), N = 0. 0

A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), A_s = b・h = 1500000. 000

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), h = 1500. 000

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	7.944	54.605 ≦	717.629	5.000
常時2 (浮力無し) a	7.944	3.044 ≦	717.629	5.000
常時2 (浮力無し) b	11.460	1.442 ≦	717.629	5.000
常時2 (浮力無し) c	7.944	3.595 ≦	717.629	5.000
地震時 (浮力無し)	11.460	655.899 ≦	717.629	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査
(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} - \frac{h-x}{3} + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x} \right)}$$

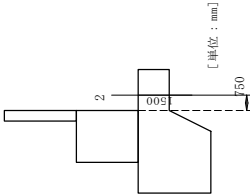
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 1500.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- A_s' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ_c: コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s: 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

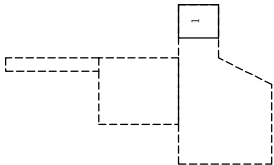
荷重状態(水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	-32.120	16.791	0.296 ≦	8.000	31.244 ≦	180.000
常時2 (浮力無し) a	-1.791	16.791	0.016 ≦	8.000	1.742 ≦	180.000
常時2 (浮力無し) b	0.848	19.885	0.007 ≦	8.000	0.577 ≦	180.000
常時2 (浮力無し) c	-2.115	16.791	0.019 ≦	8.000	2.057 ≦	180.000
地震時 (浮力無し)	385.823	19.885	3.021 ≦	12.000	262.285 ≦	300.000

7.2 照査位置[2]の設計
付け根からの距離 0.750 (m)



7.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

- (1) 躯体自重
- 1) ブロック割り



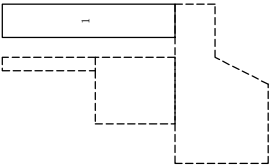
2) 自重・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置 X _i (m)	V _i ・X _i	備考
1	1.250 × 1.500 × 7.700	14.438	0.625	9.023	
Σ		14.438	—	9.023	

重心位置 XG = Σ (V_i・X_i) / Σ V_i = 9.023 / 14.438 = 0.625 (m)

(2) 背面土砂

- 1) ブロック割り



2)体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.250×6.500×7.700	62.563	0.625	39.102	
Σ		62.563	――	39.102	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 39.102 / 62.563 = 0.625 \text{ (m)}$

7.2.2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1)躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 14.438 = 353.719 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.625 \text{ (m)}$

(2)土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = Wu + W1 \text{ (kN)}$

$Wu = Vu$ (水より上の体積)・ γ (土の湿潤重量) (kN)

$W1 = V1$ (水より下の体積)・ γ_{sat} (土の飽和重量) (kN)

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W \text{ (m)}$

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)、地震時 (浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体 積 V (m³)	重心位置 X (m)	体 積 V1 (m³)	重心位置 X1 (m)
土砂(背面)	62.563	0.625	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 Vu (m³)	重心位置 Xu (m)
土砂(背面)	62.563	0.625

水位より上の体積

$Vu = V - V1$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 Wu = Vu × γ (kN)	水位より下の重量 W1 = V1 × γ_{sat} (kN)
土砂(背面)	62.563 × 18.000 = 1126.125	0.000 × 18.800 = 0.000

位 置	重量 W Wu + W1 (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	1126.125 + 0.000 = 1126.125	0.625

7.2.3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$N = q \cdot L \cdot B$

作用位置

$X = Ls + \frac{L}{2.0}$

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

qd : 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)

q1 : 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)

B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 7.700 (m)

Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重 Qd Q1	q (kN/m²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
	――	――	――	――	――
	10.000	0.000	1.250	96.250	0.625

7.2.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$Ew = 2 \cdot \frac{Pev}{L \cdot B}$

鉛直力

$N = (qr + qf) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$

作用位置

$X = \frac{2.0 \cdot qr + qf}{3.0 (qr + qf)} \cdot L$

ここに、

Pev: 土圧の鉛直成分 (kN)

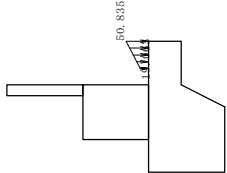
qf : 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度

qr : 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重

L : フーチング後趾張出長, L = 1.250 (m)

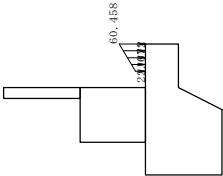
B : 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



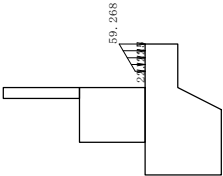
	Ew (kN/m²)	qf (kN/m²)	qr (kN/m²)	N (kN)	X (m)
1	50.835	19.063	50.835	336.385	0.720

[2] 常時2 (浮力無し)



	E_w (kN/m)	q_f^f (kN/m)	q_r^f (kN/m)	N (kN)	X (m)
1	60.458	22.672	60.458	400.063	0.720

[3] 地震時 (浮力無し)



	E_w (kN/m)	q_f^f (kN/m)	q_r^f (kN/m)	N (kN)	X (m)
1	59.268	22.225	59.268	392.186	0.720

7.2.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

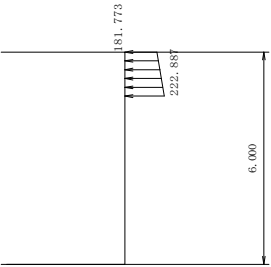
q_1 : 後趾前面位置の地盤反力度

q_2 : 後趾設計張出長の地盤反力度

L : 後趾設計張出長 $L = 1.250$ (m)

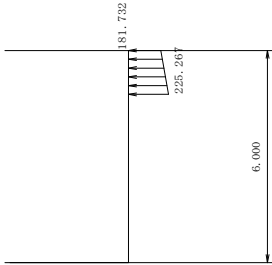
B : 後趾直角方向幅 $B = 7.700$ (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



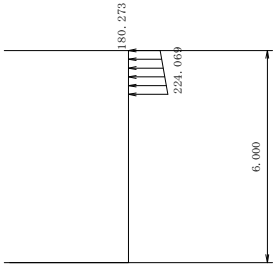
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
181.773	222.887	-1947.424	0.604

[2] 常時2 (浮力無し) a



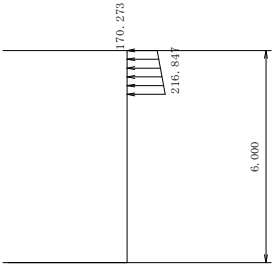
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
181.732	225.267	-1958.683	0.603

[3] 常時2 (浮力無し) b



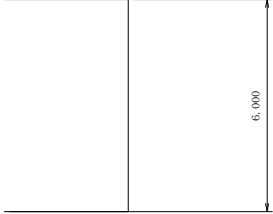
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
180.273	224.069	-1945.900	0.602

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
170.273	216.847	-1863.018	0.600

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	0.000	0.000	0.000

7.2.6 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	353. 719	0. 625	221. 074
背面土砂	1126. 125	0. 625	703. 828
土 圧 力	336. 385	0. 720	242. 095
地盤反力	-1947. 424	0. 604	-1175. 918
合 計	-131. 195	――	-8. 921
単位幅当り	-17. 038	――	-1. 159

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	353. 719	0. 625	221. 074
背面土砂	1126. 125	0. 625	703. 828
載荷荷重L	96. 250	0. 625	60. 156
土 圧 力	400. 063	0. 720	287. 924
地盤反力	-1958. 683	0. 603	-1180. 528
合 計	17. 474	――	92. 455
単位幅当り	2. 269	――	12. 007

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	353. 719	0. 625	221. 074
背面土砂	1126. 125	0. 625	703. 828
載荷荷重L	96. 250	0. 625	60. 156
土 圧 力	400. 063	0. 720	287. 924
地盤反力	-1945. 900	0. 602	-1172. 277
合 計	30. 257	――	100. 706
単位幅当り	3. 929	――	13. 079

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	353. 719	0. 625	221. 074
背面土砂	1126. 125	0. 625	703. 828
土 圧 力	400. 063	0. 720	287. 924
地盤反力	-1863. 018	0. 600	-1117. 691
合 計	16. 889	――	95. 136
単位幅当り	2. 193	――	12. 355

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	353. 719	0. 625	221. 074
背面土砂	1126. 125	0. 625	703. 828
土 圧 力	392. 186	0. 720	282. 255
合 計	1872. 030	――	1207. 157
単位幅当り	243. 121	――	156. 774

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7.2.7 断面計算

付け根からの距離 0.750 (m)

(1) セン断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_a = S - \frac{M}{d} \cdot \tan \theta$$

$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_a = S$$

ここに、

S_a : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N・mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度, θ = 0.000 , tan θ = 0.000

a : セン断スパン(mm)

荷重状態(水 位)	有効高 d' (cm)	2.5・d	せん断スパン a (cm)	S (kN)	M (kN・m)	M/d'・tan θ	S _a (kN)
常時1 (浮力無し)	135. 000	337. 500	≥ 45. 244	-17. 038	1. 159	0. 000	17. 038
常時2 (浮力無し) a	135. 000	337. 500	≥ 3. 965	2. 269	12. 007	0. 000	2. 269
常時2 (浮力無し) b	135. 000	337. 500	≥ 126. 988	3. 929	13. 079	0. 000	3. 929
常時2 (浮力無し) c	135. 000	337. 500	≥ 4. 489	2. 193	12. 355	0. 000	2. 193
地震時 (浮力無し)	135. 000	337. 500	≥ 232. 285	243. 121	156. 774	0. 000	243. 121

§ 6. P3橋脚の設計
1. 設計条件
1-1 基本条件

- (1) 橋梁名 : 2号橋
- (2) 適用基準 : 道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編 (平成24年)
- (3) 上部構造
 - ・ブロック 1 (ブロック名称: 6径間ラーメン箱)
 - 支間数 : 6
 - 支間割 : 62.800m + 75.000m + 85.000m + 65.000m + 95.000m + 68.800m
 - 支承の種類 : 分散支承

(4) 下部構造

橋脚名	A1	P1	P2	P3	P4	P5	A2
橋脚形式	線形 コンクリート橋脚	形状入力 単柱式 RC橋脚	形状入力 単柱式 RC橋脚	形状入力 単柱式 RC橋脚	形状入力 単柱式 RC橋脚	形状入力 単柱式 RC橋脚	線形 コンクリート橋脚

- (5) 重要度区分 : B種
- (6) 地域区分 : B2地域
- (7) 地盤種別 : I 種
- (8) 検討条件 : 新設橋
- (9) 解析モデル : 2次元モデル
- (10) 単位系 : SI

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d'} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_m : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)
- d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)
- d' : 部材断面の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- S : 部材断面に作用するせん断力(N)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)
- $\tau_{a1} = Ce \cdot Cpt \cdot Cdc \cdot \tau_{a1}'$

ここに、

- τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)
- Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

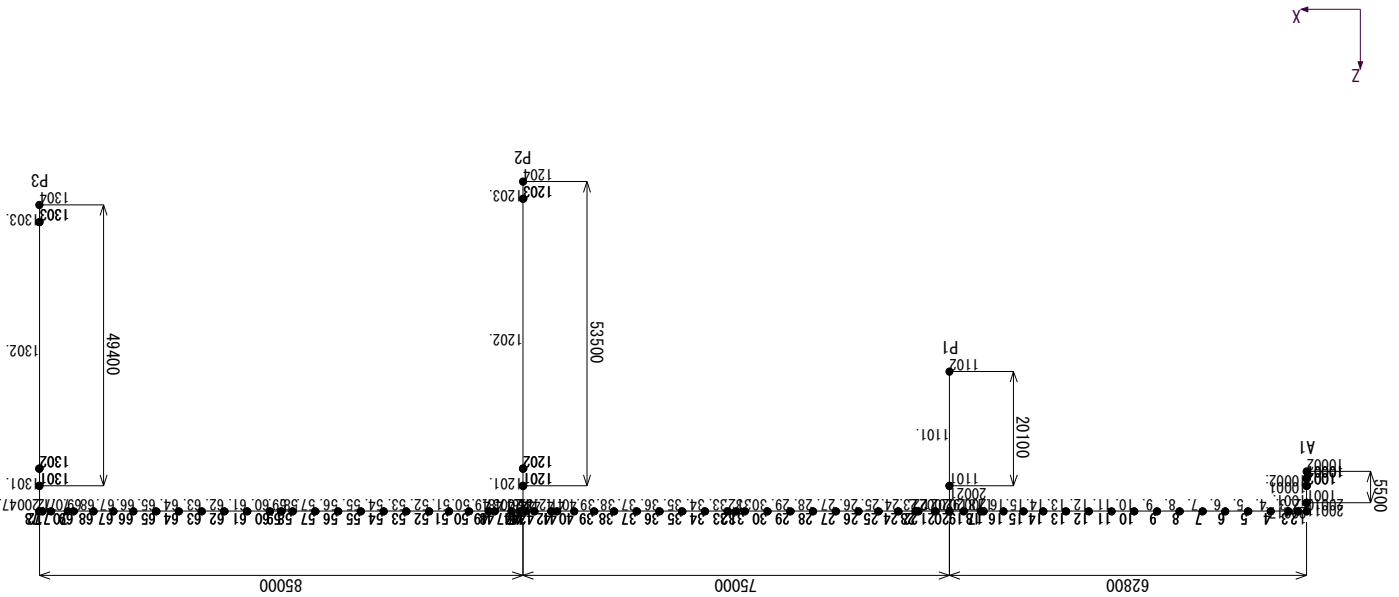
Cpt: 引張主鉄筋比P_tに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

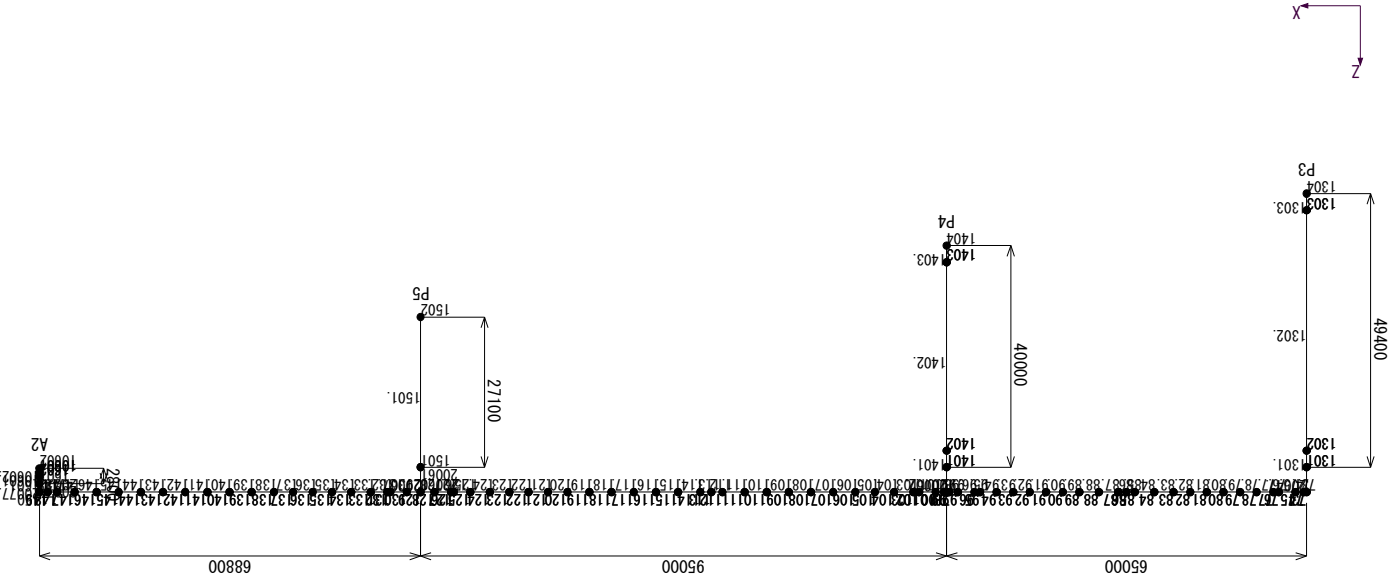
Cdc: せん断スパン比に関する補正係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
Cdc	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

荷重状態(水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ_{a1}	Ce	Cpt
常時1 (浮力無し)	17,038	135,000	0.013 ≦	0.862	1.700	0.947
常時2 (浮力無し) a	2,269	135,000	0.002 ≦	0.862	1.700	0.618
常時2 (浮力無し) b	3,929	135,000	0.003 ≦	0.625	1.700	0.618
常時2 (浮力無し) c	2,193	135,000	0.002 ≦	0.862	1.700	0.670
地震時 (浮力無し)	243,121	135,000	0.180 ≦	0.467	2.550	0.618
						0.670



単位：mm



単位：mm

1-3 下部構造

1-3-1 A1橋脚

(1) 使用材料

		柱-1	
コンクリート	基準強度 ヤング係数 (N/mm ²)		
24.0	25000		
主鉄筋	呼び名 降伏点 (N/mm ²)		
---	---		
横拘束・帯鉄筋	呼び名 降伏点 (N/mm ²)		
---	---		

(2) 支承条件

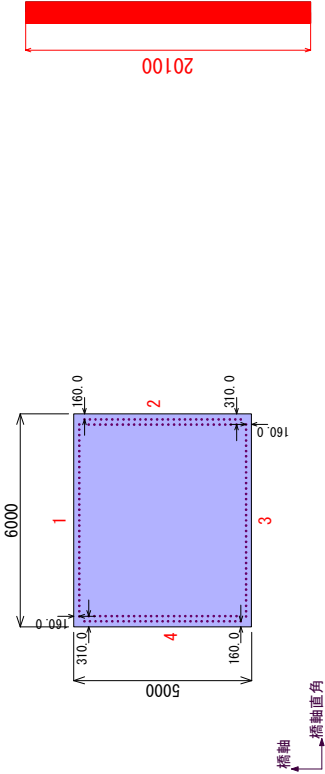
支承線名	A1	P1	P2	P3	P4	P5
橋軸方向	分散	分散	剛結	剛結	剛結	分散
橋軸直角方向	固定	固定	剛結	剛結	剛結	固定
鉛直方向	固定	固定	固定	固定	固定	固定

支承線名	A2
橋軸方向	分散
橋軸直角方向	固定
鉛直方向	固定

(3) 使用材料

	材料	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性 係数(N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	線膨張係数 (1/℃)
主桁	コンクリート(40.0)	31000.00	13478.26	24.50	1.00e-005

- (2) 断面情報
- 1) 柱-1
- ・ブロック1 (基部からの距離 20.1000 (m)～0.0000 (m))



＜ 軸方向鉄筋 ＞

	基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
							始点側 (mm)	終点側 (mm)
1		160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3		160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
2		160.0	D51	29	2027.0	○	300.0	300.0
4		160.0	D51	29	2027.0	○	300.0	300.0
2		310.0	D51	27	2027.0	○	425.0	425.0
4		310.0	D51	27	2027.0	○	425.0	425.0

鉄筋総断面積 = 377022.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント (mm ⁴)
橋軸方向	150.0	1000.0	506.7	20431.7
橋軸直角方向	150.0	1000.0	506.7	20431.7

＜ せん断補強筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	3040.2
橋軸直角方向	150.0	3040.2

＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

＜ 断面補正係数 ＞

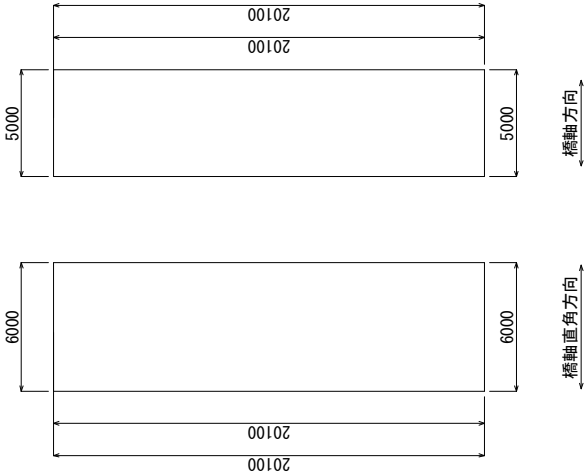
解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

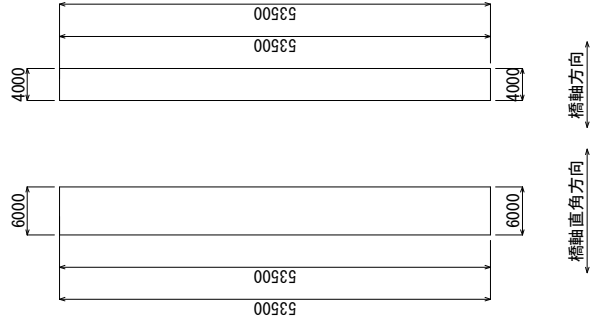
解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}		軸方向鉄筋の 純かぶり _{c0} (mm)	軸方向鉄筋の 直径 φ' ≤ 40.0 (mm)	
		+方向	-方向		+方向	-方向
橋軸方向	1000.0	14	14	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	14	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

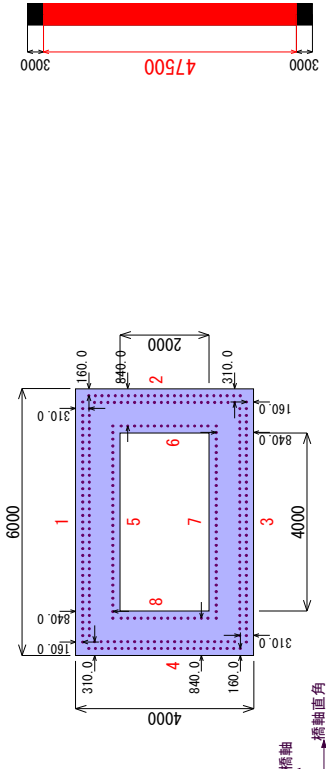


1-3-3 P2橋脚
(1)橋脚形状図



(3) 使用材料		柱-1
コンクリート	基準強度 (N/mm ²)	24.0
	ヤング係数 (N/mm ²)	25000
主鉄筋	呼び名	SD345
	降伏点 (N/mm ²)	345.0
横拘束・帯鉄筋	呼び名	SD345
	降伏点 (N/mm ²)	345.0

- ブロック2（基部からの距離 50.5000 (m)～3.0000 (m)）



＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
4	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0

鉄筋総断面積 = 656748.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

＜ せん断補強筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント (mm ⁴)	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸方向	150.0
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸直角方向	150.0

＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

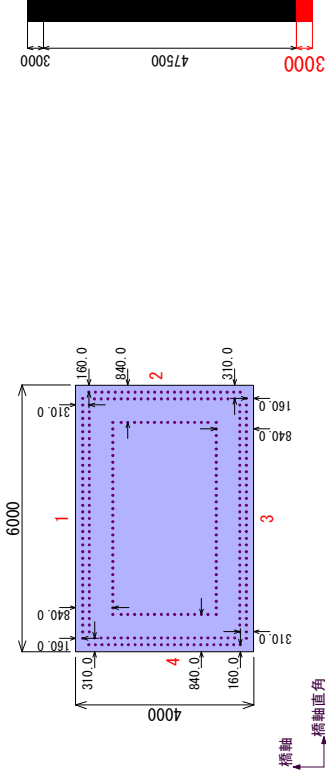
塑性ヒンジ長算出の対象断面：当該断面

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の 純かぶり c0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径 φ' ≦ 40.0 (mm)	
			+方向	-方向	+方向	-方向
橋軸方向	1000.0	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

- ブロック3（基部からの距離 3.0000 (m)～0.0000 (m)）



＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
4	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0

鉄筋総断面積 = 656748.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

＜ せん断補強筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント (mm ⁴)	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸方向	150.0
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸直角方向	150.0

＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

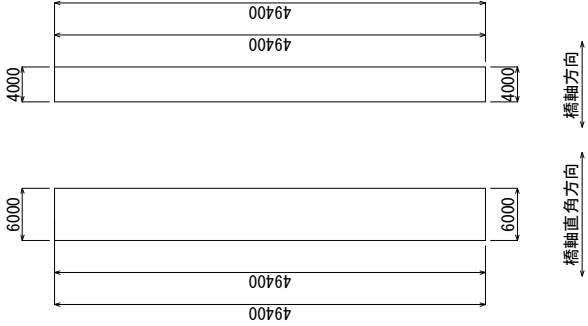
＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の 純かぶり c0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径 φ' ≦ 40.0 (mm)	
			+方向	-方向	+方向	-方向
橋軸方向	1000.0	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

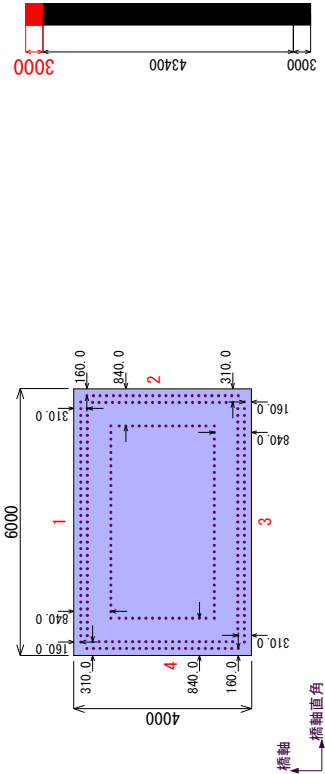
1-3-4 P3橋脚
(1)橋脚形状図



(3) 使用材料			柱-1
コンクリート	基準強度 (N/mm ²)	24.0	
	ヤング係数 (N/mm ²)	25000	
主鉄筋	呼び名	SD345	
	降伏点 (N/mm ²)	345.0	
横拘束・帯鉄筋	呼び名	SD345	
	降伏点 (N/mm ²)	345.0	

< 断面有効高 >
自動計算

- (2) 断面情報
- 1) 柱-1
- ・ブロック1 (基部からの距離 49.4000 (m)～46.4000 (m))



< 軸方向鉄筋 >

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
4	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0

鉄筋総断面積 = 656748.0 (mm²)

< 横拘束筋 >

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント(mm ⁴)	解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸方向	150.0	3854.4
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸直角方向	150.0	3854.4

< セン断補強筋 >

< 限界圧縮ひずみの評価位置 >

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

< 断面補正係数 >

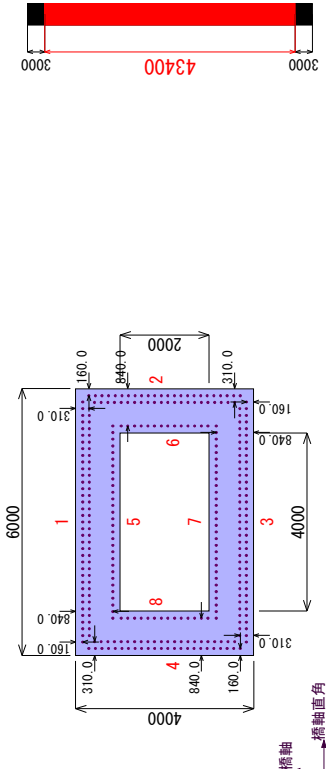
解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

< 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ >

塑性ヒンジ長算出の対象断面：当該断面

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}		軸方向鉄筋の 純かぶりc0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径 ϕ' $\leq$ 40.0 (mm)	
		+方向	-方向	+方向	-方向	+方向	-方向
橋軸方向	1000.0	14	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)

- ブロック2（基部からの距離 46.4000 (m)～3.0000 (m)）



＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
4	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0

鉄筋総断面積 = 656748.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント(mm ⁴)	解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸方向	150.0	3854.4
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸直角方向	150.0	3854.4

＜ せん断補強筋 ＞

解析方向	+方向	-方向	α	β
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋	0.20	0.40
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋	0.20	0.40

＜ 断面補正係数 ＞

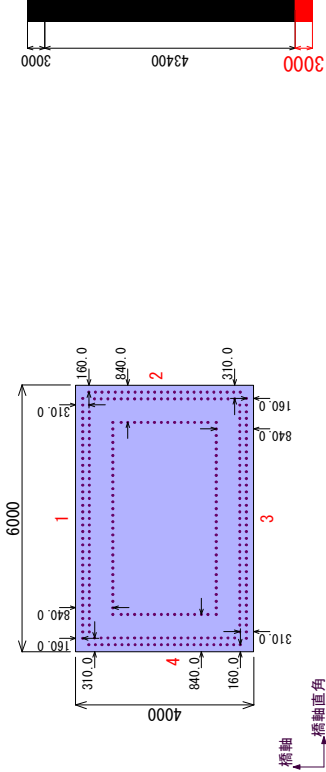
＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の 純かぶりc0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径φ' ≦ 40.0 (mm)	
			+方向	-方向	+方向	-方向
橋軸方向	1000.0	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

- ブロック3（基部からの距離 3.0000 (m)～0.0000 (m)）



＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
4	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0

鉄筋総断面積 = 656748.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント(mm ⁴)	解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸方向	150.0	3854.4
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸直角方向	150.0	3854.4

＜ せん断補強筋 ＞

解析方向	+方向	-方向	α	β
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋	0.20	0.40
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋	0.20	0.40

＜ 断面補正係数 ＞

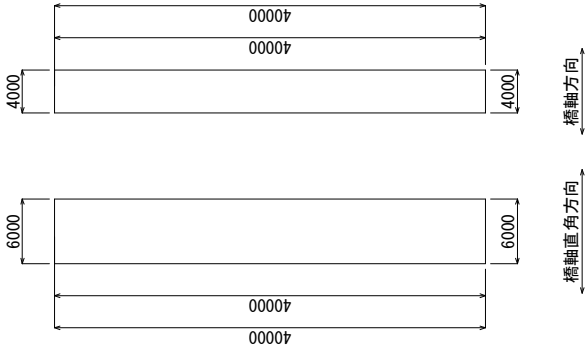
＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の 純かぶりc0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径φ' ≦ 40.0 (mm)	
			+方向	-方向	+方向	-方向
橋軸方向	1000.0	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

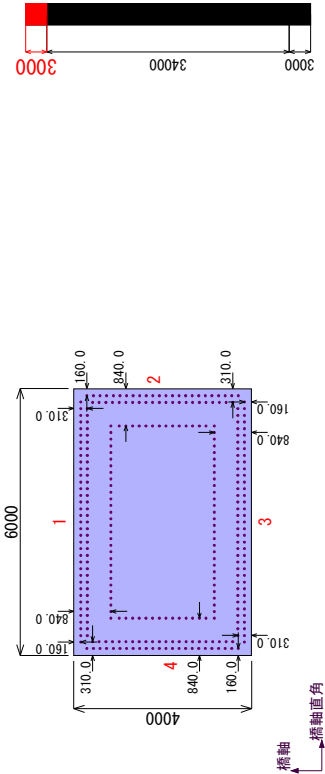
1-3-5 P4橋脚
(1)橋脚形状図



(3) 使用材料			柱-1
コンクリート	基準強度 (N/mm ²)	24.0	
	ヤング係数 (N/mm ²)	25000	
主鉄筋	呼び名	SD345	
	降伏点 (N/mm ²)	345.0	
横拘束・帯鉄筋	呼び名	SD345	
	降伏点 (N/mm ²)	345.0	

< 断面有効高 >
自動計算

- (2) 断面情報
- 1) 柱-1
- ・ブロック1 (基部からの距離 40.0000 (m)～37.0000 (m))



< 軸方向鉄筋 >

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
4	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0

鉄筋総断面積 = 656748.0 (mm²)

< 横拘束筋 >

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント(mm ⁴)	解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸方向	150.0	3854.4
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸直角方向	150.0	3854.4

< セン断補強筋 >

< 限界圧縮ひずみの評価位置 >

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

< 断面補正係数 >

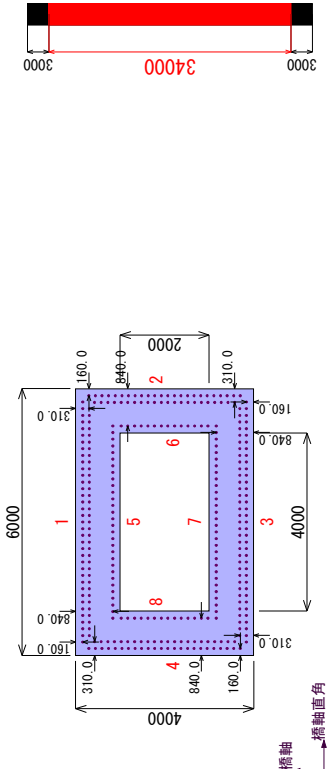
解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

< 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ >

塑性ヒンジ長算出の対象断面：当該断面

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}		軸方向鉄筋の 純かぶりc0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径 ϕ' $\leq$ 40.0 (mm)	
		+方向	-方向	+方向	-方向	+方向	-方向
橋軸方向	1000.0	14	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)

- ブロック2（基部からの距離 37.0000 (m)～3.0000 (m)）



橋軸
橋軸直角

＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
4	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0

鉄筋総断面積 = 656748.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

＜ せん断補強筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント(mm ⁴)	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸方向	150.0
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸直角方向	150.0

＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

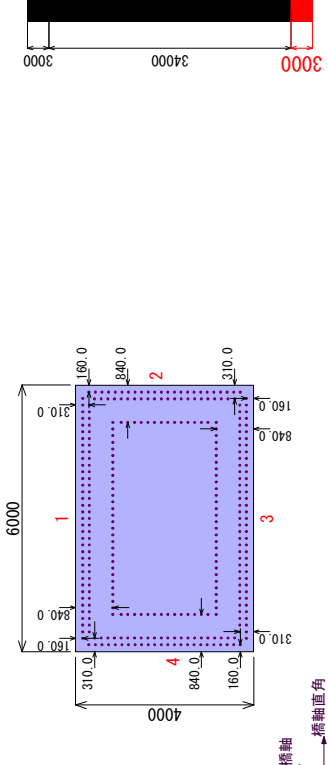
塑性ヒンジ長算出の対象断面：当該断面

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の 純かぶりc0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径φ' ≦ 40.0 (mm)	
			+方向	-方向	+方向	-方向
橋軸方向	1000.0	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

- ブロック3（基部からの距離 3.0000 (m)～0.0000 (m)）



橋軸
橋軸直角

＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
4	310.0	D51	22	2027.0	○	425.0	425.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	1025.0	1025.0

鉄筋総断面積 = 656748.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

＜ せん断補強筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント(mm ⁴)	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸方向	150.0
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸直角方向	150.0

＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

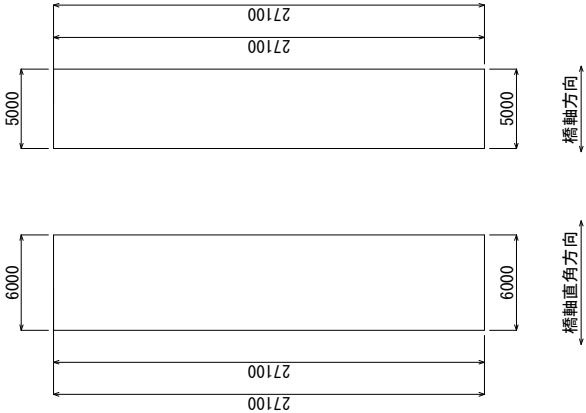
＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の 純かぶりc0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径φ' ≦ 40.0 (mm)	
			+方向	-方向	+方向	-方向
橋軸方向	1000.0	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	134.5	134.5	40.00 (D51)	40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

1-3-6 P5橋脚
(1)橋脚形状図

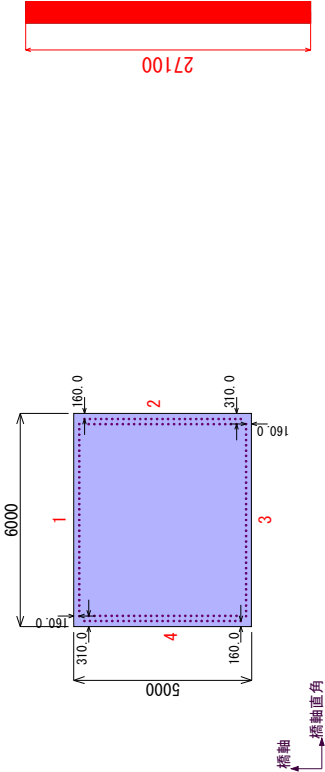


(3) 使用材料

		柱-1
コンクリート	基準強度 (N/mm ²)	24.0
	ヤング係数 (N/mm ²)	25000
主鉄筋	呼び名	SD345
	降伏点 (N/mm ²)	345.0
横拘束・帯鉄筋	呼び名	SD345
	降伏点 (N/mm ²)	345.0

(2) 断面情報

- 1) 柱-1
- ・ブロック1 (基部からの距離 27.1000 (m)～0.0000 (m))



(3) 使用材料

		柱-1
コンクリート	基準強度 (N/mm ²) ヤング係数 (N/mm ²)	24.0 25000
主鉄筋	呼び名 降伏点 (N/mm ²)	SD345 345.0
横拘束・帯鉄筋	呼び名 降伏点 (N/mm ²)	SD345 345.0

＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
2	160.0	D51	29	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	29	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	27	2027.0	○	425.0	425.0
4	310.0	D51	27	2027.0	○	425.0	425.0

鉄筋総断面積 = 377022.0 (mm²)

＜ 横拘束鉄筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次モメント (mm ⁴)	解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	1000.0	506.7	20431.7	橋軸方向	150.0	3040.2
橋軸直角方向	150.0	1000.0	506.7	20431.7	橋軸直角方向	150.0	3040.2

＜ セン断補強筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	3040.2
橋軸直角方向	150.0	3040.2

＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束鉄筋の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の純かぶり c0 (mm)	軸方向鉄筋の直径 φ' ≤ 40.0 (mm)
橋軸方向	1000.0	14	+方向 134.5 -方向 14	+方向 40.00 (051) -方向 40.00 (051)
橋軸直角方向	1000.0	14	+方向 134.5 -方向 14	+方向 40.00 (051) -方向 40.00 (051)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

1-3-7 A2橋脚
(1) 使用材料

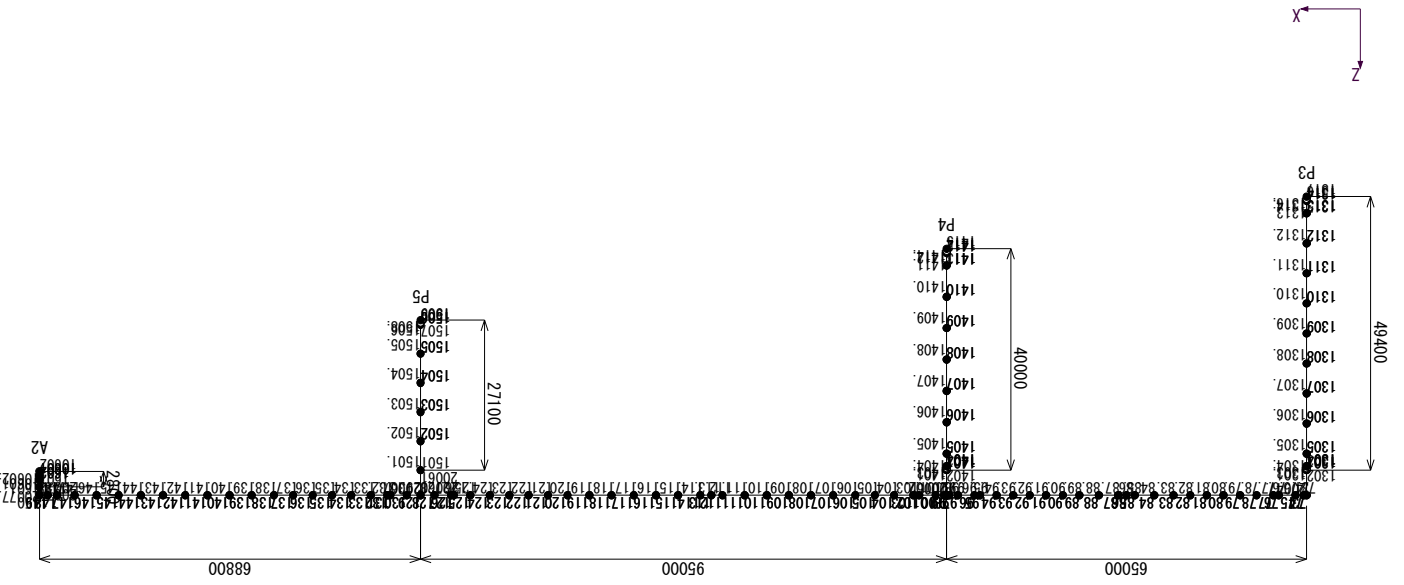
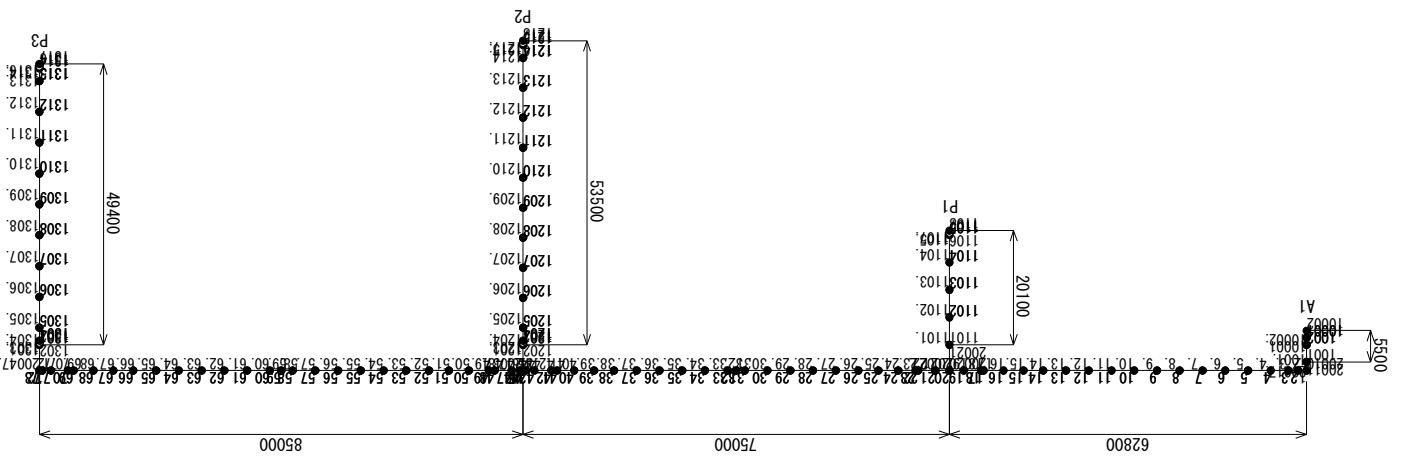
		柱-1
コンクリート	基準強度 (N/mm ²) ヤング係数 (N/mm ²)	24.0 25000
主鉄筋	呼び名	---
	降伏点 (N/mm ²)	
横拘束・帯鉄筋	呼び名	---
	降伏点 (N/mm ²)	

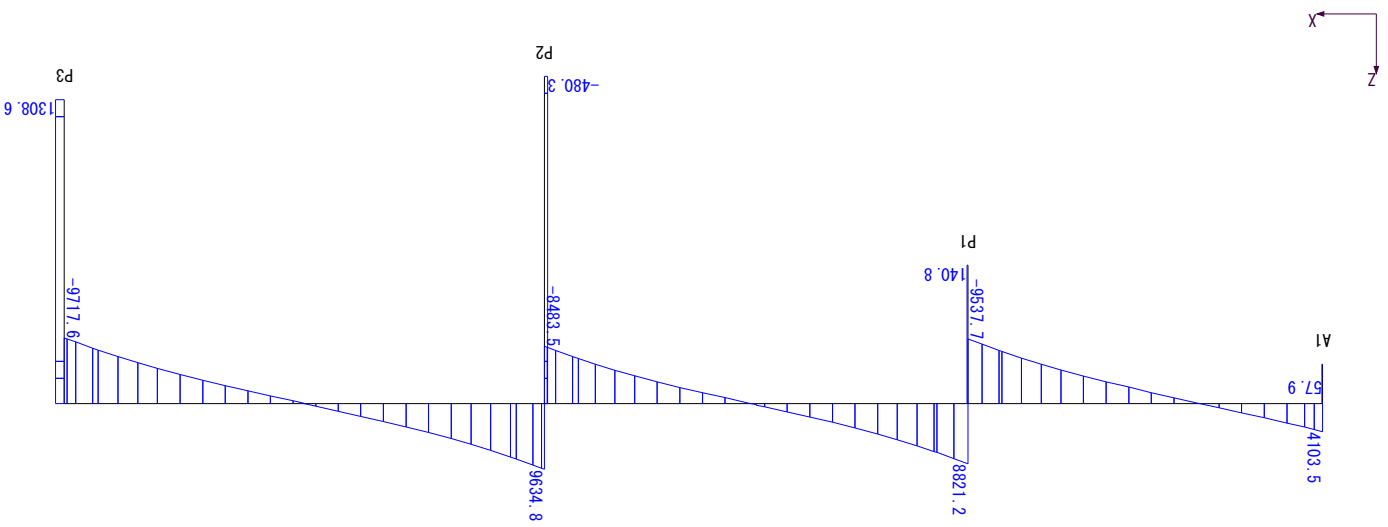
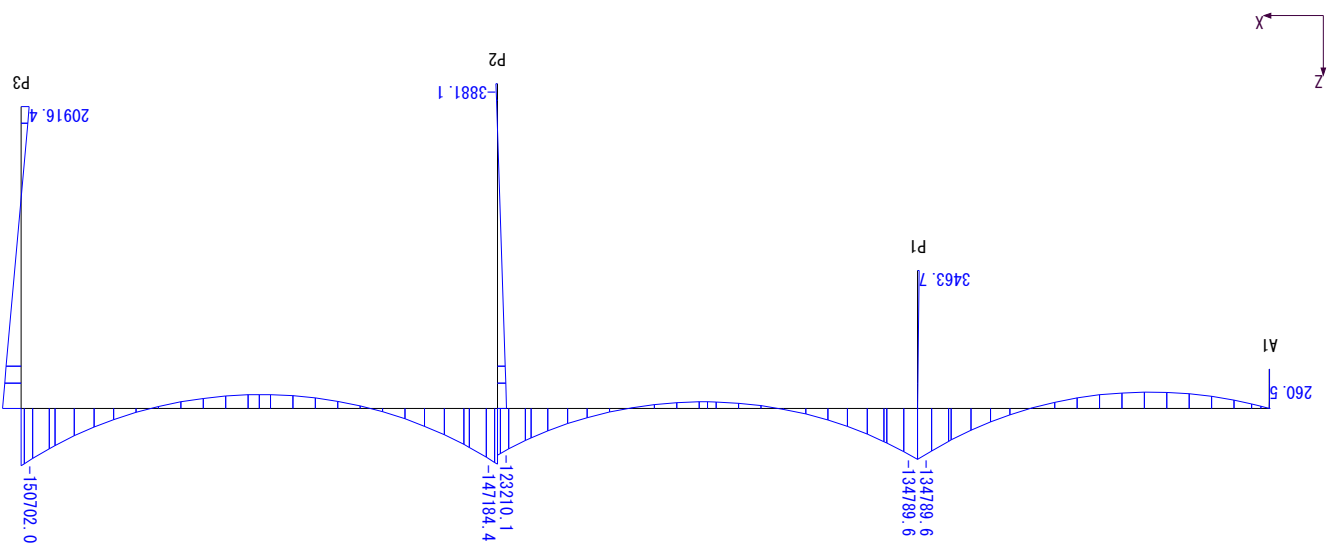
2. 静的照査(レベル2地震動)
2-1 レベル2地震動に対する保有水平耐力の下限値の照査(橋軸方向 設計振動単位1)
2-1-1 解析条件

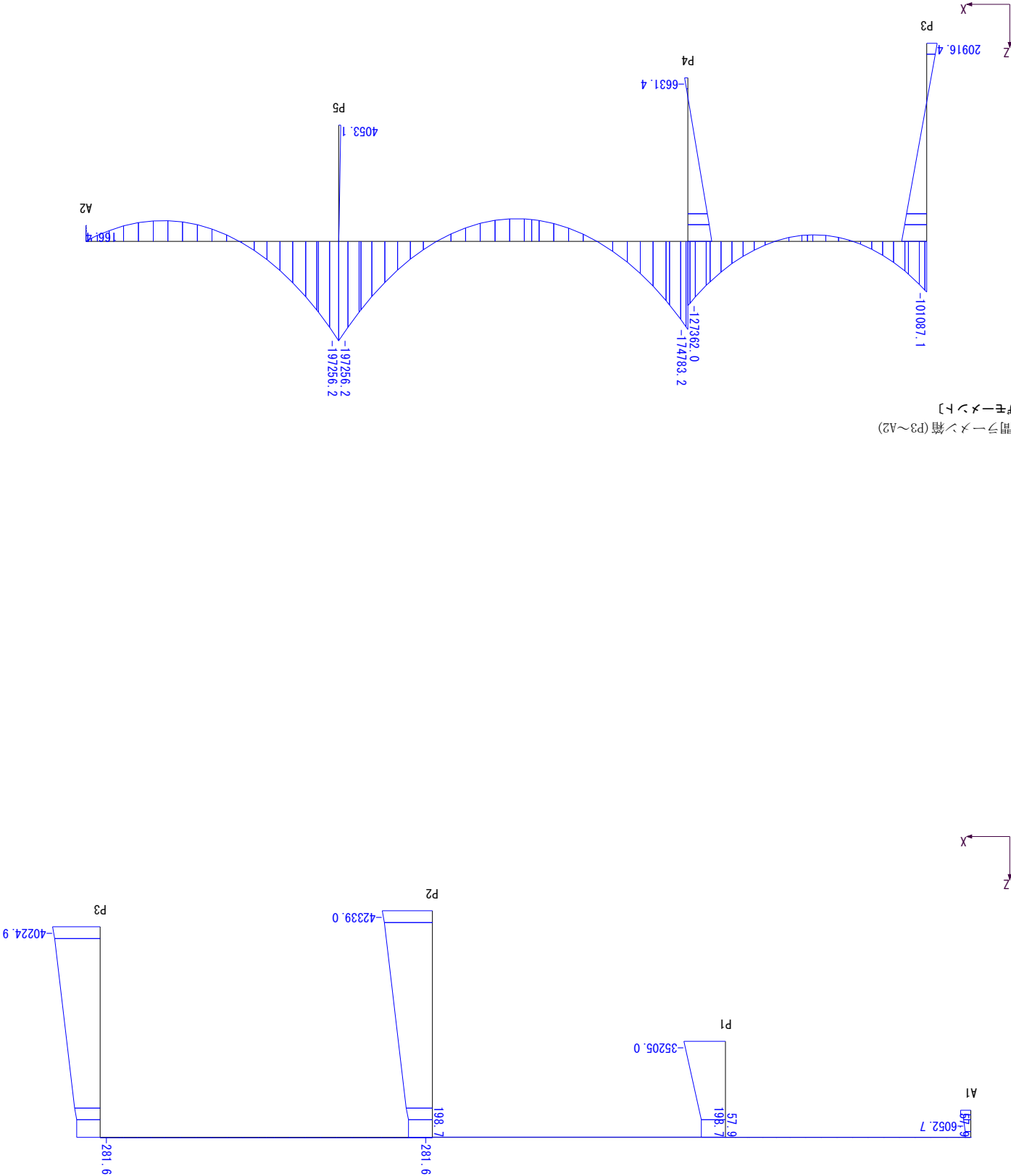
(1) 塑性ヒンジ長

	塑性ヒンジ長(m)	
	上部	下部
P1	---	0.7870
P2	上部	0.7370
	下部	0.7370
P3	上部	0.7370
	下部	0.7370
P4	上部	0.7370
	下部	0.7370
P5	上部	---
	下部	0.7870

- (2) 全体系の耐震性能限界時の定義 : 全体系ヒンジ点が耐震性能に応じた限界状態に達した時点
支承構造の橋脚の取扱い : 全体系の耐震性能限界の判定に支承構造の橋脚を考慮しない
- (3) 全体系の破壊形態の判定方法 : 全体系の耐震性能限界時に各部材に発生するせん断力とせん断耐力を比較する
- (4) コンクリート橋脚の非線形モデル : バイリニア
- (5) コンクリート上部構造の取扱い : 全部材全断面有効

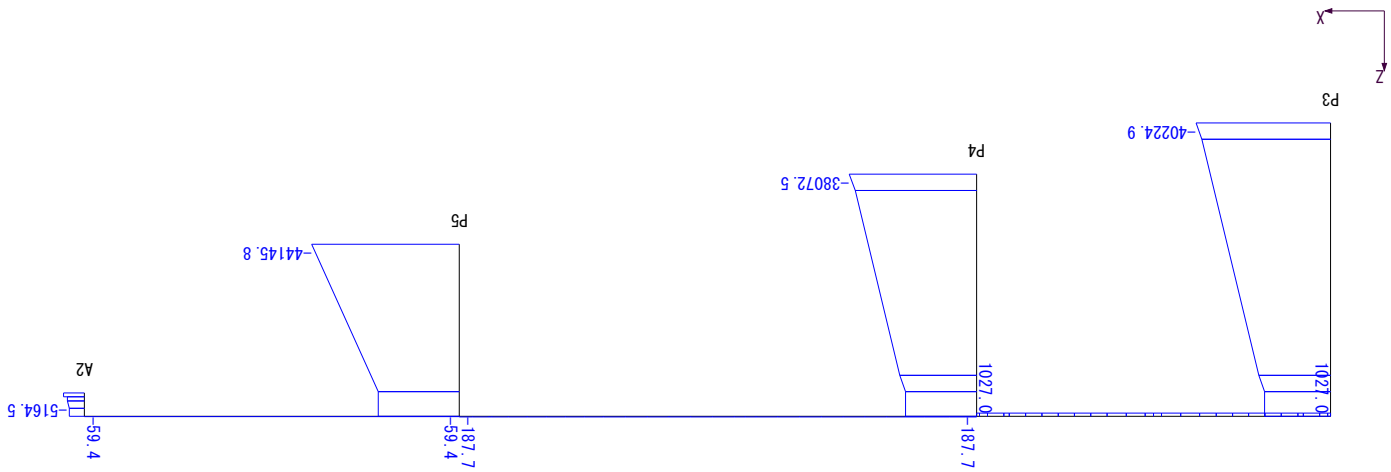




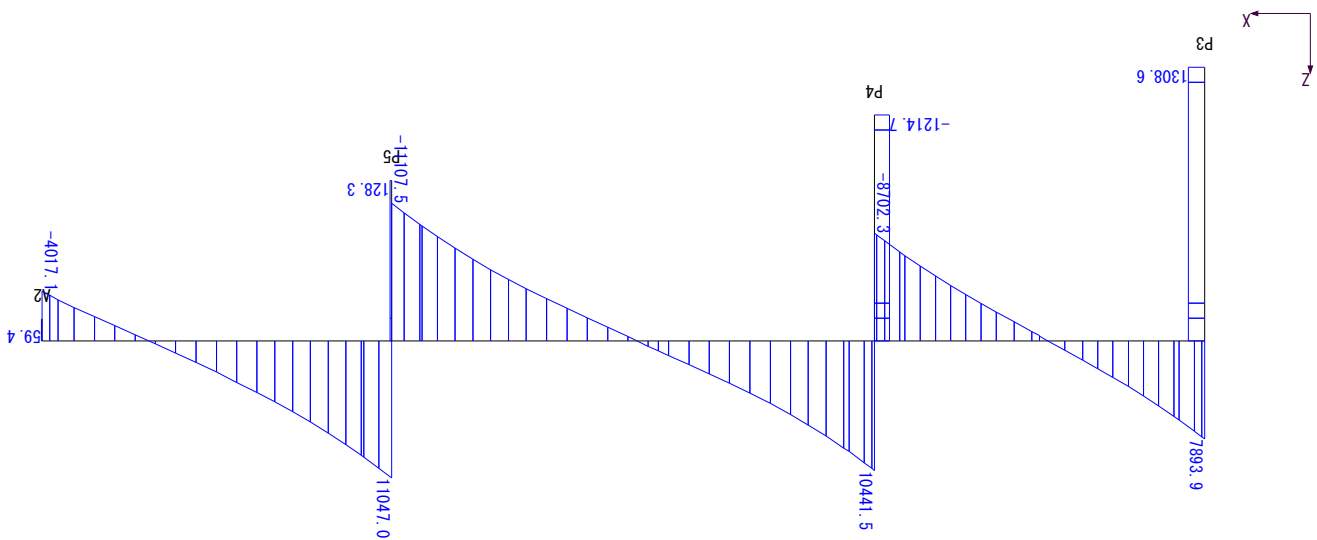


・6径間ラーメン箱 (P3～A2)
【曲げモーメント】

〔軸力〕



〔せん断力〕



2-1-2 全体系モデルによる照査

(1) 十方向

1) セン断耐力と破壊形態の判定

a) タイプⅠ

・ セン断耐力

<P1橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1101	1101	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
							37397.8
	1102	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
1102	1102	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	37397.8
							37397.8
	1103	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	37397.8
1103	1103	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
							37397.8
	1104	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
1104	1104	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	37397.8
							37397.8
	1105	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
1105	1105	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	37397.8
							37397.8
	1106	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
1107	1107	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	37397.8
							37397.8
	1108	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3

<P2橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1201	1201	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
							35094.6
	1202	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1203	1203	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	35094.6
							35094.6
	1204	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1204	1204	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	35094.6
							35094.6
	1205	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1205	1205	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	35094.6
							35094.6
	1206	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1206	1206	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1207	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1207	1207	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1208	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1208	1208	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1209	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1209	1209	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1210	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1210	1210	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1211	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1211	1211	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1212	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1212	1212	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1213	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1213	1213	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1214	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1214	1214	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
							35094.6
	1215	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1215	1215	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	35094.6
							35094.6
	1216	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1217	1217	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	35094.6
							35094.6
	1218	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5

<P3橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1301	1301	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
							35094.6
	1302	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1303	1303	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	35094.6
							35094.6
	1304	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1304	1304	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	35094.6
							35094.6
	1305	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1305	1305	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
							30057.8
	1306	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1306	1306	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1307	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1307	1307	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1308	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1308	1308	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1309	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1309	1309	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1310	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1310	1310	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1311	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1311	1311	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1312	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1312	1312	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1313	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1313	1313	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
							35094.6
	1314	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1314	1314	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	35094.6
							35094.6
	1315	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1316	1316	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	35094.6
							35094.6
	1317	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5

<P4橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1401	1401	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
							35094.6
	1402	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1403	1403	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	35094.6
							35094.6
	1404	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1404	1404	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	35094.6
							35094.6
	1405	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1405	1405	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
							30057.8
	1406	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1406	1406	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1407	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1407	1407	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1408	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1408	1408	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1409	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1409	1409	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1410	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1410	1410	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	30057.8
							30057.8
	1411	2000.0	3572.5	4.596	1511.0	27539.4	29050.5
1411	1411	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
							35094.6
	1412	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1412	1412	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
	1413	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
	1414	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5
1415	1415	6000.0	3572.5	1.532	4533.1	27539.4	32072.5

<P5橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1501	1501	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
	1502	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
	1502	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
1503	1503	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
	1503	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
	1504	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
1505	1505	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
	1505	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
	1506	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
1507	1507	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
	1508	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3
	1509	6000.0	4840.0	0.649	4781.2	29429.1	34210.3

破壊形態の判定

※ 発生せん断力S_tには、最大せん断力の発生した解析履歴番号（「k_h-δ関係」参照）と、最大せん断力を表示。

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S (kN)	せん断耐力			判定	
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)	P _s /S	P _s /S	P _{s0} /S
1101	1101	27	11130.6	34210.3	37397.8	3.07	OK
	1102	27	13130.9	34210.3	37397.8	2.61	OK
	1102	27	13130.9	34210.3	37397.8	2.61	OK
1103	1103	36	15259.8	34210.3	37397.8	2.24	OK
	1103	36	15259.8	34210.3	37397.8	2.24	OK
	1104	36	17608.8	34210.3	37397.8	1.94	OK
1104	1104	36	17608.8	34210.3	37397.8	1.94	OK
	1105	36	19957.8	34210.3	37397.8	1.71	OK
	1105	36	19957.8	34210.3	37397.8	1.71	OK
1107	1106	36	20149.3	34210.3	37397.8	1.70	OK
	1107	36	20149.3	34210.3	37397.8	1.70	OK
	1108	36	20340.7	34210.3	37397.8	1.68	OK
1201	1201	35	9187.4	32072.5	35094.6	3.49	OK
	1202	35	9321.0	32072.5	35094.6	3.44	OK
	1203	35	9321.0	32072.5	35094.6	3.44	OK
1204	1204	35	9454.5	32072.5	35094.6	3.39	OK
	1204	35	9454.5	32072.5	35094.6	3.39	OK
	1205	35	10274.6	32072.5	35094.6	3.12	OK
1205	1205	35	10274.6	29050.5	30057.8	2.83	OK
	1206	35	11549.8	29050.5	30057.8	2.52	OK
	1206	35	11549.8	29050.5	30057.8	2.52	OK
1207	1207	35	12824.9	29050.5	30057.8	2.27	OK

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S (kN)	せん断耐力		判定	
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)	P _s /S	P _{s0} /S
1207	1207	35	12824.9	29050.5	30057.8	2.27
	1208	35	14100.1	29050.5	30057.8	2.06
	1208	35	14100.1	29050.5	30057.8	2.06
1209	1209	35	15375.2	29050.5	30057.8	1.89
	1209	35	15375.2	29050.5	30057.8	1.89
	1210	36	16699.7	29050.5	30057.8	1.74
1211	1211	36	18069.1	29050.5	30057.8	1.61
	1211	36	18069.1	29050.5	30057.8	1.61
	1212	36	19438.5	29050.5	30057.8	1.49
1212	1212	36	19438.5	29050.5	30057.8	1.49
	1213	36	20808.0	29050.5	30057.8	1.40
	1213	36	20808.0	29050.5	30057.8	1.40
1214	1214	36	22177.4	29050.5	30057.8	1.31
	1214	36	22177.4	29050.5	30057.8	1.31
	1215	36	23058.2	32072.5	35094.6	1.39
1215	1215	36	23058.2	32072.5	35094.6	1.39
	1216	36	23201.6	32072.5	35094.6	1.38
	1217	36	23201.6	32072.5	35094.6	1.38
1218	1218	36	23345.0	32072.5	35094.6	1.37
	1301	22	12396.9	32072.5	35094.6	2.59
	1302	22	12500.9	32072.5	35094.6	2.57
1303	1303	22	12500.9	32072.5	35094.6	2.57
	1304	22	12605.0	32072.5	35094.6	2.54
	1304	22	12605.0	32072.5	35094.6	2.54
1305	1305	22	13243.7	32072.5	35094.6	2.42
	1305	22	13243.7	29050.5	30057.8	2.19
	1306	22	14264.6	29050.5	30057.8	2.04
1307	1307	22	15285.5	29050.5	30057.8	1.90
	1308	22	16306.4	29050.5	30057.8	1.78
	1308	22	16306.4	29050.5	30057.8	1.78
1309	1309	36	17333.2	29050.5	30057.8	1.68
	1309	36	17333.2	29050.5	30057.8	1.68
	1310	36	18740.8	29050.5	30057.8	1.55
1310	1310	36	18740.8	29050.5	30057.8	1.55
	1311	36	20148.5	29050.5	30057.8	1.44
	1311	36	20148.5	29050.5	30057.8	1.44
1312	1312	36	21556.1	29050.5	30057.8	1.35
	1312	36	21556.1	29050.5	30057.8	1.35
	1313	36	22963.7	32072.5	35094.6	1.40
1314	1314	36	23844.5	32072.5	35094.6	1.35
	1315	36	23844.5	32072.5	35094.6	1.35
	1315	36	23987.9	32072.5	35094.6	1.34
1316	1316	36	23987.9	32072.5	35094.6	1.34
	1317	36	24131.4	32072.5	35094.6	1.33
	1401	26	16762.2	32072.5	35094.6	1.91
1403	1402	26	16882.8	32072.5	35094.6	1.90
	1403	26	16882.8	32072.5	35094.6	1.90
	1404	26	17003.4	32072.5	35094.6	1.89

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S (kN)	せん断耐力		判定	
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)	P _s /S	P _{s0} /S
1404	1404	26 17003.4	32072.5	35094.6	1.89	OK
	1405	26 17744.1	32072.5	35094.6	1.81	OK
	1406	26 17744.1	29050.5	30057.8	1.64	OK
1405	1405	26 17744.1	29050.5	30057.8	1.53	OK
	1406	26 18980.7	29050.5	30057.8	1.58	OK
	1407	26 18980.7	29050.5	30057.8	1.53	OK
1406	1406	26 18980.7	29050.5	30057.8	1.53	OK
	1407	26 20217.3	29050.5	30057.8	1.44	OK
	1408	26 20217.3	29050.5	30057.8	1.44	OK
1407	1407	26 20217.3	29050.5	30057.8	1.35	OK
	1408	36 21461.1	29050.5	30057.8	1.35	OK
	1409	36 21461.1	29050.5	30057.8	1.27	OK
1408	1408	36 22931.5	29050.5	30057.8	1.27	OK
	1409	36 22931.5	29050.5	30057.8	1.19	OK
	1410	36 24401.8	29050.5	30057.8	1.23	OK
1410	1410	36 24401.8	29050.5	30057.8	1.19	OK
	1411	36 25872.2	29050.5	30057.8	1.12	OK
	1412	36 25872.2	29050.5	30057.8	1.24	OK
1411	1411	36 25872.2	32072.5	35094.6	1.20	OK
	1412	36 26752.9	32072.5	35094.6	1.20	OK
	1413	36 26752.9	32072.5	35094.6	1.31	OK
1412	1412	36 26752.9	32072.5	35094.6	1.19	OK
	1413	36 26896.4	32072.5	35094.6	1.30	OK
	1414	36 26896.4	32072.5	35094.6	1.30	OK
1414	1414	36 27039.8	32072.5	35094.6	1.19	OK
	1415	36 27039.8	32072.5	35094.6	1.30	OK
1501	1501	23 7193.5	34210.3	37397.8	4.76	OK
	1502	23 9262.5	34210.3	37397.8	3.69	OK
	1503	23 9262.5	34210.3	37397.8	3.69	OK
1502	1502	23 9262.5	34210.3	37397.8	3.02	OK
	1503	23 11331.5	34210.3	37397.8	3.02	OK
	1504	36 13814.8	34210.3	37397.8	2.48	OK
1504	1504	36 13814.8	34210.3	37397.8	2.48	OK
	1505	36 16375.1	34210.3	37397.8	2.09	OK
	1506	36 16375.1	34210.3	37397.8	2.28	OK
1505	1505	36 16375.1	34210.3	37397.8	2.09	OK
	1506	36 18935.5	34210.3	37397.8	1.81	OK
	1507	36 18935.5	34210.3	37397.8	1.81	OK
1506	1506	36 18935.5	34210.3	37397.8	1.79	OK
	1507	36 19126.9	34210.3	37397.8	1.79	OK
	1508	36 19126.9	34210.3	37397.8	1.96	OK
1508	1508	36 19126.9	34210.3	37397.8	1.79	OK
	1509	36 19318.3	34210.3	37397.8	1.77	OK
	1509	36 19318.3	34210.3	37397.8	1.94	OK

全体系としての破壊形態は、曲げ破壊型と判定される。

b) タイプⅡ

- ・せん断耐力

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1101	1101	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	37397.8
	1102	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1
	1103	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	37397.8
1102	1102	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	37397.8
	1103	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1
	1104	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	37397.8
1103	1103	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	37397.8
	1104	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1
	1105	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	37397.8
1104	1104	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	37397.8
	1105	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1
	1106	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	37397.8

<P2橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1301	1301	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1302	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1303	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
1303	1303	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1304	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1304	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
1304	1304	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1305	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1305	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
1305	1305	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1306	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1306	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
1306	1306	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1307	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1307	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
1307	1307	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1308	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1308	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6

<P3橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1301	1301	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1302	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1303	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
1303	1303	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1304	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1304	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
1304	1304	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1305	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1305	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
1305	1305	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1306	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1306	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
1306	1306	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1307	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1307	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
1307	1307	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1308	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6
	1308	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	35094.6

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力(kN)			
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _s	P _{s0}
1308	1308	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1309	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1309	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1310	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
1310	1310	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1311	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1311	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1312	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
1312	1312	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1313	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1313	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
	1314	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
1314	1314	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
	1315	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
	1316	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
	1317	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6

<P4橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b(mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力(kN)			
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _s	P _{s0}
1401	1401	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
	1402	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
	1403	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
	1404	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
1404	1404	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
	1405	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
	1405	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1406	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
1406	1406	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1407	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1407	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1408	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
1408	1408	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1409	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1409	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1410	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
1410	1410	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1411	2000.0	3572.5	4.596	2014.7	27539.4	29554.1	30057.8
	1411	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
	1412	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
1412	1412	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
	1413	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
	1414	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6
	1415	6000.0	3572.5	1.532	6044.1	27539.4	33583.6	35094.6

<P5橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力(kN)			
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _s	P _{s0}
1501	1501	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8
	1502	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8
1502	1502	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8
	1503	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)			
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _s	P _{s0}
1503	1503	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8
	1504	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8
	1504	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8
	1505	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8
1505	1505	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8
	1506	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8
	1506	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8
	1507	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8
1508	1508	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8
	1509	6000.0	4840.0	0.649	6374.9	29429.1	35804.1	37397.8

・破壊形態の判定

※ 発生せん断耐力S_tには、最大せん断力の発生した解析履歴番号（「kh- δ関係」参照）と、最大せん断力を表示。

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S (kN)	せん断耐力		判定				
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)					
1101	1101	27	11130.6	35804.1	37397.8				
	1102	27	13130.9	35804.1	37397.8	3.22	OK	3.36	OK
1102	1102	27	13130.9	35804.1	37397.8	2.73	OK	2.85	OK
	1103	36	15259.8	35804.1	37397.8	2.35	OK	2.45	OK
1103	1103	36	15259.8	35804.1	37397.8	2.35	OK	2.45	OK
	1104	36	17608.8	35804.1	37397.8	2.03	OK	2.12	OK
1104	1104	36	17608.8	35804.1	37397.8	2.03	OK	2.12	OK
	1105	36	19957.8	35804.1	37397.8	1.79	OK	1.87	OK
1105	1105	36	19957.8	35804.1	37397.8	1.79	OK	1.87	OK
	1106	36	20149.3	35804.1	37397.8	1.78	OK	1.86	OK
1107	1107	36	20149.3	35804.1	37397.8	1.78	OK	1.86	OK
	1108	36	20340.7	35804.1	37397.8	1.76	OK	1.84	OK
1201	1201	35	9187.4	33583.6	35094.6	3.66	OK	3.82	OK
	1202	35	9321.0	33583.6	35094.6	3.60	OK	3.77	OK
1203	1203	35	9321.0	33583.6	35094.6	3.60	OK	3.77	OK
	1204	35	9454.5	33583.6	35094.6	3.55	OK	3.71	OK
1204	1204	35	9454.5	33583.6	35094.6	3.55	OK	3.71	OK
	1205	35	10274.6	33583.6	35094.6	3.27	OK	3.42	OK
1205	1205	35	10274.6	29554.1	30057.8	2.88	OK	2.93	OK
	1206	35	11549.8	29554.1	30057.8	2.56	OK	2.60	OK
1206	1206	35	11549.8	29554.1	30057.8	2.56	OK	2.60	OK
	1207	35	12824.9	29554.1	30057.8	2.30	OK	2.34	OK
1207	1207	35	12824.9	29554.1	30057.8	2.30	OK	2.34	OK
	1208	35	14100.1	29554.1	30057.8	2.10	OK	2.13	OK
1208	1208	35	14100.1	29554.1	30057.8	2.10	OK	2.13	OK
	1209	35	15375.2	29554.1	30057.8	1.92	OK	1.95	OK
1209	1209	35	15375.2	29554.1	30057.8	1.92	OK	1.95	OK
	1210	36	16999.7	29554.1	30057.8	1.77	OK	1.80	OK
1210	1210	36	16999.7	29554.1	30057.8	1.77	OK	1.80	OK
	1211	36	18069.1	29554.1	30057.8	1.64	OK	1.66	OK
1211	1211	36	18069.1	29554.1	30057.8	1.64	OK	1.66	OK
	1212	36	19438.5	29554.1	30057.8	1.52	OK	1.55	OK
1212	1212	36	19438.5	29554.1	30057.8	1.52	OK	1.55	OK
	1213	36	20808.0	29554.1	30057.8	1.42	OK	1.44	OK

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S (kN)	せん断耐力		判定
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)	
1213	1213	36 2080.8	29554.1	30057.8	1.42 OK
	1214	36 22177.4	29554.1	30057.8	1.33 OK
1214	1214	36 22177.4	33583.6	35094.6	1.51 OK
	1215	36 23058.2	33583.6	35094.6	1.46 OK
1215	1215	36 23058.2	33583.6	35094.6	1.46 OK
	1216	36 23201.6	33583.6	35094.6	1.45 OK
1217	1217	36 23201.6	33583.6	35094.6	1.45 OK
	1218	36 23345.0	33583.6	35094.6	1.44 OK
1301	1301	22 12396.9	33583.6	35094.6	2.71 OK
	1302	22 12500.9	33583.6	35094.6	2.69 OK
1303	1303	22 12500.9	33583.6	35094.6	2.69 OK
	1304	22 12605.0	33583.6	35094.6	2.66 OK
1304	1304	22 12605.0	33583.6	35094.6	2.66 OK
	1305	22 13243.7	33583.6	35094.6	2.54 OK
1305	1305	22 13243.7	29554.1	30057.8	2.23 OK
	1306	22 14264.6	29554.1	30057.8	2.07 OK
1306	1306	22 14264.6	29554.1	30057.8	2.07 OK
	1307	22 15285.5	29554.1	30057.8	1.93 OK
1307	1307	22 15285.5	29554.1	30057.8	1.93 OK
	1308	22 16306.4	29554.1	30057.8	1.81 OK
1308	1308	22 16306.4	29554.1	30057.8	1.81 OK
	1309	36 17333.2	29554.1	30057.8	1.71 OK
1309	1309	36 17333.2	29554.1	30057.8	1.71 OK
	1310	36 18740.8	29554.1	30057.8	1.58 OK
1310	1310	36 18740.8	29554.1	30057.8	1.58 OK
	1311	36 20148.5	29554.1	30057.8	1.47 OK
1311	1311	36 20148.5	29554.1	30057.8	1.47 OK
	1312	36 21556.1	29554.1	30057.8	1.37 OK
1312	1312	36 21556.1	29554.1	30057.8	1.37 OK
	1313	36 22963.7	29554.1	30057.8	1.29 OK
1313	1313	36 22963.7	33583.6	35094.6	1.46 OK
	1314	36 23844.5	33583.6	35094.6	1.41 OK
1314	1314	36 23844.5	33583.6	35094.6	1.41 OK
	1315	36 23957.9	33583.6	35094.6	1.40 OK
1316	1316	36 23957.9	33583.6	35094.6	1.40 OK
	1317	36 24131.4	33583.6	35094.6	1.39 OK
1401	1401	26 16762.2	33583.6	35094.6	2.00 OK
	1402	26 16882.8	33583.6	35094.6	1.99 OK
1403	1403	26 16882.8	33583.6	35094.6	1.99 OK
	1404	26 17003.4	33583.6	35094.6	1.98 OK
1404	1404	26 17003.4	33583.6	35094.6	1.98 OK
	1405	26 17744.1	33583.6	35094.6	1.89 OK
1405	1405	26 17744.1	29554.1	30057.8	1.67 OK
	1406	26 18980.7	29554.1	30057.8	1.56 OK
1406	1406	26 18980.7	29554.1	30057.8	1.56 OK
	1407	26 20217.3	29554.1	30057.8	1.46 OK
1407	1407	26 20217.3	29554.1	30057.8	1.46 OK
	1408	36 21461.1	29554.1	30057.8	1.38 OK
1408	1408	36 21461.1	29554.1	30057.8	1.38 OK
	1409	36 22931.5	29554.1	30057.8	1.29 OK
1409	1409	36 22931.5	29554.1	30057.8	1.29 OK
	1410	36 24401.8	29554.1	30057.8	1.21 OK

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S (kN)	せん断耐力		判定
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)	
1410	1410	36 24401.8	29554.1	30057.8	1.21 OK
	1411	36 25872.2	29554.1	30057.8	1.14 OK
1411	1411	36 25872.2	33583.6	35094.6	1.30 OK
	1412	36 26752.9	33583.6	35094.6	1.26 OK
1412	1412	36 26752.9	33583.6	35094.6	1.26 OK
	1413	36 26896.4	33583.6	35094.6	1.25 OK
1414	1414	36 26896.4	33583.6	35094.6	1.25 OK
	1415	36 27039.8	33583.6	35094.6	1.24 OK
1501	1501	23 7193.5	35804.1	37397.8	4.98 OK
	1502	23 9262.5	35804.1	37397.8	3.87 OK
1502	1502	23 9262.5	35804.1	37397.8	3.87 OK
	1503	23 11331.5	35804.1	37397.8	3.16 OK
1503	1503	23 11331.5	35804.1	37397.8	3.16 OK
	1504	36 13814.8	35804.1	37397.8	2.59 OK
1504	1504	36 13814.8	35804.1	37397.8	2.59 OK
	1505	36 16375.1	35804.1	37397.8	2.19 OK
1505	1505	36 16375.1	35804.1	37397.8	2.19 OK
	1506	36 18935.5	35804.1	37397.8	1.89 OK
1506	1506	36 18935.5	35804.1	37397.8	1.89 OK
	1507	36 19126.9	35804.1	37397.8	1.87 OK
1508	1508	36 19126.9	35804.1	37397.8	1.87 OK
	1509	36 19318.3	35804.1	37397.8	1.85 OK

全体系としての破壊形態は、曲げ破壊型と判定される。

2) 保有水平耐力の下限値の照査

破壊形態	タイプⅠ		タイプⅡ	
	曲げ破壊型		曲げ破壊型	
水平震度 降下限界 k_{lv}	0.66	----	0.66	----
// せん断破壊時 k_{hs}			1.00	0.85
地域別補正係数 C_{2z}		0.40		0.34
$0.4 \cdot C_{2z}$				
$k_{lv} \geq 0.4 \cdot C_{2z}$	OK		OK	
$k_{hs} \geq 0.4 \cdot C_{2z}$	----		----	

2-2 レベル2地震動に対する保有水平耐力の下限値の照査（橋軸直角方向）
2-2-1 解析条件
(1) 塑性ヒンジ長

		＋方向(m)	－方向(m)
P1	上部	---	---
	下部	0.7868	0.7868
P2	上部	---	---
	下部	0.7370	0.7370
P3	上部	---	---
	下部	0.7370	0.7370
P4	上部	---	---
	下部	0.7370	0.7370
P5	上部	---	---
	下部	0.7868	0.7868

2-1-5 全体系モデルの解析結果
(1) ＋方向
1) 各種耐震性能限界時の柱下端断面力
a) タイプⅠ

橋脚名称	柱名称	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
P1	柱-1	357611.9	19631.6	-30660.4
P2	柱-1	441882.9	22311.7	-41404.9
P3	柱-1	440756.5	23349.1	-34833.4
P4	柱-1	439594.8	26257.9	-45710.2
P5	柱-1	371910.2	18324.4	-47633.8

b) タイプⅡ

橋脚名称	柱名称	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
P1	柱-1	357611.9	19631.6	-30660.4
P2	柱-1	441882.9	22311.7	-41404.9
P3	柱-1	440756.5	23349.1	-34833.4
P4	柱-1	439594.8	26257.9	-45710.2
P5	柱-1	371910.2	18324.4	-47633.8

- 2-2-7 橋脚単独系の解析結果
- (1) + 方向
- 1) 各種脚耐震性能限界時の柱下端断面力
- a) タイプⅠ

橋脚名称	柱名称	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)	備考
P1	柱-1	437017.9	21722.9	-35205.0 Wp = 14773.5[kN] hp = 10.0500[m]	
P2	柱-1	614977.6	16669.8	-42339.0 Wp = 22148.0[kN] hp = 26.7500[m]	
P3	柱-1	612168.4	16030.7	-40224.9 Wp = 20540.8[kN] hp = 24.7000[m]	
P4	柱-1	609260.6	17702.6	-38072.5 Wp = 16856.0[kN] hp = 20.0000[m]	
P5	柱-1	456838.3	19396.9	-44145.8 Wp = 19918.5[kN] hp = 13.5500[m]	

- b) タイプⅡ

橋脚名称	柱名称	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)	備考
P1	柱-1	437017.9	21722.9	-35205.0 Wp = 14773.5[kN] hp = 10.0500[m]	
P2	柱-1	614977.6	16669.8	-42339.0 Wp = 22148.0[kN] hp = 26.7500[m]	
P3	柱-1	612168.4	16030.7	-40224.9 Wp = 20540.8[kN] hp = 24.7000[m]	
P4	柱-1	609260.6	17702.6	-38072.5 Wp = 16856.0[kN] hp = 20.0000[m]	
P5	柱-1	456838.3	19396.9	-44145.8 Wp = 19918.5[kN] hp = 13.5500[m]	

ここではせん断力を以下のように算出している。

$S = (W_u + W_p) \cdot M_{1s} / (W_u \cdot h_u + W_p \cdot h_p)$

S : せん断力 (kN)

W_u : 上部構造分担重量 (kN)

W_p : フーチングを除いた下部構造重量 (kN)

M_{1s} : 橋脚下端断面の限界曲げモーメント (kN・m)

h_u : 橋脚下端～上部構造慣性力作用位置の高さ (m)

h_p : 橋脚下端～橋脚重心位置までの高さ (m)

- 2-2-4 P3の照査
- (1) + 方向
- 1) せん断耐力と破壊形態の判定
- a) タイプⅠ

- せん断耐力

ブロック 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _s (%)	せん断耐力 (kN)		
				コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1	4000.0	5580.3	1.471	4137.1	43017.1	47154.2
2	2000.0	5580.3	2.942	2068.5	43017.1	45085.7
3	4000.0	5580.3	1.471	4137.1	43017.1	47154.2

- 破壊形態の判定
終局水平耐力 P_u = 11357.5 (kN)
破壊形態は、曲げ破壊型と判定される。

- b) タイプⅡ

- せん断耐力

ブロック 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _s (%)	せん断耐力 (kN)		
				コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1	4000.0	5580.3	1.471	5516.1	43017.1	48533.2
2	2000.0	5580.3	2.942	2758.1	43017.1	45775.2
3	4000.0	5580.3	1.471	5516.1	43017.1	48533.2

- 破壊形態の判定
終局水平耐力 P_u = 11357.5 (kN)
破壊形態は、曲げ破壊型と判定される。

- 2) 保有水平耐力の下限値の照査

破壊形態		タイプⅠ 曲げ破壊型	タイプⅡ 曲げ破壊型
せん断耐力	P _s (cc考慮)	45085.7	45775.2
	P _{s0} (cc=1.0)	46464.7	46464.7
終局水平耐力 P _u	(kN)	11357.5	11357.5
P-δ算出時の断面耐力位置		基部	基部
地震時保有水平耐力 P _a	(kN)	11357.5	11357.5
地域別補正係数 C _{2z}		1.00	0.85
等価重量 W	(kN)	27902.1	27902.1
0.4・C _{2z} ・W	(kN)	11160.8	9486.7
P _a ≧ 0.4・C _{2z} ・W		OK	OK

1 設計条件

1.1 基本データ

保存ファイル名：60P3-深礎

工事名：

- (1) 橋軸直角方向
- (2) 橋軸方向
- (3) 杭形状
- (4) 適用基準
- (5) 対象構造物
- (6) 杭周面摩擦の考慮
- (7) 杭径 (公称径)
- (8) 使用材料 (深礎杭)

コンクリートの設計基準強度
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
(せん断補強筋)

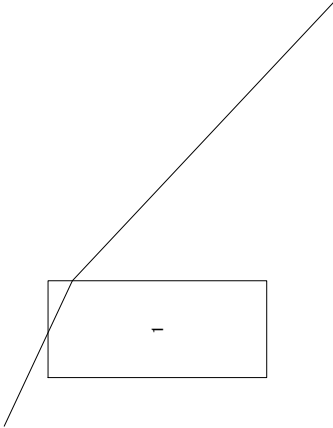
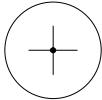
単位体積重量

- (9) 使用材料 (フーチング)
- コンクリートの設計基準強度
- 鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
(せん断補強筋)

単位体積重量

- (10) 解析方向
- (11) 荷重載荷方向
- (12) 設計水平震度 (レベル1地震時)
- (13) フーチングタイプ
- (14) 底版荷重の取扱い
- (15) 荷重データを自動生成
- (16) 作用位置自動設定の取扱い

構造図



P3-柱下端断面力 (level-2)

本橋梁はラーメン形式であるため、基礎のレベル2地震時照査時の作用力は、終局限界時の発生断面力を保有水平耐力として用いることとする。

橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

$$k_{hp} = 1.1 \times k_{hu}$$

地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

$$W = S_u / k_{hu} \quad (\text{kN})$$

橋脚下端からのWの作用位置

$$y = M_u / S_u \quad (\text{m})$$

《橋軸方向》

地震力方向 左→右

	水平震度 k _{hu}	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	軸力 N (kN)	C _z ・k _{hc} 0
タイプⅠ	0.660	440756.5	23349.1	34833.4	0.60
タイプⅡ	0.660	440756.5	23349.1	34833.4	0.39

《直角方向》

	水平震度 k _{hp}	等価重量 W (kN)	作用位置 y (m)	軸力 N (kN)	C _z ・k _{hc} 0
タイプⅠ	0.73	35400	18.877	34800	0.60
タイプⅡ	0.73	35400	18.877	34800	0.39

	水平震度 k _{hu}	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	軸力 N (kN)	C _z ・k _{hc} 0
タイプⅠ	0.41	612168.4	16030.7	40224.9	0.63
タイプⅡ	0.41	612168.4	16030.7	40224.9	0.43

	水平震度 k _{hp}	等価重量 W (kN)	作用位置 y (m)	軸力 N (kN)	C _z ・k _{hc} 0
タイプⅠ	0.45	39400	38.187	40200	0.63
タイプⅡ	0.45	39400	38.187	40200	0.43

※基礎の照査は、発生曲げモーメント最大時で行う。

1.2 構造寸法

柱寸法
形状 : 矩形
断面寸法 L= 4.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行		18.000	

1.4 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時
安全率 : 常時
応力度 : 常時
底面せん断 : 常時
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 8.00 (N/mm²)
σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{sa}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.23 (N/mm²)
τ_{a2} = 1.70 (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底版下面作用力	49256.84	0.00	0.00

	杭列I
荷重分担率 μ _V	1.0000
荷重分担率 μ _H	1.0000
荷重分担率 μ _M	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 12.00 (N/mm²)
σ_{sa} = 300.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{sa} = 300.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{sa}' = 300.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.35 (N/mm²)
τ_{a2} = 2.55 (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底版下面作用力	44256.84	4681.01	165261.02

	杭列I
荷重分担率 μ _V	1.0000
荷重分担率 μ _H	1.0000
荷重分担率 μ _M	1.0000

1.5 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース1
○	—	○	—	—

慣性力の向き :+X(+Z)方向
死荷重時上部工反力 RD = 35400.00 (kN)
橋脚躯体重量 WP = 0.00 (kN)
底版下面からW_p重心位置までの高さ y_P = 19.877 (m)
慣性力を考慮する底版および土重量 WF = 0.00 (kN)
底版下面からWF重心位置までの高さ y_F = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.60	0.39
khp	—	0.73	0.73
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	35400.00	35400.00
yU	m	18.877	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度
khg : 地盤面における設計水平震度
WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)
yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	35400.00	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	70800.00	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.6 基礎基礎データ

1.6.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-25.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値 (kN/m)	単位重量 γ (kN/m)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 c (kN/m)	変形係数 αE_0 (kN/m)	動的ポ アソン 比 ν	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 ED (kN/m)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α ： 内部計算

ひろがり角 β ： 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_u) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_u = 0$ kN/m²

土質 ： 硬岩 (亀裂多)

1.6.2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・ 区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	35	180	134.0	1721.880

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	29
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A _s (cm ²)	6.424
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	770.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D		29
中間帯鉄筋の本数	n (本)	3.000
中間帯鉄筋の断面積A _s ' (cm ²)		19.272

2 許容応力度法

2.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水 平 変 位	δ	mm	0.0
	δa	mm	25.0
	判定	OK	OK
地 盤 反 力 度	qmax	kN/m ²	441
	qa	kN/m ²	2500
	判定	OK	OK
せん 断 力	H	kN	0.0
	Ha	kN	8866.8
	判定	OK	OK
杭 体 応 力 度	σc	N/mm ²	0.4
	σca	N/mm ²	8.0
	判定	OK	OK
	σs	N/mm ²	-6.3
	σsa	N/mm ²	160.0
	判定	OK	OK
曲 げ 照 査	$\sigma s'$	N/mm ²	-6.3
	$\sigma sa'$	N/mm ²	200.0
	判定	OK	OK
せん 断 照 査	τm	N/mm ²	0.00
	τac	N/mm ²	0.11
	$\tau a2$	N/mm ²	1.70
	Aw	cm ²	32.120
	Awreq	cm ²	0.000
	判定	OK	OK
判 定		OK	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-2463.01
102	2.500	0.00	0.00	-3078.76
103	3.000	0.00	0.00	-3694.51
104	3.500	0.00	0.00	-4310.27
105	4.000	0.00	0.00	-4926.02
106	4.500	0.00	0.00	-5541.77
107	5.000	0.00	0.00	-6157.52
108	5.500	0.00	0.00	-6773.27
109	6.000	0.00	0.00	-7389.03
110	6.500	0.00	0.00	-8004.78
111	7.000	0.00	0.00	-8620.53
112	7.500	0.00	0.00	-9236.28
113	8.000	0.00	0.00	-9852.03
114	8.500	0.00	0.00	-10467.79
115	9.000	0.00	0.00	-11083.54
116	9.500	0.00	0.00	-11699.29
117	10.000	0.00	0.00	-12315.04
118	10.500	0.00	0.00	-12930.80
119	11.000	0.00	0.00	-13546.55
120	11.500	0.00	0.00	-14162.30
121	12.000	0.00	0.00	-14778.05
122	12.500	0.00	0.00	-15393.80
123	13.000	0.00	0.00	-16009.56
124	13.500	0.00	0.00	-16625.31
125	14.000	0.00	0.00	-17241.06
126	14.500	0.00	0.00	-17856.81
127	15.000	0.00	0.00	-18472.56
128	15.500	0.00	0.00	-19088.32
129	16.000	0.00	0.00	-19704.07
130	16.500	0.00	0.00	-20319.82
131	17.000	0.00	0.00	-20935.57
132	17.500	0.00	0.00	-21551.33
133	18.000	0.00	0.00	-22167.08

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 8.000 \text{ m}$

$q_{\text{base}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 22167.08 / 50.265 + (0.00 / 201.0619) \cdot (8.000 / 2 - 0.000)$

$= 441 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_s$

$= 1701385 \times 0.000 \times 10^{-3}$

$= 0.00 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=18.000 \text{ m})$

$N = 22167.08 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -6.3 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -6.3 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_a = 0.00 \leq 0.11 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_a = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 7089.8 \text{ mm}, d = 7002.1 \text{ mm}, pt = 0.173 \%$

$C_e = 0.560, C_{pt} = 0.847, CN = 1.000, \tau_{a1} = 0.23, \tau_{ac} = 0.11, \tau_{a2} = 1.70$

1/2M_{max}点

$1/2M_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=18.000 \text{ m})$

$N = 22167.08 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -6.3 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -6.3 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	492.60	492.60	-2463.01
102	2.500	738.90	492.60	-3078.76
103	3.000	985.20	492.60	-3694.51
104	3.500	1231.50	492.60	-4310.27
105	4.000	1477.81	456.42	-4926.02
106	4.500	1687.93	384.86	-5541.77
107	5.000	1862.67	315.34	-6157.52
108	5.500	2003.27	248.60	-6773.27
109	6.000	2111.27	185.15	-7389.03
110	6.500	2188.42	125.36	-8004.78
111	7.000	2236.63	69.48	-8620.53
112	7.500	2257.90	17.67	-9236.28
113	8.000	2254.30	-29.94	-9852.03
114	8.500	2227.96	-73.28	-10467.79
115	9.000	2181.03	-112.29	-11083.54
116	9.500	2115.67	-146.97	-11699.29
117	10.000	2034.06	-177.30	-12315.04
118	10.500	1938.36	-203.31	-12930.80
119	11.000	1830.75	-225.00	-13546.55
120	11.500	1713.36	-242.42	-14162.30
121	12.000	1588.33	-255.58	-14778.05
122	12.500	1457.78	-264.52	-15393.80
123	13.000	1323.81	-269.28	-16009.56
124	13.500	1188.51	-269.88	-16625.31
125	14.000	1053.94	-266.34	-17241.06
126	14.500	922.16	-258.71	-17856.81
127	15.000	795.23	-246.98	-18472.56
128	15.500	675.18	-231.18	-19088.32
129	16.000	564.05	-211.32	-19704.07
130	16.500	463.86	-187.39	-20319.82
131	17.000	376.66	-159.40	-20935.57
132	17.500	304.46	-127.35	-21551.33
133	18.000	249.31	-110.30	-22167.08

水平変位

$\delta = 0.1 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 8.000 \text{ m}$

$q_{\text{base}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 22167.08 / 50.265 + (249.31 / 201.0619) \cdot (8.000 / 2 - 0.000)$

$= 446 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_s$

$= 3402770 \times -0.027 \times 10^{-3}$

$= 91.21 \text{ kN}$

杭体応力度

$$M_{max} = 249.31 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=18.000 \text{ m})$$
$$N = 22167.08 \text{ kN}$$
$$\sigma_c = 0.4 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -6.2 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma'_s = -6.4 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$
$$S_{max} = 492.60 \text{ kN} \quad (Z=3.500 \text{ m}) \quad N= 4310.27 \text{ kN} \quad M= 1231.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\tau_u = 0.01 \leq 0.17 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$
$$\tau_n = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$

$$b = 7089.8 \text{ mm}, d=7002.1 \text{ mm}, pt=0.173 \%$$
$$Ce=0.560, Cpt=0.847, CN=1.000, \tau a1=0.35, \tau ac=0.17, \tau a2=2.55$$
$$1/2M_{max} \text{点}$$
$$1/2M_{min} = 1129.03 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=13.721 \text{ m})$$
$$N = 16897.47 \text{ kN}$$
$$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -4.5 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma'_s = -5.1 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$C2z \cdot khco = 0.60$$
$$khp = 0.73$$
$$khg = 0.50$$

$$作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 \text{ m}$$
$$作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 \text{ m}$$
$$水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。$$
$$領域(1) \quad \alpha i \cdot C2z \cdot khco \leq khp \text{ のとき}$$

$$鉛直力$$
$$Vo = (RD + WP + Vd) \cdot \mu V$$
$$= (35400.00 + 0.00 + 35400.00) \times 1.0000$$
$$= 70800.00 \text{ kN}$$

$$水平力$$
$$Ho = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H$$
$$= \{ \alpha i \times 0.6000 \times (35400.00 + 0.00) + 0.00 \} \times 1.0000$$
$$= \alpha i \times 21240.00 + 0.00 \text{ kN}$$

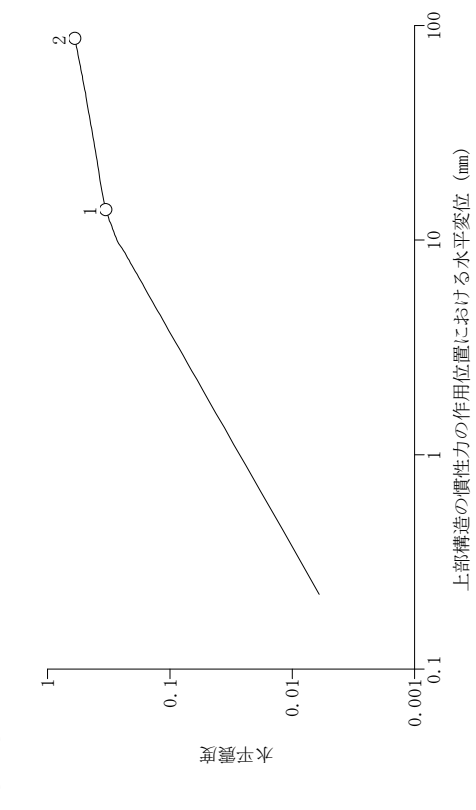
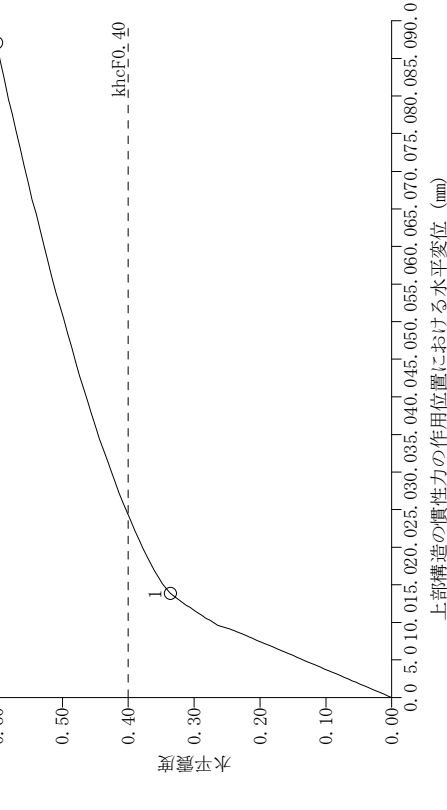
$$モーメント$$
$$Mo = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - Vo \cdot x_o$$
$$= \{ \alpha i \times 0.6000 \times (35400.00 \times 10.000 + 0.00 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000$$
$$- 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 70800.00 \times 0.000$$
$$= \alpha i \times 212400.00 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$領域(2) \quad \alpha i \cdot C2z \cdot khco > khp \text{ のとき}$$
$$領域(2) \text{ は存在しない。}$$
$$※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。$$
$$※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。$$

$$杭突出部の慣性力$$
$$Wpr = Ap \cdot \gamma c$$
$$= 50.2655 \times 24.50 = 1231.504 \text{ kN/m}$$
$$qpr = \alpha i \cdot khg \cdot Wpr$$
$$= \alpha i \times 0.50 \times 1231.504$$
$$= \alpha i \times 615.752 \text{ kN/m}$$

$$ここに、$$
$$qpr \text{ ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)}$$
$$Wpr \text{ ; 杭突出部の杭長 1 m 当り 重量 (kN/m)}$$
$$Ap \text{ ; 杭の断面積 (m}^2\text{)}$$
$$\gamma c \text{ ; 杭の単位体積重量 (kN/m}^3\text{)}$$

$$基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、$$
$$基礎の荷重－水平変位の関係を求める。$$
$$荷重－水平変位の関係$$



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.560	0.336	6.7	0.7	13.9	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	40.5	4.7	87.1	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 $A(m^2)$	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.560	0.336	4.500	28.1	50.265	0.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	8.500	53.1	50.265	0.0	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1			
杭頭位置	せん断力	S (kN)	21240.00
	せん断耐力	P _s (kN)	54554.72 OK
S _{max} 位置	せん断力	S (kN)	41624.83
	せん断耐力	P _s (kN)	54879.50 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 41624.83 (kN) せん断耐力P_s 54879.50 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _g	—	1.000
	b	mm	7090
	h	mm	7090
	d	mm	7002
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数	C _g	—
	軸方向引張鉄筋比	p _t	%
	補正係数	C _g	—
	作用軸力	N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm
	断面積	A _f	mm ²
	断面二次モーメント	I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離	y	mm
軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M	N・mm	70800×10 ⁶
	C _g	—	1.162
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _o	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力	S _s	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔	s	mm
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²
	帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	54555×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 173
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	88041×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	437378×10 ⁶
	断面積		A _f	50, 265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	88041×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	9898×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32, 120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54880×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 173
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	88041×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	437378×10 ⁶
	断面積		A _f	50, 265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	88041×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	9898×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32, 120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54880×10 ⁶

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	336250. 418 ≦ 359807. 994	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	92967. 078 ≦ 376991. 118	--
降伏点判定	-----		OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	336250
降伏モーメント M _L	359808
判 定	M≦M _L
基礎は降伏しない、 OK	

せん断力の照査

杭番号 1		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	21240.00 54554.72 OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	41624.83 54879.50 OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 41624.83 (kN) せん断耐力P_r 54879.50 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.000	50.265	50.265	376991.12

3. 1. 2 橋軸方向：タイプII地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.39
設計水平震度 khp = 0.73
設計水平震度 khg = 0.68
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α i・C2z・khco ≦ khpのとき
鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (35400.00 + 0.00 + 35400.00) \times 1.0000 \\ &= 70800.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha i \times 0.3900 \times (35400.00 + 0.00) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha i \times 13806.00 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha i \times 0.3900 \times (35400.00 \times 10.00 + 0.00 \times 0.00) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.00 - 70800.00 \times 0.00 \\ &= \alpha i \times 138060.00 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α i・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} W_{pr} &= A_p \cdot \gamma_c \\ &= 50.2655 \times 24.50 = 1231.504 \text{ kN/m} \\ q_{pr} &= \alpha i \cdot khg \cdot W_{pr} \\ &= \alpha i \times 0.68 \times 1231.504 \\ &= \alpha i \times 837.423 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

q_{pr} ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

W_{pr} ; 杭突出部の杭長 1 m 当り 重量 (kN/m)

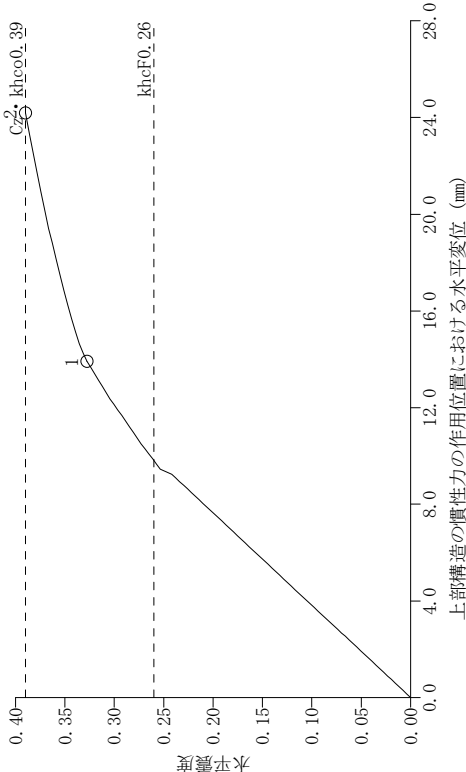
A_p ; 杭の断面積 (m²)

γ_c ; 杭の単位体積重量 (kN/m³)

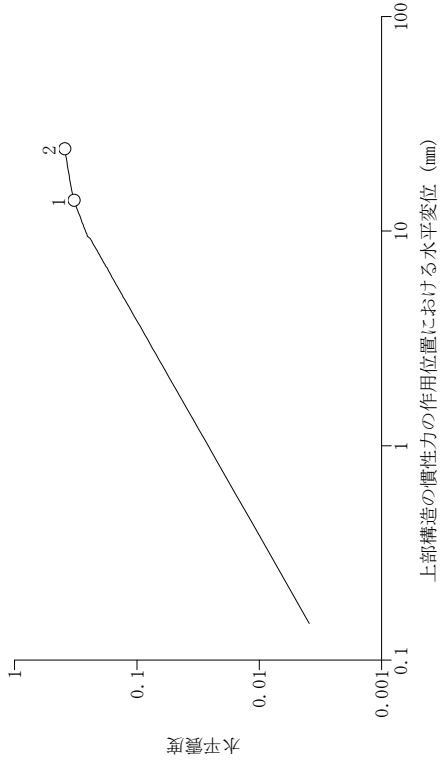
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径			D	mm	8000
荷重の正負交替作用の影響に関する補正係数			C _c	—	1.000
	部材幅		b	mm	7090
	部材高		h	mm	7090
	有効高 (正方形換算)		d	mm	7002
軸方向引張鉄筋比に関する補正	補正係数		C _c	—	0.560
	軸方向引張鉄筋比		p _t	%	0.173
	補正係数		C _{pc}	—	0.847
	作用軸力		N	N	70800×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm	437378×10 ⁶
	断面積		A _f	mm ²	50,265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴	201,062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm	70800×10 ⁶
	補正係数		C _s	—	1.162
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²	0.350
帯鉄筋	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N	9573×10 ⁶
	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²	32,120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力			S _s	N	44982×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力			P _s	N	54555×10 ⁶

深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 (×10 ⁻³ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.840	0.328	6.8	0.7	13.9	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.390	11.4	1.3	24.2	α ₁ =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	塑性化 領域 L _p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 A(m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.840	0.328	4.500	28.1	50.265	0.0	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.390	5.500	34.4	50.265	0.0	α ₁ =1で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 (α₁=1) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) 13806.00	せん断耐力 P _s (kN) 54554.72 OK
	せん断力 判定	S (kN) 24145.86	せん断耐力 P _s (kN) 54856.30 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 24145.86 (kN) せん断耐力P_s 54856.30 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54856×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54856×10 ³

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 211239. 325 ≦ 359807. 994	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 92967. 078 ≦ 376991. 118	--
降伏点判定	-----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	211239
降伏モーメント M _y	359808
判定	M≦M _y
基礎は降伏しない、 OK	

せん断力の照査

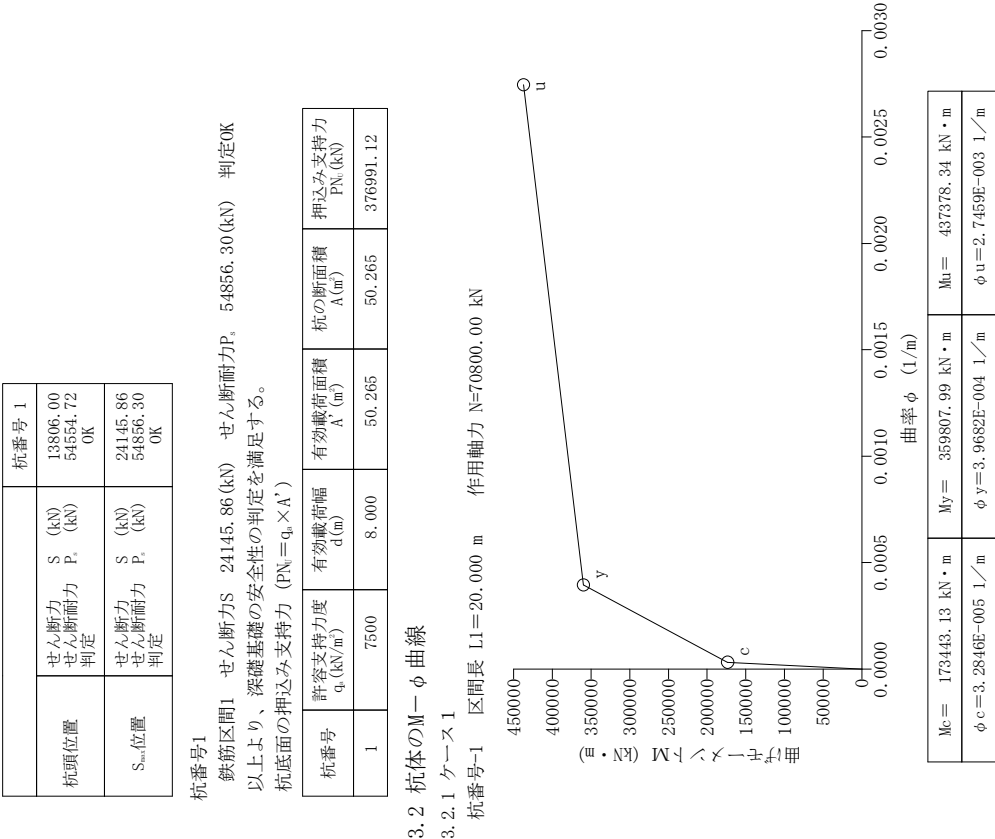
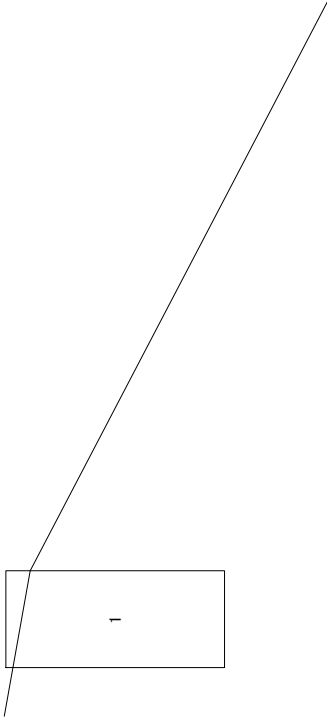
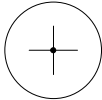
1 設計条件

1.1 基本データ

保存ファイル名：60P3-深礎

工事名：

(1) 橋軸直角方向	杭列数	1	列	入力対象杭列	A	列
(2) 橋軸方向	杭列数	1	列	入力対象杭列	1	列
(3) 杭形状	円形					
(4) 適用基準	斜面上の深礎基礎設計施工便覧					
(5) 対象構造物	橋脚基礎					
(6) 杭周面摩擦の考慮	考慮しない					
(7) 杭径 (公称径)	D	=	8.000	m		
杭径 (設計径)	D _s	=	8.000	m		
(8) 使用材料 (深礎杭)	σ _{sk} =	24	N/mm ²			
コンクリートの設計基準強度	SD345					
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)	SD345					
(せん断補強筋)	γ _s =	24.50	kN/m ³			
単位体積重量						
(9) 使用材料 (フーチング)	σ _{sk} =	24	N/mm ²			
コンクリートの設計基準強度	SD345					
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)	SD345					
(せん断補強筋)	γ _s =	24.50	kN/m ³			
単位体積重量						
(10) 解析方向	[設計方向1]					
(11) 荷重載荷方向	面内解析					
(12) 設計水平震度 (レベル1地震時)	+X(+Z)方向					
(13) フーチングタイプ	k _{ai} =	0.20				
(14) 底版荷重の取扱い	フーチングなし					
(15) 荷重データを自動生成	作用格点に載荷					
(16) 作用位置自動設定の取扱い	行わない					
構造図	自動設定しない					



1.2 構造寸法

柱寸法
形状 : 矩形
断面寸法 L= 4.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	1列
1行	L(m)	18.000

1.4 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時
安全率 : 常時
応力度 : 常時
底面せん断 : 常時
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 8.00 (N/mm²)
σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{sa}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.23 (N/mm²)
τ_{a2} = 1.70 (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	49256.84	0.00	0.00

	杭列I
荷重分担率 μ V	1.0000
荷重分担率 μ H	1.0000
荷重分担率 μ M	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 12.00 (N/mm²)
σ_{sa} = 300.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{sa} = 300.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{sa}' = 300.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.35 (N/mm²)
τ_{a2} = 2.55 (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	44256.84	5968.08	240851.66

	杭列I
荷重分担率 μ V	1.0000
荷重分担率 μ H	1.0000
荷重分担率 μ M	1.0000

1.5 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース1
○	—	○	—	—

慣性力の向き :+X(+Z)方向
死荷重時上部工反力 RD = 39400.00 (kN)
橋脚躯体重量 WP = 0.00 (kN)
底版下面からWp重心位置までの高さ yP = 38.187 (m)
慣性力を考慮する底版および土重量 WF = 0.00 (kN)
底版下面からWF重心位置までの高さ yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.63	0.43
khp	—	0.45	0.45
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	39400.00	39400.00
yU	m	38.187	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度
khg : 地盤面における設計水平震度
WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)
yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	39400.00	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	78800.00	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1. 6 基礎基礎データ

1. 6. 1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-10.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値 (kN/m ²)	単位重量 γ (kN/m ³)	内部重量 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 c (kN/m ²)	変形係数 αE_0 (kN/m ²)	動的ポ アソン 比 ν	平均せん断 弾性波速度 Vsd (m/s)	動的変形 係 数 ED (kN/m ²)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α ： 内部計算

ひろがり角 β ： 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_u) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_u = 0$ kN/m²

土質 ： 硬岩 (亀裂多)

1. 6. 2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・ 区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	35	180	134.0	1721.880

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	29
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A _s (cm ²)	6.424
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	770.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	29
中間帯鉄筋の本数 n (本)	3.000
中間帯鉄筋の断面積A _s ' (cm ²)	19.272

2 許容応力度法

2. 1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水 平 変 位	δ	mm	0.0
	δa	mm	25.0
		判定	OK
地 盤 反 力 度	qmax	kN/m ²	441
	qa	kN/m ²	2500
		判定	OK
せん断力	H	kN	0.0
	Ha	kN	8866.8
		判定	OK
杭体応力度	σc	N/mm ²	0.4
	σca	N/mm ²	8.0
		判定	OK
曲げ照査	σs	N/mm ²	-6.3
	σsa	N/mm ²	160.0
		判定	OK
せん断照査	$\sigma s'$	N/mm ²	-6.3
	$\sigma sa'$	N/mm ²	200.0
		判定	OK
せん断照査	τm	N/mm ²	0.00
	τac	N/mm ²	0.11
Awreq	$\tau a2$	N/mm ²	1.70
	Aw	cm ²	32.120
		判定	OK
判定		OK	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-2463.01
102	2.500	0.00	0.00	-3078.76
103	3.000	0.00	0.00	-3694.51
104	3.500	0.00	0.00	-4310.27
105	4.000	0.00	0.00	-4926.02
106	4.500	0.00	0.00	-5541.77
107	5.000	0.00	0.00	-6157.52
108	5.500	0.00	0.00	-6773.27
109	6.000	0.00	0.00	-7389.03
110	6.500	0.00	0.00	-8004.78
111	7.000	0.00	0.00	-8620.53
112	7.500	0.00	0.00	-9236.28
113	8.000	0.00	0.00	-9852.03
114	8.500	0.00	0.00	-10467.79
115	9.000	0.00	0.00	-11083.54
116	9.500	0.00	0.00	-11699.29
117	10.000	0.00	0.00	-12315.04
118	10.500	0.00	0.00	-12930.80
119	11.000	0.00	0.00	-13546.55
120	11.500	0.00	0.00	-14162.30
121	12.000	0.00	0.00	-14778.05
122	12.500	0.00	0.00	-15393.80
123	13.000	0.00	0.00	-16009.56
124	13.500	0.00	0.00	-16625.31
125	14.000	0.00	0.00	-17241.06
126	14.500	0.00	0.00	-17856.81
127	15.000	0.00	0.00	-18472.56
128	15.500	0.00	0.00	-19088.32
129	16.000	0.00	0.00	-19704.07
130	16.500	0.00	0.00	-20319.82
131	17.000	0.00	0.00	-20935.57
132	17.500	0.00	0.00	-21551.33
133	18.000	0.00	0.00	-22167.08

水平変位

$$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

$$\text{浮き上がりを生じない基礎底面幅} \quad d = 8.000 \text{ m}$$

$$q_{\text{base}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$

$$= 22167.08 / 50.265 + (0.00 / 201.0619) \cdot (8.000 / 2 - 0.000)$$

$$= 441 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_b = K_s \times \delta_s$$

$$= 1701385 \times 0.000 \times 10^{-3}$$

$$= 0.00 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=18.000 \text{ m})$$

$$N = 22167.08 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -6.3 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_s = -6.3 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_m = 0.00 \leq 0.11 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$

$$\tau_a = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$

$$b = 7089.8 \text{ mm}, \quad d = 7002.1 \text{ mm}, \quad p_t = 0.173 \%$$

$$C_e = 0.560, \quad C_{pt} = 0.847, \quad C_N = 1.000, \quad \tau_{a1} = 0.23, \quad \tau_{ac} = 0.11, \quad \tau_{a2} = 1.70$$

1/2M_{max}点

$$1/2M_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=18.000 \text{ m})$$

$$N = 22167.08 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -6.3 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_s = -6.3 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	492.60	492.60	-2463.01
102	2.500	738.90	492.60	-3078.76
103	3.000	985.20	462.08	-3694.51
104	3.500	1200.99	400.68	-4310.27
105	4.000	1385.88	339.43	-4926.02
106	4.500	1540.42	279.74	-5541.77
107	5.000	1665.62	222.40	-6157.52
108	5.500	1762.82	167.91	-6773.27
109	6.000	1833.54	116.60	-7389.03
110	6.500	1879.42	68.68	-8004.78
111	7.000	1902.22	24.30	-8620.53
112	7.500	1903.73	-16.46	-9236.28
113	8.000	1885.76	-53.55	-9852.03
114	8.500	1850.17	-86.96	-10467.79
115	9.000	1798.80	-116.70	-11083.54
116	9.500	1733.48	-142.78	-11699.29
117	10.000	1656.02	-165.23	-12315.04
118	10.500	1568.24	-194.45	-12930.80
119	11.000	1471.92	-211.30	-13546.55
120	11.500	1368.80	-219.72	-14162.30
121	12.000	1260.62	-224.74	-14778.05
122	12.500	1149.08	-226.42	-15393.80
123	13.000	1035.87	-224.80	-16009.56
124	13.500	922.66	-221.90	-16625.31
125	14.000	811.08	-219.90	-17241.06
126	14.500	702.76	-211.78	-17856.81
127	15.000	599.30	-200.44	-18472.56
128	15.500	502.31	-185.92	-19088.32
129	16.000	413.38	-168.22	-19704.07
130	16.500	334.09	-147.41	-20319.82
131	17.000	265.97	-123.53	-20935.57
132	17.500	210.55	-96.64	-21551.33
133	18.000	169.33	-62.44	-22167.08

水平変位

$$\delta = 0.1 \leq 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

$$\text{浮き上がりを生じない基礎底面幅} \quad d = 8.000 \text{ m}$$

$$q_{\text{base}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$

$$= 22167.08 / 50.265 + (169.33 / 201.0619) \cdot (8.000 / 2 - 0.000)$$

$$= 444 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_b = K_s \times \delta_s$$

$$= 3402770 \times -0.020 \times 10^{-3}$$

$$= 66.74 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$\begin{aligned} M_{max} &= 169.33 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=18,000 \text{ m}) \\ N &= 22167.08 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 0.4 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= -6.2 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma'_s &= -6.3 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\ S_{max} &= 492.60 \text{ kN} \quad (Z=2,500 \text{ m}) \quad N=3078.76 \text{ kN} \quad M=738.90 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \tau_u &= 0.01 \leq 0.17 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac} \\ \tau_n &= 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2} \\ b &= 7089.8 \text{ mm}, d=7002.1 \text{ mm}, pt=0.173 \% \\ C_e &= 0.560, C_{pt}=0.847, C_N=1.000, \tau_{a1}=0.35, \tau_{ac}=0.17, \tau_{a2}=2.55 \\ 1/2M_{max} \text{点} \\ 1/2M_{min} &= 951.87 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=13,371 \text{ m}) \\ N &= 16466.44 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= -4.4 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma'_s &= -4.9 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

3 安定照査 (レベル2地震時)

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸直角方向：タイプI地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

$$\begin{aligned} \text{荷重作用格点No：1} \\ \text{設計水平震度} \quad C2z \cdot khco &= 0.63 \\ \text{設計水平震度} \quad khp &= 0.45 \\ \text{設計水平震度} \quad khg &= 0.50 \\ \text{作用格点からWU作用位置までの高さ } yU &= 10,000 \text{ m} \\ \text{作用格点からWP作用位置までの高さ } yP &= 0,000 \text{ m} \\ \text{水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{領域(1)} \quad \alpha i \cdot C2z \cdot khco &\leq khp \text{ のとき} \\ \text{鉛直力} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + Vd) \cdot \mu V \\ &= (39400.00 + 0.00 + 39400.00) \times 1.0000 \\ &= 78800.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha i \times 0.6300 \times (39400.00 + 0.00) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha i \times 24822.00 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha i \times 0.6300 \times (39400.00 \times 10,000 + 0.00 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 78800.00 \times 0.000 \\ &= \alpha i \times 248220.00 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) $\alpha i \cdot C2z \cdot khco > khp$ のとき

鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + Vd) \cdot \mu V \\ &= (39400.00 + 0.00 + 39400.00) \times 1.0000 \\ &= 78800.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$H_o = \{ khp(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H$$

$$\begin{aligned} &= \{ 0.45 \times (39400.00 + 0.00) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha i \times 0.00 + 17730.00 \text{ kN} \\ \text{モーメント} \\ M_o &= \{ khp(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ 0.45 \times (39400.00 \times 10,000 + 0.00 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 78800.00 \times 0.000 \\ &= \alpha i \times 0.00 + 177300.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

※yolは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

※xolは、底板中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma_c \\ &= 50.2655 \times 24.50 = 1231.504 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha i \cdot khg \cdot Wpr \\ &= \alpha i \times 0.50 \times 1231.504 \\ &= \alpha i \times 615.752 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

qpr ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

Wpr ; 杭突出部の杭長 1 m 当り 重量 (kN/m)

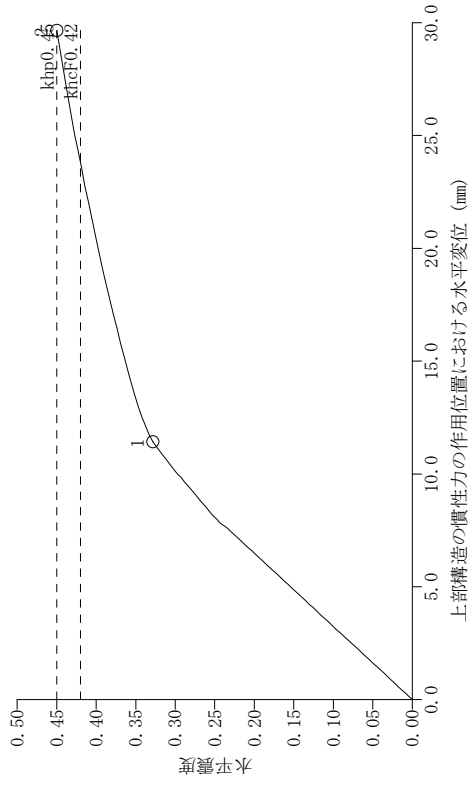
Ap ; 杭の断面積 (m²)

γc ; 杭の単位体積重量 (kN/m³)

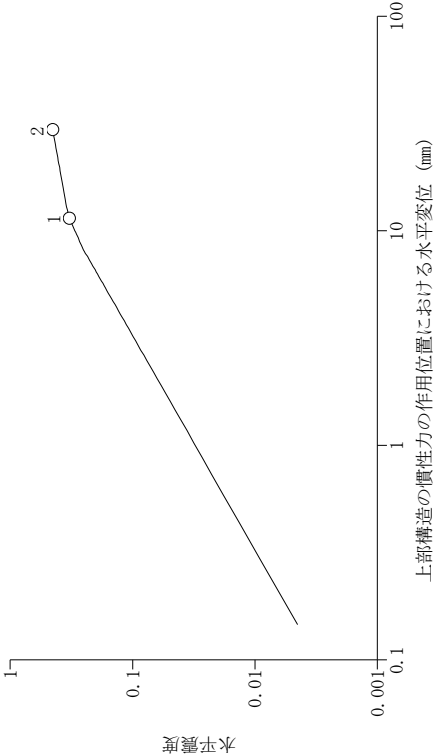
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス テッパ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-4}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.730	0.329	5.2	0.6	11.4	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.450	12.5	1.7	29.7	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス テッパ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 A (m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.730	0.329	2.500	15.6	50.265	0.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.450	4.000	25.0	50.265	0.0	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭頭位置		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力	S (kN)	17730.00
	せん断耐力	P _s (kN)	54632.23 OK
S _{max} 位置	せん断力	S (kN)	27847.58
	せん断耐力	P _s (kN)	54896.89 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 27847.58 (kN) せん断耐力P_s 54896.89 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径		D	mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C _c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	7090
	部材高	h	mm	7090
	有効高	d	mm	7002
	補正係数	C _c	—	0.560
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _t	%	0.173
	補正係数	C _{pc}	—	0.847
	作用軸力	N	N	78800×10 ³
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	460063×10 ⁶
	断面積	A _c	mm ²	50,265×10 ³
	断面二次モーメント	I _c	mm ⁴	201,062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	N・mm	78800×10 ⁶
	補正係数	C _{cs}	—	1.171
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N	9651×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	32,120×10 ³
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54632×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 173
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	93578×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント（終局M）		M	460063×10 ⁶
	断面積		A _f	50, 265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	93578×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	9915×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32, 120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54897×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 173
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	93578×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント（終局M）		M	460063×10 ⁶
	断面積		A _f	50, 265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	93578×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	9915×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32, 120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54897×10 ⁶

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	256316. 497 ≦ 380021. 550	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	100967. 078 ≦ 376991. 118	--
降伏点判定	-----		OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

		杭番号 1
曲げモーメント	M _{max}	256316
降伏モーメント	M _y	380022
判 定	M ≤ M _y	
基礎は降伏しない OK		

せん断力の照査

杭番号1		杭番号1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号1 17730.00 54632.23 OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号1 27847.58 54896.89 OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 27847.58 (kN) せん断耐力P_r 54896.89 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.000	50.265	50.265	376991.12

3. 1. 2 橋軸直角方向：タイプII地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.43
設計水平震度 khp = 0.45
設計水平震度 khg = 0.68
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) αi・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (39400.00 + 0.00 + 39400.00) \times 1.0000 \\ &= 78800.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha_i \times 0.4300 \times (39400.00 + 0.00) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 16942.00 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha_i \times 0.4300 \times (39400.00 \times 10.000 + 0.00 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 78800.00 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 169420.00 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) αi・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma_c \\ &= 50.2655 \times 24.50 = 1231.504 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha_i \cdot khg \cdot Wpr \\ &= \alpha_i \times 0.68 \times 1231.504 \\ &= \alpha_i \times 837.423 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

qpr；杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

Wpr；杭突出部の杭長1 m当り重量(kN/m)

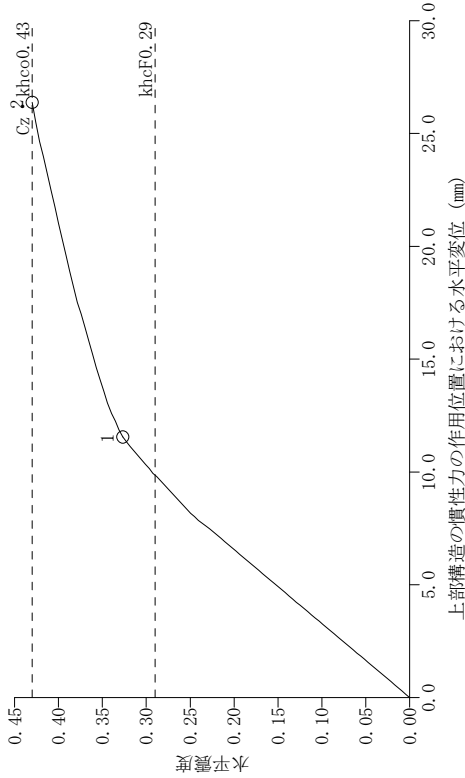
Ap；杭の断面積(m²)

γ_c；杭の単位体積重量(kN/m³)

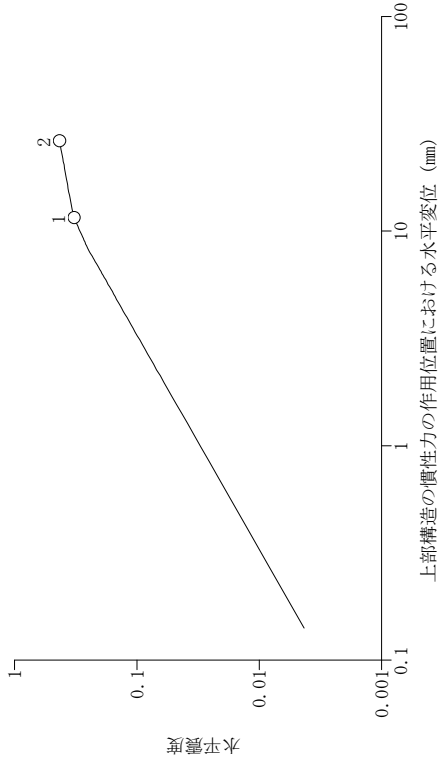
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.760	0.327	5.3	0.6	11.6	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.430	11.2	1.5	26.4	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 $A(m^2)$	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.760	0.327	2.500	15.6	50.265	0.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.430	4.000	25.0	50.265	0.0	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭番号 1			
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	16942.00 54632.23 OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	26650.15 54896.89 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 26650.15 (kN) せん断耐力P_s 54896.89 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		8000
荷重の正負交替作用の影響に関する補正係数	C _g	—	1.000
	b	mm	7090
	h	mm	7090
	d	mm	7002
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数		—
	軸方向引張鉄筋比		0.560
	補正係数		0.173
	補正係数		0.847
軸方向引張鉄筋比に関する補正	N	N	78800×10 ⁶
	M	N・mm	460063×10 ⁶
	A _f	mm ²	50,265×10 ⁶
	L _e	mm ⁴	201,062×10 ²²
軸方向圧縮力による補正	y	mm	4000
	M _e	N・mm	78800×10 ⁶
	補正係数		—
	C _{ss}	—	1.171
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _o	N/mm ²	0.350
	S _{ss}	N	9651×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		32,120×10 ⁶
	s	mm	150
	σ _{ss}	N/mm ²	345.0
	S _{ss}	N	44982×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	54632×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.173
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	93578×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	460063×10 ⁶
	断面積		A _f	50,265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	201,062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	93578×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0.350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	9915×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32,120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54897×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.173
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	93578×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	460063×10 ⁶
	断面積		A _f	50,265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	201,062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	93578×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0.350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	9915×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32,120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54897×10 ⁶

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	246097.534 ≦ 380021.550	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	100967.078 ≦ 376991.118	--
降伏点判定	-----		OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

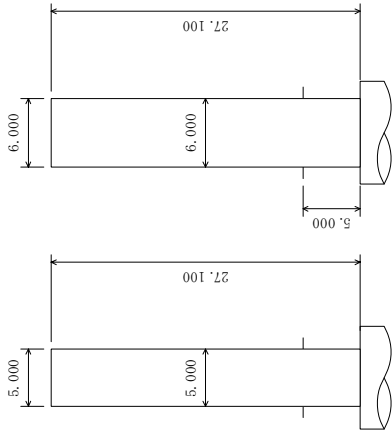
杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	246098
降伏モーメント M _y	380022
判 定	M≦M _y
基礎は降伏しない、 OK	

せん断力の照査

1 設計条件

1.1 形状寸法

- 形式RC矩形柱橋脚(新設検討)
- はり形状タイプはり無し
- 基礎形式深礎基礎
- 重要度の区分B種の橋



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (mm)
柱高さ(柱基部～はり下面)	H	27,100
橋軸方向柱幅	B _z	5,000
橋軸直角方向柱幅	B _y	6,000
地表面(柱下端から)	h _s	5,000

1.2 上部工反力

1.2.1 死荷重反力および慣性力作用位置

上部工死荷重反力 R₀ 25100.00 (kN)

	橋軸	橋軸直角
上部工慣性力の作用位置 h _i (mm)	4,500	4,500

1.2.2 許容応力度法

活荷重反力および地震時水平反力

	橋軸	橋軸直角
上部工活荷重反力 R _s (kN)	5000.00	5000.00
地震時水平反力 R _e (kN)	1700.00	3200.00

1.2.3 保有耐力法

死荷重水平力および偏心モーメント

	H (kN)	橋軸	橋軸直角
死荷重水平力	0.00	0.00	0.00
死荷重偏心モーメント Me (kN・m)	0.00	0.00	0.00

死荷重水平力は上部工慣性力作用位置に載荷。

1.3 設計水平震度

地域区分 B2地域

地盤種別 I種地盤

杭頭位置	杭番号 1	
	せん断力 P _s (kN)	せん断耐力 P _r (kN)
判定	16942.00	54632.23
	OK	
S _{max} 位置	せん断力 P _s (kN)	せん断耐力 P _r (kN)
	26650.15	54896.89
判定	OK	

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 26650.15 (kN) せん断耐力P_r 54896.89 (kN) 判定OK

以上より、深礎基礎の安全性の判定を満足する。

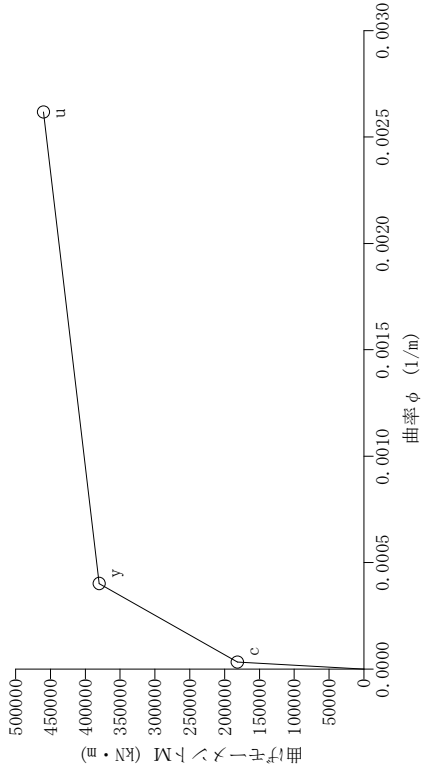
杭底面の押込み支持力 (PN=q_u×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (mm)	有効載荷面積 A' (mm ²)	杭の断面積 A (mm ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8,000	50,265	50,265	376991.12

3.2 杭体のM-φ曲線

3.2.1 ケース1

杭番号-1 区間長 L1=20,000 mm 作用軸力 N=78800.00 kN



Mc = 181623.06 kN・m	My = 380021.55 kN・m	Mu = 460062.63 kN・m
φc = 3.4395E-005 1/m	φy = 4.0328E-004 1/m	φu = 2.6189E-003 1/m

1. 3. 1 許容応力度法

	kh
橋軸方向	0. 14
橋軸直角方向	0. 13

kh：許容応力度法による設計に用いる設計水平震度

1. 3. 2 保有耐力法

橋軸方向

タイプIの設計震度, 分担重量		タイプIIの設計震度, 分担重量	
CIzkhco	khg	khemin	Wu (kN)
正方向	0. 6731	0. 50	0. 54
		0. 6000	0. 68
		0. 6000	0. 48
		0. 6000	12542. 81
		0. 48	12542. 81

橋軸直角方向

タイプIの設計震度, 分担重量		タイプIIの設計震度, 分担重量	
CIzkhco	khg	khemin	Wu (kN)
正方向	0. 6300	0. 50	0. 51
		0. 6000	0. 68
		0. 6000	0. 49
		0. 6000	18529. 59
		0. 49	18529. 59

CIzkhco：地域別補正係数×設計水平震度(タイプI)の標準値

CIIkzhco：地域別補正係数×設計水平震度(タイプII)の標準値

khg：地盤面における設計水平震度

khemin：同一振動単位系における設計水平震度の最大値(本橋脚設計における設計水平震度の最小値)

Wu：橋脚が支持している上部工重量

1. 4 単位重量他

鉄筋のヤング係数	Es	2. 00×10 ⁸ (N/mm ²)
断面設計のヤング係数比	15	
鉄筋コンクリートの単位重量	γc	24. 50 (kN/m ³)
水の単位重量	γw	9. 80 (kN/m ³)
土砂(埋戻し土)の単位重量	γt	18. 00 (kN/m ³)
土砂浮力算出時の水の単位重量	γw	9. 00 (kN/m ³)

1. 5 柱

1. 5. 1 使用材料

コンクリートの設計基準強度	σck	24. 0 (N/mm ²)
コンクリートのヤング係数	Ec	2. 50×10 ⁴ (N/mm ²)
主鉄筋材質	SD345	
帯鉄筋材質	SD345	
曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない。		
柱の許容せん断応力度 τalに補正係数cnを考慮しない。		

1. 5. 2 鉄筋

(1) 基部主鉄筋

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 D51	300	360150		300
310 D51	450	340150		450

前面側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 D51	300	360150		300
310 D51	450	340150		450

右側

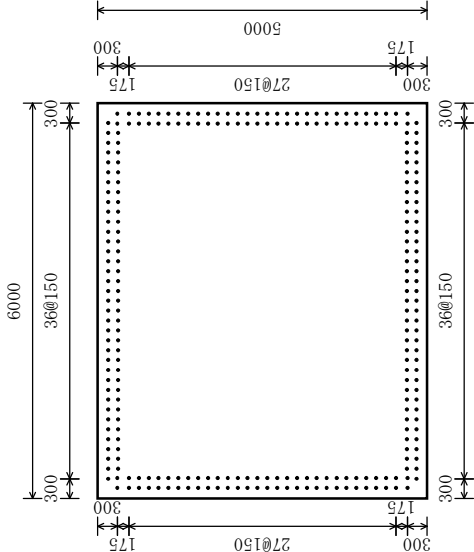
かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 D51	300	175+270150+175		300
310 D51	300	175+270150+175		300

左側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 D51	300	175+270150+175		300
310 D51	300	175+270150+175		300

※鉄筋量合計 535128. 0mm³は、

- ・「mあたり500mm²の鉄筋量(11000. 0mm²)」以上を満足する。
- ・「断面積(30000000. 0mm²)の6%となる鉄筋量(1800000. 0mm²)」以下を満足する。



(2) 帯鉄筋

鉄筋径 D25

1) 横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (mm)	高さ間隔 s (mm)	横拘束鉄筋 の断面積 Ah (mm ²)	横拘束鉄筋の有効長d (mm)	せん断補強鉄筋Aw (mm ²)
1	0. 000	150	506. 70	1000. 0	3040. 20
				1000. 0	3040. 20

2) 塑性ヒンジ長

軸方向鉄筋の本数ns (本)			
区間	始端高さ h (mm)	橋軸前面側	橋軸後面側
1	0. 000	14	14
		14	14

3) セン断耐力算定条件

区間	始端高さ h (m)	断面幅b (mm)		有効高d (mm)		引張主鉄筋比p _t (%)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	2000.0	2000.0	3535.5	5613.8	3.698	2.347

1.6 地表面の形状

地表面タイプ:水平

1.7 許容応力度法:荷重ケース

柱の許容応力度法による検討は以下の荷重ケースについて行う。

1.7.1 橋軸方向

- (1) ケース: 常時 (略称: 常時) 荷重状態: 常時 (許容応力度の割増し係数 1.00)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力 (はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力 (kN)
死荷重反力R _d	25100.00
活荷重反力R _h	5000.00
合計	30100.00

水平力 R _h (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _h ・h _i	R _h
0.00	4.500	0.00	0.00
		合計	
		0.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 考慮しない

- (2) ケース: レベル1地震時 (略称: Lv1地震時) 荷重状態: Lv1地震時 (許容応力度の割増し係数 1.50)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力 (はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力 (kN)
死荷重反力R _d	25100.00
合計	25100.00

水平力 R _h (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _h ・h _i	R _h
1700.00	4.500	7650.00	0.00
		合計	
		7650.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 橋軸方向 ↑ (正方向)

動水圧

考慮しない

1.7.2 橋軸直角方向

- (1) ケース: 常時 (略称: 常時) 荷重状態: 常時 (許容応力度の割増し係数 1.00)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力 (はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力 (kN)
死荷重反力R _d	25100.00
活荷重反力R _h	5000.00
合計	30100.00

水平力 R _h (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _h ・h _i	R _h
0.00	4.500	0.00	0.00
		合計	
		0.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 考慮しない

- (2) ケース: レベル1地震時 (略称: Lv1地震時) 荷重状態: Lv1地震時 (許容応力度の割増し係数 1.50)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力 (はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力 (kN)
死荷重反力R _d	25100.00
合計	25100.00

水平力 R _h (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _h ・h _i	R _h
3200.00	4.500	14400.00	0.00
		合計	
		14400.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 直角方向 → (正方向)

動水圧

考慮しない

2 柱の設計 (許容応力度法)

2.1 柱基部の断面力

2.1.1 躯体自重

(1) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1 (m)	直角下幅 Br2 (m)	橋軸上幅 Ba1 (m)	橋軸下幅 Ba2 (m)	柱高 H (m)	体積 V (m ³)
1	矩形柱	6.000	6.000	5.000	5.000	27.100	813.00000

No	体積 V (m)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋軸図心 Z _g (m)	V・X _g (m)	V・Y _g (m)	V・Z _g (m)
1	813.00000	0.0000	13.5500	0.0000	0.0000	11016.1500	0.0000
Σ	813.00000	0.0000	13.5500	0.0000	0.0000	11016.1500	0.0000

※表中の図心 (X_g, Y_g, Z_g) は、柱基部の柱中心 (テーパー幅無視) を (0, 0, 0) としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 813.00000 \cdot 24.50 = 19918.50 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V = 13.550 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 重量合計

$$\Sigma W = 19918.50 \text{ (kN)}$$

(3) 重心位置

$$Y = \frac{\sum W \cdot Y}{\sum W} = 13.550(\text{m})$$
$$Xc = \frac{\sum W \cdot Xc}{\sum W} = 0.000(\text{m})$$

2.1.2 各荷重ケース毎の断面力(橋軸方向)

ケース：常時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	30100.00	0.00	27.100	0.00	0.00
躯体	19918.50	0.00	13.550	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	50018.50	0.00	—	—	0.00

ケース：レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	25100.00	1700.00	27.100	7650.00	53720.00
躯体	19918.50	2788.59	13.550	0.00	37785.39
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	45018.50	4488.59	—	—	91505.39

2.1.3 各荷重ケース毎の断面力(直角方向)

ケース：常時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	30100.00	0.00	27.100	0.00	0.00
躯体	19918.50	0.00	13.550	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	50018.50	0.00	—	—	0.00

ケース：レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	25100.00	3200.00	27.100	14400.00	101120.00
躯体	19918.50	2589.41	13.550	0.00	35086.44
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	45018.50	5789.41	—	—	136206.44

2.1.4 断面力一覧(柱中心位置で集計)

橋軸方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
常時	無し	50018.50	0.00	0.00
レベル1地震時	無し	45018.50	4488.59	91505.39

橋軸直角方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
常時	無し	50018.50	0.00	0.00
レベル1地震時	無し	45018.50	5789.41	136206.44

2.2 柱基部断面の検討

2.2.1 橋軸方向

(1) 断面形状および鉄筋配置

断面幅 B = 6,000 (m) 断面高さ H = 5,000 (m)

主鉄筋(位置は背面側からの距離) ※曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
1	160	D51	37	74999.0
2	310	D51	35	70945.0
3	4690	D51	35	70945.0
4	4840	D51	37	74999.0
鉄筋量合計 ΣAs =				291888.0

τa1算出時に引張主鉄筋に算入する側面鉄筋

背面側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D51	15.0	30405.0
	2	D51	15.0	30405.0
	3	D51	15.0	30405.0
	4	D51	15.0	30405.0
鉄筋量合計 ΣAss =				121620.0

前面側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D51	15.0	30405.0
	2	D51	15.0	30405.0
	3	D51	15.0	30405.0
	4	D51	15.0	30405.0
鉄筋量合計 ΣAss =				121620.0

全鉄筋量As = 535128.0 (mm²)

- ・最小鉄筋量「全鉄筋量As ≧ mあたり500mm²の鉄筋量(11000.0mm²)」 OK
- ・最大鉄筋量「全鉄筋量As ≦ 断面積の6%となる鉄筋量(1800000.0mm²)」 OK

2)せん断力に対する検討

項目	単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
状態	—	常時	Lv1地震時
b	mm	5000	5000
d	mm	5765	5765
S	kN	0.00	5789.41
N	kN	50018.50	45018.50
M	kN・m	0.00	136206.44
α	—	1.00	1.50
pt	%	0.928	0.928
ce	—	0.585	0.585
cpt	—	1.457	1.457
CN	—	1.000	1.000
τ m	N/mm ²	0.000	0.201
τ a ₁	N/mm ²	0.196	0.298
τ a ₁	N/mm ²	1.700	2.550

ここに、

S：せん断力

N：軸力

M：曲げモーメント

b：部材断面幅

d：有効高

α：許容応力度の割増し係数

pt：引張主鉄筋比

ce：有効高dに関する許容せん断応力度の補正係数

cpt：引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数

CN：軸方向圧縮力による補正係数

τ m：平均せん断応力度

τ a₁：コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度

τ a₂：せん断補強鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度

3 柱の設計(レベル2地震動に対する保有耐力法による照査)

3.1 保有耐力法中間データ

1)設計対象

RC新設橋脚

2)柱基部鉄筋データ[配筋番号1]

橋軸方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ³)
1	直鉄筋	160.0	D51	37	74999.0
2	直鉄筋	310.0	D51	35	70945.0
3	直鉄筋	4690.0	D51	35	70945.0
4	直鉄筋	4840.0	D51	37	74999.0
5	直鉄筋	300.0～ 4700.0	D51	120	243240.0

※ 鉄筋位置は、背面側からの距離。

直角方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ³)
1	直鉄筋	160.0	D51	30	60810.0
2	直鉄筋	310.0	D51	30	60810.0
3	直鉄筋	5690.0	D51	30	60810.0
4	直鉄筋	5840.0	D51	30	60810.0
5	直鉄筋	300.0～ 5700.0	D51	144	291888.0

※ 鉄筋位置は、右側からの距離。

3)分割位置・分割数

基本ピッチ算出用分割数: 50

テーパー部の分割倍数 n: 2

4)横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (m)	高さ間隔 s (mm)	横拘束鉄筋Ah (mm ²)		横拘束鉄筋の有効長d (mm)		せん断補強鉄筋Aw (mm ²)	
			橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	150	506.70	506.70	1000.0	1000.0	3040.20	3040.20

5)塑性ヒンジ長

区間	始端高さ h (m)	横拘束鉄筋の有効長d' (mm)		軸方向鉄筋の本数ns (本)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	1000.0	1000.0	14	14

6)せん断耐力算定条件

区間	始端高さ h (m)	断面幅b (mm)		有効高d (mm)		引張主鉄筋比ρt (%)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	2000.0	2000.0	3535.5	5613.8	3.698	2.347

3.2 躯体自重

(1) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1 (m)	直角下幅 Br2 (m)	橋軸上幅 Ba1 (m)	橋軸下幅 Ba2 (m)	柱高 H (m)	体積 V (m ³)
1	矩形柱	6.000	6.000	5.000	5.000	27.100	813.00000

No	体積 V (m ³)	直角図心 Xg (m)	高さ図心 Yg (m)	橋軸図心 Zg (m)	V・Xg (m ⁴)	V・Yg (m ⁴)	V・Zg (m ⁴)
1	813.00000	0.0000	13.5500	0.0000	0.0000	11016.1500	0.0000
Σ	813.00000	-----	-----	-----	0.0000	11016.1500	0.0000

※表中の図心(Xg, Yg, Zg)は、柱基部の柱中心(テーパー幅無視)を(0, 0, 0)としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma \cdot c = 813.00000 \cdot 24.50 = 19918.50 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Yg) / \Sigma V = 13.550 \text{ (m)}$$

$$Xc = \Sigma (V \cdot Xg) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 重量合計

$$\Sigma W = 19918.50 \text{ (kN)}$$

(3) 重心位置

$$Y = \frac{\Sigma W \cdot Y}{\Sigma W} = 13.550 (m)$$
$$X_c = \frac{\Sigma W \cdot X_c}{\Sigma W} = 0.000 (m)$$

3.3 橋軸 荷重正方向(↑：前面側引張)

3.3.1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK

水平耐力に対する判定	Pa≧khc・W	OK	Pa≧khc・W	OK
終局位置	基部		基部	
地震時保有水平耐力 Pa	15299.10		15299.10	15299.10
破壊形態	曲げ破壊型		曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 Pu	15299.10		15299.10	15299.10
せん断耐力 Ps0(係数1.0)	23996.45		23996.45	23996.45
せん断耐力 Ps	22996.77		22996.77	23496.61

khc・W	設計水平震度 khc	12151.11	10800.99
設計水平震度 khc	0.54		0.48
構造物特性補正係数 cs	0.657		0.657
許容塑性率 μa	1.659		1.659
c2・khc0	0.6731		0.6000
等価重量 W	22502.06		22502.06
等価重量算出係数 cp	0.5		0.5

基礎照査に用いる設計水平震度 khp	0.75	0.75
khp算定に用いる耐力	Pu	Pu
耐力に大きな余裕	ない	ない
1.5・khc・W	18226.67	16201.48
判定に用いる耐力	Pu	Pu

残留変位に対する判定	弾性応答範囲	OK	弾性応答範囲	OK
許容残留変位 δas	316.00		316.00	
慣性力作用位置 h	31.600		31.600	

残留変位 δs	弾性変位補正係数 cs	0.00	0.00
残留変位補正係数 cs	0.6		0.6
最大応答塑性率 μp	0.990		0.889
降伏剛性に対する2次剛性の比 r	0.0		0.0
降伏変位 δy	223.06		223.06

変位	δy (mm)	223.06	223.06
限界変位	δ1s (mm)	444.13	444.13

降伏剛性	68586.27	68586.27
降伏剛性 Ky (kN/m)		
柱部の断面2次モーメント I (m ⁴)	28.77274	28.77274

変位

3.3.2 水平耐力および水平変位
(1)応力度－ひずみ曲線(柱基部)

- 1)コンクリート
- 横拘束鋼材の断面積
- 横拘束鋼材の間隔
- 横拘束鋼材の有効長
- 横拘束鋼材の体積比
- 横拘束鋼材の降伏点強度
- コンクリートの設計基準強度
- コンクリートのヤング係数
- 下降勾配
- 断面補正係数
- α = 0.20
- β = 0.40
- εcc = 0.00456390
- σcc = 27.543 (N/mm²)
- σcc = 27.543 (N/mm²)
- n = Ec・εcc/(Ec・εcc - σcc) = 1.31821317
- εccl = 0.01451514
- εccl = 0.01451514
- σcc = 27.543
- εcc = 0.00456390
- 0.5σcc = 13.771
- εccl = 0.01451514
- ひずみ
- 応力度 (N/mm²)

最大圧縮応力時ひずみ

帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度

n = Ec・εcc/(Ec・εcc - σcc) = 1.31821317

限界圧縮ひずみ

2) 鉄筋

$\epsilon_{st2} = 0.025 \cdot Lp^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \beta s^{0.2} \beta co^{0.22} = 0.03797094$

ここに

ϵ_{st2} : 耐震性能2の鉄筋の許容ひずみ

$$Lp : \text{塑性ヒンジ長 (mm)} = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta n^{-1/3} \phi' \leq 0.15h$$
$$= 786.84 \text{ (mm)}$$

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点

ϕ : 許容ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径

βn : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta n = \beta s + \beta co = 2.092217$$

βs : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta s = \frac{384E0Ih}{nsd^3s} = 0.747217$$

E0 : 横拘束鉄筋のヤング係数

ϕh : 横拘束鉄筋の径

Ih : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長

s : 横拘束鉄筋の間隔

ns : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

βco : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数

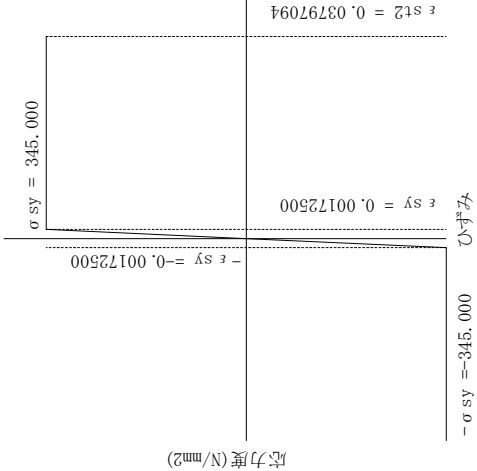
$$\beta co = 0.01c0$$

c0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に

配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離

ϕ' : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離



- σsy = -345,000 ひずみ

(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント(前面側引張となる向きを正とする)

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置からの距離 yi (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重によるモーメント Moi (kN.m)
0	0.000	31.600	45018.5	0.0
1	0.542	31.058	44820.1	0.0
2	1.084	30.516	44221.8	0.0
3	1.626	29.974	43823.4	0.0
4	2.168	29.432	43425.0	0.0
5	2.710	28.890	43026.7	0.0
6	3.252	28.348	42628.3	0.0
7	3.794	27.806	42229.9	0.0
8	4.336	27.264	41831.5	0.0
9	4.878	26.722	41433.2	0.0
10	5.420	26.180	41034.8	0.0
11	5.962	25.638	40636.4	0.0
12	6.504	25.096	40238.1	0.0
13	7.046	24.554	39839.7	0.0
14	7.588	24.012	39441.3	0.0
15	8.130	23.470	39042.9	0.0
16	8.672	22.928	38644.6	0.0
17	9.214	22.386	38246.2	0.0
18	9.756	21.844	37847.8	0.0
19	10.298	21.302	37449.5	0.0
20	10.840	20.760	37051.1	0.0
21	11.382	20.218	36652.7	0.0
22	11.924	19.676	36254.4	0.0
23	12.466	19.134	35856.0	0.0
24	13.008	18.592	35457.6	0.0
25	13.550	18.050	35059.3	0.0
26	14.092	17.508	34660.9	0.0
27	14.634	16.966	34262.5	0.0
28	15.176	16.424	33864.1	0.0
29	15.718	15.882	33465.8	0.0
30	16.260	15.340	33067.4	0.0
31	16.802	14.798	32669.0	0.0
32	17.344	14.256	32270.7	0.0
33	17.886	13.714	31872.3	0.0
34	18.428	13.172	31473.9	0.0
35	18.970	12.630	31075.6	0.0
36	19.512	12.088	30677.2	0.0
37	20.054	11.546	30278.8	0.0
38	20.596	11.004	29880.4	0.0
39	21.138	10.462	29482.1	0.0
40	21.680	9.920	29083.7	0.0
41	22.222	9.378	28685.3	0.0
42	22.764	8.836	28287.0	0.0
43	23.306	8.294	27888.6	0.0
44	23.848	7.752	27490.2	0.0
45	24.390	7.210	27091.9	0.0
46	24.932	6.668	26693.5	0.0
47	25.474	6.126	26295.1	0.0
48	26.016	5.584	25896.7	0.0
49	26.558	5.042	25498.4	0.0
50	27.100	4.500	25100.0	0.0
51	27.100	4.500	25100.0	0.0
52	31.600	0.000	25100.0	0.0

(4) 各着目点のモーメント および 曲率

i	モーメント (kN・m)		引張限界 M _{sti}	圧縮限界 M _{eci}	ひび割れ φ _{ci}	初降伏 φ _{y0i}	引張限界 φ _{sti}	圧縮限界 φ _{ccli}
	ひび割れ Mc _i	初降伏 My _{0i}						
0	100432.7	378226.9	483451.6	474369.0	0.00005163	0.00057455	0.00973733	0.01747189
1	100071.0	377615.0	482817.8	473774.2	0.00005144	0.00057406	0.00973208	0.01751869
2	99709.4	377001.1	482182.3	473179.4	0.00005126	0.00057356	0.00972684	0.01756562
3	99347.7	376388.2	481546.7	472583.8	0.00005107	0.00057306	0.00972163	0.01761273
4	98986.0	375775.6	480909.4	471987.4	0.00005089	0.00057256	0.00971639	0.01766002
5	98624.3	375161.7	480271.2	471390.2	0.00005070	0.00057206	0.00971118	0.01770751
6	98262.6	374547.6	479632.1	470792.3	0.00005051	0.00057156	0.00970599	0.01775646
7	97901.0	373932.3	478992.1	470187.7	0.00005033	0.00057107	0.00970080	0.01781464
8	97539.3	373317.8	478351.3	469581.5	0.00005014	0.00057057	0.00969563	0.01787320
9	97177.6	372702.1	477708.7	468975.0	0.00004996	0.00057007	0.00969046	0.01793201
10	96815.9	372086.2	477065.3	468368.2	0.00004977	0.00056957	0.00968530	0.01799108
11	96454.2	371469.0	476421.1	467759.9	0.00004959	0.00056907	0.00968016	0.01805053
12	96092.6	370852.3	475775.9	467149.9	0.00004940	0.00056857	0.00967503	0.01811037
13	95730.9	370235.3	475130.0	466539.6	0.00004921	0.00056807	0.00966991	0.01817048
14	95369.2	369618.7	474482.3	465929.2	0.00004903	0.00056757	0.00966479	0.01823084
15	95007.5	369001.0	473834.6	465317.7	0.00004884	0.00056707	0.00965969	0.01829160
16	94645.9	368383.0	473185.3	464704.7	0.00004866	0.00056657	0.00965460	0.01835263
17	94284.2	367763.9	472535.2	464090.7	0.00004847	0.00056607	0.00964952	0.01841406
18	93922.5	367144.6	471884.2	463476.4	0.00004828	0.00056557	0.00964445	0.01847576
19	93560.8	366526.2	471232.4	462860.5	0.00004810	0.00056507	0.00963939	0.01853788
20	93199.1	365905.6	470579.0	462244.3	0.00004791	0.00056457	0.00963433	0.01860026
21	92837.5	365285.9	469924.7	461626.5	0.00004773	0.00056407	0.00962929	0.01866307
22	92475.8	364665.1	469266.3	461008.5	0.00004754	0.00056357	0.00962403	0.01872615
23	92114.1	364044.1	468602.6	460389.4	0.00004735	0.00056307	0.00961859	0.01878959
24	91752.4	363423.0	467937.7	459770.2	0.00004717	0.00056257	0.00961316	0.01885331
25	91390.7	362801.8	467272.4	459148.5	0.00004698	0.00056207	0.00960775	0.01891753
26	91029.1	362179.5	466605.1	458527.4	0.00004680	0.00056157	0.00960235	0.01898196
27	90667.4	361557.1	465937.5	457904.5	0.00004661	0.00056107	0.00959696	0.01904684
28	90305.7	360933.5	465268.7	457282.1	0.00004642	0.00056056	0.00959159	0.01911192
29	89944.0	360310.9	464598.0	456657.3	0.00004624	0.00056006	0.00958622	0.01917753
30	89582.3	359687.1	463926.9	456032.3	0.00004605	0.00055956	0.00958087	0.01924343
31	89220.7	359063.3	463254.6	455406.2	0.00004587	0.00055906	0.00957553	0.01930971
32	88859.0	358438.4	462581.3	454780.0	0.00004568	0.00055856	0.00957021	0.01937629
33	88497.3	357813.4	461906.8	454152.0	0.00004549	0.00055806	0.00956489	0.01944332
34	88135.6	357188.3	461231.2	453523.8	0.00004531	0.00055755	0.00955959	0.01951066
35	87774.0	356562.2	460554.5	452895.4	0.00004512	0.00055705	0.00955430	0.01957830
36	87412.3	355936.5	459876.7	452265.2	0.00004494	0.00055655	0.00954902	0.01964642
37	87050.6	355309.7	459197.8	451634.1	0.00004475	0.00055604	0.00954375	0.01971492
38	86688.9	354683.4	458517.9	451002.7	0.00004456	0.00055554	0.00953850	0.01978374
39	86327.2	354056.1	457836.8	450370.3	0.00004438	0.00055504	0.00953325	0.01985296
40	85965.6	353428.2	457155.5	449736.9	0.00004419	0.00055453	0.00952803	0.01992257
41	85603.9	352800.0	456471.5	449103.3	0.00004401	0.00055403	0.00952280	0.01999251
42	85242.2	352171.8	455787.3	448467.9	0.00004382	0.00055353	0.00951759	0.02006294
43	84880.5	351542.3	455102.8	447832.3	0.00004364	0.00055302	0.00951240	0.02013369
44	84518.8	350913.8	454416.5	447195.7	0.00004345	0.00055252	0.00950721	0.02020486
45	84157.2	350283.3	453728.3	446558.8	0.00004326	0.00055201	0.00950203	0.02027635
46	83795.5	349653.8	453039.9	445921.0	0.00004308	0.00055151	0.00949687	0.02034827
47	83433.8	349023.3	452351.3	445282.1	0.00004289	0.00055101	0.00949173	0.02042060
48	83072.1	348391.8	451660.1	444642.2	0.00004271	0.00055050	0.00948658	0.02049337
49	82710.5	347760.8	450968.6	444002.1	0.00004252	0.00055000	0.00948145	0.02056647
50	82348.8	347128.8	450276.1	443361.0	0.00000000	0.00000000	0.00947633	0.02064001
51					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
52					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{sti} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{cel} に達する場合、 $M_{sti} = M_{cel}$ 、 $\phi_{sti} = \phi_{cel}$ とする。

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s1 (mm)	鉄筋量 A <i>h</i> 1 (mm ²)	有効長 d1 (mm)	体積比 ρ s1	有効長 d1 (mm)	軸方向鉄筋 本数 n <i>s</i> (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
50	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
51						
52						

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置までの高さyi (m)	ひび割れ時水平力 P-ci (kN)	初降伏時水平力 Py0i (kN)	終局時水平力 Pu (kN)	備考
0	0.000	31.600	3178.25	11969.21	15299.10	cyu
1	0.542	31.058	3222.07	12158.38	15545.68	
2	1.084	30.516	3267.45	12354.23	15800.97	
3	1.626	29.974	3314.46	12557.16	16065.48	
4	2.168	29.432	3363.21	12767.59	16339.68	
5	2.710	28.890	3413.79	12985.87	16624.13	
6	3.252	28.348	3466.30	13212.49	16919.43	
7	3.794	27.806	3520.86	13447.90	17226.21	
8	4.336	27.264	3577.59	13692.70	17545.16	
9	4.878	26.722	3636.61	13947.39	17876.98	
10	5.420	26.180	3698.09	14212.61	18222.51	
11	5.962	25.638	3762.16	14489.00	18582.61	
12	6.504	25.096	3829.00	14777.37	18958.24	
13	7.046	24.554	3898.79	15078.41	19350.41	
14	7.588	24.012	3971.73	15393.08	19760.22	
15	8.130	23.470	4048.04	15722.24	20188.95	
16	8.672	22.928	4127.06	16066.95	20637.88	
17	9.214	22.386	4211.75	16428.30	21108.51	
18	9.756	21.844	4299.69	16807.57	21602.46	
19	10.298	21.302	4392.11	17206.19	22121.51	
20	10.840	20.760	4489.36	17625.51	22667.58	
21	11.382	20.218	4591.82	18067.36	23242.89	
22	11.924	19.676	4699.93	18533.50	23849.68	
23	12.466	19.134	4814.16	19026.03	24490.57	
24	13.008	18.592	4935.05	19547.28	25168.77	
25	13.550	18.050	5063.20	20099.82	25887.67	
26	14.092	17.508	5199.28	20686.51	26650.97	
27	14.634	16.966	5344.06	21310.68	27463.01	
28	15.176	16.424	5498.28	21975.98	28328.58	
29	15.718	15.882	5663.27	22686.74	29253.11	
30	16.260	15.340	5839.79	23447.66	30242.95	
31	16.802	14.798	6029.24	24264.31	31305.22	
32	17.344	14.256	6233.09	25142.98	32448.18	
33	17.886	13.714	6453.06	26091.10	33681.41	
34	18.428	13.172	6691.16	27117.24	35016.03	
35	18.970	12.630	6949.64	28231.37	36465.12	
36	19.512	12.088	7231.33	29445.44	38044.07	
37	20.054	11.546	7539.46	30773.41	39771.16	
38	20.596	11.004	7877.95	32232.23	41668.29	
39	21.138	10.462	8251.50	33842.10	43761.88	
40	21.680	9.920	8665.88	35627.84	46084.22	
41	22.222	9.378	9128.16	37619.99	48674.72	
42	22.764	8.836	9647.15	39856.47	51582.99	
43	23.306	8.294	10233.97	42385.14	54871.33	
44	23.848	7.752	10902.84	45267.52	58619.26	
45	24.390	7.210	11672.28	48582.98	62930.42	
46	24.932	6.668	12566.81	52437.58	67942.40	
47	25.474	6.126	13619.62	56974.09	73841.22	
48	26.016	5.584	14876.81	62391.07	80884.68	
49	26.558	5.042	16404.29	68972.78	89442.40	
50	27.100	4.500	18299.73	77139.73	100061.37	
51	27.100	4.500				
52	31.600	0.000				

備考欄 c:Pe最小位置, y:Py0最小位置, u:Pu最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000
水平力(kN)	3178.25	11969.21	15299.10

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

・Pu = 15299.10 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	yi (m)	φ ci (1/m)	φ ci・yi	φ y0i (1/m)	φ y0i・yi	Δ yi (mm)
0	31.600	0.0005163	0.001631519	0.00057455	0.000000000	0.00057455
1	31.058	0.0005074	0.001576031	0.00056299	0.017485421	0.542
2	30.516	0.0004986	0.001521504	0.00055143	0.016827331	0.542
3	29.974	0.0004897	0.001467937	0.00053985	0.016181585	0.542
4	29.432	0.0004809	0.001415329	0.00052827	0.015548162	0.542
5	28.890	0.0004720	0.001363682	0.00051669	0.014927133	0.542
6	28.348	0.0004632	0.001312994	0.00050510	0.014318476	0.542
7	27.806	0.0004543	0.001263266	0.00049350	0.013722225	0.542
8	27.264	0.0004455	0.001214499	0.00048189	0.013138337	0.542
9	26.722	0.0004366	0.001166691	0.00047028	0.012566874	0.542
10	26.180	0.0004277	0.001119843	0.00045866	0.012007817	0.542
11	25.638	0.0004189	0.001073955	0.00044704	0.011461200	0.542
12	25.096	0.0004100	0.001029027	0.00043541	0.010926987	0.542
13	24.554	0.0004012	0.000985059	0.00042377	0.010405232	0.542
14	24.012	0.0003923	0.000942051	0.00041212	0.009895903	0.542
15	23.470	0.0003835	0.000900003	0.00040047	0.009399050	0.542
16	22.928	0.0003746	0.000858915	0.00038881	0.008914663	0.542
17	22.386	0.0003658	0.000818787	0.00037715	0.008442770	0.542
18	21.844	0.0003569	0.000779619	0.00036547	0.007983362	0.542
19	21.302	0.0003480	0.000741410	0.00035379	0.007536438	0.542
20	20.760	0.0003392	0.000704162	0.00034210	0.007102049	0.542
21	20.218	0.0003303	0.000667874	0.00033041	0.006680165	0.542
22	19.676	0.0003215	0.000632545	0.00031870	0.006270824	0.542
23	19.134	0.0003126	0.000598177	0.00030699	0.005874022	0.542
24	18.592	0.0003038	0.000564768	0.00029528	0.005489772	0.542
25	18.050	0.0002949	0.000532319	0.00028355	0.005118085	0.542
26	17.508	0.0002861	0.000500831	0.00027182	0.004758982	0.542
27	16.966	0.0002772	0.000470302	0.00026008	0.004412464	0.542
28	16.424	0.0002683	0.000440733	0.00024833	0.004078551	0.542
29	15.882	0.0002595	0.000412124	0.00023657	0.003757240	0.542
30	15.340	0.0002506	0.000384475	0.00022481	0.003448556	0.542
31	14.798	0.0002418	0.000357787	0.00021304	0.003152506	0.542
32	14.256	0.0002329	0.000332057	0.00020126	0.002869105	0.542
33	13.714	0.0002241	0.000307288	0.00018947	0.002598362	0.542
34	13.172	0.0002152	0.000283479	0.00017767	0.002340289	0.542
35	12.630	0.0002064	0.000260630	0.00016587	0.002094901	0.542
36	12.088	0.0001975	0.000238741	0.00015405	0.001862207	0.542
37	11.546	0.0001886	0.000217812	0.00014223	0.001642224	0.542
38	11.004	0.0001798	0.000197842	0.00013040	0.001434960	0.542
39	10.462	0.0001709	0.000178833	0.00011857	0.001240432	0.542
40	9.920	0.0001621	0.000160783	0.00010672	0.001058653	0.542
41	9.378	0.0001532	0.000143694	0.00009486	0.000889633	0.542
42	8.836	0.0001444	0.000127564	0.00008300	0.000733389	0.542
43	8.294	0.0001355	0.000112395	0.00007113	0.000589932	0.542
44	7.752	0.0001267	0.000098185	0.00005925	0.000459277	0.542
45	7.210	0.0001178	0.000084935	0.00004736	0.000341437	0.542
46	6.668	0.0001089	0.000072646	0.00004103	0.000273581	0.542
47	6.126	0.0001001	0.000061316	0.00003769	0.000230913	0.542
48	5.584	0.0000912	0.000050946	0.00003436	0.000191861	0.542
49	5.042	0.0000824	0.000041536	0.00003102	0.000156423	0.542
50	4.500	0.0000735	0.000033086	0.00002769	0.000124601	0.542
51	4.500	0.0000000	0.000000000	0.000000000	0.000000000	0.000
52	0.000	0.0000000	0.000000000	0.000000000	0.000000000	4.500

$$\delta c = \int \phi c \cdot ydy = \Sigma (\phi c_i \cdot y_i + \phi c_{i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 17.14 \text{ (mm)}$$

$$\delta y0 = \int \phi y0 \cdot ydy = \Sigma (\phi y0_i \cdot y_i + \phi y0_{i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 174.51 \text{ (mm)}$$

ここに、

δ c ： ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力Pcを作用させたとときの曲率分布より求める。

δ y0 ： 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力Py0を作用させたとときの曲率分布より求める。

yi ： 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

φ ci ： 慣性力作用位置にひび割れ水平力Pcを載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ y0i： 慣性力作用位置に初降伏水平力Py0を載荷したときの各断面の曲率 1/m

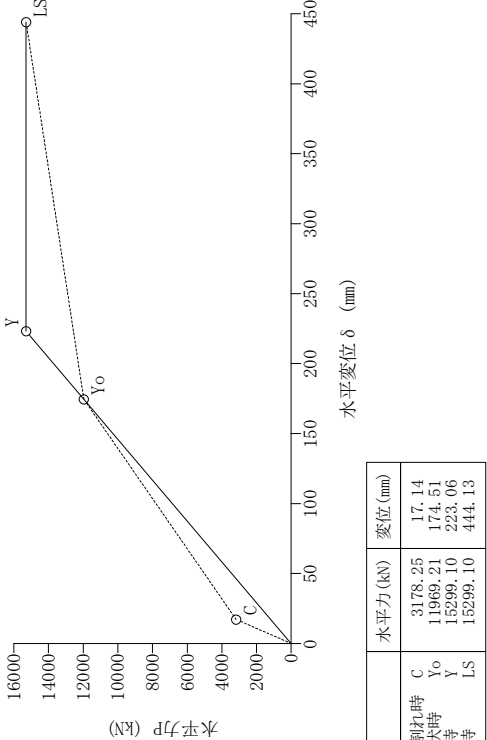
$$P_s \text{ : せん断耐力 (kN)}$$
$$P_{so} \text{ : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (kN)}$$
$$S_c \text{ : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)}$$
$$S_{co} \text{ : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)}$$
$$(\text{正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合})$$
$$\sigma_{ck} \text{ : コンクリートの設計基準強度} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$\tau_c \text{ : コンクリートが負担できる平均せん断応力度} = 0.350 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$\sigma_{sy} \text{ : せん断補強鉄筋の降伏点強度} = 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$h_p \text{ : 橋脚の高さ(基部から天端)} = 27100 \text{ (mm)}$$
$$c_e \text{ : 有効高さdに関する補正係数} = 0.673$$
$$c_{pt} \text{ : 引張主鉄筋比に関する補正係数} = 1.500$$
$$p_t \text{ : 引張主鉄筋比(図心から引張側)} = 3.698 \text{ (\%)}$$
$$b \text{ : 部材断面幅} = 2000.0 \text{ (mm)}$$
$$d \text{ : 部材断面の有効高} = 3535.5 \text{ (mm)}$$
$$S_s \text{ : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)}$$
$$A_w \text{ : せん断補強鉄筋の総断面積} = 3040.20 \text{ (mm}^2\text{)}$$
$$a \text{ : } \textit{''} \text{ の部材軸方向の間隔} = 150 \text{ (mm)}$$

$$1) \text{タイプI地震動}$$
$$P_{so} = S_{co} + S_s = 23996.45 \text{ (kN)}$$
$$P_s = S_c + S_s = 22996.77 \text{ (kN)}$$
$$S_{co} = c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 2499.20 \text{ (kN)}$$
$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 1499.52 \text{ (kN)}$$
$$S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3} = 21497.25 \text{ (kN)}$$
$$\text{ここに、}$$
$$c_c \text{ : 正負交番作用による補正係数} = 0.6$$

$$2) \text{タイプII地震動}$$
$$P_{so} = S_{co} + S_s = 23996.45 \text{ (kN)}$$
$$P_s = S_c + S_s = 23496.61 \text{ (kN)}$$
$$S_{co} = c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 2499.20 \text{ (kN)}$$
$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 1999.36 \text{ (kN)}$$
$$S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3} = 21497.25 \text{ (kN)}$$
$$\text{ここに、}$$
$$c_c \text{ : 正負交番作用による補正係数} = 0.8$$

$$(8) \text{ 限界状態の変位}$$
$$\delta_{ls2} \text{ : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位 (mm)}$$
$$L_p \text{ : 塑性ヒンジ長 (mm)} = 786.84 \text{ (mm)}$$
$$h \text{ : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離} = 31600 \text{ (mm)}$$
$$M_{yo} \text{ : 橋脚基部断面における初降伏モーメント} = 378226.9 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$
$$\phi_{yo} \text{ : 橋脚基部断面における初降伏曲率} = 0.00057455 \text{ (1/m)}$$
$$\delta_{yo} \text{ : 橋脚の初降伏変位} = 174.51 \text{ (mm)}$$
$$\delta_{ls2} = \delta_y + (\phi_{ls2} - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) = 444.13 \text{ (mm)}$$
$$\text{ここに}$$
$$\phi_{ls2} \text{ : 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率} = 0.00973733 \text{ (1/m)}$$
$$\phi_y \text{ : 橋脚基部断面における降伏曲率}$$
$$= \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \phi_{yo} = 0.00073440 \text{ (1/m)}$$
$$\delta_y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \delta_{yo} = 223.06 \text{ (mm)}$$
$$M_{ls2} \text{ : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント} = 483451.6 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$(9) \text{ 水平力一水平変位の関係}$$



3.3.3 せん断耐力
(1)破壊形態の判定に用いるせん断耐力

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基礎から の高さ h _i (m)	断面幅 b(mm)	有効高 d(mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	Aw (mm ²)	ce	cpt
0	0.000	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
1	0.542	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
2	1.084	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
3	1.626	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
4	2.168	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
5	2.710	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
6	3.252	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
7	3.794	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
8	4.336	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
9	4.878	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
10	5.420	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
11	5.962	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
12	6.504	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
13	7.046	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
14	7.588	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
15	8.130	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
16	8.672	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
17	9.214	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
18	9.756	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
19	10.298	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
20	10.840	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
21	11.382	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
22	11.924	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
23	12.466	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
24	13.008	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
25	13.550	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
26	14.092	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
27	14.634	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
28	15.176	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
29	15.718	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
30	16.260	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
31	16.802	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
32	17.344	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
33	17.886	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
34	18.428	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
35	18.970	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
36	19.512	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
37	20.054	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
38	20.596	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
39	21.138	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
40	21.680	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
41	22.222	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
42	22.764	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
43	23.306	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
44	23.848	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
45	24.390	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
46	24.932	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
47	25.474	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
48	26.016	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
49	26.558	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500
50	27.100	2000.0	3535.5	150	3040.20	0.673	1.500

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	Seco (kN)	Ss (kN)	Pso (kN)	Sc (kN)		Ps (kN)	
				タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
0	2499.20	21497.25	23996.45	1499.52	1999.36	23996.77	23496.61
1	2499.20	21497.25	23996.45	1499.52	1999.36	23996.77	23496.61
2	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
3	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
4	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
5	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
6	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
7	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
8	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
9	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
10	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
11	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
12	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
13	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
14	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
15	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
16	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
17	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
18	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
19	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
20	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
21	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
22	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
23	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
24	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
25	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
26	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
27	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
28	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
29	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
30	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
31	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
32	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
33	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
34	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
35	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
36	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
37	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
38	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
39	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
40	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
41	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
42	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
43	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
44	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
45	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
46	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
47	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
48	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
49	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45
50	2499.20	21497.25	23996.45	2499.20	2499.20	23996.45	23996.45

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{IIz} \cdot k_{hco} &&= 0.39 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.6 &&= 0.39 \\k_{hc3} &= c_{IIz} \cdot 0.4 &&= 0.34 \\k_{hemin} &&&= 0.48 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.48\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}k_{hc} &: \text{設計水平震度} &&= 0.85 \\c_{IIz} &: \text{地域別補正係数} &&= 0.6000 \\c_{IIz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.657 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1.659 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} && \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0} \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値が} 0.6 \text{を下回る} \text{」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が} 0.4 \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値を下回る} \text{」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

(2) 等価重量

W：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

Wp：橋脚の重量 Wp = 19918.50 (kN)

1) タイプI地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 22502.06 \text{ (kN)}$$

ここに、

Wu：当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 Wu = 12542.81 (kN)

cp：等価重量算出係数 = 0.5(曲げ破壊型)

2) タイプII地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 22502.06 \text{ (kN)}$$

ここに、

Wu：当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 Wu = 12542.81 (kN)

cp：等価重量算出係数 = 0.5(曲げ破壊型)

3.3.6 水平耐力の照査

(1) タイプI地震動

$$P_a = 15299.10 \geq k_{hc} \times W = 12151.11 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

Pa：地震時保有水平耐力 (kN)

khc：設計水平震度 = 0.54

W：等価重量 = 22502.06 (kN)

(2) タイプII地震動

$$P_a = 15299.10 \geq k_{hc} \times W = 10800.99 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

Pa：地震時保有水平耐力 (kN)

khc：設計水平震度 = 0.48

W：等価重量 = 22502.06 (kN)

3.3.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプI地震動

Pu ≤ Ps より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 15299.10 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a2 = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha2 \cdot \delta_y} = 1.659$$

とする。

(2) タイプII地震動

Pu ≤ Ps より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 15299.10 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a2 = \frac{\delta_{ls2}}{\alpha2 \cdot \delta_y} = 1.659$$

とする。

ここに、

Pa：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

μa2：鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

α2：安全係数 = 1.2

3.3.5 作用荷重

(1) 設計水平震度

1) タイプI地震動

$$k_{hc1} = c_s \cdot c_{Iz} \cdot k_{hco} = 0.44$$

$$k_{hc2} = c_s \cdot 0.4 = 0.26$$

$$k_{hc3} = c_{Iz} \cdot 0.4 = 0.40$$

$$k_{hemin} = 0.54$$

$$k_{hc} = \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) = 0.54$$

ここに、

khc：設計水平震度

cIz：地域別補正係数 = 1.00

cIz・Khco：地域別補正係数×設計水平震度の標準値 = 0.6731

$$c_s = 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 = 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.657$$

$$\mu_a = \text{許容塑性率} = 1.659$$

khc1：設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

khc2：例外規定「khc0にcIzを乗じた値が0.4を下回る」ときの震度

khc3：例外規定「設計水平震度が0.4にcIzを乗じた値を下回る」ときの震度

khemin：同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

3.3.7 残留変位による判定 (B種橋)

$$\delta_{\text{h}} \text{ : 橋脚の許容残留変位}$$
$$= 316.00 \text{ (mm)}$$

$$\alpha_k \text{ : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$$
$$= 0.6$$

$$\text{r} \text{ : 橋脚の降伏剛性に對する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$$
$$= 0.0$$

(1)タイプI地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$$
$$= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 0.990$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 223.06 \text{ (mm)}$$

(2)タイプII地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$$
$$= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 0.889$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 223.06 \text{ (mm)}$$

3.3.8 基礎設計用水平震度

(1)タイプI地震動

$$Pu = 15299.10 \text{ (kN)}$$
$$W = 22502.06 \text{ (kN)}$$

$$khp = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$
$$= 0.75$$

(2)タイプII地震動

$$Pu = 15299.10 \text{ (kN)}$$
$$W = 22502.06 \text{ (kN)}$$

$$khp = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$
$$= 0.75$$

ここに、

khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

CdF : khp算出のための補正係数で1.1とする

Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

3.3.9 固有周期算定用剛性

橋脚天端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$$Iy = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E)$$
$$= 28.77274 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$K = Py / \delta y = Pyo / \delta yo$$
$$= 68586.27 \text{ (kN/m)}$$

ここに

Iy : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

Py : 降伏水平耐力

δy : 降伏変位

Pyo : 橋脚の初降伏水平耐力

$$= 11969.21 \text{ (kN)}$$

δyo : 橋脚の初降伏変位

$$= 174.51 \text{ (mm)}$$

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離

$$= 31.600 \text{ (m)}$$

hu : 橋脚天端から上部工慣性力作用位置までの距離

$$= 4.500 \text{ (m)}$$

E : コンクリートのヤング係数

$$= 2.50 \times 10^4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

3.3.10 主要断面のMc、Myo、MIs

(1)基部断面

1)条件

断面幅 6000.0 (mm) 断面高 5000.0 (mm)

コンクリート設計基準強度 $\sigma ck = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

作用軸力 45018.5 (kN)

主鉄筋 $\Sigma As = 535128.0 \text{ mm}^2$ ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。

軸方向鉄筋比 = 1.78 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σy (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σy (N/mm ²)
1	4840	74999.0	345.0	2	4700	8108.0	345.0
3	4690	70945.0	345.0	4	4595	8108.0	345.0
5	4375	8108.0	345.0	6	4225	8108.0	345.0
7	4075	8108.0	345.0	8	3925	8108.0	345.0
9	3775	8108.0	345.0	10	3625	8108.0	345.0
11	3475	8108.0	345.0	12	3325	8108.0	345.0
13	3175	8108.0	345.0	14	3025	8108.0	345.0
15	2875	8108.0	345.0	16	2725	8108.0	345.0
17	2275	8108.0	345.0	18	2425	8108.0	345.0
19	2275	8108.0	345.0	20	2125	8108.0	345.0
21	1975	8108.0	345.0	22	1825	8108.0	345.0
23	1675	8108.0	345.0	24	1525	8108.0	345.0
25	1375	8108.0	345.0	26	1225	8108.0	345.0
27	1075	8108.0	345.0	28	925	8108.0	345.0
29	775	8108.0	345.0	30	625	8108.0	345.0
31	475	8108.0	345.0	32	310	70945.0	345.0
33	300	8108.0	345.0	34	160	74999.0	345.0

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) Mc (kN.m) φ (1/m)	34.281 31.124 77.809 1.9137 100432.7 0.0005163
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント (図心) 曲率	ϵ_{sc} (mm) X _o (mm) My _o (kN.m) φ _{yo} = ε _c /X _o (1/m)	0.00105584 1837.67 378226.9 0.00057455
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ccl} X _{ccl} (mm) Mc _{ccl} (kN.m) φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	0.01451514 830.77 474369.0 0.01747189
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{sc} ε _{st} X _{st} (mm) Mc _{st} (kN.m) φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	0.00759976 0.03797094 3899.52 483451.6 0.00973733
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ls} X _{ls} (mm) M _{ls} (kN.m) φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	0.03797094 3899.52 483451.6 0.00973733

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
786.8	50.80	0.74721691	1.34500000	0.03797094

柱基部の軸圧縮応力度

	(N/mm ²)
軸方向圧縮応力度 σ _c	1.501

3.4 橋軸直角 荷重正方向 (→: 左側引張)

3.4.1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK

水平耐力に対する判定	Pa ≥ khc・W OK	Pa ≥ khc・W OK
終局位置	基部	基部
地震時保有水平耐力 Pa	18197.91	18197.91
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 Pu	18197.91	18197.91
せん断耐力 Ps	37598.48	37598.48
せん断耐力 Ps	36212.75	36905.62
khc・W	14529.31	13959.53
設計水平震度 khc	0.51	0.49
構造物特性補正係数 c _s	0.662	0.662
許容塑性率 μ _a	1.642	1.642
c _z ・khco	0.6300	0.6000
等価重量 W	28488.84	28488.84
等価重量算出係数 c _p	0.5	0.5
基礎照本に用いる設計水平震度 kh _p	0.70	0.70
kh _p 算定に用いる耐力	Pu	Pu
耐力に大きな余裕	ない	ない
1.5・khc・W	21793.96	20939.30
判定に用いる耐力	Pu	Pu

残留変位に対する判定	弾性応答範囲 OK	弾性応答範囲 OK
許容残留変位 δ _u	316.00	316.00
慣性力作用位置 h	31.600	31.600
残留変位 δ _s	0.00	0.00
残留変位補正係数 c _u	0.6	0.6
最大応答塑性率 μ _r	0.986	0.941
降伏剛性に対する2次剛性の比 r	0.0	0.0
降伏変位 δ _y	190.43	190.43

変位

降伏変位	δ _y (mm)	190.43	190.43
限界変位	δ _{ls} (mm)	375.13	375.13

降伏剛性

降伏剛性	K _y (kN/m)	95562.19	95562.19
柱部の断面2次モーメント	I (m ⁴)	40.08945	40.08945

3.4.2 水平耐力および水平変位

(1) 応力度－ひずみ曲線 (柱基部)

1) コンクリート

横拘束鋼材の断面積

横拘束鋼材の間隔

横拘束鋼材の有効長

横拘束鋼材の体積比

横拘束鋼材の降伏点強度

コンクリートの設計基準強度

コンクリートのヤング係数

下降勾配

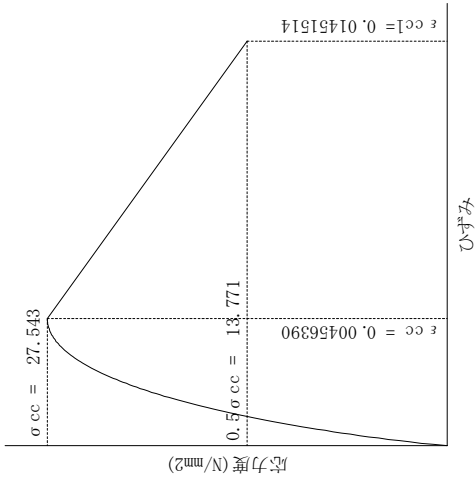
断面補正係数

最大圧縮応力時ひずみ

帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度

限界圧縮ひずみ

Ah = 506.70 (mm²)
s = 150 (mm)
d = 1000.0 (mm)
ρ_s = 0.01351200
σ_{sy} = 345.0 (N/mm²)
σ_{ck} = 24.0 (N/mm²)
E_c = 25000 (N/mm²)
Edes = 1383.891 (N/mm²)
α = 0.20
β = 0.40
ε_{cc} = 0.00456390
σ_{cc} = 27.543 (N/mm²)
n = E_c・ε_{cc}/(E_c・ε_{cc} - σ_{cc}) = 1.31821317
ε_{ccl} = 0.01451514



2) 鉄筋

$$\epsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \beta_{s0.2} \beta_{co0.22} = 0.03797094$$

ここに

ϵ_{st2} : 耐震性能2の鉄筋の許容ひずみ

$$\begin{aligned} L_p : \text{塑性ヒンジ長 (mm)} &= 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi' \leq 0.15h \\ &= 786.84 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点

ϕ : 許容ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径

β_n : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co} = 2.092217$$

β_s : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta_s = \frac{384E0I_h}{nsd^3s}$$

$E0$: 横拘束鉄筋のヤング係数

ϕ_h : 横拘束鉄筋の径

I_h : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長

s : 横拘束鉄筋の間隔

ns : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

β_{co} : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数

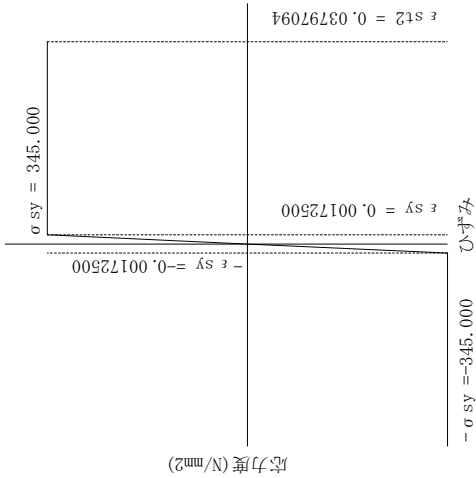
$$\beta_{co} = 0.01c_0$$

c_0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に

配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離

ϕ' : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離



(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント(左面側引張となる向きを正とする)

i	基部からの 高さ h1 (m)	慣性力作用位置 からの距離 y1 (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重による モーメント Moi (kN.m)
0	0.000	31.600	45018.5	0.0
1	0.542	31.058	44820.1	0.0
2	1.084	30.516	44221.8	0.0
3	1.626	29.974	43823.4	0.0
4	2.168	29.432	43425.0	0.0
5	2.710	28.890	43026.7	0.0
6	3.252	28.348	42628.3	0.0
7	3.794	27.806	42229.9	0.0
8	4.336	27.264	41831.5	0.0
9	4.878	26.722	41433.2	0.0
10	5.420	26.180	41034.8	0.0
11	5.962	25.638	40636.4	0.0
12	6.504	25.096	40238.1	0.0
13	7.046	24.554	39839.7	0.0
14	7.588	24.012	39441.3	0.0
15	8.130	23.470	39042.9	0.0
16	8.672	22.928	38644.6	0.0
17	9.214	22.386	38246.2	0.0
18	9.756	21.844	37847.8	0.0
19	10.298	21.302	37449.5	0.0
20	10.840	20.760	37051.1	0.0
21	11.382	20.218	36652.7	0.0
22	11.924	19.676	36254.4	0.0
23	12.466	19.134	35856.0	0.0
24	13.008	18.592	35457.6	0.0
25	13.550	18.050	35059.3	0.0
26	14.092	17.508	34660.9	0.0
27	14.634	16.966	34262.5	0.0
28	15.176	16.424	33864.1	0.0
29	15.718	15.882	33465.8	0.0
30	16.260	15.340	33067.4	0.0
31	16.802	14.798	32669.0	0.0
32	17.344	14.256	32270.7	0.0
33	17.886	13.714	31872.3	0.0
34	18.428	13.172	31473.9	0.0
35	18.970	12.630	31075.6	0.0
36	19.512	12.088	30677.2	0.0
37	20.054	11.546	30278.8	0.0
38	20.596	11.004	29880.4	0.0
39	21.138	10.462	29482.1	0.0
40	21.680	9.920	29083.7	0.0
41	22.222	9.378	28685.3	0.0
42	22.764	8.836	28287.0	0.0
43	23.306	8.294	27888.6	0.0
44	23.848	7.752	27490.2	0.0
45	24.390	7.210	27091.9	0.0
46	24.932	6.668	26693.5	0.0
47	25.474	6.126	26295.1	0.0
48	26.016	5.584	25896.7	0.0
49	26.558	5.042	25498.4	0.0
50	27.100	4.500	25100.0	0.0
51	27.100	4.500	25100.0	0.0
52	31.600	0.000	25100.0	0.0

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s1 (mm)	鉄筋量 Ahi (mm ²)	有効長 d1 (mm)	体積比 ρs1	有効長 d1 (mm)	有効長 d1 (mm)	軸方向鉄筋 本数 ns (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
50	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
51	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
52							

(4) 各着目点のモーメント および 曲率

i	モーメント Mc i	ひび割れ	初降伏 My <i>i</i>	引張限界 Msti	圧縮限界 Mccli	曲率 (1/m)	ひび割れ φ ci	初降伏 φ yi	引張限界 φ sti	圧縮限界 φ ccli
0	118933.7		433191.3	575053.8	562932.8	0.00043303	0.00043303	0.00047482	0.00815254	0.01336081
1	118035.4		432473.5	574333.2	562245.6	0.0004287	0.0004287	0.00047441	0.00814794	0.01339433
2	118077.1		431756.7	573612.1	561555.6	0.0004272	0.0004272	0.00047400	0.00814335	0.01342805
3	117648.8		431037.8	572886.7	560866.5	0.0004256	0.0004256	0.00047358	0.00813877	0.01346181
4	117220.5		430319.8	572164.8	560175.7	0.0004241	0.0004241	0.00047317	0.00813421	0.01349574
5	116792.2		429600.8	571438.8	559484.9	0.0004225	0.0004225	0.00047276	0.00812965	0.01352975
6	116363.9		428881.8	570712.2	558793.2	0.0004210	0.0004210	0.00047235	0.00812510	0.01356388
7	115935.6		428161.4	569983.4	558100.7	0.0004194	0.0004194	0.00047194	0.00812056	0.01359814
8	115507.3		427441.6	569254.2	557407.3	0.0004179	0.0004179	0.00047153	0.00811604	0.01363253
9	115079.0		426721.5	568522.7	556709.4	0.0004163	0.0004163	0.00047112	0.00811152	0.01366709
10	114650.1		426000.4	567789.1	556006.5	0.0004148	0.0004148	0.00047071	0.00810700	0.01371264
11	114222.4		425279.2	567055.9	555302.6	0.0004132	0.0004132	0.00047029	0.00810251	0.01375451
12	113794.1		424557.1	566323.1	554598.5	0.0004117	0.0004117	0.00046988	0.00809802	0.01379651
13	113365.8		423834.8	565583.9	553891.7	0.0004101	0.0004101	0.00046947	0.00809354	0.01383883
14	112937.5		423111.8	564846.8	553184.6	0.0004086	0.0004086	0.00046906	0.00808908	0.01388132
15	112509.1		422388.7	564107.6	552477.3	0.0004070	0.0004070	0.00046865	0.00808462	0.01392396
16	112080.8		421664.6	563366.2	551768.2	0.0004055	0.0004055	0.00046823	0.00808017	0.01396687
17	111652.5		420939.9	562624.2	551057.2	0.0004040	0.0004040	0.00046782	0.00807573	0.01401005
18	111224.2		420215.4	561880.1	550345.9	0.0004024	0.0004024	0.00046741	0.00807119	0.01405339
19	110795.9		419490.4	561127.7	549634.4	0.0004008	0.0004008	0.00046700	0.00806638	0.01409690
20	110367.6		418764.4	560373.5	548921.1	0.0003993	0.0003993	0.00046658	0.00806159	0.01414068
21	109939.3		418037.3	559618.3	548205.8	0.0003977	0.0003977	0.00046617	0.00805681	0.01418474
22	109511.0		417311.6	558861.5	547490.3	0.0003962	0.0003962	0.00046576	0.00805204	0.01422896
23	109082.7		416584.4	558103.7	546774.6	0.0003946	0.0003946	0.00046534	0.00804728	0.01427336
24	108654.4		415857.7	557343.4	546057.1	0.0003931	0.0003931	0.00046493	0.00804253	0.01431803
25	108226.1		415128.3	556582.2	545337.6	0.0003915	0.0003915	0.00046452	0.00803780	0.01436299
26	107797.8		414400.7	555815.7	544612.3	0.0003900	0.0003900	0.00046410	0.00803329	0.01440284
27	107369.5		413671.4	555045.8	543883.3	0.0003884	0.0003884	0.00046369	0.00802899	0.01444179
28	106941.2		412944.7	554274.0	543154.4	0.0003869	0.0003869	0.00046328	0.00802470	0.01448085
29	106512.9		412212.4	553501.0	542424.4	0.0003853	0.0003853	0.00046286	0.00802041	0.01452006
30	106084.6		411481.2	552727.9	541693.5	0.0003838	0.0003838	0.00046245	0.00801614	0.01455944
31	105656.3		410751.0	551952.8	540961.5	0.0003822	0.0003822	0.00046204	0.00801187	0.01459897
32	105228.0		410019.0	551175.7	540229.6	0.0003807	0.0003807	0.00046162	0.00800761	0.01463861
33	104799.7		409287.1	550398.4	539496.6	0.0003791	0.0003791	0.00046121	0.00800336	0.01467841
34	104371.4		408555.3	549619.2	538762.6	0.0003776	0.0003776	0.00046079	0.00799912	0.01471837
35	103943.1		407821.7	548838.9	538027.6	0.0003760	0.0003760	0.00046038	0.00799489	0.01475850
36	103514.8		407089.2	548058.5	537291.6	0.0003745	0.0003745	0.00045996	0.00799067	0.01479879
37	103086.4		406354.9	547275.3	536555.6	0.0003729	0.0003729	0.00045955	0.00798645	0.01483918
38	102658.1		405620.7	546491.9	535818.5	0.0003714	0.0003714	0.00045913	0.00798224	0.01487975
39	102229.8		404886.6	545706.5	535080.0	0.0003698	0.0003698	0.00045872	0.00797804	0.01492047
40	101801.5		404150.8	544921.1	534342.5	0.0003683	0.0003683	0.00045830	0.00797385	0.01496131
41	101373.2		403416.1	544133.7	533603.4	0.0003667	0.0003667	0.00045789	0.00796967	0.01500231
42	100944.9		402679.6	543345.3	532863.4	0.0003652	0.0003652	0.00045747	0.00796550	0.01504348
43	100516.6		401942.3	542555.9	532122.3	0.0003636	0.0003636	0.00045706	0.00796134	0.01508483
44	100088.3		401205.2	541764.6	531381.3	0.0003621	0.0003621	0.00045664	0.00795718	0.01512628
45	99660.0		400468.2	540973.2	530639.2	0.0003605	0.0003605	0.00045622	0.00795303	0.01516790
46	99231.7		399730.5	540179.9	529896.1	0.0003590	0.0003590	0.00045581	0.00794889	0.01520969
47	98803.4		398991.1	539385.6	529152.6	0.0003574	0.0003574	0.00045539	0.00794476	0.01525162
48	98375.1		398252.8	538590.4	528408.0	0.0003559	0.0003559	0.00045498	0.00794064	0.01529373
49	97946.8		397512.8	537793.3	527662.9	0.0003543	0.0003543	0.00045456	0.00793652	0.01533598
50	97518.5		396773.0	536995.1	526917.8	0.0003528	0.0003528	0.00045414	0.00793241	0.01537834
51						0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
52						0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{st} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{ccl} に達する場合、Msti = Mccli, ϕ_{sti} = ϕ_{ccl} とする。

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置までの高さyi (m)	ひび割れ時 水平力 Pci (kN)	初降伏時 水平力 Py <i>i</i> (kN)	終局時 水平力 Pu (kN)	備考
0	0.000	31.600	3763.73	13708.59	18197.91	cyu
1	0.542	31.058	13924.71	13924.71	18492.28	
2	1.084	30.516	3869.35	14148.53	18797.09	
3	1.626	29.974	3925.03	14380.39	19112.86	
4	2.168	29.432	3982.76	14620.81	19440.23	
5	2.710	28.890	4042.65	14870.23	19779.81	
6	3.252	28.348	4104.84	15129.17	20132.36	
7	3.794	27.806	4169.44	15398.18	20498.58	
8	4.336	27.264	4236.62	15677.88	20879.33	
9	4.878	26.722	4306.53	15968.92	21275.46	
10	5.420	26.180	4379.32	16271.98	21687.90	
11	5.962	25.638	4455.20	16587.85	22117.79	
12	6.504	25.096	4534.35	16917.32	22566.17	
13	7.046	24.554	4617.00	17261.30	23034.29	
14	7.588	24.012	4703.38	17620.85	23523.52	
15	8.130	23.470	4793.74	17996.96	24035.26	
16	8.672	22.928	4888.38	18390.81	24571.10	
17	9.214	22.386	4987.61	18803.69	25132.87	
18	9.756	21.844	5091.75	19237.11	25722.40	
19	10.298	21.302	5201.20	19692.54	26341.55	
20	10.840	20.760	5316.36	20171.70	26992.94	
21	11.382	20.218	5437.70	20676.50	27679.21	
22	11.924	19.676	5565.72	21209.17	28403.21	
23	12.466	19.134	5700.99	21771.96	29168.17	
24	13.008	18.592	5844.15	22367.52	29977.59	
25	13.550	18.050	5995.91	22998.80	30835.58	
26	14.092	17.508	6157.06	23669.22	31746.38	
27	14.634	16.966	6328.51	24382.36	32715.18	
28	15.176	16.424	6511.28	25142.58	33747.81	
29	15.718	15.882	6706.52	25954.69	34850.84	
30	16.260	15.340	6915.55	26824.06	36031.81	
31	16.802	14.798	7139.90	27757.20	37299.15	
32	17.344	14.256	7381.31	28761.15	38662.72	
33	17.886	13.714	7641.80	29844.47	40134.06	
34	18.428	13.172	7923.73	31016.95	41726.33	
35	18.970	12.630	8229.85	32289.92	43465.18	
36	19.512	12.088	8563.43	33677.13	45339.06	
37	20.054	11.546	8928.33	35194.43	47399.55	
38	20.596	11.004	9329.17	36861.20	49663.02	
39	21.138	10.462	9771.54	38700.69	52160.82	
40	21.680	9.920	10262.25	40741.01	54931.56	
41	22.222	9.378	10809.69	43017.28	58022.36	
42	22.764	8.836	11424.28	45572.61	61492.22	
43	23.306	8.294	12119.20	48461.82	65415.47	
44	23.848	7.752	12911.29	51755.05	69887.07	
45	24.390	7.210	13822.47	55543.45	75030.96	
46	24.932	6.668	14881.78	59947.59	81010.78	
47	25.474	6.126	16128.53	65130.77	88048.59	
48	26.016	5.584	17617.32	71320.34	96452.44	
49	26.558	5.042	19426.18	78840.30	106662.68	
50	27.100	4.500	21670.77	88171.78	119332.25	
51	27.100	4.500				
52	31.600	0.000				

備考欄 c:Pe最小位置, y:Py0最小位置, u:Pu最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000
水平力 (kN)	3763.73	13708.59	18197.91

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

・Pu = 18197.91 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	y _i (m)	φ _{ci} (1/m)	φ _{ci} ・y _i	φ _{y0i} (1/m)	φ _{y0i} ・y _i	Δ y _i (m)
0	31.600	0.00004303	0.001359599	0.00047482	0.015004209	0.542
1	31.058	0.00004229	0.001313360	0.00046518	0.014447557	0.542
2	30.516	0.00004155	0.001267920	0.00045554	0.013900149	0.542
3	29.974	0.00004081	0.001223281	0.00044589	0.013365064	0.542
4	29.432	0.00004007	0.001179441	0.00043623	0.012839240	0.542
5	28.890	0.00003934	0.001136401	0.00042657	0.012323729	0.542
6	28.348	0.00003860	0.001094162	0.00041691	0.011818519	0.542
7	27.806	0.00003786	0.001052722	0.00040724	0.011323637	0.542
8	27.264	0.00003712	0.001012082	0.00039756	0.010839071	0.542
9	26.722	0.00003638	0.000972242	0.00038788	0.010364831	0.542
10	26.180	0.00003565	0.000933203	0.00037819	0.009900942	0.542
11	25.638	0.00003491	0.000894963	0.00036849	0.009447395	0.542
12	25.096	0.00003417	0.000857523	0.00035879	0.0090004214	0.542
13	24.554	0.00003343	0.000820683	0.00034908	0.008571408	0.542
14	24.012	0.00003269	0.000785043	0.00033937	0.008148955	0.542
15	23.470	0.00003196	0.000750003	0.00032965	0.007736894	0.542
16	22.928	0.00003122	0.000715763	0.00031992	0.007355233	0.542
17	22.386	0.00003048	0.000682322	0.00031019	0.006965631	0.542
18	21.844	0.00002974	0.000649682	0.00030045	0.006563118	0.542
19	21.302	0.00002900	0.000617842	0.00029071	0.006192683	0.542
20	20.760	0.00002827	0.000586802	0.00028096	0.005832682	0.542
21	20.218	0.00002753	0.000556561	0.00027120	0.005483124	0.542
22	19.676	0.00002679	0.000527121	0.00026144	0.005144000	0.542
23	19.134	0.00002605	0.000498481	0.00025166	0.004815339	0.542
24	18.592	0.00002531	0.000470640	0.00024189	0.004497149	0.542
25	18.050	0.00002458	0.000443600	0.00023210	0.004189439	0.542
26	17.508	0.00002384	0.000417359	0.00022231	0.003892207	0.542
27	16.966	0.00002310	0.000391918	0.00021251	0.003605481	0.542
28	16.424	0.00002236	0.000367278	0.00020271	0.003329260	0.542
29	15.882	0.00002162	0.000343437	0.00019289	0.003063554	0.542
30	15.340	0.00002089	0.000320396	0.00018308	0.002808383	0.542
31	14.798	0.00002015	0.000298155	0.00017325	0.002563744	0.542
32	14.256	0.00001941	0.000276715	0.00016342	0.002329661	0.542
33	13.714	0.00001867	0.000256074	0.00015358	0.002106136	0.542
34	13.172	0.00001793	0.000236233	0.00014373	0.001893181	0.542
35	12.630	0.00001720	0.000217192	0.00013387	0.001690812	0.542
36	12.088	0.00001646	0.000198951	0.00012401	0.001499033	0.542
37	11.546	0.00001572	0.000181510	0.00011414	0.001317863	0.542
38	11.004	0.00001498	0.000164869	0.00010426	0.001147307	0.542
39	10.462	0.00001424	0.000149027	0.00009438	0.000987379	0.542
40	9.920	0.00001351	0.000133986	0.00008449	0.000838093	0.542
41	9.378	0.00001277	0.000119745	0.00007458	0.000699456	0.542
42	8.836	0.00001203	0.000106304	0.00006468	0.000571485	0.542
43	8.294	0.00001129	0.000093662	0.00005476	0.000454189	0.542
44	7.752	0.00001055	0.000081821	0.00004484	0.000347580	0.542
45	7.210	0.00000982	0.000070779	0.00003576	0.000257799	0.542
46	6.668	0.00000908	0.000060538	0.00003307	0.000220497	0.542
47	6.126	0.00000834	0.000051096	0.00003038	0.000186108	0.542
48	5.584	0.00000760	0.000042455	0.00002769	0.000154633	0.542
49	5.042	0.00000686	0.000034613	0.00002500	0.000126072	0.542
50	4.500	0.00000613	0.000027872	0.00002232	0.000100424	0.542
51	4.000	0.00000540	0.000021960	0.00002000	0.000080000	0.000
52	0.000	0.00000000	0.000000000	0.000000000	0.000000000	4.500

$$\delta_c = \int \phi_c \cdot ydy = \Sigma (\phi_{ci} \cdot y_i + \phi_{c,i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 14.28 \text{ (mm)}$$
$$\delta_y = \int \phi_y \cdot ydy = \Sigma (\phi_{y0i} \cdot y_i + \phi_{y0,i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 143.45 \text{ (mm)}$$

ここに、

δ_c : ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力P_{y0}cを作用させたときの曲率分布より求める。

δ_{y0} : 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力P_{y0}を作用させたときの曲率分布より求める。

y_i : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

φ_{ci} : 慣性力作用位置にひび割れ水平耐力P_cを載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ_{y0i} : 慣性力作用位置に初降伏水平耐力P_{y0}を載荷したときの各断面の曲率 1/m

(8) 限界状態の変位

δ_{ls2}: 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位(mm)

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm) = 786.84 (mm)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 31600 (mm)

M_{yo} : 橋脚基部断面における初降伏モーメント = 433191.3 (kN.m)

φ_{yo}: 橋脚基部断面における初降伏曲率 = 0.00047482 (1/m)

δ_{yo}: 橋脚の初降伏変位 = 143.45 (mm)

δ_{ls2} = δ_y + (φ_{ls2} - φ_y)L_p (h - L_p / 2) = 375.13 (mm)

ここに

φ_{ls2}: 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率 = 0.00815254 (1/m)

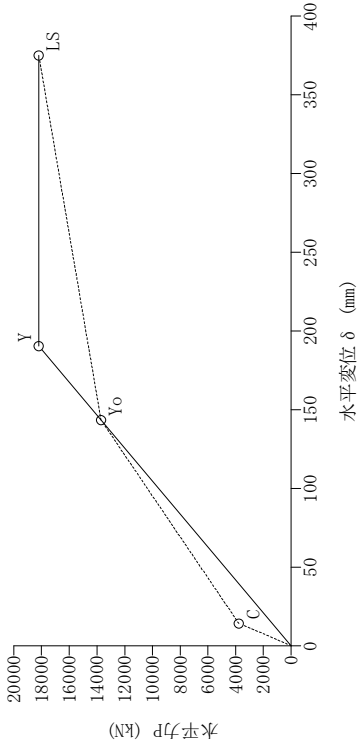
φ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率

$$\phi_y = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \phi_{yo} = 0.00063031 \text{ (1/m)}$$

$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \delta_{yo} = 190.43 \text{ (mm)}$$

M_{ls2} : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント = 575053.8 (kN.m)

(9) 水平力ー水平変位の関係



	水平力(kN)	変位(mm)
ひび割れ時 C	3763.73	14.28
初降伏時 Y ₀	13708.59	143.45
降伏時 Y	18197.91	190.43
限界時 LS	18197.91	375.13

3.4.3 セン断耐力

(1) 破壊形態の判定に用いるせん断耐力

Ps : せん断耐力 (kN)
Pso : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (kN)
Sc : コングリートが負担するせん断耐力 (kN)
Sco : コングリートが負担するせん断耐力 (kN)

(正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合)

σck : コングリートの設計基準強度 = 24.0 (N/mm²)
 τc : コングリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.350 (N/mm²)
 σsy : せん断補強鉄筋の降伏点強度 = 345.0 (N/mm²)
hp : 橋脚の高さ(基部から天端) = 27100 (mm)
ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.588
cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.500
pt : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 2.347 (%)
b : 部材断面幅 = 2000.0 (mm)
d : 部材断面の有効高 = 5613.8 (mm)
Ss : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)
Aw : せん断補強鉄筋の総断面積 = 3040.20 (mm²)
a : " の部材軸方向の間隔 = 150 (mm)
ここに、
Pso = Sco + Ss
Ps = Sc + Ss
Sco = $ce \cdot cpt \cdot \tau c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$
Sc = $cc \cdot ce \cdot cpt \cdot \tau c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$
Ss = $Aw \cdot \sigma sy \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$
ここに、
cc: 正負交番作用による補正係数
2) タイプII地震動
Pso = Sco + Ss
Ps = Sc + Ss
Sco = $ce \cdot cpt \cdot \tau c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$
Sc = $cc \cdot ce \cdot cpt \cdot \tau c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$
Ss = $Aw \cdot \sigma sy \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$
ここに、
cc: 正負交番作用による補正係数

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基部から の高さ hi (m)	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	Aw (mm ²)	ce	cpt
0	0.000	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
1	0.542	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
2	1.084	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
3	1.626	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
4	2.168	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
5	2.710	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
6	3.252	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
7	3.794	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
8	4.336	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
9	4.878	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
10	5.420	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
11	5.962	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
12	6.504	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
13	7.046	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
14	7.588	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
15	8.130	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
16	8.672	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
17	9.214	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
18	9.756	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
19	10.298	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
20	10.840	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
21	11.382	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
22	11.924	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
23	12.466	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
24	13.008	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
25	13.550	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
26	14.092	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
27	14.634	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
28	15.176	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
29	15.718	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
30	16.260	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
31	16.802	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
32	17.344	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
33	17.886	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
34	18.428	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
35	18.970	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
36	19.512	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
37	20.054	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
38	20.596	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
39	21.138	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
40	21.680	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
41	22.222	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
42	22.764	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
43	23.306	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
44	23.848	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
45	24.390	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
46	24.932	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
47	25.474	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
48	26.016	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
49	26.558	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500
50	27.100	2000.0	5613.8	150	3040.20	0.588	1.500

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	S _{co} (kN)	S _s (kN)	P _{so} (kN)	S _c (kN)		P _s (kN)	
				タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
0	3464.33	34134.15	37598.48	2078.60	2771.47	36212.75	36905.62
1	3464.33	34134.15	37598.48	2078.60	2771.47	36212.75	36905.62
2	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
3	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
4	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
5	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
6	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
7	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
8	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
9	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
10	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
11	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
12	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
13	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
14	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
15	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
16	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
17	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
18	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
19	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
20	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
21	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
22	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
23	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
24	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
25	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
26	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
27	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
28	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
29	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
30	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
31	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
32	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
33	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
34	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
35	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
36	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
37	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
38	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
39	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
40	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
41	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
42	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
43	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
44	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
45	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
46	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
47	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
48	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
49	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48
50	3464.33	34134.15	37598.48	3464.33	3464.33	37598.48	37598.48

3.4.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプⅠ地震動

Pu ≤ Ps より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 18197.91 \text{ (kN)}$$

$$\mu a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.642$$

とする。

(2) タイプⅡ地震動

Pu ≤ Ps より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 18197.91 \text{ (kN)}$$

$$\mu a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.642$$

とする。

ここに、

Pa：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

μa2：鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

α2：安全係数 = 1.2

3.4.5 作用荷重

(1) 設計水平震度

1) タイプⅠ地震動

$$khc1 = cs \cdot cIz \cdot khco = 0.42$$

$$khc2 = cs \cdot 0.4 = 0.26$$

$$khc3 = cIz \cdot 0.4 = 0.40$$

$$khemin = 0.51$$

$$khc = \max(khc1, khc2, khc3, khemin) = 0.51$$

ここに、

khc：設計水平震度

cIz：地域別補正係数

$$cIz \cdot Khco: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 0.6300$$

$$cs = 6.4.4 \text{に規定する構造物特性補正係数} = 1 / (\sqrt{2 \cdot \mu a - 1}) = 0.662$$

μa：許容塑性率

khc1：設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

khc2：例外規定「khc0にcIzを乗じた値が0.4を下回る」ときの震度

khc3：例外規定「設計水平震度が0.4にcIzを乗じた値を下回る」ときの震度

khemin：同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned} khc1 &= cs \cdot cIIz \cdot khco &= 0.40 \\ khc2 &= cs \cdot 0.6 &= 0.40 \\ khc3 &= cIIz \cdot 0.4 &= 0.34 \\ khemin & &= 0.49 \\ khc &= \max(khc1, khc2, khc3, khemin) &= 0.49 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} khc &: \text{設計水平震度} &= 0.85 \\ cIIz &: \text{地域別補正係数} &= 0.6000 \\ cIIz \cdot khco &: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu a - 1)}) = 0.662 \\ cs &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &= 1.642 \\ \mu a &: \text{許容塑性率} &= 1.642 \\ khc1 &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} & \\ khc2 &: \text{例外規定「khc0にcIIzを乗じた値が0.6を下回る」ときの震度} & \\ khc3 &: \text{例外規定「設計水平震度が0.4にcIIzを乗じた値を下回る」ときの震度} & \\ khemin &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} & \end{aligned}$$

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

(2)等価重量

$$\begin{aligned} W &: \text{地震時保有水平耐力法に用いる等価重量} \\ Wp &: \text{橋脚の重量} &= 19918.50 \text{ (kN)} \\ W &= Wu + cp \cdot Wp &= 28488.84 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Wu &: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} &= 18529.59 \text{ (kN)} \\ cp &: \text{等価重量算出係数} &= 0.5(\text{曲げ破壊型}) \end{aligned}$$

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned} W &= Wu + cp \cdot Wp &= 28488.84 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Wu &: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} &= 18529.59 \text{ (kN)} \\ cp &: \text{等価重量算出係数} &= 0.5(\text{曲げ破壊型}) \end{aligned}$$

3.4.6 水平耐力の照査

(1)タイプI地震動

$$Pa = 18197.91 \geq khc \times W = 14529.31 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Pa &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\ khc &: \text{設計水平震度} &= 0.51 \\ W &: \text{等価重量} &= 28488.84 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2)タイプII地震動

$$Pa = 18197.91 \geq khc \times W = 13959.53 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Pa &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\ khc &: \text{設計水平震度} &= 0.49 \\ W &: \text{等価重量} &= 28488.84 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

3.4.7 残留変位による判定(B種橋)

$$\begin{aligned} \delta_{ba} &: \text{橋脚の許容残留変位} &= 316.00 \text{ (mm)} \\ c_k &: \text{残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので} &= 0.6 \\ r &: \text{橋脚の降伏剛性に對する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので} &= 0.0 \end{aligned}$$

(1)タイプI地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\begin{aligned} \mu r: \text{橋脚の応答塑性率} &= \frac{1}{2} \left\{ c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right\}^2 + 1 \Bigg\} &= 0.986 \\ \delta y: \text{橋脚の降伏変位} & &= 190.43 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

(2)タイプII地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\begin{aligned} \mu r: \text{橋脚の応答塑性率} &= \frac{1}{2} \left\{ c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right\}^2 + 1 \Bigg\} &= 0.941 \\ \delta y: \text{橋脚の降伏変位} & &= 190.43 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

3.4.8 基礎設計用水平震度

(1)タイプI地震動

$$\begin{aligned} Pu &= 18197.91 \text{ (kN)} \\ W &= 28488.84 \text{ (kN)} \\ khp &= \frac{CdF \cdot Pu}{W} \end{aligned}$$

$$= 0.70$$

(2)タイプII地震動

$$\begin{aligned} Pu &= 18197.91 \text{ (kN)} \\ W &= 28488.84 \text{ (kN)} \\ khp &= \frac{CdF \cdot Pu}{W} \end{aligned}$$

$$= 0.70$$

ここに、

khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度
CdF : khp算出のための補正係数で1.1とする
Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)
W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

3. 4. 9 固有周期算定用剛性
橋脚天端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$$I_y = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E) = 40.08945 \text{ (m}^4\text{)}$$
$$K = P_y / \delta y = P_{yo} / \delta y_o = 95562.19 \text{ (kN/m)}$$

ここに

I_y ：降伏剛性時の断面2次モーメント

K ：降伏剛性

P_y ：降伏水平耐力

δy ：降伏変位

P_{yo} ：橋脚の初降伏水平耐力

δy_o ：橋脚の初降伏変位

h ：橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離

hu ：橋脚天端から上部工慣性力作用位置までの距離

E ：コンクリートのヤング係数

 $= 13708.59 \text{ (kN)}$
 $= 143.45 \text{ (mm)}$
 $= 31.600 \text{ (m)}$
 $= 4.500 \text{ (m)}$
 $= 2.50 \times 10^7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

3. 4. 10 主要断面のMc、Myo、Mls
(1) 基部断面
1) 条件
断面幅 5000.0 (mm) 断面高 6000.0 (mm)
コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
作用軸力 45018.5 (kN)
主鉄筋 $\Sigma A_s = 535128.0 \text{ mm}^2$ ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。
軸方向鉄筋比 = 1.78 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)
1	5840	60810.0	345.0	2	5700	4054.0	345.0
3	5690	60810.0	345.0	4	5550	8108.0	345.0
5	5400	8108.0	345.0	6	5250	8108.0	345.0
7	5100	8108.0	345.0	8	4950	8108.0	345.0
9	4800	8108.0	345.0	10	4650	8108.0	345.0
11	4500	8108.0	345.0	12	4350	8108.0	345.0
13	4200	8108.0	345.0	14	4050	8108.0	345.0
15	3900	8108.0	345.0	16	3750	8108.0	345.0
17	3600	8108.0	345.0	18	3450	8108.0	345.0
19	3300	8108.0	345.0	20	3150	8108.0	345.0
21	3000	8108.0	345.0	22	2850	8108.0	345.0
23	2700	8108.0	345.0	24	2550	8108.0	345.0
25	2400	8108.0	345.0	26	2250	8108.0	345.0
27	2100	8108.0	345.0	28	1950	8108.0	345.0
29	1800	8108.0	345.0	30	1650	8108.0	345.0
31	1500	8108.0	345.0	32	1350	8108.0	345.0
33	1200	8108.0	345.0	34	1050	8108.0	345.0
35	900	8108.0	345.0	36	750	8108.0	345.0
37	600	8108.0	345.0	38	450	8108.0	345.0
39	310	60810.0	345.0	40	300	4054.0	345.0
41	160	60810.0	345.0	—	—	—	—

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ_{bt} (N/mm ²) Mc(kN・m) ϕ (1/m)	34.281 36.857 110.571 1.9137 118933.7 0.00004303
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント(図心) 曲率	ϵ_c (mm) Xo (mm) Myo (kN・m) ϕ yo = ϵ_c /Xo (1/m)	0.00104793 2207.02 433191.3 0.00047482
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント(図心) 許容曲率	ϵ_{ccl} Xccl (mm) Mccl (kN・m) $\phi_{ccl} = \epsilon_{ccl}$ /Xccl (1/m)	0.01451514 1086.40 562932.8 0.01336081
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント(図心) 許容曲率	ϵ_{st} Xst (mm) Mst (kN・m) $\phi_{st} = \epsilon_{st}$ /Xst (1/m)	0.00833549 0.03797094 4657.56 575053.8 0.00815254
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント(図心) 許容曲率	ϵ_{ls} Xls (mm) Mls (kN・m) $\phi_{ls} = \epsilon_{ls}$ /Xls (1/m)	0.03797094 4657.56 575053.8 0.00815254

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ_s	σ_{cc} (N/mm ²)	ϵ_{cc}	ϵ_{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

Lp (mm)	ϕ (mm)	β_s (N/mm ²)	β_{co} (N/mm ²)	ϵ_{st}
786.8	50.80	0.74721691	1.345000000	0.03797094

柱基部の軸圧縮応力度

	(N/mm ²)
軸方向圧縮応力度 σ_c	1.501

4 安定計算

4. 1 上載土砂重量

上載土砂高さ 5.000(m)

埋戻し土の単位体積重量 $\gamma_t = 18.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

※表中の図心(Xg,Zg)は、柱下面中心を(0,0)としたときの座標

	体積 V(m ³)	直角図心 Xg(m)	橋軸図心 Zg(m)	V・Xg(m ³)	V・Zg(m ³)
土砂上面まで 柱控除分	318.08626 -150.00000	0.0000 0.0000	0.0000 0.0000	0.0000 0.0000	0.0000 0.0000
Σ	168.08626			0.0000	0.0000

重量 $W = \Sigma V \cdot \gamma_t = 3025.55 \text{ (kN)}$

モーメント $M_x = \Sigma (V \cdot Xg) \cdot \gamma_t = 0.00 \text{ (kN・m)}$

$M_z = \Sigma (V \cdot Zg) \cdot \gamma_t = 0.00 \text{ (kN・m)}$

重心位置 $x = \Sigma (V \cdot Xg) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$

$z = \Sigma (V \cdot Zg) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$

4.2 各荷重ケース毎の作用力の集計(橋軸方向)

4.2.1 ケース 常時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント(kN.m)
上部工反力	30100.00	0.00	0.00
躯体自重(柱)	19918.50	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3025.55	0.00	0.00
合計	53044.05	0.00	0.00

4.2.2 ケース レベル1地震時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント(kN.m)
上部工反力	25100.00	1700.00	53720.00
躯体自重(柱)	19918.50	2788.59	37785.39
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3025.55	0.00	0.00
合計	48044.05	4488.59	91505.39

4.3 各荷重ケース毎の作用力の集計(橋軸直角方向)

4.3.1 ケース 常時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント(kN.m)
上部工反力	30100.00	0.00	0.00
躯体自重(柱)	19918.50	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3025.55	0.00	0.00
合計	53044.05	0.00	0.00

4.3.2 ケース レベル1地震時(上載土砂高さ 5.000m、水位 0.000m)

(1) 作用力集計

	鉛直力(kN)	水平力(kN)	モーメント(kN.m)
上部工反力	25100.00	3200.00	101120.00
躯体自重(柱)	19918.50	2589.41	35086.44
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.00
躯体自重(フーチング)	0.00	0.00	0.00
上載土砂	3025.55	0.00	0.00
合計	48044.05	5789.41	136206.44

1 設計条件

1.1 基本データ

保存ファイル名：(橋脚の設計 運動データ)

工事名：

(1) 橋軸直角方向

(2) 橋軸方向

(3) 杭形状

(4) 適用基準

(5) 対象構造物

(6) 杭周面摩擦の考慮

(7) 杭径 (公称径)

杭径 (設計径)

(8) 使用材料 (深礎杭)

コンクリートの設計基準強度

鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)

(せん断補強筋)

単位体積重量

(9) 使用材料 (フーチング)

コンクリートの設計基準強度

鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)

(せん断補強筋)

単位体積重量

杭列数 1 列 入力対象杭列 A 列

杭列数 1 列 入力対象杭列 1 列

円形

斜面上の深礎基礎設計施工便覧

橋脚基礎

考慮しない

D = 9.000 m

D_s = 9.000 m

σ_{sk} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_s = 24.50 kN/m³

σ_{sk} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_s = 24.50 kN/m³

[設計方向2]

面内解析

+X(+Z)方向

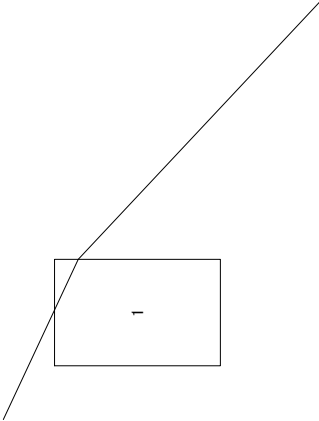
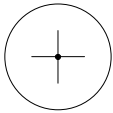
k_{ai} = 0.20

フーチングなし

作用格点に載荷

行わない

自動設定しない



1.2 構造寸法

柱寸法
形状 : 矩形
断面寸法 L= 5.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行		14.000	

1.4 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時
安全率 : 常時
応力度 : 常時
底面せん断 : 常時
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 8.00 (N/mm²)

σ_{sb} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{sb}' = 160.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{sb}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.23 (N/mm²)
τ_{a2} = 1.70 (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底板下面作用力	53044.05	0.00	0.00

	杭列I
荷重分担率 μ _V	1.0000
荷重分担率 μ _H	1.0000
荷重分担率 μ _M	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 12.00 (N/mm²)
σ_{sb} = 300.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{sb} = 300.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{sb}' = 300.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.35 (N/mm²)
τ_{a2} = 2.55 (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底板下面作用力	48044.05	4488.59	91505.39

	杭列I
荷重分担率 μ _V	1.0000
荷重分担率 μ _H	1.0000
荷重分担率 μ _M	1.0000

1.5 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース1
○	—	○	—	—

慣性力の向き :+X(+Z)方向

死荷重時上部工反力

橋脚躯体重量

底板下面からW_p重心位置までの高さ

慣性力を考慮する底板および土重量

底板下面からW_T重心位置までの高さ

RD = 25100.00 (kN)
WP = 19918.50 (kN)
yP = 13.550 (m)
WF = 0.00 (kN)
yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.67	0.60
khp	—	0.75	0.75
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	12542.81	12542.81
yU	m	31.600	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

yU : 底板下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース 1	ケース 2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	3025.55	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	48044.05	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1. 6 基礎基礎データ

1. 6. 1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-25.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値 (kN/m ²)	単位重量 γ (kN/m ³)	内部重量 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m ²)	変形係数 αE_0 (kN/m ²)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 Vsd (m/s)	動的変形 係 ED (kN/m ²)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α ： 内部計算

ひろがり角 β ： 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_u) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_u = 0$ kN/m²

土質 ： 硬岩 (亀裂多)

1. 6. 2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・ 区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	38	150	160.8	1710.000

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A _s (cm ²)	5.067
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	920.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	25
中間帯鉄筋の本数 n (本)	2.000
中間帯鉄筋の断面積A _s ' (cm ²)	10.134

2 許容応力度法

2. 1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水 平 変 位	δ	mm	0.0
	δa	mm	25.0
		判定	OK
地 盤 反 力 度	qmax	kN/m ²	343
	qa	kN/m ²	2500
		判定	OK
せん 断 力	H	kN	0.0
	Ha	kN	8728.3
		判定	OK
杭 体 応 力 度	σc	N/mm ²	0.3
	σca	N/mm ²	8.0
		判定	OK
	σs	N/mm ²	-4.9
	σsa	N/mm ²	160.0
		判定	OK
せん 断 照 査	$\sigma s'$	N/mm ²	-4.9
	$\sigma sa'$	N/mm ²	200.0
		判定	OK
せん 断 照 査	τm	N/mm ²	0.00
	τac	N/mm ²	0.10
	$\tau a2$	N/mm ²	1.70
	Aw	cm ²	20.268
	Awreq	cm ²	0.000
		判定	OK
判 定		OK	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-3117.25
102	2.500	0.00	0.00	-3896.56
103	3.000	0.00	0.00	-4675.87
104	3.500	0.00	0.00	-5455.18
105	4.000	0.00	0.00	-6234.49
106	4.500	0.00	0.00	-7013.80
107	5.000	0.00	0.00	-7793.11
108	5.500	0.00	0.00	-8572.42
109	6.000	0.00	0.00	-9351.74
110	6.500	0.00	0.00	-10131.05
111	7.000	0.00	0.00	-10910.36
112	7.500	0.00	0.00	-11689.67
113	8.000	0.00	0.00	-12468.98
114	8.500	0.00	0.00	-13248.29
115	9.000	0.00	0.00	-14027.60
116	9.500	0.00	0.00	-14806.92
117	10.000	0.00	0.00	-15586.23
118	10.500	0.00	0.00	-16365.54
119	11.000	0.00	0.00	-17144.85
120	11.500	0.00	0.00	-17924.16
121	12.000	0.00	0.00	-18703.47
122	12.500	0.00	0.00	-19482.78
123	13.000	0.00	0.00	-20262.09
124	13.500	0.00	0.00	-21041.41
125	14.000	0.00	0.00	-21820.72

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$q_{\max} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 21820.72 / 63.617 + (0.00 / 322.0623) \cdot (9.000 / 2 - 0.000)$

$= 343 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_s$

$= 1971257 \times 0.000 \times 10^{-3}$

$= 0.00 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{\max} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=14.000 m)}$

$N = 21820.72 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.9 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s' = -4.9 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\max} = 0.00 \text{ kN} \text{ (Z=0.000 m)} \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_a = 0.00 \leq 0.10 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_a = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7895.4 \text{ mm}, pt = 0.136 \%$

$Ce = 0.542, C_{pt} = 0.772, CN = 1.000, \tau_{a1} = 0.23, \tau_{ac} = 0.10, \tau_{a2} = 1.70$

1/2M_{max}点

$1/2M_{\max} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=14.000 m)}$

$N = 21820.72 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.9 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s' = -4.9 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	623.45	623.45	-3117.25
102	2.500	935.17	623.45	-3896.56
103	3.000	1246.90	623.45	-4675.87
104	3.500	1558.62	623.45	-5455.18
105	4.000	1870.35	623.45	-6234.49
106	4.500	2182.07	561.27	-7013.80
107	5.000	2431.61	439.64	-7793.11
108	5.500	2621.71	324.14	-8572.42
109	6.000	2755.75	215.84	-9351.74
110	6.500	2837.56	115.58	-10131.05
111	7.000	2871.33	23.98	-10910.36
112	7.500	2861.54	-58.46	-11689.67
113	8.000	2812.87	-131.35	-12468.98
114	8.500	2730.19	-194.35	-13248.29
115	9.000	2618.52	-247.21	-14027.60
116	9.500	2482.99	-289.69	-14806.92
117	10.000	2328.83	-321.60	-15586.23
118	10.500	2161.38	-342.79	-16365.54
119	11.000	1986.04	-353.11	-17144.85
120	11.500	1808.28	-352.42	-17924.16
121	12.000	1633.62	-340.62	-18703.47
122	12.500	1467.66	-317.59	-19482.78
123	13.000	1316.03	-283.24	-20262.09
124	13.500	1184.42	-237.47	-21041.41
125	14.000	1078.56	-211.72	-21820.72

水平変位

$\delta = 0.2 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$q_{\max} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 21820.72 / 63.617 + (1078.56 / 322.0623) \cdot (9.000 / 2 - 0.000)$

$= 358 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_s$

$= 3942514 \times -0.046 \times 10^{-3}$

$= 180.19 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{\max} = 1078.56 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=14.000 m)}$

$N = 21820.72 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.7 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s' = -5.1 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\max} = 623.45 \text{ kN} \text{ (Z=4.000 m)} \quad N = 6234.49 \text{ kN} \quad M = 1870.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_a = 0.01 \leq 0.15 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_a = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7895.4 \text{ mm}, pt = 0.136 \%$

$Ce = 0.542, C_{pt} = 0.772, CN = 1.000, \tau_{a1} = 0.35, \tau_{ac} = 0.15, \tau_{a2} = 2.55$

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 1435.82 kN・m (Z=12.605 m)

N = 19646.44 kN

$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.2 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -4.7 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

3 安定照査（レベル2地震時）

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸方向：タイプ7地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度

$C2z \cdot khco = 0.67$

設計水平震度

$khp = 0.75$

設計水平震度

$khg = 0.50$

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1)

$\alpha i \cdot C2z \cdot khco \leq khp$ のとき

鉛直力

$$Vo = (RD + WP + Vd) \cdot \mu V$$
$$= (25100.00 + 19918.50 + 3025.55) \times 1.0000$$
$$= 48044.05 \text{ kN}$$

水平力

$$Ho = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H$$
$$= \{ \alpha i \times 0.6731 \times (12542.81 + 19918.50) + 0.00 \} \times 1.0000$$
$$= \alpha i \times 21850.14 + 0.00 \text{ kN}$$

モーメント

$$Mo = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot yo - Vo \cdot xo$$
$$= \{ \alpha i \times 0.6731 \times (12542.81 \times 10.000 + 19918.50 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000$$
$$- 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 48044.05 \times 0.000$$
$$= \alpha i \times 84427.32 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

領域(2)

$\alpha i \cdot C2z \cdot khco > khp$ のとき

領域(2)は存在しない。

※voは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※xoは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$Wpr = Ap \cdot \gamma c$$
$$= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m}$$

q pr = $\alpha i \cdot khg \cdot Wpr$

= $\alpha i \times 0.50 \times 1558.623$

= $\alpha i \times 779.311 \text{ kN/m}$

ここに、

q pr ；杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

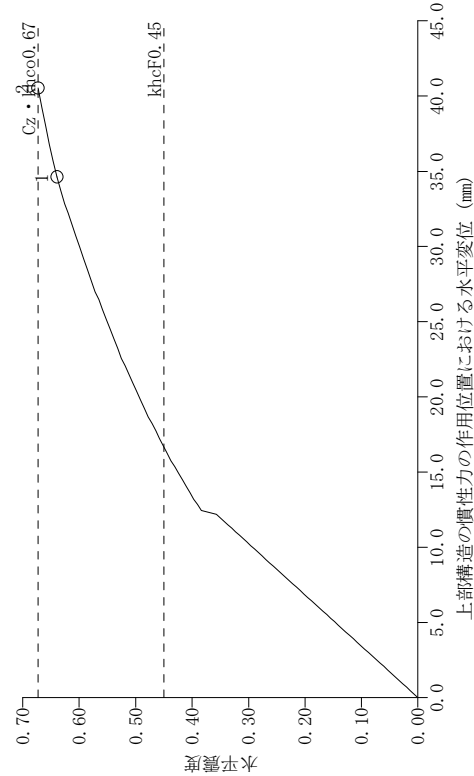
Wpr ；杭突出部の杭長1 m当り重量(kN/m)

Ap ；杭の断面積(m²)

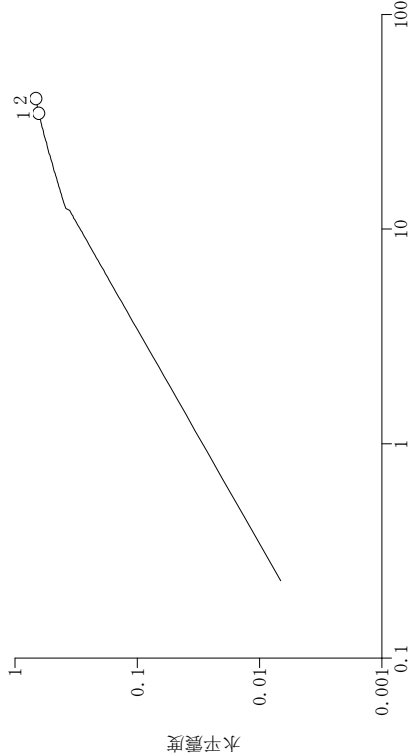
γ c ；杭の単位体積重量(kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス テップ α i	水平 震度 k _s	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 (×10 ⁻³ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.950	0.639	18.1	1.7	34.6	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.673	21.2	1.9	40.5	α _i =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス テップ α i	水平 震度 k _s	塑性化 領域 L _s (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 A (m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.950	0.639	7.000	58.3	61.320	3.6	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.673	7.000	58.3	58.590	7.9	α _i =1で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重（ $\alpha_1=1$ ）を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭頭位置	杭番号 1	
	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN) OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	24676.38 S (kN) P _s (kN) OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 24676.38(kN) せん断耐力P_s 42863.38(kN) 判定OK
基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数			
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	C _c	—
	部材高	b	mm
	有効高	h	mm
	補正係数	d	mm
	軸方向引張鉄筋比に関する補正	C _c	—
軸方向圧縮力による補正	軸方向引張鉄筋比に関する補正	p _t	%
	作用軸力	C _{ps}	—
	作用曲げモーメント (終局M)	N	N
	断面積	M	N・mm
	断面二次モーメント	A _c	mm ²
軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	断面二次モーメント	I _c	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離	y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	N・mm
	補正係数	C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	N/mm ²
コンクリートの負担するせん断耐力			
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	S _s	N
	帯鉄筋の間隔	A _s	mm ²
	帯鉄筋の降伏点	s	mm
		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力			
杭1本あたりのせん断耐力		S _s	N
		P _s	N

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数			
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	C _c	—
	部材高	b	mm
	有効高	h	mm
	補正係数	d	mm
	軸方向引張鉄筋比に関する補正	C _c	—
軸方向圧縮力による補正	軸方向引張鉄筋比に関する補正	p _t	%
	作用軸力	C _{ps}	—
	作用曲げモーメント (終局M)	N	N
	断面積	M	N・mm
	断面二次モーメント	A _c	mm ²
軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	断面二次モーメント	I _c	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離	y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	N・mm
	補正係数	C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	N/mm ²
コンクリートの負担するせん断耐力			
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	S _s	N
	帯鉄筋の間隔	A _s	mm ²
	帯鉄筋の降伏点	s	mm
		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力			
杭1本あたりのせん断耐力		S _s	N
		P _s	N

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
	b		mm	7976
	h		mm	7976
	d		mm	7895
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数		C _c	—
	軸方向引張鉄筋比に関する補正		p _c	%
	補正係数		C _{pc}	—
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	66748×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _c	mm ²
	断面二次モーメント		I _c	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c		N/mm ²	0.350
	S _c		N	10859×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	42863×10 ⁶

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	211491.245 ≦ 345449.958	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	69864.770 ≦ 439424.681	--
降伏点判定	-----		OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

		杭番号 1
曲げモーメント	M _{max}	211491
降伏モーメント	M _l	345450
判 定	M ≤ M _l	
基礎は降伏しない OK		

せん断力の照査

杭頭位置	せん断力 P _c (kN) 判定	杭番号 1	
		S	21850.14
		P _c (kN)	42403.81
			OK
S _{max} 位置	せん断力 P _c (kN) 判定		
		S	24676.38
		P _c (kN)	42863.38
			OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 24676.38 (kN) せん断耐力P_c 42863.38 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN_l=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	7.802	58.590	63.617	439424.68

3.1.2 橋軸方向：タイプII地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.60

設計水平震度 khp = 0.75

設計水平震度 khg = 0.68

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α i・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (R_D + W_P + V_d) \cdot \mu V \\ &= (25100.00 + 19918.50 + 3025.55) \times 1.0000 \\ &= 48044.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco (W_U + W_P) + H_d \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha i \times 0.6000 \times (12542.81 + 19918.50) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha i \times 19476.78 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco (W_U \cdot y_U + W_P \cdot y_P) + M_d \} \cdot \mu M - H_d \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha i \times 0.6000 \times (12542.81 \times 10.000 + 19918.50 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 48044.05 \times 0.000 \\ &= \alpha i \times 75256.85 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α i・C2z・khco > khpのとき

領域(2)は存在しない。

※yolは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

※xolは、底板中心から作用格点までの水平距離。

深礎基礎の状態変化点一覧表

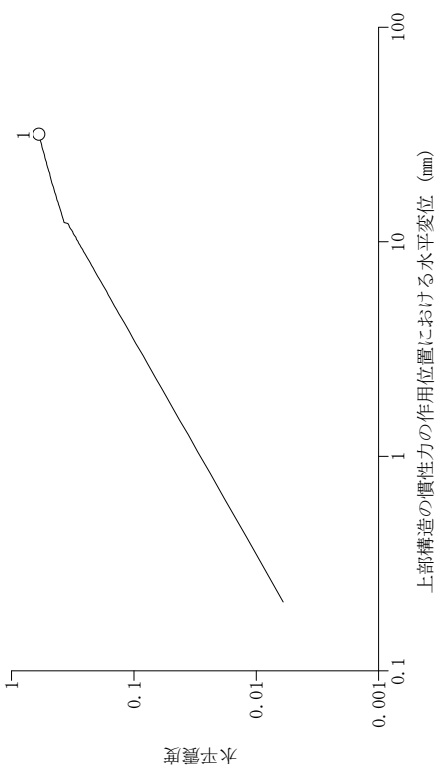
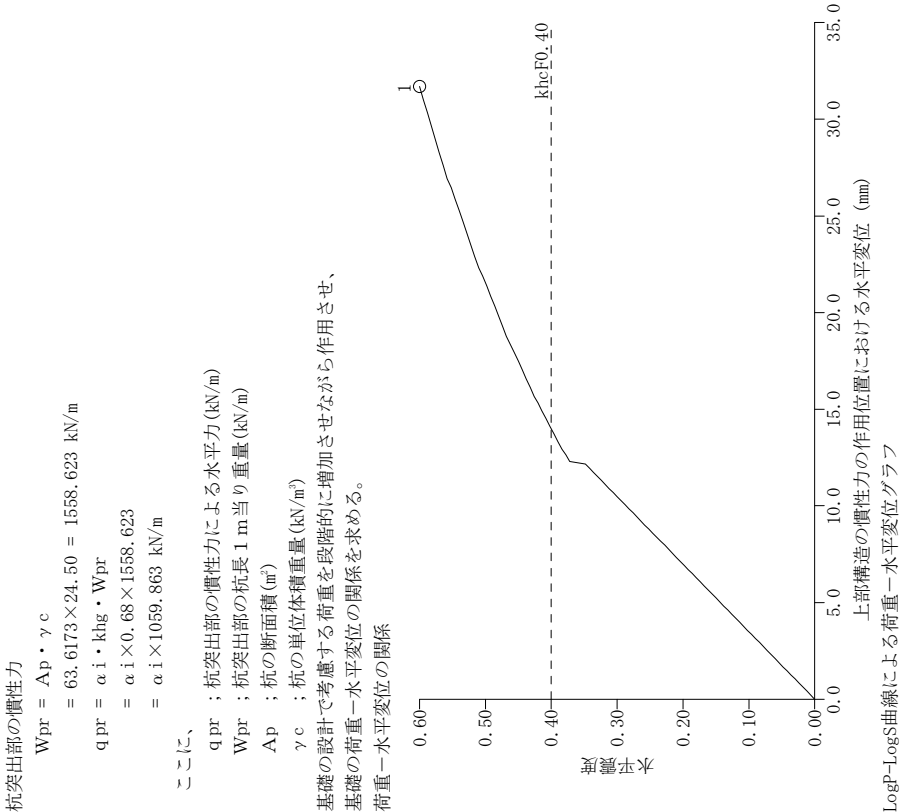
No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	1.000	0.600	16.5	1.5	31.7	$\alpha_1=1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 A (m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	1.000	0.600	6.500	54.2	62.828	1.2	$\alpha_1=1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1=1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭頭位置	杭番号 1	
	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)
S ₁ 位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 22345.77 (kN) せん断耐力P_s 42844.23 (kN) 判定OK



基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0. 542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 136
	補正係数		C _{pc}	0. 772
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	48044×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	422067×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	54050×10 ⁶
	補正係数		C _s	1. 128
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	10399×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	20. 268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	42404×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0. 542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 136
	補正係数		C _{pc}	0. 772
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	65968×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	422067×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	74214×10 ⁶
	補正係数		C _s	1. 176
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	10839×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	20. 268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	42844×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	7976
	部材高	h	7976
	有効高	d	7895
	補正係数	C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _t	0.136
	補正係数	C _{pc}	0.772
	作用軸力	N	65968×10 ³
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)	M	422067×10 ³
	断面積	A _s	63.617×10 ³
	断面二次モーメント	I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _u	74214×10 ³
	補正係数	C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	0.350
帯鉄筋	コンクリートの負担するせん断耐力	S _u	10839×10 ³
	帯鉄筋の断面積	A _s	20.268×10 ³
	帯鉄筋の間隔	s	150
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	32005×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	42844×10 ³

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	188167.781 ≧ 345449.958	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	69864.770 ≧ 471206.522	--
降伏点判定			OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

	杭番号 1	
曲げモーメント	M _{max}	188168
降伏モーメント	M _y	345450
判 定	M ≤ M _y	
基礎は降伏しない、OK		

せん断力の照査

杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定	杭番号 1 19476.78 42403.81 OK
S _{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定	22345.77 42844.23 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 22345.77 (kN) せん断耐力P_s 42844.23 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。

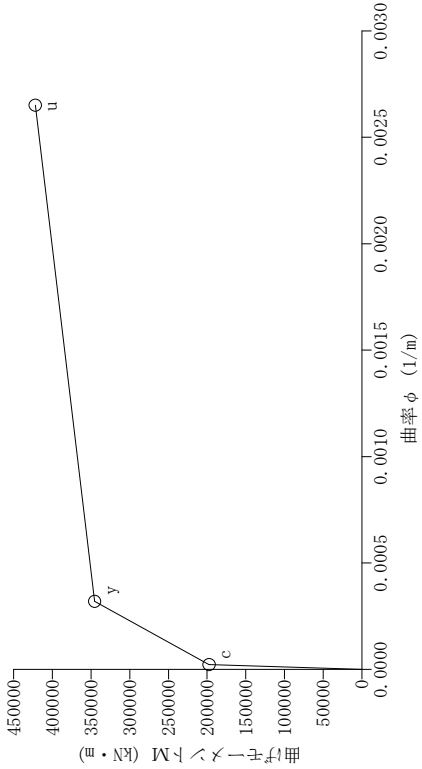
杭底面の押込み支持力 (PN₀=q_u×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.658	62.828	63.617	471206.52

3.2 杭体のM－φ 曲線

3.2.1 ケース 1

杭番号-1 区間長 L1=20.000 m 作用軸力 N=48044.05 kN



M _c = 197468.03 kN・m	M _y = 345449.96 kN・m	M _u = 422067.04 kN・m
φ c=2.3582E-005 1/m	φ y=3.2134E-004 1/m	φ u=2.6511E-003 1/m

1 設計条件

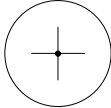
1.1 基本データ

保存ファイル名：(橋脚の設計 連動データ)

工事名：

- (1)橋軸直角方向
- (2)橋軸方向
- (3)杭形状
- (4)適用基準
- (5)対象構造物
- (6)杭周面摩擦の考慮
- (7)杭径 (公称径)
- 杭径 (設計径)
- (8)使用材料 (深礎杭)
- コンクリートの設計基準強度
- 鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
- (せん断補強筋)
- 単位体積重量
- (9)使用材料 (フーチング)
- コンクリートの設計基準強度
- 鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
- (せん断補強筋)
- 単位体積重量
- (10)解析方向
- (11)荷重載荷方向
- (12)設計水平震度 (レベル1地震時)
- (13)フーチングタイプ
- (14)底版荷重の取扱い
- (15)荷重データを自動生成
- (16)作用位置自動設定の取扱い

構造図



- 杭列数 1 列
- 入力対象杭列 A 列
- 杭列数 1 列
- 入力対象杭列 1 列
- 円形
- 斜面上の深礎基礎設計施工便覧
- 橋脚基礎
- 考慮しない
- D = 9.000 m
- D_s = 9.000 m
- σ_{sk} = 24 N/mm²
- SD345
- SD345
- γ_s = 24.50 kN/m³
- σ_{sk} = 24 N/mm²
- SD345
- SD345
- γ_s = 24.50 kN/m³
- [設計方向1]
- 面内解析
- +X (+Z) 方向
- k_{st} = 0.20
- フーチングなし
- 作用格点に載荷
- 行わない
- 自動設定しない

1.2 構造寸法

柱寸法

形状 : 矩形

断面寸法 L= 5.000 m

B= 6.000 m

中心位置 X= 0.000 m

Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行		14.000	

1.4 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時

安全率 : 常時

応力度 : 常時

底面せん断 : 常時

許容変位 δ_a = 25 (mm)

許容応力度 σ_{sa} = 8.00 (N/mm²)

σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)

σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (上記以外)

σ_{sa}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)

τ_{sa1} = 0.23 (N/mm²)

τ_{sa2} = 1.70 (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	53044.05	0.00	0.00

	杭列1
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震

許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{sa} = 12.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma_{sa}' = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{sa} = 0.35$ (N/mm²)
 $\tau_{sa} = 2.55$ (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	48044.05	5789.40	136206.44

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.5 荷重ケース (レベル2 地震時)

計算対象

地震動タイプI	地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2
○	—	○	—

慣性力の向き :+X(+Z)方向

死荷重時上部工反力

橋脚躯体重量 RD = 25100.00 (kN)
底版下面からWp重心位置までの高さ WP = 19918.50 (kN)
慣性力を考慮する底版および土載土重量 yP = 13.550 (m)
底版下面からWF重心位置までの高さ WF = 0.00 (kN)
yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.63	0.60
khp	—	0.70	0.70
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	18529.59	18529.59
yU	m	31.600	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	3025.55	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	48044.05	—

■荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.6 基礎基礎データ

1.6.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-10.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値	単位重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m ²)	変形係数 αE_o (kN/m ²)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 数 ED (kN/m ³)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α : 内部計算

ひろがり角 β : 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_a) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_a = 0$ kN/m²

土質 : 硬岩 (亀裂多)

1.6.2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	c/c (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	38	150	160.8	1710.000

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A _b (cm ²)	5.067
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	920.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	25
中間帯鉄筋の本数 n (本)	2.000
中間帯鉄筋の断面積A _b ' (cm ²)	10.134

2 許容応力度法

2.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水平変位	δ	mm	0.0
	δ a	mm	25.0
地盤反力度	q _{max}	kN/m ²	343
	q _a	kN/m ²	2500
抵抗断力		判定	OK
	H	kN	0.0
	H _a	kN	8728.3
		判定	OK
	σ c	N/mm ²	0.3
	σ ca	N/mm ²	8.0
		判定	OK
	σ s	N/mm ²	-4.9
曲げ照査	σ sa	N/mm ²	160.0
		判定	OK
	σ s'	N/mm ²	-4.9
	σ sa'	N/mm ²	200.0
		判定	OK
	τ m	N/mm ²	0.00
せん断照査	τ ac	N/mm ²	0.10
	τ a2	N/mm ²	1.70
	A _w	cm ²	20.268
	A _w req	cm ²	0.000
		判定	OK
	判定	OK	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-3117.25
102	2.500	0.00	0.00	-3896.56
103	3.000	0.00	0.00	-4675.87
104	3.500	0.00	0.00	-5455.18
105	4.000	0.00	0.00	-6234.49
106	4.500	0.00	0.00	-7013.80
107	5.000	0.00	0.00	-7793.11
108	5.500	0.00	0.00	-8572.42
109	6.000	0.00	0.00	-9351.74
110	6.500	0.00	0.00	-10131.05
111	7.000	0.00	0.00	-10910.36
112	7.500	0.00	0.00	-11689.67
113	8.000	0.00	0.00	-12468.98
114	8.500	0.00	0.00	-13248.29
115	9.000	0.00	0.00	-14027.60
116	9.500	0.00	0.00	-14806.92
117	10.000	0.00	0.00	-15586.23
118	10.500	0.00	0.00	-16365.54
119	11.000	0.00	0.00	-17144.85
120	11.500	0.00	0.00	-17924.16
121	12.000	0.00	0.00	-18703.47
122	12.500	0.00	0.00	-19482.78
123	13.000	0.00	0.00	-20262.09
124	13.500	0.00	0.00	-21041.41
125	14.000	0.00	0.00	-21820.72

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 d = 9.000 m

$$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$
$$= 21820.72/ 63.617 + (0.00/ 322.0623) \cdot (9.000/2 - 0.000)$$

$= 343 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_b$

$= 1971257 \times 0.000 \times 10^{-3}$

$= 0.00 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{\sigma \text{ max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=14.000 m)}$

$N = 21820.72 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.9 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s' = -4.9 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \text{ (Z=0.000 m)} \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_a = 0.00 \leq 0.10 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_a = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7895.4 \text{ mm}, p_t = 0.136 \%$

$C_e = 0.542, C_{pt} = 0.772, C_N = 1.000, \tau_{a1} = 0.23, \tau_{ac} = 0.10, \tau_{a2} = 1.70$

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 0.00 kN・m (Z=14.000 m)

N = 21820.72 kN

σ_c = 0.3 ≦ 8.0 N/mm²

σ_s = -4.9 ≦ 160.0 N/mm²

σ_s' = -4.9 ≦ 200.0 N/mm²

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	623.45	623.45	-3117.25
102	2.500	935.17	623.45	-3896.56
103	3.000	1246.90	577.52	-4675.87
104	3.500	1512.69	485.29	-5465.18
105	4.000	1732.19	393.77	-6234.49
106	4.500	1906.46	305.21	-7013.80
107	5.000	2037.40	220.96	-7793.11
108	5.500	2127.42	141.89	-8572.42
109	6.000	2179.29	68.62	-9351.74
110	6.500	2196.04	1.62	-10131.05
111	7.000	2180.91	-58.77	-10910.36
112	7.500	2137.27	-112.30	-11689.67
113	8.000	2068.61	-158.73	-12468.98
114	8.500	1978.53	-197.93	-13248.29
115	9.000	1870.68	-229.74	-14027.60
116	9.500	1748.79	-254.07	-14806.92
117	10.000	1616.61	-270.83	-15586.23
118	10.500	1477.96	-279.93	-16365.54
119	11.000	1336.69	-281.30	-17144.85
120	11.500	1196.66	-274.90	-17924.16
121	12.000	1061.78	-260.66	-18703.47
122	12.500	935.99	-238.54	-19482.78
123	13.000	823.25	-208.48	-20262.09
124	13.500	727.52	-170.43	-21041.41
125	14.000	652.81	-149.41	-21820.72

水平変位

δ = 0.1 ≦ 25.0 mm

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 d = 9.000 m

q_{max}=N/A' + (M' / I') ・ (0 / 2 - e)

= 21820.72 / 63.617 + (652.81 / 322.0623) ・ (9.000 / 2 - 0.000)

= 352 ≦ 3750 kN/m²

底面せん断力

S₀ = K_s × δ_s

= 3942514 × -0.032 × 10⁻³

= 124.36 kN

杭体応力度

M_{max} = 652.81 kN・m (Z=14.000 m)

N = 21820.72 kN

σ_c = 0.3 ≦ 12.0 N/mm²

σ_s = -4.8 ≦ 300.0 N/mm²

σ_s' = -5.1 ≦ 300.0 N/mm²

S_{max} = 623.45 kN (Z=2.500 m) N= 3896.56 kN M= 935.17 kN・m

τ_{ac} = 0.01 ≦ 0.15 N/mm² = τ_{ac}

τ_a = 0.01 ≦ 2.55 N/mm² = τ_{a2}

b = 7976.0 mm, d=7895.4 mm, pt=0.136 %

Ce=0.542, Cpt=0.772, CN=1.000, τ_{a1}=0.35, τ_{ac}=0.15, τ_{a2}=2.55

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 1097.93 kN・m (Z=11.866 m)

N = 18494.62 kN

σ_c = 0.3 ≦ 12.0 N/mm²

σ_s = -4.0 ≦ 300.0 N/mm²

σ_s' = -4.4 ≦ 300.0 N/mm²

3 安定照査 (レベル2地震時)

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸直角方向 : タイプ1地震動—ケース1

■ 設計で考慮する荷重

荷重作用格点No : 1

設計水平震度 C2z・khco = 0.63

設計水平震度 khp = 0.70

設計水平震度 khg = 0.50

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α_i・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

Vo = (RD + WP + Vd)・μ_V

= (25100.00 + 19918.50 + 3025.55) × 1.0000

= 48044.05 kN

水平力

Ho = {α_i・C2z・khco(WU + yU + WP) + Hd}・μ_H

= {α_i × 0.6300 × (18529.59 + 19918.50) + 0.00} × 1.0000

= α_i × 24223.73 + 0.00 kN

モーメント

Mo = {α_i・C2z・khco(WU・yU + WP・yP) + Md}・μ_M - Hd・μ_H・y₀ - Vo・x₀

= {α_i × 0.6300 × (18529.59 × 10.000 + 19918.50 × 0.000) + 0.00} × 1.0000

- 0.00 × 1.0000 × 0.000 - 48044.05 × 0.000

= α_i × 116743.33 + 0.00 kN・m

領域(2) α_i・C2z・khco > khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y₀は、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

※x₀は、底板中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

Wpr = Ap・γ_c

= 63.6173 × 24.50 = 1558.623 kN/m

qpr = α_i・khg・Wpr

= α_i × 0.50 × 1558.623

= α_i × 779.311 kN/m

ここに、

qpr ; 杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

Wpr ; 杭突出部の杭長 1 m当り重量(kN/m)

Ap ; 杭の断面積(m²)

γ_c ; 杭の単位体積重量(kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、基礎の荷重—水平変位の関係を求める。

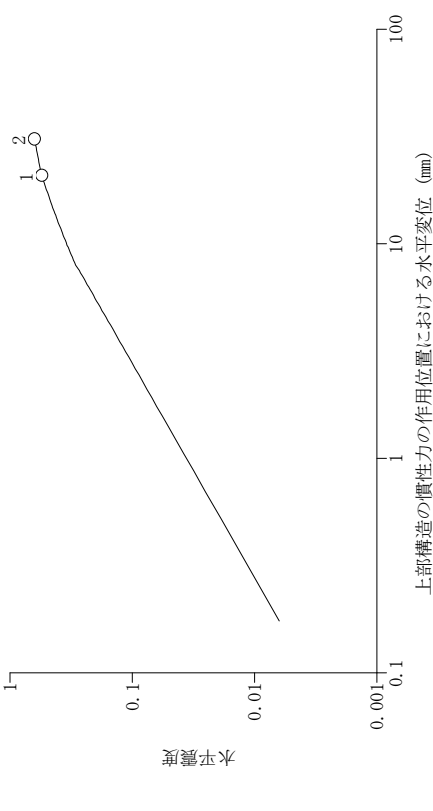
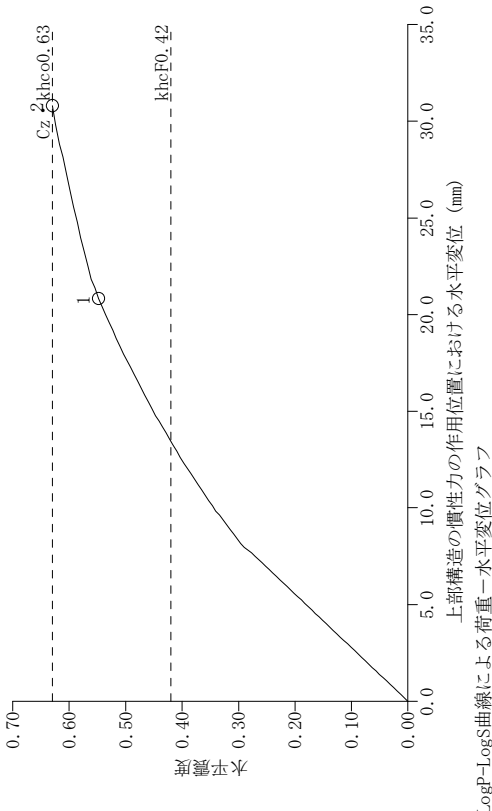
基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1=1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	杭番号 1
		24223.73 42403.81	OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	
		29716.13 42825.08	OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 29716.13(kN) せん断耐力P_s 42825.08(kN) 判定OK
基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _g	—	1.000
部材幅	b	mm	7976
部材高	h	mm	7976
有効高	d	mm	7895
補正係数	C _s	—	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	p _t	%	0.136
作用軸力	C _{ax}	—	0.772
作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	48044×10 ⁶
断面積	A _s	mm ²	422067×10 ⁶
断面二次モーメント	I _x	mm ⁴	63.617×10 ⁹
図心より引張縁までの距離	y	mm	322.062×10 ²
軸方向圧縮力による補正	M _c	N・mm	4500
補正係数	C _{cs}	—	54050×10 ⁶
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	N/mm ²	1.128
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	0.350
帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	10399×10 ⁶
帯鉄筋の間隔	s	mm	20.268×10 ²
帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	150
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	345.0
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	32005×10 ⁶
			42404×10 ⁶

荷重－水平変位の関係



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス テップ α ₁	水平 震度 k _h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 (×10 ⁻³ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.870	0.548	10.2	1.1	20.8	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.630	14.9	1.6	30.8	α ₁ =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス テップ α ₁	水平 震度 k _h	塑性化 領域 L _p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 A(m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.870	0.548	4.000	33.3	63.617	0.0	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.630	5.000	41.7	63.617	0.0	α ₁ =1で基礎は降伏していない

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.136
	補正係数		C _{pc}	0.772
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	65189×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	422067×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	73338×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.174
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	10820×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	20.268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	42825×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.136
	補正係数		C _{pc}	0.772
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	65189×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	422067×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	73338×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.174
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	10820×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	20.268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	42825×10 ⁶

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 233328.443 ≦ 345449.958	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 69864.770 ≦ 477129.384	--
降伏点判定	----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	233328
降伏モーメント M _y	345450
判定	M≦M _y
基礎は降伏しない、OK	

せん断力の照査

杭番号1		杭番号1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号1 24223.73 42403.81 OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	29716.13 42825.08 OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 29716.13 (kN) せん断耐力P_r 42825.08 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	9.000	63.617	63.617	477129.38

3. 1. 2 橋軸直角方向：タイプII地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.60
設計水平震度 khp = 0.70
設計水平震度 khg = 0.68
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) αi・C2z・khco ≤ khpのとき
鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (25100.00 + 19918.50 + 3025.55) \times 1.0000 \\ &= 48044.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha i \times 0.6000 \times (18529.59 + 19918.50) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha i \times 23068.85 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha i \times 0.6000 \times (18529.59 \times 10.000 + 19918.50 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 48044.05 \times 0.000 \\ &= \alpha i \times 111177.52 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) αi・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma c \\ &= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha i \cdot khg \cdot Wpr \\ &= \alpha i \times 0.68 \times 1558.623 \\ &= \alpha i \times 1059.863 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

qpr；杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

Wpr；杭突出部の杭長1 m当り重量 (kN/m)

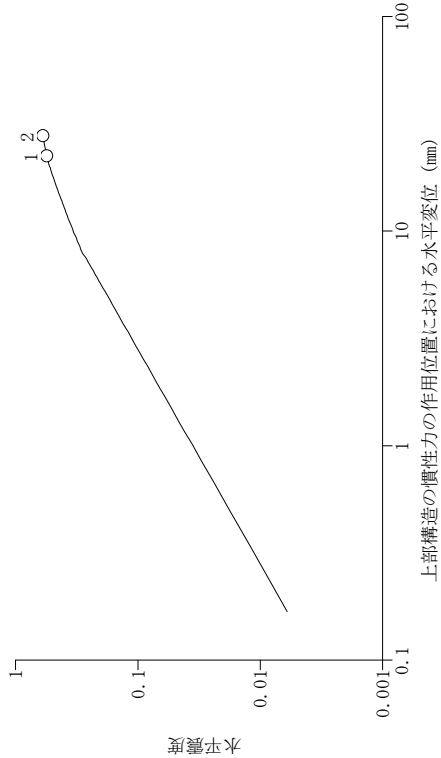
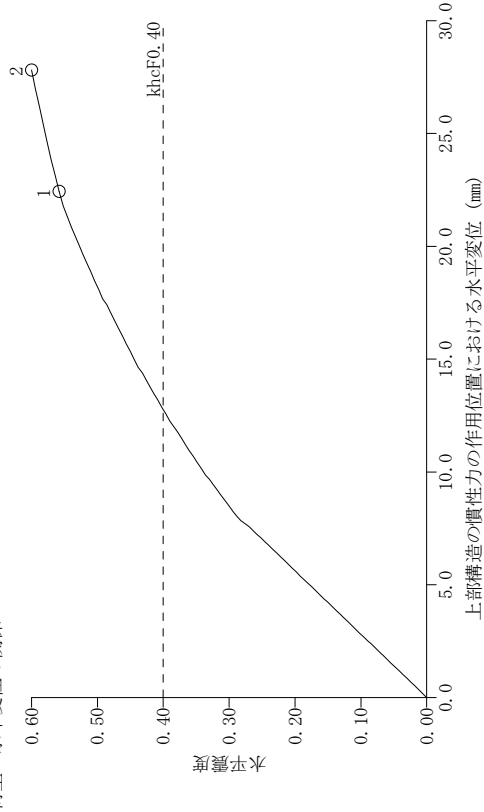
Ap；杭の断面積 (m²)

γc；杭の単位体積重量 (kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.930	0.558	11.0	1.1	22.4	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	13.5	1.4	27.8	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 A (m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.930	0.558	4.500	37.5	63.617	0.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	4.500	37.5	63.617	0.0	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 せん断耐力 判定
S _{max} 位置	せん断力 せん断耐力 判定

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 28578.02 (kN) せん断耐力P_s 42825.08 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	—	1.000
	b	mm	7976
	h	mm	7976
	d	mm	7895
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数	C _c	—
	軸方向引張鉄筋比	p _t	%
	補正係数	C _{pe}	—
	作用軸力	N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm
	断面積	A _f	mm ²
	断面二次モーメント	I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離	y	mm
軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M	N・mm	54050×10 ⁶
	C _s	—	1.128
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力	S _s	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔	s	mm
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²
	帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	42404×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.136
	補正係数		C _{pc}	0.772
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	65189×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	422067×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	73338×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.174
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	10820×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	20.268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	42825×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7895
	補正係数		C _c	0.542
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.136
	補正係数		C _{pc}	0.772
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	65189×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	422067×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	73338×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.174
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	10820×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	20.268×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	32005×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	42825×10 ⁶

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 223638.873 ≦ 345449.958	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 69864.770 ≦ 477129.384	--
降伏点判定	-----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	223639
降伏モーメント M _y	345450
判定 M≦M _y	
基礎は降伏しない、OK	

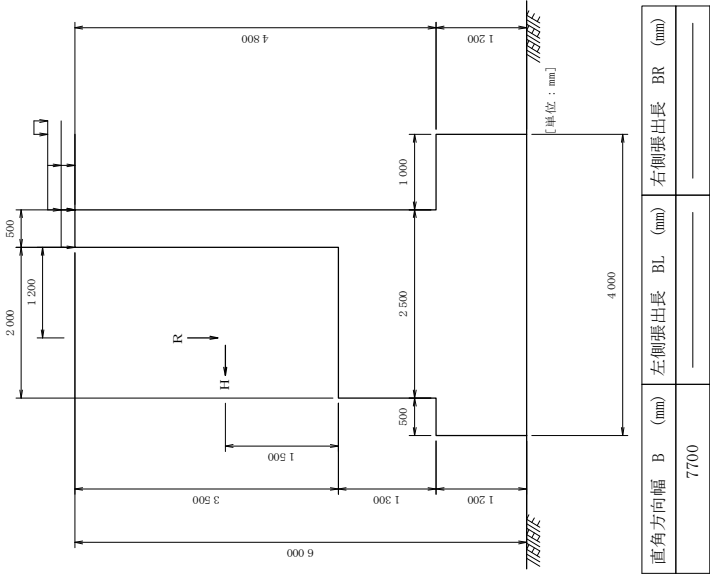
せん断力の照査

§ 8. A2橋台の設計

1. 設計条件

1.1 形状寸法

(1) 躯体形状



1.2 地盤条件

重要度 : B種

地域区分: B2

地盤種別: I種

1.3 使用材料

【コンクリート】 胸壁設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)
堅壁設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)
底板設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)

【使用鉄筋材料】

部 材	主鉄筋	せん断補強鉄筋
胸 壁	SD345	SD345
堅 壁	SD345	SD345
底 板	SD345	SD345

【せん断抵抗角】 せん断抵抗角 $\phi = 25.00$
残留強度 $\phi_{res} = 25.00$
ピーク強度 $\phi_{peak} = 30.00$

杭番号 1		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _r (kN) 判定	23068.85 42403.81 OK	
S _{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _r (kN) 判定	28578.02 42825.08 OK	

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 28578.02 (kN) せん断耐力P_r 42825.08 (kN) 判定OK

以上より、深礎基礎の安全性の判定を満足する。

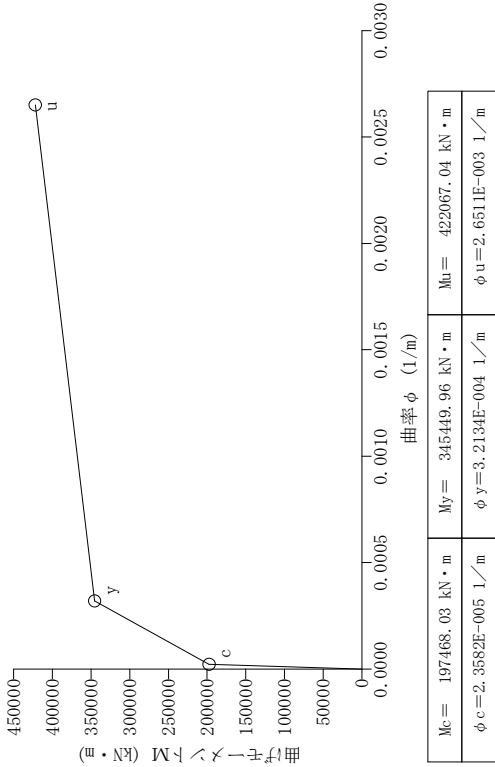
杭底面の押込み支持力 (PN = q_a × A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	9.000	63.617	63.617	477129.38

3.2 杭体のM-φ曲線

3.2.1 ケース1

杭番号-1 区間長 L1=20.000 m 作用軸力 N=48044.05 kN



【単位体積重量】

軀 体	鉄筋コンクリート	(kN/m ³)	
		24.500	
		9.800	
		飽和重量	
前 面		19.000	19.800
背 面		18.000	18.800

1. 4 作用荷重

(1) 設計震度

1) レベル1地震時

対 象	橋軸方向
軀 体	0.14
土 砂	0.14

(2) 地震動の方向

荷 重 状 態	地震動の方向
常時1(浮力無し)	——
常時2(浮力無し)	——
地震時(浮力無し)	背面から前面

(3) 上部工反力

1) 上部工反力作用位置

	上部工反力位置
橋軸方向XR(m)	1.200
橋軸方向YR(m)	1.500

橋軸方向XR : 胸壁前面位置からの距離 (m)

橋軸方向YR : 橋座面位置からの距離 (m)

2) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
常時1(浮力無し)	4200.000	0.000	4200.000	1300.000	0.000
常時2(浮力無し)	4200.000	0.000	4200.000	1300.000	0.000
地震時(浮力無し)	4200.000	0.000	4200.000	—	600.000

Rd : 上部工死荷重反力

Rex : 上部工死荷重反力、活荷重反力以外の鉛直反力

RD : 上部工鉛直反力

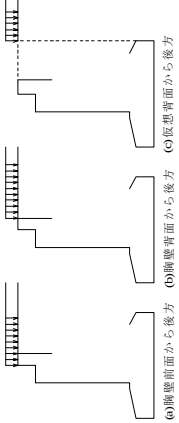
RL : 上部工活荷重反力

RH : 上部工水平反力

(4) 地表面荷重

1) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	地表面荷重 (kN/m ²)		活荷重位置	
	死荷重 Qd	活荷重 Ql	a	b c
常時1(浮力無し)	0.000	0.000		
常時2(浮力無し)	0.000	10.000	○	○
地震時(浮力無し)	0.000	—		



(5) 土砂の扱い

荷 重 状 態	前面土砂		前趾設計時 前趾上土砂
	鉛直	水平	
常時1(浮力無し)	無視	—	無視
常時2(浮力無し)	無視	—	無視
地震時(浮力無し)	無視	無視	無視

(6) 水位の考慮

- ・水位位置は、フーチング底面からの高さとする

荷 重 状 態	背面水位 Hf (m)	前面水位 Hf (m)	水位の影響	
			浮 力	水 圧
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視

1. 5 土圧

- ・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)と仮想背面の扱い

荷 重 状 態	安定計算時	堅壁設計時	算 出 式
	土-土	土-コンクリート	
常 時	25.000	8.333	クーロン式
地震時	12.500	0.000	修正物部・岡部

- ・水位以下の土圧算出における水位

常時土圧 : 考慮する

レベル1地震時: 考慮する

- ・土圧を考慮しない下面からの高さ

安定計算時 0.000(m)

堅壁設計時 0.000(m)

- ・土圧算出時における土圧の作用幅 (m)

適用	扱い	作用幅	
		堅壁区間	底板区間
安定計算	底板幅	7.700	7.700
堅壁設計	堅壁幅	7.700	—
底板設計	底板幅	7.700	7.700

堅壁区間の重心補正： 0.000(m)
底板区間の重心補正： 0.000(m)
・土圧係数及び土圧強度(kN/㎡) (範囲はフーチング底面からの距離)

荷重 状態	範囲(m)	安定計算時		堅壁設計時	
		始まり	終わり	土圧係数	算出式
常時	0.000	6.000	6.000	0.355	0.377
地震時	0.000	6.000	0.475	0.32+1.11・Kh	0.33+1.14・Kh

(1) 常時土圧係数(クローン式)

1) 安定計算時(土-土)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}}^2 \right\} \frac{\cos^2(25.000 - 0.000)}{\cos^2(0.000 + 25.000) \sin(25.000 - (0.000))} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.000 + 25.000) \sin(25.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 25.000) \cos(0.000 - (0.000))}}^2 \right\} = 0.355$$

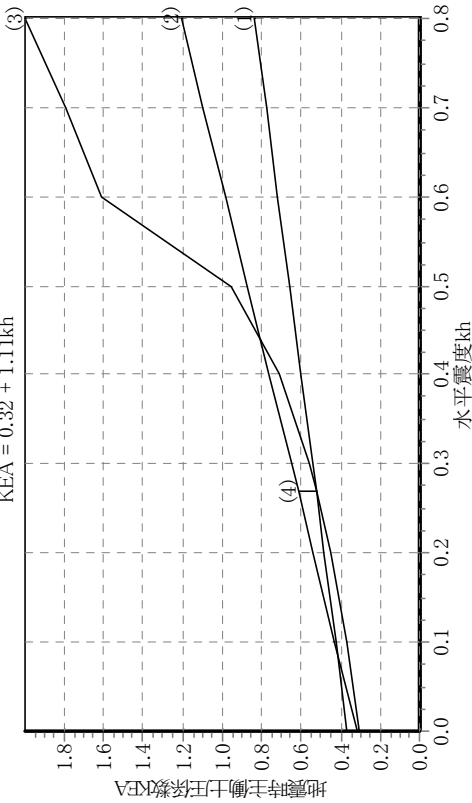
2) 堅壁設計時(土-コンクリート)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}}^2 \right\} \frac{\cos^2(25.000 - 0.000)}{\cos^2(0.000 + 8.333) \sin(25.000 - (0.000))} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.000 + 8.333) \sin(25.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 8.333) \cos(0.000 - (0.000))}}^2 \right\} = 0.377$$

(2) 地震時土圧係数(修正物部・岡部式)

1) 安定計算時(土-土)

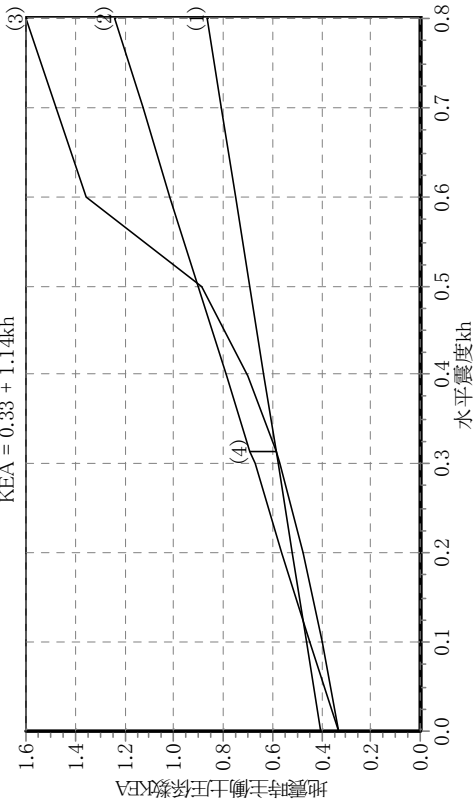
地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係
KEA = 0.32 + 1.11kh



(1) 修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
(2) 修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
(3) 物部・岡部の地震時主働土圧係数
(4) 一次主働破壊面 $\theta s = 56.9^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta s = 41.0^\circ$

2) 堅壁設計時(土-コンクリート)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係
KEA = 0.33 + 1.14kh



(1) 修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
(2) 修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
(3) 物部・岡部の地震時主働土圧係数
(4) 一次主働破壊面 $\theta s = 60.0^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta s = 41.3^\circ$

※グラフ(1)は、任意の震度に対する一次主働破壊面 $\theta s1$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出
グラフ(2)は、任意の震度に対する二次主働破壊面 $\theta s2$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出

1.6 水圧

- 背面水圧における水圧の作用方向は、水平方向

1.7 基礎の条件

1.7.1 許容せん断抵抗算出用データ

基礎底面と地盤との付着力 c_0 (kN/m ²)	0.00
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_0$	0.600

1.7.2 フーチング厚さ照査用データ

(1) 地盤データ

基礎底面の変形係数 αE_s (kN/m ³)	常 時	地震時
	196000.000	392000.000

(2) 底版データ

フーチングのヤング係数 $\times 10^4$ (N/mm ²)	2.500
フーチング厚さ上限値(輪軸幅・壁壁厚)/n	5.00

1.8 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.8.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	割増係数	許容偏心量 e_0 / B (m)	滑動安全率	鉛直支持力算出時の安全率	最 大 地盤反力度 (kN/m ²)
常時1(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
常時2(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
地震時(浮力無し)	1.50	1/3	1.2	2.0	900.000

ここに、

B : 基礎幅 (m)

e_0 : 荷重の偏心量 (m), ただし、 $e_0=M_0/V$

M_0 : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

1.8.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 胸壁 (一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の引張応力度 σ_{ss}	せん断応力度 τ_{cs}	斜引張鉄筋引張応力度 σ_{sm}
常 時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

2) 堅壁 (一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の引張応力度 σ_{ss}	せん断応力度 τ_{cs}	コンクリートの軸圧縮応力度 σ_{cha}	鉄筋の圧縮応力度 σ_{sta}
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	200.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	200.000
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	300.000

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増係数	斜引張鉄筋引張応力度 σ_{sm}
常時1(浮力無し)	1.00	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	180.000
地震時(浮力無し)	1.50	300.000

3) 底版 (一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の引張応力度 σ_{ss}	せん断応力度 τ_{cs}	斜引張鉄筋引張応力度 σ_{sm}
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

ここに、

τ_{cs} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

τ_{cs} : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2. 結果一覧

1. 安定計算 (輪軸方向)

(1) 転倒に対する照査

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		偏心量 e_0 (m)		判定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)	計算値	許容値	
常時1(浮力無し)	2927.769	8191.877	0.357 ≦	0.667	○
常時2(浮力無し)	3067.388	8242.866	0.372 ≦	0.667	○
地震時(浮力無し)	6816.769	6970.753	0.978 ≦	1.333	○

(2) 滑動に対する照査

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		滑動安全率		判定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)	計算値	安全率	
常時1(浮力無し)	2927.769	8191.877	381.351	12.889 ≧	1.500
常時2(浮力無し)	3067.388	8242.866	490.698	10.079 ≧	1.500
地震時(浮力無し)	6816.769	6970.753	2109.881	1.982 ≧	1.200

(3) 地盤反力度の計算

荷 重 状 態	フーチング中心の作用力		反力作用幅 (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
	M (kN・m)	V ₀ (kN)		計算値 (qmin, qmax)	許容値	
常時1(浮力無し)	2927.769	8191.877	4.000	123.384 408.556 ≦	600.000	○
常時2(浮力無し)	3067.388	8242.866	4.000	118.240 417.011 ≦	600.000	○
地震時(浮力無し)	6816.769	6970.753	3.066	0.000 590.485 ≦	900.000	○

(4)フーチング厚さの照査

荷重状態	$\beta \cdot \lambda$		フーチング厚さ h (m)	胴体とする厚さ h_o (m)	判定
	計算値	許容値			
常時	$0.267 \leq$	1.0	1.200	≥ 0.300	○
地震時	$0.318 \leq$	1.0	1.200	≥ 0.300	○

2. 断面計算

(1) 最小鉄筋量の照査

部材	荷重状態	引張側鉄筋	使用鉄筋量 (cm ²)	最小鉄筋量 (cm ²)	判定
胸壁背面側 堅壁基部	常時	背面	162.160	> 6.744	○
	常時1(浮力無し)	背面	11.460	> 8.265	○
	常時2(浮力無し)	背面	11.460	> 8.265	○
	地震時(浮力無し)	背面	11.460	> 5.000	○
前趾付け根	常時1(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時2(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	地震時(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
	常時1(浮力無し)	下側	7.944	> 5.000	○
後趾付け根	常時1(浮力無し)	上側	7.944	> 5.000	○
	常時2(浮力無し)	上側	7.944	> 5.000	○
	地震時(浮力無し)	上側	7.944	> 5.000	○
	地震時(浮力無し)	上側	7.944	> 5.000	○

(2) 曲げ応力度

部材	荷重状態	M (kN・m)	N (kN)	圧縮応力度(N/mm ²)		判定
				計算値	許容値	
胸壁背面側 堅壁基部	常時	247.832		7.745	≤ 8.000	○
	常時1(浮力無し)	29.883	836.786	0.367	≤ 8.000	○
	常時2(浮力無し)	49.828	836.786	0.386	≤ 8.000	○
	地震時(浮力無し)	406.173	667.955	0.690	≤ 12.000	○
前趾付け根	常時1(浮力無し)	45.909		0.625	≤ 8.000	○
	常時2(浮力無し)	46.895		0.639	≤ 8.000	○
	地震時(浮力無し)	66.124		0.901	≤ 12.000	○
	常時1(浮力無し)	-0.278		0.004	≤ 8.000	○
後趾付け根	常時2(浮力無し)	7.549		0.103	≤ 8.000	○
	地震時(浮力無し)	80.116		1.091	≤ 12.000	○

(3)せん断応力度

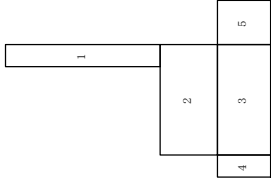
部 材	荷 重 状 態	せん断力 (kN)	せん断応力度 (N/mm ²)		判 定	
			計算値	許容値		
胸壁背面側 堅壁基部	常 時	121.035	0.346 ≦	0.473	1.700	○
	常時1(浮力無し)	29.985	0.013 ≦	0.110	1.700	○
	常時2(浮力無し)	42.165	0.018 ≦	0.110	1.700	○
後趾照査 1	地震時(浮力無し)	196.596	0.084 ≦	0.167	2.550	○
	常時1(浮力無し)	6.043	0.006 ≦	0.952	1.700	○
	常時2(浮力無し)	13.042	0.012 ≦	0.251	1.700	○
	地震時(浮力無し)	67.656	0.064 ≦	0.560	2.550	○

3. 安定計算

3.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

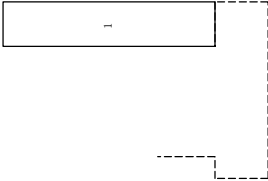
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.500 × 3.500 × 7.700	13.475	2.750	4.250	37.056	57.269	躯体
2	2.500 × 1.300 × 7.700	25.025	1.750	1.850	43.794	46.296	躯体
3	2.500 × 1.200 × 7.700	23.100	1.750	0.600	40.425	13.860	躯体
4	0.800 × 1.200 × 7.700	4.620	0.250	0.600	1.155	2.772	躯体
5	1.000 × 1.200 × 7.700	9.240	3.500	0.600	32.340	5.544	躯体
Σ		75.460	—	—	154.770	125.741	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 154.770 / 75.460 = 2.051$ (m)

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 125.741 / 75.460 = 1.666$ (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅×高さ×奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1.000×4.800×7.700	36.960	3.500	3.600	129.360	133.056	
Σ		36.960	――	――	129.360	133.056	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 129.360 / 36.960 = 3.500 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 133.056 / 36.960 = 3.600 \text{ (m)}$

3. 2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 75.460 = 1848.770 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 2.051 \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot kh = 1848.770 \times 0.140 = 258.828 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 1.666 \text{ (m)}$

(2) 土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = Wu + W1 \text{ (kN)}$

$Wu = Vu \text{ (水より上の体積)} \cdot \gamma \text{ (土の湿潤重量)} \text{ (kN)}$

$W1 = V1 \text{ (水より下の体積)} \cdot \gamma \text{ sat (土の飽和重量)} \text{ (kN)}$

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot Kh \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = (Wu \cdot Yu + W1 \cdot Y1) / W \text{ (m)}$

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)、地震時 (浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m ³)	重心位置 (m)	体積 V1 (m ³)	重心位置 (m)
土砂 (背面)	36.960	X	Y	X1 Y1
		3.500	3.600	0.000 0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 Vu (m ³)	重心位置 (m)
土砂 (背面)	36.960	Xu Yu
	3.500	3.600

水位より上の体積

$Vu = V - V1$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$

$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $Wu = Vu \times \gamma \text{ (kN)}$	水位より下の重量 $W1 = V1 \times \gamma \text{ sat (kN)}$
土砂 (背面)	$36.960 \times 18.000 = 665.280$	$0.000 \times 18.800 = 0.000$

位置	鉛直力 W $Wu + W1 \text{ (kN)}$	作用位置 $X \text{ (m)}$	水平力 H $W \cdot Kh \text{ (kN)}$	作用位置 $Y \text{ (m)}$
土砂 (背面)	$665.280 + 0.000 = 665.280$	3.500	$665.280 \times 0.14 = 93.139$	3.600

3. 3 上部工反力、載荷荷重

(1) 上部工反力

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 5500.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.300 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 5500.000 \cdot 1.300 = 7150.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 4200.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.300 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 4200.000 \cdot 1.300 = 5460.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

水平力 $RH = 600.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 4.000 \text{ (m)}$

モーメント $My = RH \cdot Y = 600.000 \cdot 4.000 = 2400.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

(2) 載荷荷重

鉛直力

$N = q \cdot L \cdot B$

作用位置

$X = Ls + \frac{L}{2.0}$

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

qd : 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)

$q1$: 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)

B : 地表面載荷荷重直角方向幅、 $B = 7.700 \text{ (m)}$

Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
$q1(a)$	10.000	2.500	1.500	115.500	3.250
$q1(b)$	10.000	3.000	1.000	77.000	3.500
$q1(c)$	――	――	――	――	――

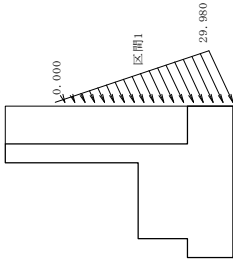
3. 4 土圧・水圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	γw (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	hcr (m)	0.000
土の粘着力 (常時)	C (kN/m ²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

・土圧力
鉛直力
 $P_v = \Sigma P_{ev} = 177.827 \text{ (kN)}$
水平力
 $P_h = \Sigma P_{eh} = 381.351 \text{ (kN)}$
[2] 常時2(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

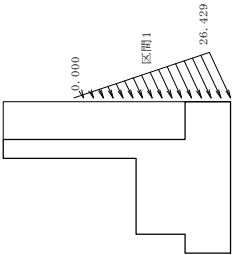
地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項目	区間1
算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
壁面摩擦角 (度)	δ
単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ_t γ_{sat}
土圧の作用原点(X座標) (m)	X_p
土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)
土圧強度	[1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)
土圧力	$P_{el} = (1/2) \cdot ([1] + [2]) \cdot h1 \cdot Bc$ $P_{e2} = (1/2) \cdot ([3] + [4]) \cdot h2 \cdot Bc$
作用位置	$Y1 = (2 \cdot [1] + [2]) \cdot h1 / 3 \cdot ([1] + [2]) + h2 + HL + hr$ $Y2 = (2 \cdot [3] + [4]) \cdot h2 / 3 \cdot ([3] + [4]) + HL + hr$ $Y = (P_{el} \cdot Y1 + P_{e2} \cdot Y2) / P_e$ $X = X_p - Y \tan \theta$

・作用位置

(2) 土圧力
[1] 常時1(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項目	区間1
算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
壁面摩擦角 (度)	δ
単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ_t γ_{sat}
土圧の作用原点(X座標) (m)	X_p
土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)
土圧強度	[1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)
土圧力	$P_{el} = (1/2) \cdot ([1] + [2]) \cdot h1 \cdot Bc$ $P_{e2} = (1/2) \cdot ([3] + [4]) \cdot h2 \cdot Bc$
作用位置	$Y1 = (2 \cdot [1] + [2]) \cdot h1 / 3 \cdot ([1] + [2]) + h2 + HL + hr$ $Y2 = (2 \cdot [3] + [4]) \cdot h2 / 3 \cdot ([3] + [4]) + HL + hr$ $Y = (P_{el} \cdot Y1 + P_{e2} \cdot Y2) / P_e$ $X = X_p - Y \tan \theta$

・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (P_{ev} \cdot X)}{\Sigma P_{ev}} = 4.000 \text{ (m)}$$
$$Y = \frac{\Sigma (P_{eh} \cdot Y)}{\Sigma P_{eh}} = 1.378 \text{ (m)}$$

$$X = \frac{\sum (P_{ev} \cdot X)}{\sum P_{ev}} = 4.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum (P_{eh} \cdot Y)}{\sum P_{eh}} = 1.564 \text{ (m)}$$

・土圧力

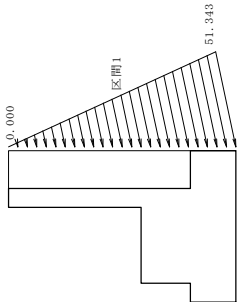
鉛直力

$$P_v = \sum P_{ev} = 228.816 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \sum P_{eh} = 490.698 \text{ (kN)}$$

[3]地震時(浮力無し)



1) 土圧算出データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項目		区間1
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(飽和) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	土圧係数	Ku1 Ku2
	土圧強度	[1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)
	土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(δ+θ) (土圧の鉛直成分)
作用位置		Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2])+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4])+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan θ

・作用位置

$$X = \frac{\sum (P_{ev} \cdot X)}{\sum P_{ev}} = 4.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum (P_{eh} \cdot Y)}{\sum P_{eh}} = 2.000 \text{ (m)}$$

・土圧力

鉛直力

$$P_v = \sum P_{ev} = 256.703 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \sum P_{eh} = 1157.914 \text{ (kN)}$$

3. 5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	0.000	2.051	0.000	3791.865	0.000
背面土砂	665.280	0.000	3.500	0.000	2328.480	0.000
上部工反力	5500.000	0.000	1.300	4.000	7150.000	0.000
土 圧 力	177.827	381.351	4.000	1.378	711.307	525.667
合 計	8191.877	381.351	――	――	13981.652	525.667

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	0.000	2.051	0.000	3791.865	0.000
背面土砂	665.280	0.000	3.500	0.000	2328.480	0.000
上部工反力	5500.000	0.000	1.300	4.000	7150.000	0.000
載荷荷重L	115.500	0.000	3.250	6.000	375.375	0.000
土 圧 力	228.816	490.698	4.000	1.564	915.265	767.266
合 計	8358.366	490.698	――	――	14560.985	767.266

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	0.000	2.051	0.000	3791.865	0.000
背面土砂	665.280	0.000	3.500	0.000	2328.480	0.000
上部工反力	5500.000	0.000	1.300	4.000	7150.000	0.000
載荷荷重L	77.000	0.000	3.500	6.000	269.500	0.000
土 圧 力	228.816	490.698	4.000	1.564	915.265	767.266
合 計	8319.866	490.698	――	――	14455.110	767.266

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	0.000	2.051	0.000	3791.865	0.000
背面土砂	665.280	0.000	3.500	0.000	2328.480	0.000
上部工反力	5500.000	0.000	1.300	4.000	7150.000	0.000
土 圧 力	228.816	490.698	4.000	1.564	915.265	767.266
合 計	8242.866	490.698	――	――	14185.610	767.266

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _i = V _i ・X _i	M _i = H _i ・Y _i
躯体自重	1848.770	258.828	2.051	1.666	3791.865	431.292
背面土砂	665.280	93.139	3.500	3.600	2328.480	335.301
上部工反力	4200.000	600.000	1.300	4.000	5460.000	2400.000
土 圧 力	256.703	1157.914	4.000	2.000	1026.814	2315.829
合 計	6970.753	2109.881	――	――	12607.159	5482.421

荷重状態 (水 位)	V _e (kN)	H _e (kN)	M _e (kN・m)
常時1 (浮力無し)	8191.877	381.351	-13455.985
常時2 (浮力無し) a	8358.366	490.698	-13793.720
常時2 (浮力無し) b	8319.866	490.698	-13687.845
常時2 (浮力無し) c	8242.866	490.698	-13418.345
地震時 (浮力無し)	6970.753	2109.881	-7124.738

(2) フーチング下面中心での作用力の集計

鉛 直 力 : V_h = V_o (kN)

水 平 力 : H_h = H_o (kN)

回 転 モ ー メ ン ト : M_h = V_o・B_j/2.0+M_o (kN・m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : B_j = 4.000 (m)

荷重状態 (水 位)	V _e (kN)	H _e (kN)	M _e (kN・m)
常時1 (浮力無し)	8191.877	381.351	2927.769
常時2 (浮力無し) a	8358.366	490.698	2923.013
常時2 (浮力無し) b	8319.866	490.698	2951.888
常時2 (浮力無し) c	8242.866	490.698	3067.388
地震時 (浮力無し)	6970.753	2109.881	6816.769

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

3. 6 安定照査

3. 6. 1 転倒に対する安定

$$e_n = \frac{M_h}{V_h}$$

ここに、

e_n: 荷重の偏心量(m)

M_h: 基礎底面に作用するモーメント(kN・m)

V_h: 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$$e_n = B/n$$

ここに、

e_n: 荷重の許容偏心量(m)

B: 基礎幅(m), B = 4.000

n: 安全率

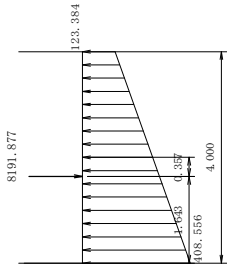
2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合 (三角形分布)

$$q_{max} = 2 \frac{V_b}{L \cdot x}$$

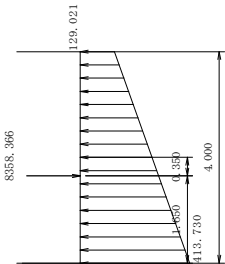
ここに、

- V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
- M_b : 基礎底面中心に作用するモーメント (kN・m)
- e_b : 荷重の偏心量 (m)
- x : 底面反力の作用幅 (m), $x = 3(B/2 - e_b)$
 x がBより小さいときには、三角形分布となり、
 x がBより大きい時には、台形分布となる。
- q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/㎡)
- q_{min} : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/㎡)
- B : 基礎幅 (m), $B = 4.000$
- L : 基礎の奥行き (m), $L = 7.700$

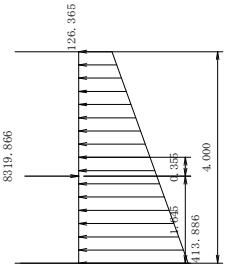
[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し) a



[3] 常時2 (浮力無し) b



荷重状態 (水 位)	偏心量 (m)	
	$e_b = M_b/V_b$	許容値 e_a
常時1 (浮力無し)	$0.357 \leq$	0.667
常時2 (浮力無し) a	$0.350 \leq$	0.667
常時2 (浮力無し) b	$0.355 \leq$	0.667
常時2 (浮力無し) c	$0.372 \leq$	0.667
地震時 (浮力無し)	$0.978 \leq$	1.333

3. 6. 2 滑動に対する安定

$$H_b = c_d A_s + V_b \tan \phi_s$$

ここに、

- H_b : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)
- c_d : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/㎡), $c_d = 0.000$
- $\tan \phi_s$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, $\tan \phi_s = 0.600$
- A_s : 有効載荷面積 (㎡), $A_s = L \cdot B$
- V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN) ただし、浮力を差し引いた値とする。
- L : 基礎の奥行き (m), $L = 7.700$
- B : 基礎の有効載荷幅 (m), $B = B - 2e_b$
- B : 基礎幅 (m), $B = 4.000$
- e_b : 荷重の偏心量 (m)

荷重状態 (水 位)	偏心量 e_b (m)	有効載荷幅 B (m)	有効載荷面積 A_s (㎡)	鉛直荷重 V_b (kN)
常時1 (浮力無し)	0.357	3.285	25.296	8191.877
常時2 (浮力無し) a	0.350	3.301	25.414	8358.366
常時2 (浮力無し) b	0.355	3.290	25.336	8319.866
常時2 (浮力無し) c	0.372	3.256	25.069	8242.866
地震時 (浮力無し)	0.978	2.044	15.740	6970.753

$$f_s = H_b/H_s$$

ここに、

- f_s : 滑動に対する安全率
- H_s : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

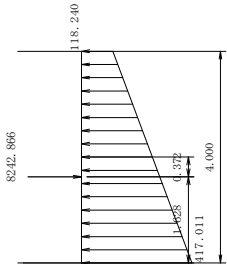
荷重状態 (水 位)	せん断抵抗力 H_b (kN)	作用水平力 H_s (kN)	安全率 f_s	必要安全率 $f_{s, req}$
常時1 (浮力無し)	4915.126	381.351	$12.889 \geq$	1.500
常時2 (浮力無し) a	5015.020	490.698	$10.220 \geq$	1.500
常時2 (浮力無し) b	4991.920	490.698	$10.173 \geq$	1.500
常時2 (浮力無し) c	4945.720	490.698	$10.079 \geq$	1.500
地震時 (浮力無し)	4182.452	2109.881	$1.982 \geq$	1.200

3. 6. 3 地盤反力度の計算

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布)

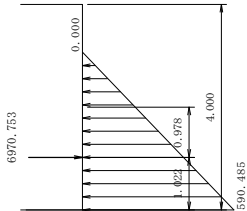
$$q_{min}, q_{max} = \frac{V_b \pm \frac{6M_b}{LB}}{LB}$$

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力の 作用幅 (m) x 及び B	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m)	
		q _{min}	q _{max} 最大値
4.000	台 形	118.240	417.011 ≦ 600.000

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力の 作用幅 (m) x 及び B	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/m)	
		q _{min}	q _{max} 最大値
3.066	三角形	0.000	590.485 ≦ 900.000

3.6.4 フーチング厚さの照査

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定

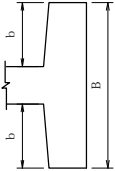
$$\beta \cdot \lambda \geq 1.0$$

ここに、

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot k_v}{E \cdot h^3}} \quad (\text{m}^{-3})$$

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_v = k_w \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$



k_w : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_w = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha E_o$$

B_v : 基礎に換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{L \cdot B} = 5.550$$

αE_o : 設計の対象とする位置の変形係数 (kN/m²)

A_v : 鉛直方向の換算載荷幅 (m²)

B : フーチングの幅 (m), $B = 4.000$

L : フーチングの奥行き (m), $L = 7.700$

E : フーチングのヤング係数 (kN/m²), $E = 2.50 \times 10^7$

h : フーチングの厚さ (m), $h = 1.200$

λ : フーチングの換算突出長 (m), $\lambda = 1.000$

$$\lambda = b/b_0 \text{ は上図の長い方}$$

ただし、 $b \geq B/2$ ならば $b = B/2$

荷重状態	変形係数 αE_o (kN/m ²)	鉛直方向地盤反力係数		β (m ⁻³)	$\beta \cdot \lambda$
		k_w (kN/m ³)	k_v (kN/m ³)		
常 時	196000.000	653333.333	73243.525	0.267056	0.267
地震時	392000.000	1306666.667	146487.051	0.317584	0.318

(2) フーチング厚さの上限値 (掃軸方向幅-堅壁の厚さ)/n による判定

$$FH_h \geq FH_b$$

ここに、

FH_h : フーチングの厚さ (m), $FH_h = 1.200$

FH_b : 剛体であると判定する厚さ (m), $FH_b = 1.500/5.000 = 0.300$

(3) 照査結果

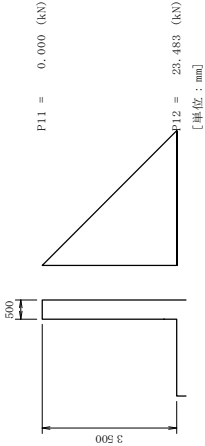
(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定	(2) フーチング厚さの 上限値による判定	判 定
常 時: 0.267 ≦ 1.0 地震時: 0.318 ≦ 1.0 フーチングは 剛体と見なせる	(2) フーチング厚さの 上限値による判定 1.200 ≧ 0.300 フーチングは 剛体と見なせる	(1) または (2) を満足しているので フーチングは剛体として設計してよい

4. 胸壁の設計

4. 1 踏掛版を設置しない場合の設計

- ・背面に対して常時で設計する。

4. 1. 1 断面力の集計



(1) T荷重による断面力

$$M_u = \frac{K_s \cdot T}{1.375} \cdot \left[-h + (h+a) \log \left(\frac{a+h}{a} \right) \right] = 199.888 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$S_u = \frac{K_s \cdot T}{1.375} \cdot \log \left(\frac{a+h}{a} \right) = 79.941 \quad (\text{kN})$$

ここに、

M_u : T荷重による曲げモーメント (kN・m)

S_u : T荷重によるせん断力 (kN)

K_s : 常時土圧係数(鉛直部), $K_s = 0.377$

T : T荷重の片側荷重 (kN), $T = 100.000$

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

a : 接地長 (m), $a = 0.200$

(2) 土圧による断面力

$$E_h = \frac{1}{2} (P11+P12) \cdot h = 41.095 \quad (\text{kN})$$

$$P11 = q \cdot K_s \cdot \cos \delta = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P12 = (q + \gamma \cdot h) \cdot K_s \cdot \cos \delta = 23.483 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$M_u = E_h \cdot Y_e = 47.944 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$Y_e = \frac{2 \cdot P11 + P12}{3 \cdot (P11 + P12)} \cdot h = 1.167 \quad (\text{m})$$

ここに、

E_h : 土圧力 (kN)

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

K_s : 常時土圧係数(鉛直部), $K_s = 0.377$

P11, P12: 土圧強度 (kN/m²)

M_u : 土圧による曲げモーメント (kN・m)

Y_e : 土圧力の作用位置 (m)

q : 載荷荷重 (kN/m²), $q = 0.000$

γ : 土の単位重量 (kN/m³), $\gamma = 18.000$

δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角(度), $\delta = 8.333$

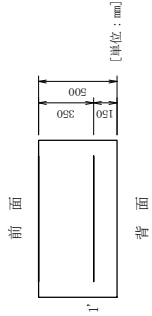
(3) 断面力の集計

$$\text{曲げモーメント} \quad M = M_u + M_s = 199.888 + 47.944 = 247.832 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{せん断力} \quad S = S_u + E_h = 79.941 + 41.095 = 121.035 \quad (\text{kN})$$

4. 1. 2 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)
1	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	—
1'	15.0	D51	20.270	8.00	162.160
2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_u : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_u = b \cdot h^2 / 6 = 41666.7 \times 10^3$

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.0$

N : 軸方向力 (N), $N = 0.0$

A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), $A_s = b \cdot h = 500000$

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), $h = 500.000$

設計位置	荷重状態	使用 鉄筋量 (cm)	M ×1.7 (kN・m)	M _u (kN・m)	最小 鉄筋量 (cm)
背面側	常時	162.160	421.314	79.737	6.744

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は5.0と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

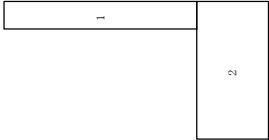
$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_{cs} = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$
$$\sigma_{cs} = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

- ここに、
5. 堅壁の設計
5. 1 堅壁基部の設計
5. 1. 1 水位を考慮しないブロックデータ
- (1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.500×3.500×7.700	13.475	2.250	3.050	30.319	41.099	
2	2.500×1.300×7.700	25.025	1.250	0.650	31.281	16.266	
Σ		38.500	—	—	61.600	57.365	

重心 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 61.600 / 38.500 = 1.600 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 57.365 / 38.500 = 1.490 \text{ (m)}$

5. 1. 2 躯体自重，上部工反力，その他荷重による鉛直力、水平力
- (1) 躯体自重(偏心モーメントを無視します)

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 38.500 = 943.250 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.600 \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot kh = 943.250 \times 0.140 = 132.055 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 1.490 \text{ (m)}$

- (2) 上部工反力
- [1] 常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)

鉛直力 $Rv = 5500.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.000 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 5500.000 \cdot 0.450 = 2475.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

(偏心モーメントは、無条件に無視します)

鉛直力の作用位置

$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \text{ (m)}$

ここに、

B : 堅壁厚さ

BR : 堅壁前面から胸壁前面までの距離

XR : 胸壁前面から作用位置までの距離

- ここに、
- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 500.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σc : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σs : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

設計位置	荷重状態	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm²)		引張応力度 (N/mm²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
背面側	常時	247.832	23.572	7.745	≤ 8.000	56.326	≤ 180.000

(4) せん断応力度の照査

$\tau_n = \frac{S_n}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$

ここに、

τ_n : 平均せん断応力度 (N/mm²)

S_n : 作用せん断力 (N)

d : 部材の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)

$\tau_{a1} = Ce \cdot Cpt \cdot \tau_{a1}$

ここに、

τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	せん断力 Ss (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm²)		補正係数	
				計算値 τ	許容値 τa1	Ce	Cpt
背面側	常時	121.035	35.000	0.346	≤ 0.473	1.700	1.371
							1.500

2) 土圧算出結果

	項 目	区間1
条 件	算出区間における高さ (上) (下)	HU(m) HL(m) 4.800 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 2.990 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ 0.000
	壁面摩擦角 (度)	δ 8.333
	単位体積重量 (飽和) γ _t γ _{sat}	(kN/m³) 18.000 18.800
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp 3.000
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2 0.37672 0.37672 0.37672 0.37672
	土圧強度 [1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)	(上) (下) (上) (下) 0.000 20.273 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)	233.351 0.000 233.351 230.887
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/([3]・([1]+[2]))+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/([3]・([3]+[4]))+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	0.997 0.000 0.997

・作用位置

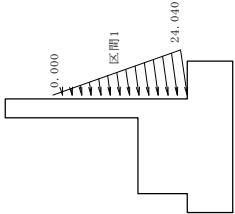
$$Y = \frac{\Sigma (\text{Peh} \cdot Y)}{\Sigma \text{Peh}} = 0.997 \text{ (m)}$$

・土圧力

水平力

$$\text{Ph} = \Sigma \text{Peh} = 230.887 \text{ (kN)}$$

[2] 常時2 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重	q (kN/m²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	4.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 Rv = 4200.000 (kN)
作用位置 X = 0.000 (m)
モーメント Mx = Rv・X = 4200.000・0.450 = 1890.000 (kN・m)
(偏心モーメントは、無条件に無視します)
水平力 RH = 600.000 (kN)
作用位置 Y = 2.800 (m)
モーメント My = RH・Y = 600.000・2.800 = 1680.000 (kN・m)
鉛直力の作用位置

$$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \text{ (m)}$$

ここに、

B： 堅壁厚さ

BR： 堅壁前面から胸壁前面までの距離

XR： 胸壁前面から作用位置までの距離

水平力の作用位置

$$Y = YZ + YR = 1.300 + 1.500 = 2.800 \text{ (m)}$$

ここに、

YZ： 堅壁前面高さ

YR： 脊座面から作用位置までの高さ

5. 1. 3 土圧・水圧

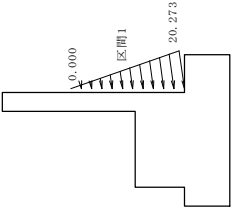
(1) 共通データ

水の単位体積重量	γ _w (kN/m³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力 (常時)	C (kN/m²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

(2) 土圧力

[1] 常時1 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重	q (kN/m²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	4.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(飽和) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	土圧係数	Ku1 Ku2
	土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)
	土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)
作用位置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2]) Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4]) Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	Y1 Y2 Y

・作用位置

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.600 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 781.731 (kN)$$

5. 1. 4 断面力の集計

[1] 常時1(浮力無し)

項 目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M ₀ +M _i (kN・m)
躯体自重	943.250	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	5500.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	230.887	0.000	0.997	230.095
合 計	6443.250	230.887	—	—	230.095
単位幅当り	836.786	29.985	—	—	29.883

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(飽和) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	土圧係数	Ku1 Ku2
	土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)
	土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)
作用位置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2]) Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4]) Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	Y1 Y2 Y

・作用位置

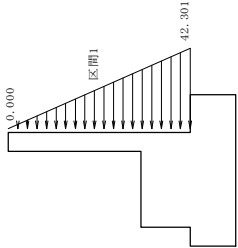
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.182 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 324.668 (kN)$$

[3]地震時(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重量	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	4.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

[2]常時2(浮力無し)

項 目	N _c (kN)	H _c (kN)	X _c (m)	Y _c (m)	M =M _c +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	943.250	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	5500.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	324.668	0.000	1.182	383.678
合 計	6443.250	324.668	――	――	383.678
単位幅当り	836.786	42.165	――	――	49.828

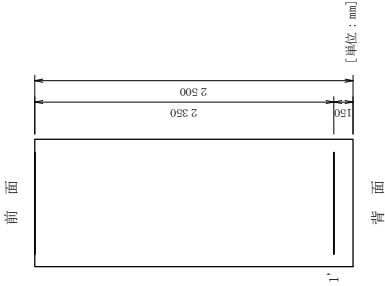
[3]地震時(浮力無し)

項 目	N _c (kN)	H _c (kN)	X _c (m)	Y _c (m)	M =M _c +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	943.250	132.055	0.000	1.490	196.762
上部工反力	4200.000	600.000	0.000	2.800	1680.000
土 圧 力	0.000	781.731	0.000	1.600	1250.769
合 計	5143.250	1513.786	――	――	3127.531
単位幅当り	667.955	196.596	――	――	406.173

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、曲げモーメントは反時計回りを正

5. 1. 5 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)
1 前面	――	――	――	――	――
2 前面	――	――	――	――	――
1' 背面	15.0	D19	2.865	4.00	11.460
2' 背面	――	――	――	――	――

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

M_c： ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c： コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_c = b・h²/6 = 1041670×10³

σ_{sk}： コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{sk} = 0.23 σ_{ck}^{2/3}

σ_{ck}： コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{ck} = 24.0

N： 軸方向力 (N)

A_c： コンクリート部材の断面積 (mm²), A_c = b・h = 2500000

b： 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

h： 部材断面高 (mm), h = 2500.000

$$A' = N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{cs})$$

ここに、

A'： 必要断面積 (mm²)

N： 軸方向力 (N)

σ_{sa}： 鉄筋の許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{cs}： コンクリートの許容軸圧縮応力度 (N/mm²)

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	N (kN)	必要断面積 A (cm ²)	鉄筋量 0.008A' (cm ²)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	11.460	50.800	2342.075	836.786	1033.069	8.265	8.265
常時2 (浮力無し)	11.460	84.708	2342.075	836.786	1033.069	8.265	8.265
地震時 (浮力無し)	11.460	690.494	2271.728	667.955	549.757	4.398	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより

大きい場合 終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量、

5.0 (単鉄筋時)・10.0 (複鉄筋時), 0.008A'

小さい場合 5.0 (単鉄筋時)・10.0 (複鉄筋時), 0.008A' の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^3 - 3 \cdot \left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot x^2 - \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} \cdot x + \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot d' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot d \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot n \cdot A_s \cdot d - x + n \cdot A_s' \cdot \frac{x - d'}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
h : 部材断面の高さ (mm), h = 2500.000
b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
d : 部材の有効高 (mm)
d' : 鉄筋のかぶり (mm)
As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
σ c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
σ s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
N : 軸方向力 (N)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	29.883	836.786	1341.499	0.367 ≦ 8.000	-4.538 ≦ 200.000
常時2 (浮力無し)	49.828	836.786	909.361	0.386 ≦ 8.000	-4.291 ≦ 200.000
地震時 (浮力無し)	406.173	667.955	194.463	0.690 ≦ 12.000	2.156 ≦ 300.000

引張応力度がマイナスの場合は、全断面圧縮となりますので鉄筋の圧縮応力度との比較となります。

(4)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ m : 平均せん断応力度 (N/mm²)
S h : 作用せん断力 (N)
d : 部材の有効高 (mm)
b : 部材断面幅 (mm)
τ a1: 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)
τ a1≡ Ce・Cpt・CN・τ a1'
CN = 1+ $\frac{M_u}{M}$ (1 ≦ CN ≦ 2)

ここに、

- τ a1' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)
Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

CN : 軸方向圧縮力による補正係数

M u : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる

曲げモーメント (N・mm)

$$M_u = \frac{N}{A_s} \cdot \frac{I_{ex}}{y}$$

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)

A s : 部材断面積 (mm²)

I ex : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm⁴)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)

荷重状態(水 位)	せん断力 S _v (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ a1	Ce	Cpt CN
常時1 (浮力無し)	29.985	235.000	0.013 ≦ 0.110	1.700	0.797	0.598 1.000
常時2 (浮力無し)	42.165	235.000	0.018 ≦ 0.110	1.700	0.797	0.598 1.000
地震時 (浮力無し)	196.596	235.000	0.084 ≦ 0.167	2.550	0.797	0.598 1.000

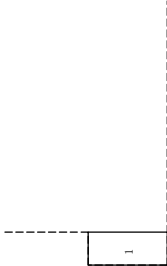
6. 前趾の設計

6. 1 付け根位置の設計

6. 1. 1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2)自重・重心

区分	計算式 幅×高さ×奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	0.500×1.200×7.700	4.620	0.250	1.155	
Σ		4.620	—	1.155	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.155 / 4.620 = 0.250 \text{ (m)}$

6.1.2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 4.620 = 113.190 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.250 \text{ (m)}$

6.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q1+q2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1+q2}{3 \cdot (q1+q2)} \cdot L$$

ここに、

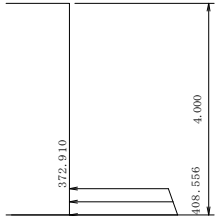
q1：前趾前面位置の地盤反力度

q2：前趾設計位置の地盤反力度

L：前趾設計張出長 $L = 0.500 \text{ (m)}$

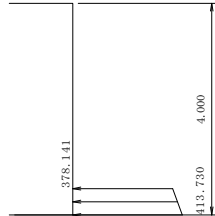
B：前趾直角方向幅 $B = 7.700 \text{ (m)}$

[1] 常時1 (浮力無し)



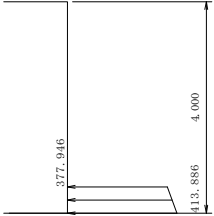
地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
408.556	372.910	-1504.322	0.254

[2] 常時2 (浮力無し) a



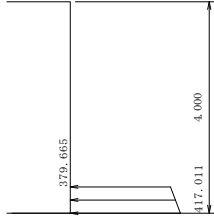
地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
413.730	378.141	-1524.353	0.254

[3] 常時2 (浮力無し) b



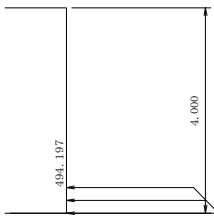
地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
413.886	377.946	-1524.277	0.254

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
417.011	379.665	-1533.602	0.254

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
590.485	494.197	-2088.013	0.257

6.1.4 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項目	N (kN)	Xi (m)	M = N・Xi (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1504.322	0.254	381.799
合計	1391.132	—	353.501
単位幅当り	180.666	—	45.909

1)主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm)
1 上面	—	—	—	—
2 —	—	—	—	—
1' 下面	15.0	D16 1.986	4.00	7.944
2' —	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

$$M_e = Z_e \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

- M_e : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)
 Z_e : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_e = b \cdot h^2/6 = 240000 \times 10^3$
 σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ak}^{2/3}$
 σ_{ak} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{ak} = 24.0$
 N : 軸方向力 (N), $N = 0.0$
 A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), $A_s = b \cdot h = 120000.000$
 b : 部材断面幅 (mm)
 h : 部材断面高 (mm), $h = 1200.000$

荷重状態(水 位)	使用鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M _e (kN・m)	最小鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	7.944	78.046 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) a	7.944	79.149 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) b	7.944	79.158 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) c	7.944	79.722 ≦	459.283	5.000
地震時 (浮力無し)	7.944	112.410 ≦	459.283	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_{s'} \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_{s'} \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

[2]常時2 (浮力無し) a

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1524.353	0.254	386.797
合 計	1411.163	—	358.500
単位幅当り	183.268	—	46.558

[3]常時2 (浮力無し) b

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1524.277	0.254	386.835
合 計	1411.087	—	358.537
単位幅当り	183.258	—	46.563

[4]常時2 (浮力無し) c

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1533.602	0.254	389.391
合 計	1420.412	—	361.094
単位幅当り	184.469	—	46.895

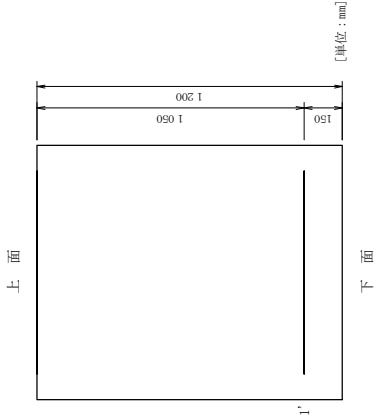
[5]地震時 (浮力無し)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	2088.013	0.257	537.449
合 計	1974.823	—	509.152
単位幅当り	256.470	—	66.124

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6. 1. 5 断面計算

(1) 鉄筋配置



ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm), h = 1200.000
- b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- σ c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- σ s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N・mm)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1(浮力無し)	45.909	14.678	0.625	≦ 8.000	57.724	≦ 180.000
常時2(浮力無し) a	46.558	14.678	0.634	≦ 8.000	58.541	≦ 180.000
常時2(浮力無し) b	46.563	14.678	0.634	≦ 8.000	58.547	≦ 180.000
常時2(浮力無し) c	46.895	14.678	0.639	≦ 8.000	58.964	≦ 180.000
地震時(浮力無し)	66.124	14.678	0.901	≦ 12.000	83.141	≦ 300.000

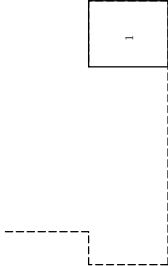
7. 後趾の設計

7.1 付け根位置の設計

7.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



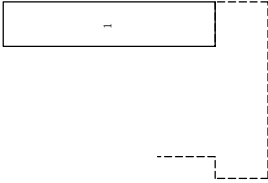
2) 自重・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.000× 1.200× 7.700	9.240	0.500	4.620	
Σ		9.240	—	4.620	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 4.620 / 9.240 = 0.500$ (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.000× 4.800× 7.700	36.960	0.500	18.480	
Σ		36.960	—	18.480	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 18.480 / 36.960 = 0.500$ (m)

7.1.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 9.240 = 226.380$ (kN)

作用位置 $X = 0.500$ (m)

(2) 土砂重量による作用力, 浮力

鉛直力 $W = Wu + Wl$ (kN)

$Wu = Vu$ (水より上の体積)・γ (土の湿潤重量) (kN)

$Wl = Vl$ (水より下の体積)・γ sat (土の飽和重量) (kN)

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + Wl \cdot Xl) / W$ (m)

[1] 常時1(浮力無し), 常時2(浮力無し), 地震時(浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体 積 V (m ³)	重心位置 X (m)	体 積 Vl (m ³)	重心位置 Xl (m)
土砂(背面)	36.960	0.500	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 Vu (m ³)	重心位置 Xu (m)
土砂(背面)	36.960	0.500

水位より上の体積

$Vu = V - Vl$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - Vl \cdot Xl) / Vu$

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 Wu = Vu × γ (kN)	水位より下の重量 Wl = Vl × γ sat (kN)
土砂(背面)	36.960 × 18.000 = 665.280	0.000 × 18.800 = 0.000

位 置	重量 W Wu + Wl (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	665.280 + 0.000 = 665.280	0.500

7.1.3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

- q : 地表面載荷荷重強度
- qd : 地表面載荷荷重強度(死荷重扱い)
- q1 : 地表面載荷荷重強度(活荷重扱い)
- B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 7.700 (m)
- Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ
- L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd Q1	10.000	0.000	1.000	77.000	0.500

7.1.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$$E_w = 2 \cdot \frac{P_{ev}}{L \cdot B}$$

鉛直力

$$N = (q_r + q_f) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$$

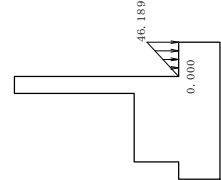
作用位置

$$X = \frac{2.0 \cdot q_r + q_f}{3.0 (q_r + q_f)} \cdot L$$

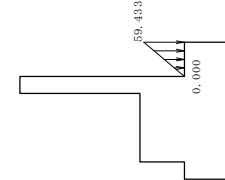
ここに、

- Pev: 土圧の鉛直成分 (kN)
- qf : 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度
- qr : 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重
- L : フーチング後趾張出長, L = 1.000 (m)
- B : 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

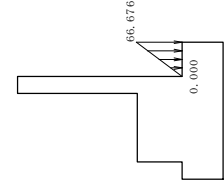
[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し)



[3] 地震時 (浮力無し)



7.1.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

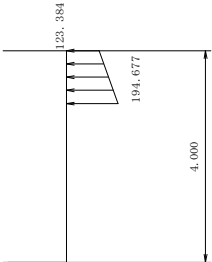
作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

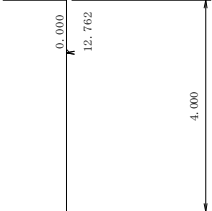
- q1 : 後趾前面位置の地盤反力度
- q2 : 後趾設計位置の地盤反力度
- L : 後趾設計張出長 L = 1.000 (m)
- B : 後趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



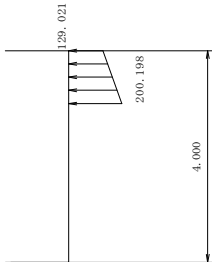
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2	-1224.534	0.463
123.384	194.677		

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2	-3.256	0.022
0.000	12.762		

[2] 常時2 (浮力無し) a



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2	-1267.494	0.464
129.021	200.198		

7.1.6 断面力の集計

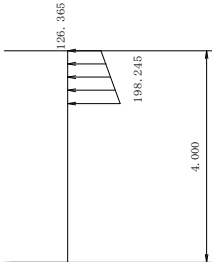
[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
土 圧 力	177.827	0.667	118.551
地盤反力	-1224.534	0.463	-566.521
合 計	-155.048	—	-2.140
単位幅当り	-20.136	—	-0.278

[2] 常時2 (浮力無し) a

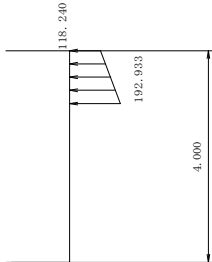
項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
載荷荷重L	77.000	0.500	38.500
土 圧 力	228.816	0.667	152.544
地盤反力	-1267.494	0.464	-588.075
合 計	-70.018	—	48.799
単位幅当り	-9.093	—	6.338

[3] 常時2 (浮力無し) b



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2	-1249.748	0.463
126.365	198.245		

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2	-1198.014	0.460
118.240	192.933		

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
載荷荷重L	77.000	0.500	38.500
土 圧 力	228.816	0.667	152.544
地盤反力	-1249.748	0.463	-578.751
合 計	-52.272	—	58.123
単位幅当り	-6.789	—	7.549

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N _c (kN)	X _c (m)	M =N _c ・X _c (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
土 圧 力	228.816	0.667	152.544
地盤反力	-1198.014	0.460	-551.079
合 計	-77.537	――	47.295
単位幅当り	-10.070	――	6.142

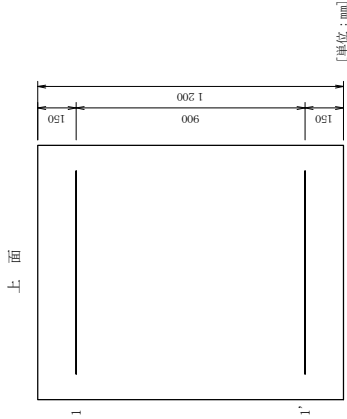
[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	N _e (kN)	X _e (m)	M =N _e ・X _e (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
土 圧 力	256.703	0.667	171.136
地盤反力	-3.256	0.022	-0.072
合 計	1145.107	――	616.894
単位幅当り	148.715	――	80.116

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7. 1. 7 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm)	
上 面	1	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{ut} + \frac{N}{A_u} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_u : コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_u = b・h²/6 = 240000×10³

σ_{ut} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{ut} = 0.23 σ_{ck}^{0.73}

σ_{uk} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{uk} = 24.0

N : 軸方向力 (N), N = 0.0

A_u : コンクリート部材の断面積 (mm²), A_u = b・h = 1200000.000

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), h = 1200.000

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	7.944	0.472 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) a	7.944	10.774 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) b	7.944	12.832 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) c	7.944	10.442 ≦	459.283	5.000
地震時 (浮力無し)	7.944	136.197 ≦	459.283	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。

大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} - M}{x}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

h : 部材断面の高さ (mm), h = 1200.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

d' : 鉄筋のかぶり (mm)

A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)

A_s' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

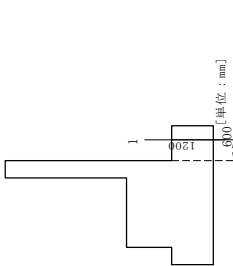
σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1(浮力無し)	-0.278	14.678	0.004 ≦	8.000	0.349 ≦	180.000
常時2(浮力無し) a	6.338	14.678	0.086 ≦	8.000	7.969 ≦	180.000
常時2(浮力無し) b	7.549	14.678	0.103 ≦	8.000	9.491 ≦	180.000
常時2(浮力無し) c	6.142	14.678	0.084 ≦	8.000	7.723 ≦	180.000
地震時(浮力無し)	80.116	14.678	1.091 ≦	12.000	100.735 ≦	300.000

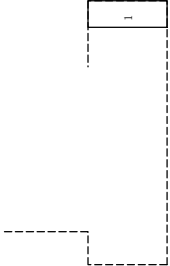
7.2 セン断検討位置[1]の設計

付け根からの距離 0.600 (m)



7.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

- (1)躯体自重
- 1)ブロック割り

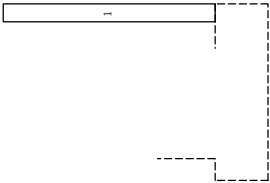


2)自重・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V ₁ (m ³)	重心位置 X ₁ (m)	V _i ・X _i	備 考
1	0.400× 1.200× 7.700	3.696	0.200	0.739	
Σ		3.696	—	0.739	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.739 / 3.696 = 0.200 \text{ (m)}$

- (2)背面土砂
- 1)ブロック割り



2)体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V ₁ (m ³)	重心位置 X ₁ (m)	V _i ・X _i	備 考
1	0.400× 4.800× 7.700	14.784	0.200	2.957	
Σ		14.784	—	2.957	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 2.957 / 14.784 = 0.200 \text{ (m)}$

7.2.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力

- (1)躯体自重による作用力
鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 3.696 = 90.552 \text{ (kN)}$
作用位置 $X = 0.200 \text{ (m)}$
- (2)土砂重量による作用力, 浮力
鉛直力 $W = W_u + W_1 \text{ (kN)}$
 $W_u = V_u \text{ (水より上の体積)} \cdot \gamma \text{ (土の湿潤重量)} \text{ (kN)}$
 $W_1 = V_1 \text{ (水より下の体積)} \cdot \gamma_{\text{sat}} \text{ (土の飽和重量)} \text{ (kN)}$
作用位置 $X = (W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W \text{ (m)}$
- [1] 常時1(浮力無し), 常時2(浮力無し), 地震時(浮力無し)
1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体 積 V (m ³)	重心位置 X (m)	体 積 V ₁ (m ³)	重心位置 X ₁ (m)
土砂(背面)	14.784	0.200	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 V _u (m ³)	重心位置 X _u (m)
土砂(背面)	14.784	0.200

水位より上の体積
 $V_u = V - V_1$
水位より上の重心位置
 $X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$
土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 Wu = Vu × γ (kN)	水位より下の重量 Wl = Vl × γ sat (kN)
土砂(背面)	14.784 × 18.000 = 266.112	0.000 × 18.800 = 0.000

位 置	重量 W Wu + Wl (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	266.112 + 0.000 = 266.112	0.200

7.2.3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

- q : 地表面載荷荷重強度
- qd : 地表面載荷荷重強度(死荷重扱い)
- q1 : 地表面載荷荷重強度(活荷重扱い)
- B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 7.700 (m)
- Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ
- L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd Q1	10.000	0.000	0.400	30.800	0.200

7.2.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$$E_w = 2 \cdot \frac{P_{ev}}{L \cdot B}$$

鉛直力

$$N = (q_r + q_f) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$$

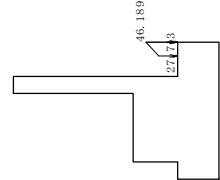
作用位置

$$X = \frac{2.0 \cdot q_r + q_f}{3.0 (q_r + q_f)} \cdot L$$

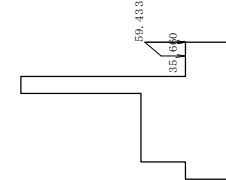
ここに、

- Pev: 土圧の鉛直成分 (kN)
- qf : 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度
- qr : 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重
- L : フーチング後趾張出長, L = 0.400 (m)
- B : 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

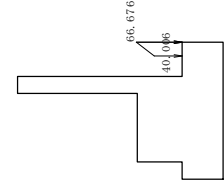
[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し)



[3] 地震時 (浮力無し)



7.2.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

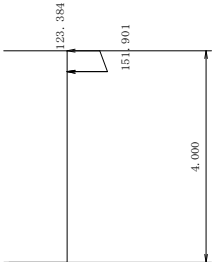
作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

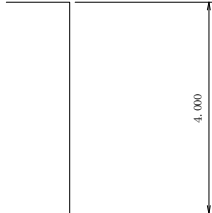
- q1 : 後趾前面位置の地盤反力度
- q2 : 後趾設計位置の地盤反力度
- L : 後趾設計張出長 L = 0.400 (m)
- B : 後趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



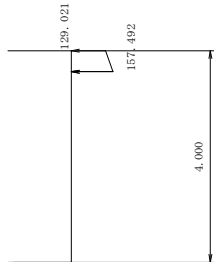
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
123.384	151.901	-423.939	0.193

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	0.000	0.000	0.000

[2] 常時2 (浮力無し) a



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
129.021	157.492	-441.230	0.193

7.2.6 断面力の集計

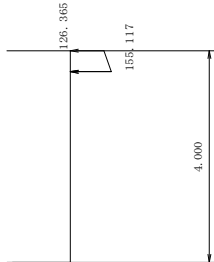
[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
土 圧 力	113.809	0.217	24.659
地盤反力	-423.939	0.193	-81.860
合 計	46.534	—	14.131
単位幅当り	6.043	—	1.835

[2] 常時2 (浮力無し) a

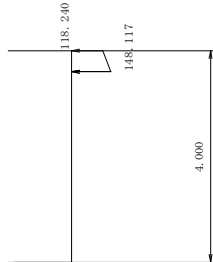
項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
載荷荷重L	30.800	0.200	6.160
土 圧 力	146.442	0.217	31.729
地盤反力	-441.230	0.193	-85.323
合 計	92.677	—	23.899
単位幅当り	12.036	—	3.104

[3] 常時2 (浮力無し) b



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
126.365	155.117	-433.482	0.193

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
118.240	148.117	-410.189	0.193

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
載荷荷重L	30.800	0.200	6.160
土 圧 力	146.442	0.217	31.729
地盤反力	-433.482	0.193	-83.744
合 計	100.425	—	25.478
単位幅当り	13.042	—	3.309

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N _h (kN)	X _h (m)	M =N _h ・X _h (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
土 圧 力	146.442	0.217	31.729
地盤反力	-410.189	0.193	-78.970
合 計	92.917	――	24.092
単位幅当り	12.067	――	3.129

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	N _h (kN)	X _h (m)	M =N _h ・X _h (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
土 圧 力	164.290	0.217	35.596
合 計	520.954	――	106.929
単位幅当り	67.656	――	13.887

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7.2.7 断面計算

付け根からの距離 0.600 (m)

(1) セン断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_h = S - \frac{M}{d'} \tan \theta$$
$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_h = S$$

ここに、

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める (mm)

d' : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度、 θ = 0.000 , tan θ = 0.000

a : セン断スパン (mm)

荷重状態 (水 位)	有効高 d (cm)	2.5・d	せん断スパン a (cm)	S (kN)	M (kN・m)	M/d'・tan θ	S _h (kN)
常時1 (浮力無し)	105.000	262.500	≥ 1.380	6.043	1.835	0.000	6.043
常時2 (浮力無し) a	105.000	262.500	≥ 174.696	12.036	3.104	0.000	12.036
常時2 (浮力無し) b	105.000	262.500	≥ 205.000	13.042	3.309	0.000	13.042
常時2 (浮力無し) c	105.000	262.500	≥ 165.997	12.067	3.129	0.000	12.067
地震時 (浮力無し)	105.000	262.500	≥ 158.872	67.656	13.887	0.000	67.656

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d'} \leq \tau_{ai}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める (mm)

d' : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

τ_{ai} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau_{ai} = Ce \cdot Cpt \cdot Cdc \cdot \tau_{ai}'$$

ここに、

τ_{ai}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数 (下限値以下は線形補間により求める)

Pt (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

Cdc : セン断スパン比に関する補正係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
Cdc	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ _{ai}	Ce	Cpt
常時1 (浮力無し)	6.043	105.000	0.006 ≤	0.952	1.700	0.651
常時2 (浮力無し) a	12.036	105.000	0.011 ≤	0.328	1.700	0.651
常時2 (浮力無し) b	13.042	105.000	0.012 ≤	0.251	1.700	0.651
常時2 (浮力無し) c	12.067	105.000	0.011 ≤	0.350	1.700	0.651
地震時 (浮力無し)	67.656	105.000	0.064 ≤	0.560	2.550	0.651

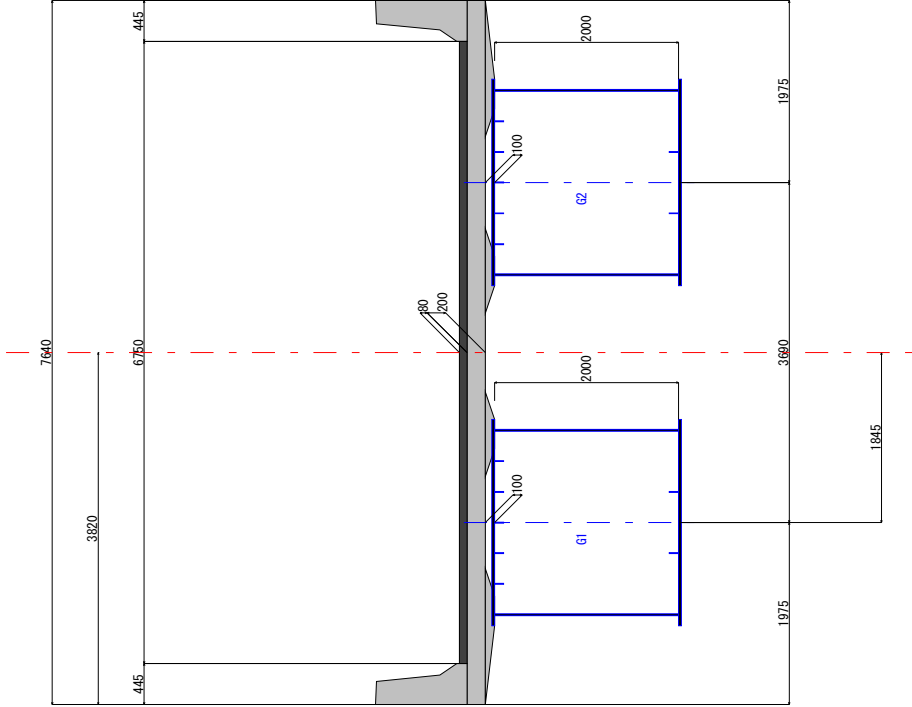
4. 第 4 案：鋼 3 径間連続箱桁橋＋PC4 径間連続ラーメン箱桁橋

S 1 . 設計条件

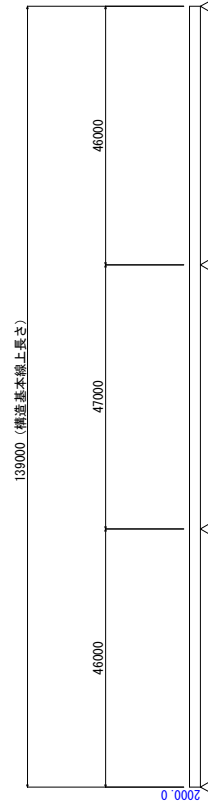
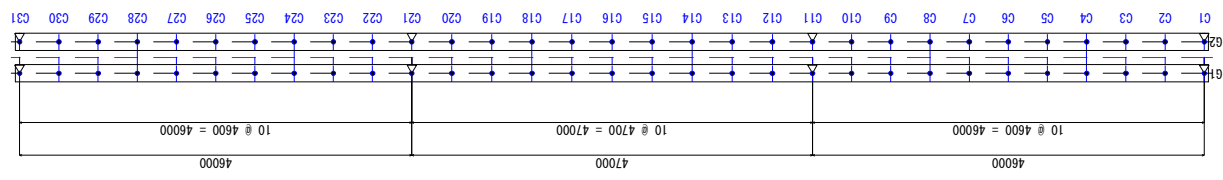
1 - 1 基本条件

- タイトル
形式
主桁本数
支間長合計
桁 高
床版形式
舗 装
平面線形
斜 角
活荷重
添架物
使用鋼材
鋼種の仕様
耐侯性鋼材
- 鋼3径間連続非合成箱桁橋
3径間連続非合成箱桁
2 本
139[m] (構造基本線)
2000[mm]
鉄筋コンクリート床版 t=200[mm]
アスファルト舗装 t=80[mm]
R=∞
90° 0' 0.0"
B活荷重-L
なし
-H仕様材
道路橋示方書
使用しない

1 - 2 横断面図



(1) 上部工設計計算（鋼3径間連続非合成箱桁橋）



1-3 桁高変化図
<全主桁>

§ 3. 断面力

＜主桁 G1＞

最大値				最小値			
部材1 (I端) >	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	部材1 (I端) >	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]
死荷重	0.00	864.12	0.00	死荷重	0.00	864.12	0.00
活荷重	0.00	726.10	0.19	活荷重	0.00	-76.29	-0.19
死+活荷重	0.00	1590.22	0.19	死+活荷重	0.00	764.95	-0.19
最大値				最小値			
部材1 (I端) >	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	部材1 (I端) >	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]
死荷重	0.00	864.12	0.00	死荷重	0.00	864.12	0.00
活荷重	0.00	-76.29	-0.19	活荷重	0.00	-76.29	-0.19
死+活荷重	0.00	764.95	-0.19	死+活荷重	0.00	764.95	-0.19
最大値				最小値			
部材1 (J端) >	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	部材1 (J端) >	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]
死荷重	3475.06	646.78	0.00	死荷重	3475.06	646.78	0.00
活荷重	2577.61	577.25	0.19	活荷重	-307.68	-79.69	-0.19
死+活荷重	6052.68	1224.03	0.19	死+活荷重	3075.08	543.18	-0.19
最大値				最小値			
部材2 (I端) >	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	部材2 (I端) >	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]
死荷重	3475.06	646.78	0.00	死荷重	3475.06	646.78	0.00
活荷重	2577.61	577.24	0.31	活荷重	-307.68	-79.68	-0.31
死+活荷重	6052.68	1224.01	0.31	死+活荷重	3075.09	543.19	-0.31
最大値				最小値			
部材2 (J端) >	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	部材2 (J端) >	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]
死荷重	5950.37	429.44	0.00	死荷重	5950.37	429.44	0.00
活荷重	4356.68	467.87	0.31	活荷重	4356.68	467.87	0.31
死+活荷重	10307.05	897.31	0.31	死+活荷重	10307.05	897.31	0.31

＜主桁 G1＞

最大値			最小値				
＜部材2（J端）＞ 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	＜部材2（J端）＞ 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]
死荷重	5950.37	429.44	0.00	死荷重	5950.37	429.44	0.00
活荷重	-602.69	-158.32	-0.31	活荷重	-602.69	-158.32	-0.31
死＋活荷重	5166.88	223.63	-0.31	死＋活荷重	5166.88	223.63	-0.31
最大値			最小値				
＜部材3（I端）＞ 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	＜部材3（I端）＞ 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]
死荷重	5950.37	429.44	0.00	死荷重	5950.37	429.44	0.00
活荷重	4356.68	467.86	0.36	活荷重	-602.69	-158.32	-0.36
死＋活荷重	10307.05	897.30	0.36	死＋活荷重	5166.88	223.63	-0.36
最大値			最小値				
＜部材3（J端）＞ 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	＜部材3（J端）＞ 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]
死荷重	7425.91	212.10	0.00	死荷重	7425.91	212.10	0.00
活荷重	5429.12	378.76	0.36	活荷重	5429.12	378.76	0.36
死＋活荷重	12855.03	590.86	0.36	死＋活荷重	12855.03	590.86	0.36
最大値			最小値				
＜部材3（I端）＞ 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	＜部材3（I端）＞ 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]
死荷重	7425.91	212.10	0.00	死荷重	7425.91	212.10	0.00
活荷重	-904.00	-285.72	-0.36	活荷重	-904.00	-285.72	-0.36
死＋活荷重	6250.71	-159.33	-0.36	死＋活荷重	6250.71	-159.33	-0.36
最大値			最小値				
＜部材4（I端）＞ 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	＜部材4（I端）＞ 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]
死荷重	7425.91	212.10	0.00	死荷重	7425.91	212.10	0.00
活荷重	5429.12	450.75	456.77	活荷重	5429.12	450.75	456.77
死＋活荷重	12855.03	662.85	456.77	死＋活荷重	12855.03	662.85	456.77
最大値			最小値				
＜部材4（I端）＞ 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	＜部材4（I端）＞ 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	ねじりモーメント Mx [kN・m]
死荷重	7425.91	212.10	0.00	死荷重	7425.91	212.10	0.00
活荷重	-904.00	-198.11	-456.77	活荷重	-904.00	-198.11	-456.77
死＋活荷重	6250.71	-45.44	-456.77	死＋活荷重	6250.71	-45.44	-456.77

<主桁 G1>

<部材4 (1端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	7901.70	-5.24	0.00
活荷重	6108.48	322.41	456.77
死＋活荷重	14010.18	322.41	456.77

<部材4 (1端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	7901.70	-5.24	0.00
活荷重	-1211.62	-269.38	-456.77
死＋活荷重	6326.59	-274.62	-456.77

<部材5 (1端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	7901.70	-5.24	0.00
活荷重	6108.48	322.42	456.81
死＋活荷重	14010.18	322.42	456.81

<部材5 (1端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	7901.70	-5.24	0.00
活荷重	-1211.62	-269.38	-456.81
死＋活荷重	6326.59	-274.62	-456.81

<部材5 (1端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	7377.72	-222.58	0.00
活荷重	6093.68	221.31	456.81
死＋活荷重	13471.40	65.13	456.81

<部材5 (1端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	7377.72	-222.58	0.00
活荷重	-1519.68	-367.73	-456.81
死＋活荷重	5402.14	-590.30	-456.81

<部材6 (1端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	7377.72	-222.58	0.00
活荷重	6093.68	221.32	456.85
死＋活荷重	13471.40	65.14	456.85

<主桁 G1>

<部材6 (1端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	7377.72	-222.58	0.00
活荷重	-1519.68	-367.72	-456.85
死＋活荷重	5402.14	-590.30	-456.85

<部材6 (1端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	5853.98	-439.92	0.00
活荷重	5406.56	143.98	456.85
死＋活荷重	11260.54	-252.75	456.85

<部材6 (1端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	5853.98	-439.92	0.00
活荷重	-1827.81	-474.50	-456.85
死＋活荷重	3477.83	-914.41	-456.85

<部材7 (1端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	5853.98	-439.92	-0.00
活荷重	5406.56	143.98	456.89
死＋活荷重	11260.55	-252.74	456.89

<部材7 (1端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	5853.98	-439.92	-0.00
活荷重	-1827.81	-474.49	-456.89
死＋活荷重	3477.83	-914.41	-456.89

<部材7 (1端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	3330.48	-657.26	-0.00
活荷重	4115.17	103.17	456.89
死＋活荷重	7445.65	-523.14	456.89

<部材7 (1端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント
	M _y [kN・m]	せん断力 S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	3330.48	-657.26	-0.00
活荷重	-2140.00	-609.07	-456.89
死＋活荷重	548.48	-1266.32	-456.89

<主桁 G1>

<部材8 (I端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	3330.48	-657.26	0.00	
活荷重	4115.17	234.76	668.41	
死＋活荷重	7445.65	-352.07	668.41	

<部材8 (I端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	3330.48	-657.26	0.00	
活荷重	-2140.01	-634.26	-668.41	
死＋活荷重	548.48	-1291.52	-668.41	

<部材8 (J端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	-192.77	-874.60	0.00	
活荷重	2557.28	149.94	668.41	
死＋活荷重	2557.28	-679.67	668.41	

<部材8 (J端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	-192.77	-874.60	0.00	
活荷重	-2354.44	-721.87	-668.41	
死＋活荷重	-2547.22	-1596.47	-668.41	

<部材9 (I端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	-192.77	-874.60	0.00	
活荷重	2557.28	149.95	668.39	
死＋活荷重	2557.28	-679.66	668.39	

<部材9 (I端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	-192.77	-874.60	0.00	
活荷重	-2354.44	-721.89	-668.39	
死＋活荷重	-2547.22	-1596.49	-668.39	

<部材9 (J端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	-4715.79	-1091.93	0.00	
活荷重	1271.29	126.54	668.39	
死＋活荷重	-3063.12	-927.44	668.39	

<主桁 G1>

<部材9 (J端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	-4715.79	-1091.93	0.00	
活荷重	-3498.46	-826.50	-668.39	
死＋活荷重	-8214.25	-1918.43	-668.39	

<部材10 (I端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	-4715.79	-1091.93	0.00	
活荷重	1271.29	126.58	668.35	
死＋活荷重	-3063.12	-927.39	668.35	

<部材10 (I端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	-4715.79	-1091.93	0.00	
活荷重	-3498.46	-826.53	-668.35	
死＋活荷重	-8214.25	-1918.46	-668.35	

<部材10 (J端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	-10238.57	-1309.27	0.00	
活荷重	1289.99	126.88	668.35	
死＋活荷重	-8561.58	-1144.33	668.35	

<部材10 (J端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	-10238.57	-1309.27	0.00	
活荷重	-5767.46	-949.31	-668.35	
死＋活荷重	-16006.03	-2258.58	-668.35	

<部材11 (I端)> 曲げモーメント		最大値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	-10238.57	1110.32	0.00	
活荷重	1289.99	910.79	668.30	
死＋活荷重	-8561.58	2021.11	668.30	

<部材11 (I端)> 曲げモーメント		最小値	ねじりモーメント	
My [kN・m]	Mx [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	Mx [kN・m]	
死荷重	-10238.57	1110.32	0.00	
活荷重	-5767.46	-180.01	-668.30	
死＋活荷重	-16006.03	876.31	-668.30	

主桁 G1

部材11 (J端) > 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力	ねじりモーメント
死荷重	-5541.91	888.26	0.00
活荷重	1222.05	776.54	668.30
死+活荷重	-3953.24	1664.79	668.30

部材11 (J端) > 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力	ねじりモーメント
死荷重	-5541.91	888.26	0.00
活荷重	-3874.25	-180.39	-668.30
死+活荷重	-9416.16	653.75	-668.30

部材12 (I端) > 曲げモーメント	My [kN・m]	せん断力	ねじりモーメント
死荷重	-5541.91	888.26	0.00
活荷重	1222.06	776.51	668.26
死+活荷重	-3953.24	1664.77	668.26

主桁 G1

部材13 (I端) > 曲げモーメント	My [kN・m]	720.29	4352.45
死荷重	-1888.96	720.29	4352.45
活荷重	-2735.05	3632.17	4352.45
死+活荷重	-4624.02	4352.45	4352.45
せん断力	Sz [kN]	444.13	1011.82
ねじりモーメント	Mx [kN・m]	0.00	668.24
死荷重	666.19	567.69	668.24
活荷重	-197.98	668.24	668.24
死+活荷重	408.82	668.24	668.24

<主桁 G1>

<部材15 (I端)> 曲げモーメント		最大値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	2285.84	222.06	222.06	0.00
活荷重	4630.68	431.47	431.47	326.27
死＋活荷重	6916.52	653.53	653.53	326.27

<部材15 (I端)> 曲げモーメント		最小値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	2285.84	222.06	222.06	0.00
活荷重	-2371.41	-229.05	-229.05	-326.27
死＋活荷重	-796.99	-75.70	-75.70	-326.27

<部材15 (I端)> 曲げモーメント		最大値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	2807.69	0.00	0.00	0.00
活荷重	4974.35	313.77	313.77	326.27
死＋活荷重	7782.04	313.77	313.77	326.27

<部材15 (J端)> 曲げモーメント		最小値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	2807.69	0.00	0.00	0.00
活荷重	-2136.81	-313.77	-313.77	-326.27
死＋活荷重	29.84	-313.77	-313.77	-326.27

<部材16 (I端)> 曲げモーメント		最大値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	2807.69	0.00	0.00	0.00
活荷重	4974.35	313.77	313.77	326.27
死＋活荷重	7782.04	313.77	313.77	326.27

<部材16 (I端)> 曲げモーメント		最小値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	2807.69	0.00	0.00	0.00
活荷重	-2136.81	-313.77	-313.77	-326.27
死＋活荷重	29.84	-313.77	-313.77	-326.27

<部材16 (J端)> 曲げモーメント		最大値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	2285.84	-222.06	-222.06	0.00
活荷重	4630.68	229.05	229.05	326.27
死＋活荷重	6916.52	75.70	75.70	326.27

<主桁 G1>

<部材16 (J端)> 曲げモーメント		最小値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	2285.84	-222.06	-222.06	0.00
活荷重	-2371.40	-431.47	-431.47	-326.27
死＋活荷重	-796.99	-653.53	-653.53	-326.27

<部材17 (I端)> 曲げモーメント		最大値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	2285.84	-222.06	-222.06	0.00
活荷重	4630.68	229.05	229.05	326.27
死＋活荷重	6916.52	75.70	75.70	326.27

<部材17 (I端)> 曲げモーメント		最小値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	2285.84	-222.06	-222.06	0.00
活荷重	-2371.40	-431.46	-431.46	-326.27
死＋活荷重	-796.99	-653.52	-653.52	-326.27

<部材17 (J端)> 曲げモーメント		最大値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	720.29	-444.13	-444.13	0.00
活荷重	3632.17	171.62	171.62	326.27
死＋活荷重	4352.45	-221.03	-221.03	326.27

<部材17 (J端)> 曲げモーメント		最小値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	720.29	-444.13	-444.13	0.00
活荷重	-2606.64	-564.96	-564.96	-326.27
死＋活荷重	-2606.64	-1009.09	-1009.09	-326.27

<部材18 (I端)> 曲げモーメント		最大値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	720.29	-444.13	-444.13	0.00
活荷重	3632.17	297.21	297.21	668.24
死＋活荷重	4352.45	-57.76	-57.76	668.24

<部材18 (I端)> 曲げモーメント		最小値	せん断力	ねじりモーメント
		M _y [kN・m]	S _z [kN]	M _x [kN・m]
死荷重	720.29	-444.13	-444.13	0.00
活荷重	-2606.64	-567.69	-567.69	-668.24
死＋活荷重	-2606.64	-1011.82	-1011.82	-668.24

<主桁 G1>

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-666. 19			-666. 19		
197. 98			-659. 10		
-408. 82			-1325. 29		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-666. 19			-666. 19		
197. 98			-659. 10		
-408. 82			-668. 24		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-666. 19			-666. 19		
197. 99			668. 26		
-408. 80			668. 26		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-666. 19			-666. 19		
-659. 12			-659. 12		
-1325. 31			-1325. 31		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-888. 26			-888. 26		
180. 36			668. 26		
-653. 79			668. 26		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-888. 26			-888. 26		
-776. 51			-668. 26		
-1664. 77			-668. 26		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-888. 26			-888. 26		
180. 39			668. 30		
-653. 75			668. 30		

<主桁 G1>

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-5541. 92			-888. 26		
-3874. 25			-776. 54		
-9416. 17			-1664. 80		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-10238. 57			-1110. 32		
1289. 99			180. 01		
-8561. 58			-876. 31		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-10238. 57			-1110. 32		
-5767. 46			-910. 79		
-16006. 03			-2021. 11		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-10238. 57			1309. 27		
1289. 99			949. 31		
-8561. 58			2258. 58		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-10238. 57			1309. 27		
-5767. 46			-126. 88		
-16006. 03			1144. 33		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-4715. 79			1091. 93		
1271. 29			826. 53		
-3063. 12			1918. 46		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
Sz [kN]			Sz [kN]		
-4715. 79			1091. 93		
-3498. 45			-126. 58		
-8214. 25			927. 39		

<主桁 G1>

<部材22 (I端)> 曲げモーメント	最大値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	-4715.79	1091.93	0.00
活荷重	1271.29	826.50	668.39
死＋活荷重	-3063.12	1918.43	668.39

<部材22 (I端)> 曲げモーメント	最小値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	-4715.79	1091.93	0.00
活荷重	-3498.46	-126.54	-668.39
死＋活荷重	-8214.25	927.44	-668.39

<部材22 (J端)> 曲げモーメント	最大値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	-192.77	874.60	0.00
活荷重	2557.28	721.89	668.39
死＋活荷重	2557.28	1596.49	668.39

<部材22 (J端)> 曲げモーメント	最小値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	-192.77	874.60	0.00
活荷重	-2354.44	-149.95	-668.39
死＋活荷重	-2547.22	679.66	-668.39

<部材23 (I端)> 曲げモーメント	最大値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	-192.78	874.60	0.00
活荷重	2557.28	721.87	668.41
死＋活荷重	2557.28	1596.47	668.41

<部材23 (I端)> 曲げモーメント	最小値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	-192.78	874.60	0.00
活荷重	-2354.45	-149.94	-668.41
死＋活荷重	-2547.22	679.67	-668.41

<部材23 (J端)> 曲げモーメント	最大値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	3330.49	657.26	0.00
活荷重	4115.17	634.26	668.41
死＋活荷重	7445.66	1291.52	668.41

<主桁 G1>

<部材23 (J端)> 曲げモーメント	最小値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	3330.49	657.26	0.00
活荷重	-2140.00	-234.76	-668.41
死＋活荷重	548.48	352.07	-668.41

<部材24 (I端)> 曲げモーメント	最大値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	3330.49	657.26	0.00
活荷重	4115.17	609.07	456.89
死＋活荷重	7445.66	1266.32	456.89

<部材24 (I端)> 曲げモーメント	最小値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	3330.49	657.26	0.00
活荷重	-2140.00	-103.17	-456.89
死＋活荷重	548.48	523.14	-456.89

<部材24 (J端)> 曲げモーメント	最大値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	5853.98	439.92	0.00
活荷重	5406.56	474.49	456.89
死＋活荷重	11260.55	914.41	456.89

<部材24 (J端)> 曲げモーメント	最小値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	5853.98	439.92	0.00
活荷重	-1827.81	-143.98	-456.89
死＋活荷重	3477.83	252.74	-456.89

<部材25 (I端)> 曲げモーメント	最大値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	5853.98	439.92	0.00
活荷重	5406.56	474.50	456.85
死＋活荷重	11260.55	914.41	456.85

<部材25 (I端)> 曲げモーメント	最小値		ねじりモーメント
	Sz [kN]	せん断力	
My [kN・m]		Mx [kN・m]	
死荷重	5853.98	439.92	0.00
活荷重	-1827.81	-143.98	-456.85
死＋活荷重	3477.83	252.75	-456.85

<主桁 G1>

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
0.00			0.00		
456.85			-456.85		
456.85			-456.85		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
0.00			0.00		
-456.85			-456.85		
-456.85			-456.85		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
0.00			0.00		
456.81			-456.81		
456.81			-456.81		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
0.00			0.00		
-456.81			-456.81		
-456.81			-456.81		

<主桁 G1>

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
0.00			0.00		
-456.77			-456.77		
-456.77			-456.77		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
0.00			0.00		
456.77			-456.77		
456.77			-456.77		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
0.00			0.00		
-456.75			-456.75		
-456.75			-456.75		

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
0.00			0.00		
-456.72			-456.72		
-456.72			-456.72		

＜主桁 G1＞

	最大値		ねじりモーメント
	せん断力	Sz [kN]	
＜部材29 (I端)＞ 曲げモーメント			Mx [kN・m]
死荷重		-429.44	0.00
活荷重		158.32	0.31
死＋活荷重		-223.63	0.31

	最小値		ねじりモーメント
	せん断力	Sz [kN]	
＜部材29 (I端)＞ 曲げモーメント			Mx [kN・m]
死荷重		-429.44	0.00
活荷重		-467.87	-0.31
死＋活荷重		-897.31	-0.31

	最大値		ねじりモーメント
	せん断力	Sz [kN]	
＜部材29 (J端)＞ 曲げモーメント			Mx [kN・m]
死荷重		-646.78	0.00
活荷重		79.68	0.31
死＋活荷重		-543.19	0.31

	最小値		ねじりモーメント
	せん断力	Sz [kN]	
＜部材29 (J端)＞ 曲げモーメント			Mx [kN・m]
死荷重		-646.78	0.00
活荷重		-577.24	-0.31
死＋活荷重		-1224.01	-0.31

	最大値		ねじりモーメント
	せん断力	Sz [kN]	
＜部材30 (I端)＞ 曲げモーメント			Mx [kN・m]
死荷重		-646.78	0.00
活荷重		79.69	0.19
死＋活荷重		-543.18	0.19

	最小値		ねじりモーメント
	せん断力	Sz [kN]	
＜部材30 (I端)＞ 曲げモーメント			Mx [kN・m]
死荷重		-646.78	0.00
活荷重		-577.25	-0.19
死＋活荷重		-1224.03	-0.19

	最大値		ねじりモーメント
	せん断力	Sz [kN]	
＜部材30 (J端)＞ 曲げモーメント			Mx [kN・m]
死荷重		-864.12	0.00
活荷重		76.29	0.19
死＋活荷重		-764.95	0.19

＜主桁 G1＞

	最大値		ねじりモーメント
	せん断力	Sz [kN]	
＜部材30 (J端)＞ 曲げモーメント			Mx [kN・m]
死荷重		-864.12	0.00
活荷重		-726.10	-0.19
死＋活荷重		-1590.22	-0.19

<主桁 G2>

最大値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	864.12		0.00
活荷重	726.10		0.19
死＋活荷重	1590.22		0.19

最小値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	864.12		0.00
活荷重	-76.29		-0.19
死＋活荷重	764.95		-0.19

最大値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	646.78		0.00
活荷重	577.25		0.19
死＋活荷重	1224.03		0.19

最小値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	646.78		0.00
活荷重	-79.69		-0.19
死＋活荷重	543.18		-0.19

最大値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	646.78		0.00
活荷重	577.24		0.31
死＋活荷重	1224.01		0.31

最小値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	646.78		0.00
活荷重	-79.68		-0.31
死＋活荷重	543.19		-0.31

最大値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	429.44		0.00
活荷重	467.87		0.31
死＋活荷重	897.31		0.31

<主桁 G2>

最小値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	429.44		0.00
活荷重	-158.32		-0.31
死＋活荷重	223.63		-0.31

最大値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	429.44		0.00
活荷重	467.86		0.36
死＋活荷重	897.30		0.36

最小値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	429.44		0.00
活荷重	-158.32		-0.36
死＋活荷重	223.63		-0.36

最大値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	212.10		0.00
活荷重	378.76		0.36
死＋活荷重	590.86		0.36

最小値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	212.10		0.00
活荷重	-285.72		-0.36
死＋活荷重	-159.33		-0.36

最大値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	212.10		0.00
活荷重	450.75		456.77
死＋活荷重	662.85		456.77

最小値			ねじりモーメント
せん断力			Mx [kN・m]
S _z [kN]			0.00
死荷重	212.10		0.00
活荷重	-198.11		-456.77
死＋活荷重	-45.44		-456.77

<主桁 G2>

部材4 (J端) > 曲げモーメント			最大値	ねじりモーメント	
			せん断力	Mx [kN]	
死荷重 活荷重 死+活荷重		My [kN・m] 7901.70 6108.49 14010.18	Sz [kN]	-5.24	0.00
				322.41	456.77
				322.41	456.77
				322.41	456.77
部材4 (J端) > 曲げモーメント			最小値	ねじりモーメント	
			せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重 活荷重 死+活荷重		My [kN・m] 7901.70 -1211.62 6326.59	Sz [kN]	-5.24	0.00
				-269.38	-456.77
				-274.62	-456.77
				-274.62	-456.77
部材5 (I端) > 曲げモーメント			最大値	ねじりモーメント	
			せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重 活荷重 死+活荷重		My [kN・m] 7901.70 6108.48 14010.18	Sz [kN]	-5.24	0.00
				322.42	456.81
				322.42	456.81
				322.42	456.81
部材5 (I端) > 曲げモーメント			最小値	ねじりモーメント	
			せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重 活荷重 死+活荷重		My [kN・m] 7901.70 -1211.62 6326.59	Sz [kN]	-5.24	0.00
				-269.38	-456.81
				-274.62	-456.81
				-274.62	-456.81
部材5 (J端) > 曲げモーメント			最大値	ねじりモーメント	
			せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重 活荷重 死+活荷重		My [kN・m] 7377.72 6093.68 13471.40	Sz [kN]	-222.58	0.00
				221.31	456.81
				65.13	456.81
				65.13	456.81
部材5 (J端) > 曲げモーメント			最小値	ねじりモーメント	
			せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重 活荷重 死+活荷重		My [kN・m] 7377.72 -1519.68 5402.14	Sz [kN]	-222.58	0.00
				-367.73	-456.81
				-590.30	-456.81
				-590.30	-456.81
部材6 (I端) > 曲げモーメント			最大値	ねじりモーメント	
			せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重 活荷重 死+活荷重		My [kN・m] 7377.72 6093.68 13471.40	Sz [kN]	-222.58	0.00
				221.32	456.85
				65.14	456.85
				65.14	456.85

<主桁 G2>

部材6 (1端) > 曲げモーメント			最小値	ねじりモーメント		
My [kN・m]			せん断力	Mx [kN・m]		
死荷重	7377.72		Sz [kN]	-222.58	0.00	
活荷重	-1519.68			-367.72	-456.85	
死+活荷重	5402.14			-590.30	-456.85	
部材6 (J端) > 曲げモーメント			最大値	ねじりモーメント		
My [kN・m]			せん断力	Mx [kN・m]		
死荷重	5853.98		Sz [kN]	-439.92	0.00	
活荷重	5406.56			143.98	456.85	
死+活荷重	11260.54			-252.75	456.85	
部材6 (J端) > 曲げモーメント			最小値	ねじりモーメント		
My [kN・m]			せん断力	Mx [kN・m]		
死荷重	5853.98		Sz [kN]	-439.92	0.00	
活荷重	-1827.81			-474.50	-456.85	
死+活荷重	3477.83			-914.41	-456.85	
部材7 (1端) > 曲げモーメント			最大値	ねじりモーメント		
My [kN・m]			せん断力	Mx [kN・m]		
死荷重	5853.98		Sz [kN]	-439.92	-0.00	
活荷重	5406.56			143.98	456.89	
死+活荷重	11260.55			-252.74	456.89	
部材7 (1端) > 曲げモーメント			最小値	ねじりモーメント		
My [kN・m]			せん断力	Mx [kN・m]		
死荷重	5853.98		Sz [kN]	-439.92	-0.00	
活荷重	-1827.81			-474.49	-456.89	
死+活荷重	3477.83			-914.41	-456.89	
部材7 (J端) > 曲げモーメント			最大値	ねじりモーメント		
My [kN・m]			せん断力	Mx [kN・m]		
死荷重	3330.48		Sz [kN]	-657.26	-0.00	
活荷重	4115.17			103.17	456.89	
死+活荷重	7445.65			-523.14	456.89	
部材7 (J端) > 曲げモーメント			最小値	ねじりモーメント		
My [kN・m]			せん断力	Mx [kN・m]		
死荷重	3330.48		Sz [kN]	-657.26	-0.00	
活荷重	-2140.00			-609.07	-456.89	
死+活荷重	548.48			-1266.32	456.89	

<主桁 G2>

<部材8 (I端)>		最大値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		-657. 26		
		3330. 48		
		234. 76		
活荷重			668. 41	
死＋活荷重		-352. 07	668. 41	

<部材8 (I端)>		最小値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		-657. 26		
		3330. 48		
		-634. 26		
活荷重			-668. 41	
死＋活荷重		-1291. 52	-668. 41	

<部材8 (I端)>		最大値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		-874. 60		
		149. 94		
		-679. 67		
活荷重			668. 41	
死＋活荷重		-679. 67	668. 41	

<部材8 (J端)>		最小値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		-874. 60		
		-721. 87		
		-1596. 47		
活荷重			-668. 41	
死＋活荷重		-2547. 22	-668. 41	

<部材9 (I端)>		最大値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		-874. 60		
		149. 95		
		-679. 66		
活荷重			668. 39	
死＋活荷重		-679. 66	668. 39	

<部材9 (I端)>		最小値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		-874. 60		
		-721. 89		
		-1596. 49		
活荷重			-668. 39	
死＋活荷重		-2547. 22	-668. 39	

<部材9 (J端)>		最大値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		-1091. 93		
		126. 54		
		-927. 44		
活荷重			668. 39	
死＋活荷重		-3063. 12	668. 39	

<主桁 G2>

<部材9 (I端)>		最小値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		-1091. 93		
		-826. 50		
		-1918. 43		
活荷重			-668. 39	
死＋活荷重		-8214. 25	-668. 39	

<部材10 (I端)>		最大値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		-1091. 93		
		126. 58		
		-927. 39		
活荷重			668. 35	
死＋活荷重		-3063. 12	668. 35	

<部材10 (I端)>		最小値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		-1091. 93		
		-826. 53		
		-1918. 46		
活荷重			-668. 35	
死＋活荷重		-8214. 25	-668. 35	

<部材10 (J端)>		最大値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		-1309. 27		
		126. 88		
		-1144. 33		
活荷重			668. 35	
死＋活荷重		-8561. 58	668. 35	

<部材10 (J端)>		最小値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		-1309. 27		
		-949. 31		
		-2258. 58		
活荷重			-668. 35	
死＋活荷重		-16006. 03	-668. 35	

<部材11 (I端)>		最大値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		1110. 32		
		910. 79		
		2021. 11		
活荷重			668. 30	
死＋活荷重		-8561. 58	668. 30	

<部材11 (I端)>		最小値	ねじりモーメント	
		せん断力	Mx [kN・m]	
死荷重	My [kN・m]	Sz [kN]	0. 00	
		1110. 32		
		-180. 01		
		876. 31		
活荷重			-668. 30	
死＋活荷重		-16006. 03	-668. 30	

<主桁 G2>

最大値			最小値		
せん断力	ねじりモーメント		せん断力	ねじりモーメント	
Sz [kN]	Mx [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]	
888.26	0.00		888.26	0.00	
死荷重	-5541.91		死荷重	-5541.91	
活荷重	1222.05		活荷重	-3874.25	
死＋活荷重	-3953.24		死＋活荷重	-9416.16	

最大値			最小値		
せん断力	ねじりモーメント		せん断力	ねじりモーメント	
Sz [kN]	Mx [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]	
888.26	0.00		888.26	0.00	
死荷重	-5541.91		死荷重	-5541.91	
活荷重	1222.06		活荷重	-3874.25	
死＋活荷重	-3953.24		死＋活荷重	-9416.16	

最大値			最小値		
せん断力	ねじりモーメント		せん断力	ねじりモーメント	
Sz [kN]	Mx [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]	
888.26	0.00		888.26	0.00	
死荷重	-5541.91		死荷重	-5541.91	
活荷重	1222.06		活荷重	-3874.25	
死＋活荷重	-3953.24		死＋活荷重	-9416.16	

最大値			最小値		
せん断力	ねじりモーメント		せん断力	ねじりモーメント	
Sz [kN]	Mx [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]	
888.26	0.00		888.26	0.00	
死荷重	-5541.91		死荷重	-5541.91	
活荷重	1222.06		活荷重	-3874.25	
死＋活荷重	-3953.24		死＋活荷重	-9416.16	

<主桁 G2>

最大値			最小値		
せん断力	ねじりモーメント		せん断力	ねじりモーメント	
Sz [kN]	Mx [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]	
888.26	0.00		888.26	0.00	
死荷重	-5541.91		死荷重	-5541.91	
活荷重	1222.05		活荷重	-3874.24	
死＋活荷重	-668.24		死＋活荷重	-668.24	

最大値			最小値		
せん断力	ねじりモーメント		せん断力	ねじりモーメント	
Sz [kN]	Mx [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]	
888.26	0.00		888.26	0.00	
死荷重	-5541.91		死荷重	-5541.91	
活荷重	1222.05		活荷重	-3874.24	
死＋活荷重	-668.24		死＋活荷重	-668.24	

最大値			最小値		
せん断力	ねじりモーメント		せん断力	ねじりモーメント	
Sz [kN]	Mx [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]	
888.26	0.00		888.26	0.00	
死荷重	-5541.91		死荷重	-5541.91	
活荷重	1222.05		活荷重	-3874.24	
死＋活荷重	-668.24		死＋活荷重	-668.24	

最大値			最小値		
せん断力	ねじりモーメント		せん断力	ねじりモーメント	
Sz [kN]	Mx [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]	
888.26	0.00		888.26	0.00	
死荷重	-5541.91		死荷重	-5541.91	
活荷重	1222.05		活荷重	-3874.24	
死＋活荷重	-668.24		死＋活荷重	-668.24	

最大値			最小値		
せん断力	ねじりモーメント		せん断力	ねじりモーメント	
Sz [kN]	Mx [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]	
888.26	0.00		888.26	0.00	
死荷重	-5541.91		死荷重	-5541.91	
活荷重	1222.05		活荷重	-3874.24	
死＋活荷重	-668.24		死＋活荷重	-668.24	

<主桁 G2>

最大値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材18 (I端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-1888.96	0.00
活荷重	2388.40	668.24
死＋活荷重	1215.95	668.24

最小値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材18 (J端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-1888.96	0.00
活荷重	-2735.05	-668.24
死＋活荷重	-1325.29	-668.24

最大値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材19 (I端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-1888.96	0.00
活荷重	2388.40	668.26
死＋活荷重	-408.80	668.26

最小値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材19 (J端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-1888.96	0.00
活荷重	-2735.05	-668.26
死＋活荷重	-1325.31	-668.26

最大値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材19 (I端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-5541.92	0.00
活荷重	1222.05	668.26
死＋活荷重	-3953.25	668.26

最小値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材19 (J端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-5541.92	0.00
活荷重	-3874.25	-668.26
死＋活荷重	-1664.77	-668.26

最大値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材20 (I端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-5541.92	0.00
活荷重	1222.05	668.30
死＋活荷重	-653.75	668.30

<主桁 G2>

最小値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材20 (I端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-5541.92	0.00
活荷重	-3874.25	-668.30
死＋活荷重	-1664.80	-668.30

最大値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材20 (J端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-10238.57	0.00
活荷重	1289.99	668.30
死＋活荷重	-876.31	668.30

最小値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材20 (J端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-10238.57	0.00
活荷重	-5767.46	-668.30
死＋活荷重	-2021.11	-668.30

最大値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材21 (I端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-10238.57	0.00
活荷重	1289.99	668.35
死＋活荷重	-8561.58	668.35

最小値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材21 (I端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-10238.57	0.00
活荷重	-5767.46	-668.35
死＋活荷重	1144.33	-668.35

最大値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材21 (J端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-4715.79	0.00
活荷重	1271.29	668.35
死＋活荷重	-3063.12	668.35

最小値	せん断力	ねじりモーメント
	Sz [kN]	Mx [kN・m]
<部材21 (J端)> 曲げモーメント		
My [kN・m]		
死荷重	-4715.79	0.00
活荷重	-3498.45	-668.35
死＋活荷重	-8214.25	-668.35

<主桁 G2>

最大値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
1091.93	-4715.79	0.00	
826.50	1271.29	668.39	
1918.43	-3063.12	668.39	

最小値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
1091.93	-4715.79	0.00	
-126.54	-3498.46	-668.39	
927.44	-8214.25	-668.39	

最大値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
874.60	-192.77	0.00	
721.89	2557.28	668.39	
1596.49	2557.28	668.39	

最小値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
874.60	-192.77	0.00	
-149.95	-2354.44	-668.39	
679.66	-2547.22	-668.39	

最大値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
874.60	-192.78	0.00	
721.87	2557.28	668.41	
1596.47	2557.28	668.41	

最小値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
874.60	-192.78	0.00	
-149.94	-2354.45	-668.41	
679.67	-2547.22	-668.41	

最大値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
657.26	3330.49	0.00	
634.26	4115.17	668.41	
1291.52	7445.66	668.41	

<主桁 G2>

最小値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
3330.49	3330.49	0.00	
-234.76	-2140.00	-668.41	
352.07	548.48	-668.41	

最大値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
657.26	3330.49	0.00	
609.07	4115.17	456.89	
1266.32	7445.66	456.89	

最小値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
657.26	3330.49	0.00	
-103.17	-2140.00	-456.89	
523.14	548.48	-456.89	

最大値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
439.92	5853.98	0.00	
474.49	5406.56	456.89	
914.41	11260.55	456.89	

最小値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
439.92	5853.98	0.00	
-143.98	-1827.81	-456.89	
252.74	3477.83	-456.89	

最大値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
439.92	5853.98	0.00	
474.50	5406.56	456.85	
914.41	11260.55	456.85	

最小値			ねじりモーメント Mx [kN・m]
せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	ねじりモーメント Mx [kN・m]	
439.92	5853.98	0.00	
-143.98	-1827.81	-456.85	
252.75	3477.83	-456.85	

<主桁 G2>

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
0.00			0.00		
456.85			456.85		
590.30			590.30		

<部材25 (I端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	7377.72
活荷重	6093.68
死＋活荷重	13471.40

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
0.00			0.00		
-456.85			-456.85		
-65.14			-65.14		

<部材25 (J端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	7377.72
活荷重	-1519.68
死＋活荷重	5402.14

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
0.00			0.00		
456.81			456.81		
590.30			590.30		

<部材26 (I端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	7377.72
活荷重	6093.68
死＋活荷重	13471.40

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
0.00			0.00		
-456.81			-456.81		
-65.13			-65.13		

<部材26 (J端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	7377.72
活荷重	-1519.68
死＋活荷重	5402.14

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
5.24			5.24		
269.38			269.38		
274.62			274.62		

<部材26 (J端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	7901.70
活荷重	6108.48
死＋活荷重	14010.18

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
0.00			0.00		
-456.81			-456.81		
-322.42			-322.42		

<部材26 (J端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	7901.70
活荷重	-1211.62
死＋活荷重	6326.59

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
5.24			5.24		
269.38			269.38		
274.62			274.62		

<部材27 (I端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	7901.70
活荷重	6108.48
死＋活荷重	14010.18

<主桁 G2>

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
7901.70			5.24		
-456.77			-322.41		
-456.77			-456.77		
-322.41			-322.41		

<部材27 (I端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	7901.70
活荷重	-1211.62
死＋活荷重	6326.59

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
7425.91			-212.10		
5429.12			198.11		
456.77			456.77		
12855.03			45.44		

<部材27 (J端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	7425.91
活荷重	5429.12
死＋活荷重	12855.03

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
7425.91			-212.10		
-904.00			-450.75		
-456.77			-456.77		
6250.71			-662.85		

<部材27 (J端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	7425.91
活荷重	-904.00
死＋活荷重	6250.71

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
7425.91			-212.10		
5429.12			285.72		
-456.81			0.36		
12855.03			159.33		

<部材28 (I端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	7425.91
活荷重	5429.12
死＋活荷重	12855.03

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
7425.91			-212.10		
-904.00			-378.76		
-456.81			-0.36		
6250.71			-590.86		

<部材28 (I端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	7425.91
活荷重	-904.00
死＋活荷重	6250.71

最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
5950.37			-429.44		
4356.68			158.32		
-456.81			0.36		
10307.05			-223.63		

<部材28 (J端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	5950.37
活荷重	4356.68
死＋活荷重	10307.05

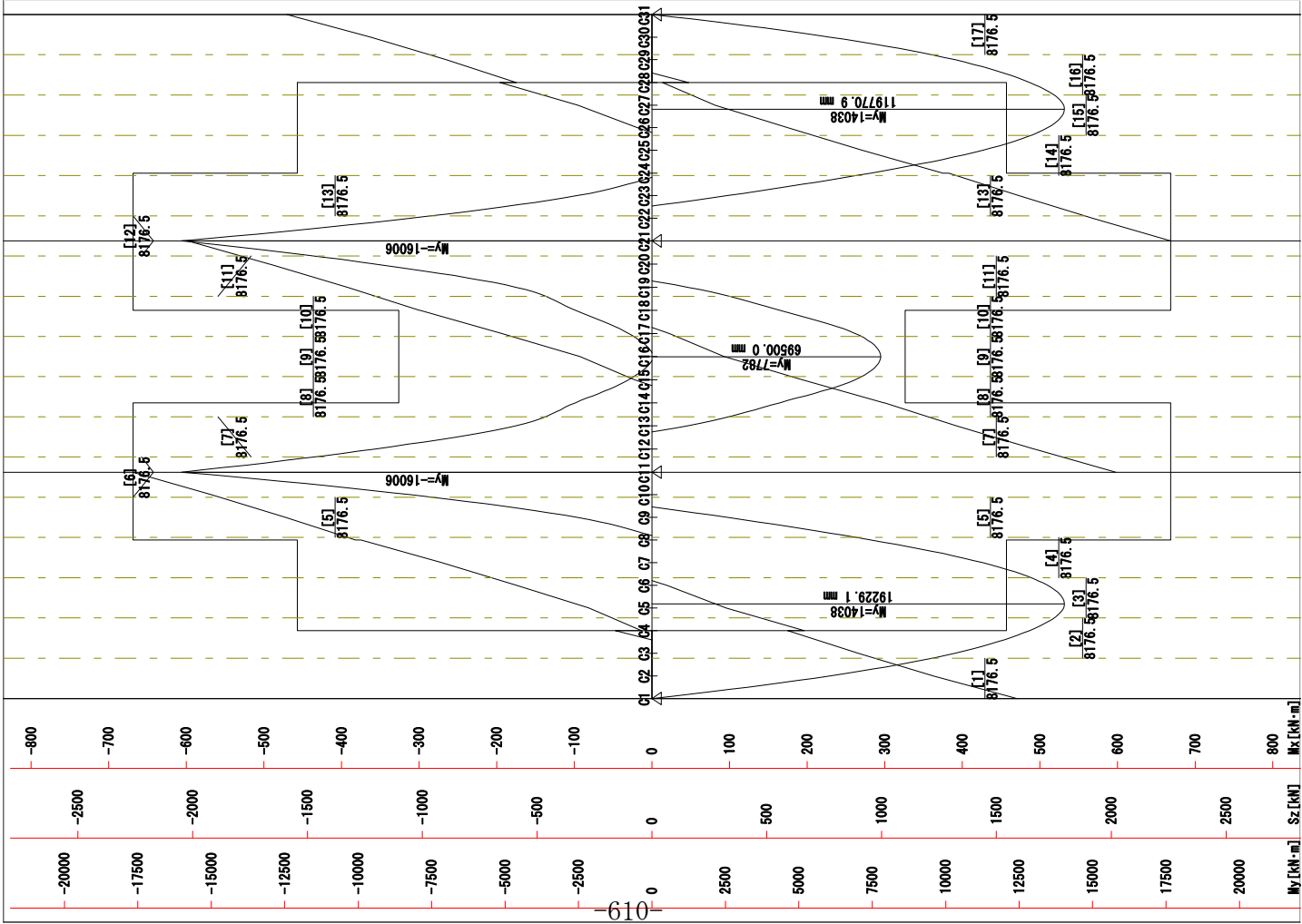
最大値			最小値		
せん断力			せん断力		
ねじりモーメント			ねじりモーメント		
Mx [kN・m]			Mx [kN・m]		
5950.37			-429.44		
-602.69			-467.86		
-456.81			-0.36		
5166.88			-897.30		

<部材28 (J端)> 曲げモーメント	
My [kN・m]	
死荷重	5950.37
活荷重	-602.69
死＋活荷重	5166.88

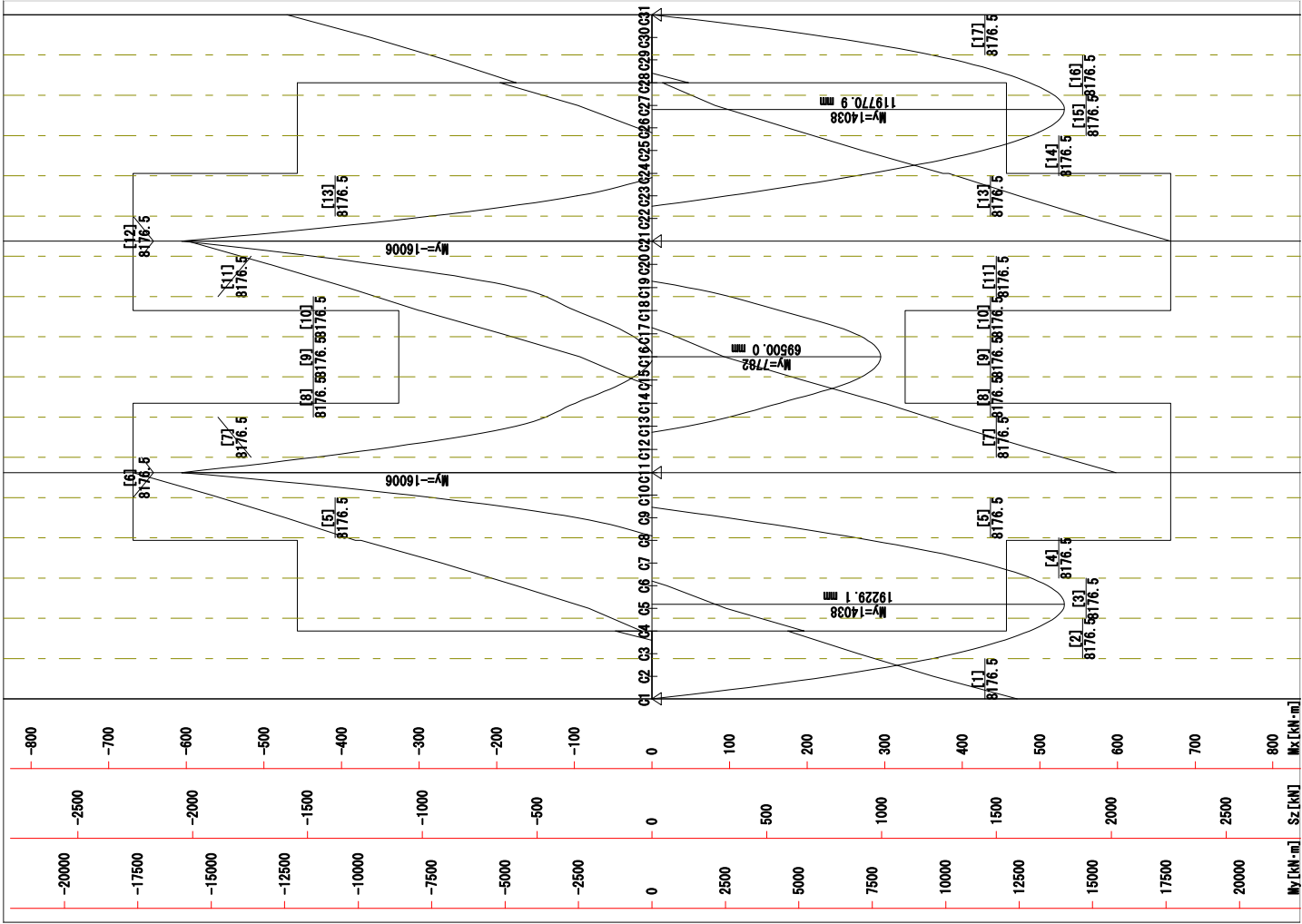
＜主桁 G2＞			
＜部材29（J端）＞ 曲げモーメント		＜部材30（J端）＞ 曲げモーメント	ねじりモーメント
My [kN・m]		Mx [kN・m]	Mx [kN・m]
死荷重	5950.37		
活荷重	4356.68		
死＋活荷重	10307.05		
		死荷重	0.00
		活荷重	0.00
		死＋活荷重	-0.19
			-0.19

＜主桁 G2＞			
＜部材29（J端）＞ 曲げモーメント		せん断力	ねじりモーメント
My [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]
死荷重	5950.37	-429.44	0.00
活荷重	4356.68	158.32	0.31
死＋活荷重	10307.05	-223.63	0.31
＜部材29（I端）＞ 曲げモーメント		せん断力	ねじりモーメント
My [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]
死荷重	5950.37	-429.44	0.00
活荷重	-602.69	-467.87	-0.31
死＋活荷重	5166.88	-897.31	-0.31
＜部材29（J端）＞ 曲げモーメント		せん断力	ねじりモーメント
My [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]
死荷重	3475.07	-646.78	0.00
活荷重	2577.62	79.68	0.31
死＋活荷重	6052.68	-543.19	0.31
＜部材29（I端）＞ 曲げモーメント		せん断力	ねじりモーメント
My [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]
死荷重	3475.07	-646.78	0.00
活荷重	-307.68	-577.24	-0.31
死＋活荷重	3075.09	-1224.01	-0.31
＜部材30（I端）＞ 曲げモーメント		せん断力	ねじりモーメント
My [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]
死荷重	3475.07	-646.78	0.00
活荷重	2577.62	79.69	0.19
死＋活荷重	6052.69	-543.18	0.19
＜部材30（J端）＞ 曲げモーメント		せん断力	ねじりモーメント
My [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]
死荷重	3475.07	-646.78	0.00
活荷重	-307.68	-577.25	-0.19
死＋活荷重	3075.09	-1224.03	-0.19
＜部材30（I端）＞ 曲げモーメント		せん断力	ねじりモーメント
My [kN・m]		Sz [kN]	Mx [kN・m]
死荷重	3475.07	-646.78	0.00
活荷重	0.00	76.29	0.19
死＋活荷重	0.00	-764.95	0.19

曲げモーメント・せん断力・ねじりモーメント <主桁 G1>



曲げモーメント・せん断力・ねじりモーメント <主桁 G2>



§ 4. 反力

$R_u = 2 R_{L+i}(\text{min}) + R_D$
以下の反力には桁尻載荷分は含まない。

＜支点横断1 -G1＞		死荷重	活荷重	死＋活荷重
$R_z(\text{max})$ [kN]	864.12	864.12	726.13	1590.25
$R_z(\text{min})$ [kN]	864.12		-76.30	787.82
R_u [kN]				711.52

＜支点横断1 -G2＞		死荷重	活荷重	死＋活荷重
$R_z(\text{max})$ [kN]	864.12	864.12	726.13	1590.25
$R_z(\text{min})$ [kN]	864.12		-76.30	787.82
R_u [kN]				711.52

＜支点横断2 -G1＞		死荷重	活荷重	死＋活荷重
$R_z(\text{max})$ [kN]	2419.59	2419.59	1403.16	3822.75
$R_z(\text{min})$ [kN]	2419.59		-245.74	2173.85
R_u [kN]				1928.11

＜支点横断2 -G2＞		死荷重	活荷重	死＋活荷重
$R_z(\text{max})$ [kN]	2419.59	2419.59	1403.16	3822.75
$R_z(\text{min})$ [kN]	2419.59		-245.74	2173.85
R_u [kN]				1928.11

＜支点横断3 -G1＞		死荷重	活荷重	死＋活荷重
$R_z(\text{max})$ [kN]	2419.59	2419.59	1403.16	3822.75
$R_z(\text{min})$ [kN]	2419.59		-245.74	2173.85
R_u [kN]				1928.11

＜支点横断3 -G2＞		死荷重	活荷重	死＋活荷重
$R_z(\text{max})$ [kN]	2419.59	2419.59	1403.16	3822.75
$R_z(\text{min})$ [kN]	2419.59		-245.74	2173.85
R_u [kN]				1928.11

＜支点横断4 -G1＞		死荷重	活荷重	死＋活荷重
$R_z(\text{max})$ [kN]	864.12	864.12	726.13	1590.25
$R_z(\text{min})$ [kN]	864.12		-76.30	787.82
R_u [kN]				711.52

＜支点横断4 -G2＞		死荷重	活荷重	死＋活荷重
$R_z(\text{max})$ [kN]	864.12	864.12	726.13	1590.25
$R_z(\text{min})$ [kN]	864.12		-76.30	787.82
R_u [kN]				711.52

§ 5. 死荷重および活荷重たわみの検討

5－1 仮定剛度の活荷重たわみ照査

支間長 $L \leq 10$ [m] : たわみ $\delta L_a = L / 2000$
10 [m] < 支間長 $L \leq 40$ [m] : たわみ $\delta L_a = L / (20000/L)$
支間長 $L > 40$ [m] : たわみ $\delta L_a = L / 500$

＜主桁G1＞		支間長 L [m]	死荷重たわみ δd [mm]	δL [mm]	活荷重たわみ δL_a [mm]
	1	46.0000	91.379	61.571	92.000
	2	47.0000	10.713	48.191	94.000
	3	46.0000	91.379	61.571	92.000

＜主桁G2＞		支間長 L [m]	死荷重たわみ δd [mm]	δL [mm]	活荷重たわみ δL_a [mm]
	1	46.0000	91.379	61.571	92.000
	2	47.0000	10.713	48.191	94.000
	3	46.0000	91.379	61.571	92.000

5－2 実剛度の活荷重たわみ照査

支間長 L <= 10[m] : たわみ δ La = L / 2000
10[m] < 支間長 L <= 40[m] : たわみ δ La = L / (20000/L)
支間長 L > 40[m] : たわみ δ La = L / 500

＜主桁G1＞				
支間	支間長 L[m]	死荷重たわみ δ d [mm]	活荷重たわみ δ L [mm]	δ La [mm]
1	46.0000	92.327	62.113 <	92.000
2	47.0000	10.161	48.194 <	94.000
3	46.0000	92.327	62.113 <	92.000

＜主桁G2＞				
支間	支間長 L[m]	死荷重たわみ δ d [mm]	活荷重たわみ δ L [mm]	δ La [mm]
1	46.0000	92.327	62.113 <	92.000
2	47.0000	10.161	48.194 <	94.000
3	46.0000	92.327	62.113 <	92.000

§ 6．剛度・断面積

6－1 曲げ剛度・断面積・ねじり剛度

＜主桁G1－曲げ剛度＞

部材	仮定剛度 [m4]	実剛度 [m4]	仮定／実
1	0.068709	0.068709	1.000
2	0.070183	0.070183	1.000
3	0.075333	0.075333	1.000
4	0.077383	0.076204	1.015
5	0.079941	0.077290	1.034
6	0.075088	0.074207	1.012
7	0.072671	0.072671	1.000
8	0.073303	0.073303	1.000
9	0.072868	0.072868	1.000
10	0.085813	0.085813	1.000
11	0.080016	0.080727	0.991
12	0.073089	0.075189	0.972
13	0.074255	0.075094	0.989
14	0.073381	0.073381	1.000
15	0.073381	0.073381	1.000
16	0.073381	0.073381	1.000
17	0.073381	0.073381	1.000
18	0.074255	0.075094	0.989
19	0.073089	0.075189	0.972
20	0.080016	0.080727	0.991
21	0.085813	0.085813	1.000
22	0.072868	0.072868	1.000
23	0.073303	0.073303	1.000
24	0.072671	0.072671	1.000
25	0.075088	0.074207	1.012
26	0.079941	0.077290	1.034
27	0.077383	0.076204	1.015
28	0.075333	0.075333	1.000
29	0.070183	0.070183	1.000
30	0.068709	0.068709	1.000

＜主桁G2－曲げ剛度＞

部材	仮定剛度 [m4]	実剛度 [m4]	仮定／実
1	0.068709	0.068709	1.000
2	0.070183	0.070183	1.000
3	0.075333	0.075333	1.000
4	0.077383	0.076204	1.015
5	0.079941	0.077290	1.034
6	0.075088	0.074207	1.012
7	0.072671	0.072671	1.000
8	0.073303	0.073303	1.000
9	0.072868	0.072868	1.000
10	0.085813	0.085813	1.000
11	0.080016	0.080727	0.991
12	0.073089	0.075189	0.972
13	0.074255	0.075094	0.989
14	0.073381	0.073381	1.000
15	0.073381	0.073381	1.000
16	0.073381	0.073381	1.000
17	0.073381	0.073381	1.000
18	0.074255	0.075094	0.989
19	0.073089	0.075189	0.972

20	0.080016	0.080727	0.991
21	0.085813	0.085813	1.000
22	0.072868	0.072868	1.000
23	0.073303	0.073303	1.000
24	0.072671	0.072671	1.000
25	0.075088	0.074207	1.012
26	0.079941	0.077290	1.034
27	0.077383	0.076204	1.015
28	0.075333	0.075333	1.000
29	0.070183	0.070183	1.000
30	0.068709	0.068709	1.000

<主桁G1－断面積>

部材	仮定断面積[m2]	実断面積[m2]	仮定／実
1	0.096630	0.096630	1.000
2	0.098125	0.098125	1.000
3	0.103350	0.103350	1.000
4	0.105344	0.104347	1.010
5	0.107830	0.105590	1.021
6	0.103344	0.102600	1.007
7	0.101110	0.101110	1.000
8	0.101635	0.101635	1.000
9	0.100865	0.100865	1.000
10	0.112883	0.112883	1.000
11	0.107390	0.108131	0.993
12	0.101210	0.103401	0.979
13	0.102575	0.103449	0.992
14	0.101700	0.101700	1.000
15	0.101700	0.101700	1.000
16	0.101700	0.101700	1.000
17	0.101700	0.101700	1.000
18	0.102575	0.103449	0.992
19	0.101210	0.103401	0.979
20	0.107390	0.108131	0.993
21	0.112883	0.112883	1.000
22	0.100865	0.100865	1.000
23	0.101635	0.101635	1.000
24	0.101110	0.101110	1.000
25	0.103344	0.102600	1.007
26	0.107830	0.105590	1.021
27	0.105344	0.104347	1.010
28	0.103350	0.103350	1.000
29	0.098125	0.098125	1.000
30	0.096630	0.096630	1.000

<主桁G2－断面積>

部材	仮定断面積[m2]	実断面積[m2]	仮定／実
1	0.096630	0.096630	1.000
2	0.098125	0.098125	1.000
3	0.103350	0.103350	1.000
4	0.105344	0.104347	1.010
5	0.107830	0.105590	1.021
6	0.103344	0.102600	1.007
7	0.101110	0.101110	1.000
8	0.101635	0.101635	1.000

9	0.100865	0.100865	1.000
10	0.112883	0.112883	1.000
11	0.107390	0.108131	0.993
12	0.101210	0.103401	0.979
13	0.102575	0.103449	0.992
14	0.101700	0.101700	1.000
15	0.101700	0.101700	1.000
16	0.101700	0.101700	1.000
17	0.101700	0.101700	1.000
18	0.102575	0.103449	0.992
19	0.101210	0.103401	0.979
20	0.107390	0.108131	0.993
21	0.112883	0.112883	1.000
22	0.100865	0.100865	1.000
23	0.101635	0.101635	1.000
24	0.101110	0.101110	1.000
25	0.103344	0.102600	1.007
26	0.107830	0.105590	1.021
27	0.105344	0.104347	1.010
28	0.103350	0.103350	1.000
29	0.098125	0.098125	1.000
30	0.096630	0.096630	1.000

<主桁G1－ねじり剛度>

部材	仮定剛度[m4]	実剛度[m4]	仮定／実
1	0.080604	0.080604	1.000
2	0.081856	0.081856	1.000
3	0.086232	0.086232	1.000
4	0.087745	0.086912	1.010
5	0.089633	0.087762	1.021
6	0.085981	0.085359	1.007
7	0.084162	0.084162	1.000
8	0.080995	0.080995	1.000
9	0.082451	0.082451	1.000
10	0.097016	0.097016	1.000
11	0.091949	0.092527	0.994
12	0.082505	0.084162	0.980
13	0.081346	0.081993	0.992
14	0.080604	0.080604	1.000
15	0.080604	0.080604	1.000
16	0.080604	0.080604	1.000
17	0.080604	0.080604	1.000
18	0.081346	0.081993	0.992
19	0.082505	0.084162	0.980
20	0.091949	0.092527	0.994
21	0.097016	0.097016	1.000
22	0.082451	0.082451	1.000
23	0.080995	0.080995	1.000
24	0.084162	0.084162	1.000
25	0.085981	0.085359	1.007
26	0.089633	0.087762	1.021
27	0.087745	0.086912	1.010
28	0.086232	0.086232	1.000
29	0.081856	0.081856	1.000
30	0.080604	0.080604	1.000

6-2 仮定剛度／実剛度比率の最大・最小値

(曲げ剛度)		仮定／実(最大値)	仮定／実(最小値)
主桁			
G1	1.034	0.972	
G2	1.034	0.972	
(断面積)			
主桁		仮定／実(最大値)	仮定／実(最小値)
G1	1.021	0.979	
G2	1.021	0.979	
(ねじり剛度)			
主桁		仮定／実(最大値)	仮定／実(最小値)
G1	1.021	0.980	
G2	1.021	0.980	

<主桁G2-ねじり剛度>			実剛度[m4]	仮定／実
部材	仮定剛度[m4]			
1	0.080604		0.080604	1.000
2	0.081856		0.081856	1.000
3	0.086232		0.086232	1.000
4	0.087745		0.086912	1.010
5	0.089633		0.087762	1.021
6	0.085981		0.085359	1.007
7	0.084162		0.084162	1.000
8	0.080995		0.080995	1.000
9	0.082451		0.082451	1.000
10	0.097016		0.097016	1.000
11	0.091949		0.092527	0.994
12	0.082505		0.084162	0.980
13	0.081346		0.081993	0.992
14	0.080604		0.080604	1.000
15	0.080604		0.080604	1.000
16	0.080604		0.080604	1.000
17	0.080604		0.080604	1.000
18	0.081346		0.081993	0.992
19	0.082505		0.084162	0.980
20	0.091949		0.092527	0.994
21	0.097016		0.097016	1.000
22	0.082451		0.082451	1.000
23	0.080995		0.080995	1.000
24	0.084162		0.084162	1.000
25	0.085981		0.085359	1.007
26	0.089633		0.087762	1.021
27	0.087745		0.086912	1.010
28	0.086232		0.086232	1.000
29	0.081856		0.081856	1.000
30	0.080604		0.080604	1.000

§ 7. フランジの有効幅

式 (10. 3. 1)

$$\lambda = b$$
$$= \{ 1. 1 - 2 (b/L) \} b$$
$$= 0. 15 L$$

$$(b/L \leq 0. 05)$$
$$(0. 05 < b/L < 0. 30)$$
$$(0. 30 \leq b/L)$$

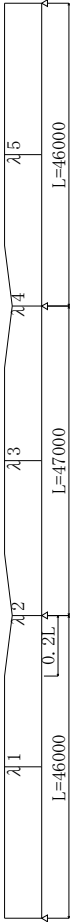
式 (10. 3. 2)

$$\lambda = b$$
$$= \{ 1. 06 - 3. 2 (b/L) + 4. 5 (b/L)^2 \} b$$
$$= 0. 15 L$$

$$(b/L \leq 0. 02)$$
$$(0. 02 < b/L < 0. 30)$$
$$(0. 30 \leq b/L)$$

ここに
λ：フランジの片側有効幅[cm]
b：腹板間隔の1/2 [cm]
L：等価支間長 [cm]

<主桁 G1>

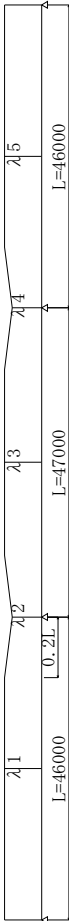


ウェブ間隔＝2000. 0 [mm]

	適用式	等価支間長 [mm]	片側有効幅 [mm]
λ 1	(10. 3. 1)	36800. 0	1000. 0
λ 2	(10. 3. 2)	18600. 0	901. 0
λ 3	(10. 3. 1)	28200. 0	1000. 0
λ 4	(10. 3. 2)	18600. 0	901. 0
λ 5	(10. 3. 1)	36800. 0	1000. 0

※支点付近は直線変化させた値を用いる

<主桁 62>



ウェーブ間隔=2000.0[mm]

適用式	等価支間長[mm]	片側有効幅[mm]
λ 1	(10. 3. 1)	36800. 0
λ 2	(10. 3. 2)	18600. 0
λ 3	(10. 3. 1)	28200. 0
λ 4	(10. 3. 2)	18600. 0
λ 5	(10. 3. 1)	36800. 0

※支点付近は直線変化させた値を用いる

§ 8 . 断面計算結果

<主桁 G1>

断面位置		断面1-L	断面1-R	断面2-L
断面長	[mm]	8176. 5	8176. 5	8176. 5
材 質	上フランジ ウェーブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	0 0 1590 0	9510 4788 970 0	9510 4788 970 0
横リブ間隔	[mm]	1150. 0	1150. 0	1150. 0
断面	上フランジ(有効幅) [mm] 上縦リブ(有効本数) [mm] 左ウェーブ [mm] 右ウェーブ [mm] 下縦リブ(有効本数) [mm] 下フランジ(有効幅) [mm]	2240(2240) x 10 5(5) 130 x 13 2000 x 10 2000 x 10 2(2) 130 x 13 2240(2240) x 10	2240(2240) x 10 5(5) 130 x 13 2000 x 10 2000 x 10 2(2) 130 x 13 2240(2240) x 10	2240(2240) x 12 5(5) 130 x 13 2000 x 10 2000 x 10 2(2) 130 x 13 2240(2240) x 11
断面諸量	Y0 [cm] Z0 [cm] Ag [cm²] An [cm²] I yg [cm⁴] I yn [cm⁴] J [cm⁴]	100. 00 104. 91 966. 30 966. 30 6870901 6870901 8060399	100. 00 104. 91 966. 30 966. 30 6870901 6870901 8060399	100. 00 106. 78 1033. 50 1033. 50 7533300 7533300 8623154
縦リブ必要剛度	(上)[cm⁴] (下)[cm⁴]	952 > 214	952 > 214	952 > 348
縦リブ必要断面積	(上)[cm²] (下)[cm²]	16. 90 > 3. 32	16. 90 > 3. 32	16. 90 > 3. 98
横リブ必要剛度	(上)[cm⁴] (下)[cm⁴]	1683	1683	2743
応力度	σu(max) [N/mm²] σL (η) [N/mm²] σu(min) [N/mm²] σL (η) [N/mm²] τ [N/mm²] 合成応力度 Wu [N/mm²]	-0. 0 < -158. 6 0. 0 < 210. 0 -0. 0 < -158. 6 0. 0 < 210. 0 43. 9 < 120. 0 0. 078 < 1. 2 0. 067 < 1. 2	-133. 0 < -158. 6 146. 6 < 210. 0 -67. 0 < -158. 6 73. 8 < 210. 0 26. 6 < 120. 0 0. 426 < 1. 2 0. 508 < 1. 2	-119. 2 < -184. 1 136. 2 < 210. 0 -60. 0 < -184. 1 68. 6 < 210. 0 26. 6 < 120. 0 0. 345 < 1. 2 0. 438 < 1. 2
抵抗曲げモーメント	Mru(max) [kN・m] MrL (η) [kN・m] MrL (min) [kN・m] MrL (η) [kN・m]	11343 13624 11343 13624	11343 13624 11343 13624	14685 14664 14685 14664
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面2-R	断面3-L	断面3-R
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	13689 6417 474 457	13689 6417 474 457	12919 4873 698 457
横リブ間隔	[mm]	1150.0	1150.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 12	2240(2240) x 13	2240(2240) x 13
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 11	2240(2240) x 11	2240(2240) x 11
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 106.78 1033.50 1033.50 7533300 7533300 8623154	100.00 108.78 1055.90 1055.90 7728973 7728973 8776162	100.00 108.78 1055.90 1055.90 7728973 7728973 8776162
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 348	952 > 432	952 > 432
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.98	16.90 > 4.31	16.90 > 4.31
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	2743	3406	3406
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²]	-171.6 < -184.1 196.0 < 210.0 -80.4 < -184.1 91.9 < 210.0 18.7 < 120.0	-163.9 < -193.8 194.6 < 210.0 -76.8 < -193.8 91.2 < 210.0 18.7 < 120.0	-154.6 < -193.8 183.7 < 210.0 -58.3 < -193.8 69.3 < 210.0 24.8 < 120.0
合成応力度	W _u [N/mm ²] W _L	0.679 < 1.2 0.883 < 1.2	0.618 < 1.2 0.870 < 1.2	0.558 < 1.2 0.784 < 1.2
抵抗曲げモーメント	M _{ru} (max) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m] M _{ru} (min) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m]	14685 14664 14685 14664	16194 14771 16194 14771	16194 14771 16194 14771
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面3-C	断面4-L	断面4-R
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	14038 6234 332 457	12919 4873 698 457	6959 229 1325 668
横リブ間隔	[mm]	1150.0	1150.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 13	2240(2240) x 12	2240(2240) x 12
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 11	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 108.78 1055.90 1055.90 7728973 7728973 8776162	100.00 109.17 1011.10 1011.10 7267083 7267083 8416159	100.00 109.17 1011.10 1011.10 7267083 7267083 8416159
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 432	952 > 348	952 > 348
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 4.31	16.90 > 3.98	16.90 > 3.98
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	3406	2743	2743
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²]	-168.0 < -193.8 199.6 < 210.0 -74.6 < -193.8 88.6 < 210.0 14.8 < 120.0	-163.6 < -184.1 195.9 < 210.0 -61.7 < -184.1 73.9 < 210.0 24.9 < 120.0	-88.1 < -184.1 105.5 < 210.0 -2.9 < -184.1 3.5 < 210.0 44.8 < 120.0
合成応力度	W _u [N/mm ²] W _L	0.647 < 1.2 0.911 < 1.2	0.626 < 1.2 0.892 < 1.2	0.268 < 1.2 0.328 < 1.2
抵抗曲げモーメント	M _{ru} (max) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m] M _{ru} (min) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m]	16194 14771 16194 14771	14534 13852 14534 13852	14534 13852 14534 13852
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面5-L	断面5-R	断面6-L
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	6959 229 1325 668	-2432 -7468 1882 668	-2432 -7468 1882 668
横リブ間隔	[mm]	1150.0	1150.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅) [mm]	2240(2240) x 10	2240(2152) x 10	2240(2152) x 10	2240(2152) x 15
上縦リブ(有効本数) [mm]	5(5) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13	2(2) 130 x 13
左ウェブ [mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ [mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数) [mm]	5(5) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13
下フランジ(有効幅) [mm]	2240(2240) x 10	2240(2152) x 10	2240(2152) x 10	2240(2152) x 15
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428	100.00 100.00 1017.00 965.62 7338103 6864593 8060428	100.00 97.24 1190.30 1147.03 9171632 8766174 9701590
縦リブ必要剛度 (上) [cm ⁴] (下) [cm ⁴]	952 > 214	952 > 214	952 > 214	952 > 637
縦リブ必要断面積 (上) [cm ²] (下) [cm ²]	16.90 > 3.32	16.90 > 3.32	16.90 > 3.32	16.90 > 4.97
横リブ必要剛度 (上) [cm ⁴] (下) [cm ⁴]	1683	1683	1683	5034
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>η</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>η</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²]	-95.8 < -158.6 95.8 < 210.0 -3.2 < -158.6 3.2 < 210.0 44.9 < 120.0	35.8 < 210.0 -35.8 < -158.6 109.9 < 210.0 -109.9 < -158.6 60.2 < 120.0	28.9 < 210.0 -27.4 < -209.5 88.8 < 210.0 -84.1 < -209.5 58.9 < 120.0
合成応力度 W _u	0.293 < 1.2	0.424 < 1.2	0.424 < 1.2	0.333 < 1.2
W _L	0.293 < 1.2	0.424 < 1.2	0.424 < 1.2	0.326 < 1.2
抵抗曲げモーメント				
M _{ru} (max) [kN・m] M _{ru} (<i>η</i>) [kN・m] M _{ru} (min) [kN・m] M _{ru} (<i>η</i>) [kN・m]	11525 15257 11525 15257	-14273 -10782 -14273 -10782	-17658 -18598 -17658 -18598	
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数	1	1	1	1

断面位置		断面6-R	断面6-C	断面7-L
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	-5626 -11513 1789 668	-8562 -16006 2259 668	-5626 -11513 1789 668
横リブ間隔	[mm]	1175.0	1175.0	1175.0
断面				
上フランジ(有効幅) [mm]	2240(2106) x 15	2240(2042) x 15	2240(2106) x 10	2240(2106) x 10
上縦リブ(有効本数) [mm]	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13
左ウェブ [mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ [mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数) [mm]	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13
下フランジ(有効幅) [mm]	2240(2106) x 15	2240(2042) x 15	2240(2106) x 12	2240(2106) x 12
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 97.21 1190.30 1133.31 9171632 8626821 9701590	100.00 97.16 1190.30 1113.98 9171632 8430392 9701590	100.00 95.73 1061.80 998.60 7776693 7184653 8416187
縦リブ必要剛度 (上) [cm ⁴] (下) [cm ⁴]	952 > 666	952 > 666	952 > 363	952 > 363
縦リブ必要断面積 (上) [cm ²] (下) [cm ²]	16.90 > 4.97	16.90 > 4.97	16.90 > 4.97	16.90 > 3.98
横リブ必要剛度 (上) [cm ⁴] (下) [cm ⁴]	4927	4927	4927	2684
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>η</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>η</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²]	68.0 < 210.0 -64.4 < -209.5 139.2 < 210.0 -131.7 < -209.5 56.4 < 120.0	106.0 < 210.0 -100.2 < -209.5 198.1 < 210.0 -187.3 < -209.5 69.1 < 120.0	82.4 < 210.0 -75.9 < -184.1 168.7 < 210.0 -155.3 < -184.1 57.4 < 120.0
合成応力度 W _u	0.573 < 1.2	1.080 < 1.2	0.773 < 1.2	0.773 < 1.2
W _L	0.538 < 1.2	1.003 < 1.2	0.686 < 1.2	0.686 < 1.2
抵抗曲げモーメント				
M _{ru} (max) [kN・m] M _{ru} (<i>η</i>) [kN・m] M _{ru} (min) [kN・m] M _{ru} (<i>η</i>) [kN・m]	-17371 -18308 -17371 -18308	-16968 -17900 -16968 -17900	-14333 -13642 -14333 -13642	
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数	1	1	1	1

断面位置		断面9-L	断面9-R	断面9-C
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	7126 -629 609 326	7126 -629 609 326	7782 30 314 326
横リブ間隔	[mm]	1175.0	1175.0	1175.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 223 952 > 223	952 > 223 952 > 223	952 > 223 952 > 223
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.32 16.90 > 3.32	16.90 > 3.32 16.90 > 3.32	16.90 > 3.32 16.90 > 3.32
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	1647 1647	1647 1647	1647
応力度	σ_u (max) [N/mm ²] σ_L (<i>u</i>) [N/mm ²] σ_u (min) [N/mm ²] σ_L (<i>u</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 W _u W _L	-98.1 < -158.6 98.1 < 210.0 8.7 < 210.0 -8.7 < -158.6 20.9 < 120.0 0.235 < 1.2 0.235 < 1.2	-98.1 < -158.6 98.1 < 210.0 8.7 < 210.0 -8.7 < -158.6 20.9 < 120.0 0.235 < 1.2 0.235 < 1.2	-107.1 < -158.6 107.1 < 210.0 -0.4 < -158.6 0.4 < 210.0 12.7 < 120.0 0.267 < 1.2 0.267 < 1.2
抵抗曲げモーメント	M _{ru} (max) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m] M _{ru} (min) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m]	11525 15257 -15257 -11525	11525 15257 -15257 -11525	11525 15257 11525 15257
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面7-R	断面8-L	断面8-R
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	2615 -3625 1203 668	2615 -3625 1203 668	7126 -629 609 326
横リブ間隔	[mm]	1175.0	1175.0	1175.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 12	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 95.73 1061.80 1061.80 7776693 7776693 8416187	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 223 952 > 363	952 > 223 952 > 223	952 > 223 952 > 223
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.32 16.90 > 3.98	16.90 > 3.32 16.90 > 3.32	16.90 > 3.32 16.90 > 3.32
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	1647 2684	1647 1647	1647
応力度	σ_u (max) [N/mm ²] σ_L (<i>u</i>) [N/mm ²] σ_u (min) [N/mm ²] σ_L (<i>u</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 W _u W _L	-35.4 < -158.6 32.6 < 210.0 49.1 < 210.0 -45.2 < -184.1 41.3 < 120.0 0.129 < 1.2 0.127 < 1.2	-36.0 < -158.6 36.0 < 210.0 49.9 < 210.0 -49.9 < -158.6 41.5 < 120.0 0.132 < 1.2 0.132 < 1.2	-98.1 < -158.6 98.1 < 210.0 8.7 < 210.0 -8.7 < -158.6 20.9 < 120.0 0.235 < 1.2 0.235 < 1.2
抵抗曲げモーメント	M _{ru} (max) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m] M _{ru} (min) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m]	11719 16848 -15514 -14767	11525 15257 -15257 -11525	11525 15257 11525 15257
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面10-L	断面10-R	断面11-L
断面長		8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェ ブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My (max) [kN・m] My (min) [kN・m] S z [kN] Mx [kN・m]	7126 -629 609 326	2615 -3625 1203 668	2615 -3625 1203 668
横リブ間隔		1175.0	1175.0	1175.0
断面				
上フランジ(有効幅) [mm]		2240(2240) x 10	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
上縦リブ(有効本数) [mm]		5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ [mm]		2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ [mm]		2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数) [mm]		5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
下フランジ(有効幅) [mm]		2240(2240) x 10	2240(2240) x 10	2240(2240) x 12
断面諸量	Y ₀ [cm]	100.00	100.00	100.00
	Z ₀ [cm]	100.00	100.00	95.73
	Ag [cm ²]	1017.00	1017.00	1061.80
	An [cm ²]	1017.00	1017.00	1061.80
	I _y g [cm ⁴]	7338103	7338103	7776693
	I _y n [cm ⁴]	7338103	7338103	7776693
	J [cm ⁴]	8060428	8060428	8416187
縦リブ必要剛度	(上) [cm ⁴]	952 > 223	952 > 223	952 > 223
	(下) [cm ⁴]	952 > 223	952 > 223	952 > 363
縦リブ必要断面積	(上) [cm ²]	16.90 > 3.32	16.90 > 3.32	16.90 > 3.32
	(下) [cm ²]	16.90 > 3.32	16.90 > 3.32	16.90 > 3.98
横リブ必要剛度	(上) [cm ⁴]	1647	1647	1647
	(下) [cm ⁴]	1647	1647	2684
応力度	σ _u (max) [N/mm ²]	-98.1 < -158.6	-36.0 < -158.6	-35.4 < -158.6
	σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²]	98.1 < 210.0	36.0 < 210.0	32.6 < 210.0
	σ _u (min) [N/mm ²]	8.7 < 210.0	49.9 < 210.0	49.1 < 210.0
	σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²]	-8.7 < -158.6	-49.9 < -158.6	-45.2 < -184.1
	τ [N/mm ²]	20.9 < 120.0	41.5 < 120.0	41.3 < 120.0
合成応力度	W _u [N/mm ²]	0.235 < 1.2	0.132 < 1.2	0.129 < 1.2
	W _L	0.235 < 1.2	0.132 < 1.2	0.127 < 1.2
抵抗曲げモーメント				
	M _{ru} (max) [kN・m]	11525	11525	11719
	M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m]	15257	15257	16848
	M _{ru} (min) [kN・m]	-15257	-15257	-15514
	M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m]	-11525	-11525	-14767
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面11-R	断面12-L	断面12-R
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェーブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	-5626 -11513 1789 668	-5626 -11513 1789 668	-2432 -7468 1882 668
横リブ間隔	[mm]	1175.0	1175.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2106) x 10	2240(2106) x 15	2240(2152) x 15
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(4) 130 x 13	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13
左ウェーブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェーブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2106) x 12	2240(2106) x 15	2240(2152) x 15
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] A _g [cm ²] A _n [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 95.73 1061.80 998.60 7776693 7184653 8416187	100.00 97.21 1190.30 1133.31 9171632 8626821 9701590	100.00 97.24 1190.30 1147.03 9171632 8766174 9701590
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 363	952 > 666	952 > 637
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.98	16.90 > 4.97	16.90 > 4.97
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	2684	4927	5034
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²]	82.4 < 210.0 -75.9 < -184.1 168.7 < 210.0 -155.3 < -184.1 57.4 < 120.0	68.0 < 210.0 -64.4 < -209.5 139.2 < 210.0 -131.7 < -209.5 56.4 < 120.0	28.9 < 210.0 -27.4 < -209.5 88.8 < 210.0 -84.1 < -209.5 58.9 < 120.0
合成応力度	W _u W _L	0.773 < 1.2 0.686 < 1.2	0.573 < 1.2 0.538 < 1.2	0.333 < 1.2 0.326 < 1.2
抵抗曲げモーメント	M _{ru} (max) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m] M _{ru} (min) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m]	-14333 -13642 -14333 -13642	-17371 -18308 -17371 -18308	-17658 -18598 -17658 -18598
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面12-C	断面13-L	断面13-R
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] S z [kN] Mx [kN・m]	-8562 -16006 2259 668	-2432 -7468 1882 668	6959 229 1325 668
横リブ間隔	[mm]	1175.0	1150.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2042) x 15	2240(2152) x 10	2240(2240) x 10
上縦リブ(有効本数)	[mm]	2(2) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(5) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2042) x 15	2240(2152) x 10	2240(2240) x 10
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _y g [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 97.16 1190.30 1113.98 9171632 8430392 9701590	100.00 100.00 1017.00 965.62 7338103 6864593 8060428	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 666	952 > 214	952 > 214
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 4.97	16.90 > 3.32	16.90 > 3.32
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	4927	1683	1683
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 W _u [N/mm ²] W _L	106.0 < 210.0 -100.2 < -209.5 198.1 < 210.0 -187.3 < -209.5 69.1 < 120.0 1.080 < 1.2 1.003 < 1.2	35.8 < 210.0 -35.8 < -158.6 109.9 < 210.0 -109.9 < -158.6 60.2 < 120.0 0.424 < 1.2 0.424 < 1.2	-95.8 < -158.6 95.8 < 210.0 -3.2 < -158.6 3.2 < 210.0 44.9 < 120.0 0.293 < 1.2 0.293 < 1.2
抵抗曲げモーメント	M _{ru} (max) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m] M _{ru} (min) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m]	-16968 -17900 -16968 -17900	-14273 -10782 -14273 -10782	11525 15257 11525 15257
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面14-L	断面14-R	断面15-L
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] S z [kN] Mx [kN・m]	6959 229 1325 668	12919 4873 698 457	12919 4873 698 457
横リブ間隔	[mm]	1150.0	1150.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 12	2240(2240) x 12	2240(2240) x 13
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10	2240(2240) x 11
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _y g [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 109.17 1011.10 1011.10 7267083 7267083 8416159	100.00 109.17 1011.10 1011.10 7267083 7267083 8416159	100.00 108.78 1055.90 1055.90 7728973 7728973 8776162
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 348	952 > 348	952 > 432
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.98	16.90 > 3.98	16.90 > 4.31
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	2743	2743	3406
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 W _u [N/mm ²] W _L	-88.1 < -184.1 105.5 < 210.0 -2.9 < -184.1 3.5 < 210.0 44.8 < 120.0 0.268 < 1.2 0.328 < 1.2	-163.6 < -184.1 195.9 < 210.0 -61.7 < -184.1 73.9 < 210.0 24.9 < 120.0 0.626 < 1.2 0.892 < 1.2	-154.6 < -193.8 183.7 < 210.0 -58.3 < -193.8 69.3 < 210.0 24.8 < 120.0 0.558 < 1.2 0.784 < 1.2
抵抗曲げモーメント	M _{ru} (max) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m] M _{ru} (min) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m]	14534 13852 14534 13852	14534 13852 14534 13852	16194 14771 16194 14771
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面15-R	断面15-C	断面16-L
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	13689 6417 474 457	14038 6234 332 457	13689 6417 474 457
横リブ間隔	[mm]	1150.0	1150.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 13	2240(2240) x 13	2240(2240) x 12
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 11	2240(2240) x 11	2240(2240) x 11
断面諸量	Yo [cm] Zo [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I yg [cm ⁴] I yn [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 108.78 1055.90 1055.90 7728973 7728973 8776162	100.00 108.78 1055.90 1055.90 7728973 7728973 8776162	100.00 106.78 1033.50 1033.50 7533300 7533300 8623154
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 432	952 > 432	952 > 348
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 4.31	16.90 > 4.31	16.90 > 3.98
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	3406	3406	2743
応力度	$\sigma u(max)$ [N/mm ²] $\sigma L(u)$ [N/mm ²] $\sigma u(min)$ [N/mm ²] $\sigma L(u)$ [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 Wu Wt	-163.9 < -193.8 194.6 < 210.0 -76.8 < -193.8 91.2 < 210.0 18.7 < 120.0 0.618 < 1.2 0.870 < 1.2	-168.0 < -193.8 199.6 < 210.0 -74.6 < -193.8 88.6 < 210.0 14.8 < 120.0 0.647 < 1.2 0.911 < 1.2	-171.6 < -184.1 196.0 < 210.0 -80.4 < -184.1 91.9 < 210.0 18.7 < 120.0 0.679 < 1.2 0.883 < 1.2
抵抗曲げモーメント	Mru(max) [kN・m] Mru(u) [kN・m] Mru(min) [kN・m] Mru(u) [kN・m]	16194 14771 16194 14771	16194 14771 16194 14771	14685 14664 14685 14664
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面16-R	断面17-L	断面17-R
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	9510 4788 970 0	9510 4788 970 0	0 0 1590 0
横リブ間隔	[mm]	1150.0	1150.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 12	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 11	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
断面諸量	Yo [cm] Zo [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I yg [cm ⁴] I yn [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 106.78 1033.50 1033.50 7533300 7533300 8623154	100.00 104.91 966.30 966.30 6870901 6870901 8060399	100.00 104.91 966.30 966.30 6870901 6870901 8060399
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 348	952 > 214	952 > 214
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.98	16.90 > 3.32	16.90 > 3.32
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	2743	1683	1683
応力度	$\sigma u(max)$ [N/mm ²] $\sigma L(u)$ [N/mm ²] $\sigma u(min)$ [N/mm ²] $\sigma L(u)$ [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 Wu Wt	-119.2 < -184.1 136.2 < 210.0 -60.0 < -184.1 68.6 < 210.0 26.6 < 120.0 0.345 < 1.2 0.438 < 1.2	-133.0 < -158.6 146.6 < 210.0 -67.0 < -158.6 73.8 < 210.0 26.8 < 120.0 0.426 < 1.2 0.508 < 1.2	-0.0 < -158.6 0.0 < 210.0 -0.0 < -158.6 0.0 < 210.0 43.9 < 120.0 0.078 < 1.2 0.067 < 1.2
抵抗曲げモーメント	Mru(max) [kN・m] Mru(u) [kN・m] Mru(min) [kN・m] Mru(u) [kN・m]	14685 14664 14685 14664	11343 13624 11343 13624	11343 13624 11343 13624
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面1-L	断面1-R	断面2-L
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	0 0 1590 0	9510 4788 970 0	9510 4788 970 0
横リブ間隔	[mm]	1150.0	1150.0	1150.0
断面	上フランジ(有効幅) [mm] 上縦リブ(有効本数) [mm] 左ウェブ [mm] 右ウェブ [mm] 下縦リブ(有効本数) [mm] 下フランジ(有効幅) [mm]	2240(2240) x 10 5(5) 130 x 13 2000 x 10 2000 x 10 2(2) 130 x 13 2240(2240) x 10	2240(2240) x 10 5(5) 130 x 13 2000 x 10 2000 x 10 2(2) 130 x 13 2240(2240) x 10	2240(2240) x 12 5(5) 130 x 13 2000 x 10 2000 x 10 2(2) 130 x 13 2240(2240) x 11
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 104.91 966.30 966.30 6870901 6870901 8060399	100.00 104.91 966.30 966.30 6870901 6870901 8060399	100.00 106.78 1033.50 1033.50 7533300 7533300 8623154
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 214	952 > 214	952 > 348
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.32	16.90 > 3.32	16.90 > 3.98
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	1683	1683	2743
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 W _u W _L	-0.0 < -158.6 0.0 < 210.0 -0.0 < -158.6 0.0 < 210.0 43.9 < 120.0 0.078 < 1.2 0.067 < 1.2	-133.0 < -158.6 146.6 < 210.0 -67.0 < -158.6 73.8 < 210.0 26.8 < 120.0 0.426 < 1.2 0.508 < 1.2	-119.2 < -184.1 136.2 < 210.0 -60.0 < -184.1 68.6 < 210.0 26.6 < 120.0 0.345 < 1.2 0.438 < 1.2
抵抗曲げモーメント	M _{ru} (max) [kN・m] M _{ru} (<i>n</i>) [kN・m] M _{ru} (min) [kN・m] M _{ru} (<i>n</i>) [kN・m]	11343 13624 11343 13624	11343 13624 11343 13624	14685 14664 14685 14664
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面2-R	断面3-L	断面3-R
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	13689 6417 474 457	12919 4873 698 457	12919 4873 698 457
横リブ間隔	[mm]	1150.0	1150.0	1150.0
断面	上フランジ(有効幅) [mm] 上縦リブ(有効本数) [mm] 左ウェブ [mm] 右ウェブ [mm] 下縦リブ(有効本数) [mm] 下フランジ(有効幅) [mm]	2240(2240) x 12 5(5) 130 x 13 2000 x 10 2000 x 10 2(2) 130 x 13 2240(2240) x 11	2240(2240) x 13 5(5) 130 x 13 2000 x 10 2000 x 10 2(2) 130 x 13 2240(2240) x 11	2240(2240) x 13 5(5) 130 x 13 2000 x 10 2000 x 10 2(2) 130 x 13 2240(2240) x 11
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 106.78 1033.50 1033.50 7533300 7533300 8623154	100.00 108.78 1055.90 1055.90 7728973 7728973 8776162	100.00 108.78 1055.90 1055.90 7728973 7728973 8776162
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 348	952 > 432	952 > 432
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.98	16.90 > 4.31	16.90 > 4.31
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	2743	3406	3406
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 W _u W _L	-171.6 < -184.1 196.0 < 210.0 -80.4 < -184.1 91.9 < 210.0 18.7 < 120.0 0.679 < 1.2 0.883 < 1.2	-163.9 < -193.8 194.6 < 210.0 -76.8 < -193.8 91.2 < 210.0 18.7 < 120.0 0.618 < 1.2 0.870 < 1.2	-154.6 < -193.8 183.7 < 210.0 -58.3 < -193.8 69.3 < 210.0 24.8 < 120.0 0.558 < 1.2 0.784 < 1.2
抵抗曲げモーメント	M _{ru} (max) [kN・m] M _{ru} (<i>n</i>) [kN・m] M _{ru} (min) [kN・m] M _{ru} (<i>n</i>) [kN・m]	14685 14664 14685 14664	16194 14771 16194 14771	16194 14771 16194 14771
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面3-C	断面4-L	断面4-R
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	14038 6234 332 457	12919 4873 698 457	6959 229 1325 668
横リブ間隔	[mm]	1150.0	1150.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 13	2240(2240) x 12	2240(2240) x 12
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 11	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 108.78 1055.90 1055.90 7728973 7728973 8776162	100.00 109.17 1011.10 1011.10 7267083 7267083 8416159	100.00 109.17 1011.10 1011.10 7267083 7267083 8416159
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 432	952 > 348	952 > 348
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 4.31	16.90 > 3.98	16.90 > 3.98
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	3406	2743	2743
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²]	-168.0 < -193.8 199.6 < 210.0 -74.6 < -193.8 88.6 < 210.0 14.8 < 120.0	-163.6 < -184.1 195.9 < 210.0 -61.7 < -184.1 73.9 < 210.0 24.9 < 120.0	-88.1 < -184.1 105.5 < 210.0 -2.9 < -184.1 3.5 < 210.0 44.8 < 120.0
合成応力度	W _u [N/mm ²]	0.647 < 1.2	0.626 < 1.2	0.268 < 1.2
W _L		0.911 < 1.2	0.892 < 1.2	0.328 < 1.2
抵抗曲げモーメント				
M _{ru} (max) [kN・m]		16194	14534	14534
M _{ru} (<i>n</i>) [kN・m]		14771	13852	13852
M _{ru} (min) [kN・m]		16194	14534	14534
M _{ru} (<i>n</i>) [kN・m]		14771	13852	13852
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面5-L	断面5-R	断面6-L
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	6959 229 1325 668	-2432 -7468 1882 668	-2432 -7468 1882 668
横リブ間隔	[mm]	1150.0	1150.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 10	2240(2152) x 10	2240(2152) x 15
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(4) 130 x 13	2(2) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 10	2240(2152) x 10	2240(2152) x 15
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428	100.00 100.00 1017.00 965.62 7338103 6864593 8060428	100.00 97.24 1190.30 1147.03 9171632 8766174 9701590
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 214	952 > 214	952 > 637
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.32	16.90 > 3.32	16.90 > 4.97
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	1683	1683	5034
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²]	-95.8 < -158.6 95.8 < 210.0 -3.2 < -158.6 3.2 < 210.0 44.9 < 120.0	35.8 < 210.0 -35.8 < -158.6 109.9 < 210.0 -109.9 < -158.6 60.2 < 120.0	28.9 < 210.0 -27.4 < -209.5 88.8 < 210.0 -84.1 < -209.5 58.9 < 120.0
合成応力度	W _u [N/mm ²]	0.293 < 1.2	0.424 < 1.2	0.333 < 1.2
W _L		0.293 < 1.2	0.424 < 1.2	0.326 < 1.2
抵抗曲げモーメント				
M _{ru} (max) [kN・m]		11525	-14273	-17658
M _{ru} (<i>n</i>) [kN・m]		15257	-10782	-18598
M _{ru} (min) [kN・m]		11525	-14273	-17658
M _{ru} (<i>n</i>) [kN・m]		15257	-10782	-18598
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面6-R	断面6-C	断面7-L
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	-5626 -11513 1789 668	-8562 -16006 2259 668	-5626 -11513 1789 668
横リブ間隔	[mm]	1175.0	1175.0	1175.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2106) x 15	2240(2042) x 15	2240(2106) x 10
上縦リブ(有効本数)	[mm]	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13	5(4) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2106) x 15	2240(2042) x 15	2240(2106) x 12
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 97.21 1190.30 1133.31 9171632 8626821 9701590	100.00 97.16 1190.30 1113.98 9171632 8430392 9701590	100.00 95.73 1061.80 998.60 7776693 7184653 8416187
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 666	952 > 666	952 > 363
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 4.97	16.90 > 4.97	16.90 > 3.98
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	4927	4927	2684
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 W _u W _L	68.0 < 210.0 -64.4 < -209.5 139.2 < 210.0 -131.7 < -209.5 56.4 < 120.0 0.573 < 1.2 0.538 < 1.2	106.0 < 210.0 -100.2 < -209.5 198.1 < 210.0 -187.3 < -209.5 69.1 < 120.0 1.080 < 1.2 1.003 < 1.2	82.4 < 210.0 -75.9 < -184.1 168.7 < 210.0 -155.3 < -184.1 57.4 < 120.0 0.773 < 1.2 0.686 < 1.2
抵抗曲げモーメント				
M _{ru} (max) [kN・m]		-17371	-16968	-14333
M _{ru} (<i>n</i>) [kN・m]		-18308	-17900	-13642
M _{ru} (min) [kN・m]		-17371	-16968	-14333
M _{ru} (<i>n</i>) [kN・m]		-18308	-17900	-13642
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面7-R	断面8-L	断面8-R
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	2615 -3625 1203 668	2615 -3625 1203 668	7126 -629 609 326
横リブ間隔	[mm]	1175.0	1175.0	1175.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 12	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 95.73 1061.80 1061.80 7776693 7776693 8416187	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 223 952 > 363	952 > 223 952 > 223	952 > 223 952 > 223
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.32 16.90 > 3.98	16.90 > 3.32 16.90 > 3.32	16.90 > 3.32 16.90 > 3.32
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	1647 2684	1647 1647	1647 1647
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 W _u W _L	-35.4 < -158.6 32.6 < 210.0 49.1 < 210.0 -45.2 < -184.1 41.3 < 120.0 0.129 < 1.2 0.127 < 1.2	-36.0 < -158.6 36.0 < 210.0 49.9 < 210.0 -49.9 < -158.6 41.5 < 120.0 0.132 < 1.2 0.132 < 1.2	-98.1 < -158.6 98.1 < 210.0 8.7 < 210.0 -8.7 < -158.6 20.9 < 120.0 0.235 < 1.2 0.235 < 1.2
抵抗曲げモーメント				
M _{ru} (max) [kN・m]		11719	11525	11525
M _{ru} (<i>n</i>) [kN・m]		16848	15257	15257
M _{ru} (min) [kN・m]		-15514	-15257	-15257
M _{ru} (<i>n</i>) [kN・m]		-14767	-11525	-11525
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面10-L	断面10-R	断面11-L
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	7126 -629 609 326	2615 -3625 1203 668	2615 -3625 1203 668
横リブ間隔	[mm]	1175.0	1175.0	1175.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10	2240(2240) x 12
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _y g [cm ⁴] I _y n [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428	100.00 95.73 1061.80 1061.80 7776693 7776693 8416187
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 223 952 > 223	952 > 223 952 > 223	952 > 223 952 > 363
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.32 16.90 > 3.32	16.90 > 3.32 16.90 > 3.32	16.90 > 3.32 16.90 > 3.98
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	1647 1647	1647 1647	1647 2684
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 W _u W _L	-98.1 < -158.6 98.1 < 210.0 8.7 < 210.0 -8.7 < -158.6 20.9 < 120.0 0.235 < 1.2 0.235 < 1.2	-36.0 < -158.6 36.0 < 210.0 49.9 < 210.0 -49.9 < -158.6 41.5 < 120.0 0.132 < 1.2 0.132 < 1.2	-35.4 < -158.6 32.6 < 210.0 49.1 < 210.0 -45.2 < -184.1 41.3 < 120.0 0.129 < 1.2 0.127 < 1.2
抵抗曲げモーメント	M _{ru} (max) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m] M _{ru} (min) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m]	11525 15257 -15257 -11525	11525 15257 -15257 -11525	11719 16848 -15514 -14767
孔引ボルト孔数 (上・下)		1	1	1
水平補剛材の段数				

断面位置		断面9-L	断面9-R	断面9-C
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	7126 -629 609 326	7782 30 314 326	7782 30 314 326
横リブ間隔	[mm]	1175.0	1175.0	1175.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _y g [cm ⁴] I _y n [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 223 952 > 223	952 > 223 952 > 223	952 > 223
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.32 16.90 > 3.32	16.90 > 3.32 16.90 > 3.32	16.90 > 3.32
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	1647 1647	1647 1647	1647
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 W _u W _L	-107.1 < -158.6 98.1 < 210.0 8.7 < 210.0 -8.7 < -158.6 20.9 < 120.0 0.235 < 1.2 0.267 < 1.2	-98.1 < -158.6 98.1 < 210.0 8.7 < 210.0 -8.7 < -158.6 20.9 < 120.0 0.235 < 1.2 0.267 < 1.2	-107.1 < -158.6 107.1 < 210.0 -0.4 < -158.6 0.4 < 210.0 12.7 < 120.0 0.267 < 1.2 0.267 < 1.2
抵抗曲げモーメント	M _{ru} (max) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m] M _{ru} (min) [kN・m] M _{ru} (<i>u</i>) [kN・m]	11525 15257 -15257 -11525	11525 15257 -15257 -11525	11525 15257 11525 15257
孔引ボルト孔数 (上・下)		1	1	1
水平補剛材の段数				

断面位置		断面11-R	断面12-L	断面12-R
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	-5626 -11513 1789 668	-5626 -11513 1789 668	-2432 -7468 1882 668
横リブ間隔	[mm]	1175.0	1175.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2106) x 10	2240(2106) x 15	2240(2152) x 15
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(4) 130 x 13	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2106) x 12	2240(2106) x 15	2240(2152) x 15
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 95.73 1061.80 998.60 7776693 7184653 8416187	100.00 97.21 1190.30 1133.31 9171632 8626821 9701590	100.00 97.24 1190.30 1147.03 9171632 8766174 9701590
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 363	952 > 666	952 > 637
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.98	16.90 > 4.97	16.90 > 4.97
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	2684	4927	5034
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²]	82.4 < 210.0 -75.9 < -184.1 168.7 < 210.0 -155.3 < -184.1 57.4 < 120.0	68.0 < 210.0 -64.4 < -209.5 139.2 < 210.0 -131.7 < -209.5 56.4 < 120.0	28.9 < 210.0 -27.4 < -209.5 88.8 < 210.0 -84.1 < -209.5 58.9 < 120.0
合成応力度	W _u [N/mm ²]	0.773 < 1.2	0.573 < 1.2	0.333 < 1.2
抵抗曲げモーメント	W _L	0.686 < 1.2	0.538 < 1.2	0.326 < 1.2
抵抗曲げモーメント	Mr _u (max) [kN・m] Mr _i (<i>u</i>) [kN・m] Mr _u (min) [kN・m] Mr _i (<i>u</i>) [kN・m]	-14333 -13642 -14333 -13642	-17371 -18308 -17371 -18308	-17658 -18598 -17658 -18598
孔引ボルト孔数	(上・下)			
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面12-C	断面13-L	断面13-R
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	-8562 -16006 2259 668	-2432 -7468 1882 668	6959 229 1325 668
横リブ間隔	[mm]	1175.0	1150.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2042) x 15	2240(2152) x 10	2240(2240) x 10
上縦リブ(有効本数)	[mm]	2(2) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	5(4) 130 x 13	5(4) 130 x 13	5(5) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2042) x 15	2240(2152) x 10	2240(2240) x 10
断面諸量	Y ₀ [cm] Z ₀ [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I _{yg} [cm ⁴] I _{yn} [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 97.16 1190.30 1113.98 9171632 8430392 9701590	100.00 100.00 1017.00 965.62 7338103 6864593 8060428	100.00 100.00 1017.00 1017.00 7338103 7338103 8060428
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 666	952 > 214	952 > 214
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 4.97	16.90 > 3.32	16.90 > 3.32
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	4927	1683	1683
応力度	σ _u (max) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] σ _u (min) [N/mm ²] σ _L (<i>u</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²]	106.0 < 210.0 -100.2 < -209.5 198.1 < 210.0 -187.3 < -209.5 69.1 < 120.0	35.8 < 210.0 -35.8 < -158.6 109.9 < 210.0 -109.9 < -158.6 60.2 < 120.0	-95.8 < -158.6 95.8 < 210.0 -3.2 < -158.6 3.2 < 210.0 44.9 < 120.0
合成応力度	W _u [N/mm ²]	1.080 < 1.2	0.424 < 1.2	0.293 < 1.2
抵抗曲げモーメント	W _L	1.003 < 1.2	0.424 < 1.2	0.293 < 1.2
抵抗曲げモーメント	Mr _u (max) [kN・m] Mr _i (<i>u</i>) [kN・m] Mr _u (min) [kN・m] Mr _i (<i>u</i>) [kN・m]	-16968 -17900 -16968 -17900	-14273 -10782 -14273 -10782	11525 15257 11525 15257
孔引ボルト孔数	(上・下)			
水平補剛材の段数		1	1	1

断面位置		断面14-L	断面14-R	断面15-L
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	6959 229 1325 668	12919 4873 698 457	12919 4873 698 457
横リブ間隔	[mm]	1150.0	1150.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 12	2240(2240) x 12	2240(2240) x 13
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10	2240(2240) x 11
断面諸量	Yo [cm] Zo [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I yg [cm ⁴] I yn [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 109.17 1011.10 1011.10 7267083 7267083 8416159	100.00 109.17 1011.10 1011.10 7267083 7267083 8416159	100.00 108.78 1055.90 1055.90 7728973 7728973 8776162
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 348	952 > 348	952 > 432
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 3.98	16.90 > 3.98	16.90 > 4.31
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	2743	2743	3406
応力度	σ_u (max) [N/mm ²] σ_L (<i>u</i>) [N/mm ²] σ_u (min) [N/mm ²] σ_L (<i>u</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 Wu Wt	-88.1 < -184.1 105.5 < 210.0 -2.9 < -184.1 3.5 < 210.0 44.8 < 120.0 0.268 < 1.2 0.328 < 1.2	-163.6 < -184.1 195.9 < 210.0 -61.7 < -184.1 73.9 < 210.0 24.9 < 120.0 0.626 < 1.2 0.892 < 1.2	-163.9 < -193.8 194.6 < 210.0 -76.8 < -193.8 91.2 < 210.0 18.7 < 120.0 0.618 < 1.2 0.870 < 1.2
抵抗曲げモーメント	Mru(max) [kN・m] Mru (<i>u</i>) [kN・m] Mru(min) [kN・m] Mru (<i>u</i>) [kN・m]	14534 13852 14534 13852	14534 13852 14534 13852	16194 14771 16194 14771
孔引ボルト孔数 (上・下)		1	1	1
水平補剛材の段数				1

断面位置		断面15-R	断面15-C	断面16-L
断面長	[mm]	8176.5	8176.5	8176.5
材質	上フランジ ウェブ 下フランジ	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA	SM490YA SM490YA SM490YA
断面力	My(max) [kN・m] My(min) [kN・m] Sz [kN] Mx [kN・m]	13689 6417 474 457	14038 6234 332 457	13689 6417 474 457
横リブ間隔	[mm]	1150.0	1150.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 13	2240(2240) x 13	2240(2240) x 12
上縦リブ(有効本数)	[mm]	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ	[mm]	2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数)	[mm]	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13
下フランジ(有効幅)	[mm]	2240(2240) x 11	2240(2240) x 11	2240(2240) x 11
断面諸量	Yo [cm] Zo [cm] Ag [cm ²] An [cm ²] I yg [cm ⁴] I yn [cm ⁴] J [cm ⁴]	100.00 108.78 1055.90 1055.90 7728973 7728973 8776162	100.00 108.78 1055.90 1055.90 7728973 7728973 8776162	100.00 106.78 1033.50 1033.50 7533300 7533300 8623154
縦リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	952 > 432	952 > 432	952 > 348
縦リブ必要断面積	(上)[cm ²] (下)[cm ²]	16.90 > 4.31	16.90 > 4.31	16.90 > 3.98
横リブ必要剛度	(上)[cm ⁴] (下)[cm ⁴]	3406	3406	2743
応力度	σ_u (max) [N/mm ²] σ_L (<i>u</i>) [N/mm ²] σ_u (min) [N/mm ²] σ_L (<i>u</i>) [N/mm ²] τ [N/mm ²] 合成応力度 Wu Wt	-163.9 < -193.8 194.6 < 210.0 -76.8 < -193.8 91.2 < 210.0 18.7 < 120.0 0.618 < 1.2 0.870 < 1.2	-168.0 < -193.8 199.6 < 210.0 -74.6 < -193.8 88.6 < 210.0 14.8 < 120.0 0.647 < 1.2 0.911 < 1.2	-171.6 < -184.1 196.0 < 210.0 -80.4 < -184.1 91.9 < 210.0 18.7 < 120.0 0.679 < 1.2 0.883 < 1.2
抵抗曲げモーメント	Mru(max) [kN・m] Mru (<i>u</i>) [kN・m] Mru(min) [kN・m] Mru (<i>u</i>) [kN・m]	16194 14771 16194 14771	16194 14771 16194 14771	14685 14664 14685 14664
孔引ボルト孔数 (上・下)		1	1	1
水平補剛材の段数				

断面位置		断面16-R	断面17-L	断面17-R
断面長		8176.5	8176.5	8176.5
材 質	上フランジ	SM490YA	SM490YA	SM490YA
	ウェブ	SM490YA	SM490YA	SM490YA
	下フランジ	SM490YA	SM490YA	SM490YA
断面力	M _y (max) [kN・m]	9510	9510	0
	M _y (min) [kN・m]	4788	4788	0
	S _z [kN]	970	970	1590
	M _x [kN・m]	0	0	0
横リブ間隔		1150.0	1150.0	1150.0
断面				
上フランジ(有効幅) [mm]		2240(2240) x 12	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
上縦リブ(有効本数) [mm]		5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13	5(5) 130 x 13
左ウェブ		2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
右ウェブ		2000 x 10	2000 x 10	2000 x 10
下縦リブ(有効本数) [mm]		2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13	2(2) 130 x 13
下フランジ(有効幅) [mm]		2240(2240) x 11	2240(2240) x 10	2240(2240) x 10
断面諸量	Y ₀ [cm]	100.00	100.00	100.00
	Z ₀ [cm]	106.78	104.91	104.91
	A _g [cm ²]	1033.50	966.30	966.30
	A _n [cm ²]	1033.50	966.30	966.30
	I _y g [cm ⁴]	7533300	6870901	6870901
	I _y n [cm ⁴]	7533300	6870901	6870901
	J [cm ⁴]	8623154	8060399	8060399
縦リブ必要剛度 (上) [cm ⁴]		952 > 348	952 > 214	952 > 214
縦リブ必要断面積 (上) [cm ²]		16.90 > 3.98	16.90 > 3.32	16.90 > 3.32
縦リブ必要剛度 (下) [cm ⁴]				
横リブ必要剛度 (上) [cm ⁴]		2743	1683	1683
横リブ必要剛度 (下) [cm ⁴]				
応力度	σ _u (max) [N/mm ²]	-119.2 < -184.1	-133.0 < -158.6	-0.0 < -158.6
	σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²]	136.2 < 210.0	146.6 < 210.0	0.0 < 210.0
	σ _u (min) [N/mm ²]	-60.0 < -184.1	-67.0 < -158.6	-0.0 < -158.6
	σ _L (<i>n</i>) [N/mm ²]	68.6 < 210.0	73.8 < 210.0	0.0 < 210.0
	τ [N/mm ²]	26.6 < 120.0	26.8 < 120.0	43.9 < 120.0
	合成応力度 W _u [N/mm ²]	0.345 < 1.2	0.426 < 1.2	0.078 < 1.2
	W _L	0.438 < 1.2	0.508 < 1.2	0.067 < 1.2
抵抗曲げモーメント				
Mr _u (max) [kN・m]	Mr _u (max) [kN・m]	14685	11343	11343
	Mr _u (<i>n</i>) [kN・m]	14664	13624	13624
	Mr _u (min) [kN・m]	14685	11343	11343
	Mr _u (<i>n</i>) [kN・m]	14664	13624	13624
孔引ボルト孔数 (上・下)				
水平補剛材の段数		1	1	1

§ 9. 下部工設計用反力

■ インパクトあり
以下の反力には桁尻載荷分は含まない。

＜着目支点	1－G1	>	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			R _d [kN]	R _z [kN]	R _d ＋R _z [kN]	R _{zp1} [kN]
*1 － G1			864.12	726.13	1590.25	435.91
1－G2			864.12	501.21	1365.33	271.66
＜着目支点	1－G2	>	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			R _d [kN]	R _z [kN]	R _d ＋R _z [kN]	R _{zp1} [kN]
1－G1			864.12	501.21	1365.33	271.66
*1 － G2			864.12	726.13	1590.25	435.91
＜着目支点	2－G1	>	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			R _d [kN]	R _z [kN]	R _d ＋R _z [kN]	R _{zp1} [kN]
*2 － G1			2419.59	1403.16	3822.75	527.77
2－G2			2419.59	586.66	3006.25	234.72
＜着目支点	2－G2	>	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			R _d [kN]	R _z [kN]	R _d ＋R _z [kN]	R _{zp1} [kN]
2－G1			2419.59	586.66	3006.25	234.72
*2 － G2			2419.59	1403.16	3822.75	527.77
＜着目支点	3－G1	>	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			R _d [kN]	R _z [kN]	R _d ＋R _z [kN]	R _{zp1} [kN]
*3 － G1			2419.59	1403.16	3822.75	527.77
3－G2			2419.59	586.66	3006.25	234.72
＜着目支点	3－G2	>	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			R _d [kN]	R _z [kN]	R _d ＋R _z [kN]	R _{zp1} [kN]
3－G1			2419.59	586.66	3006.25	234.72
*3 － G2			2419.59	1403.16	3822.75	527.77
＜着目支点	4－G1	>	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			R _d [kN]	R _z [kN]	R _d ＋R _z [kN]	R _{zp1} [kN]
*4 － G1			864.12	726.13	1590.25	435.91
4－G2			864.12	501.21	1365.33	271.66
＜着目支点	4－G2	>	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			R _d [kN]	R _z [kN]	R _d ＋R _z [kN]	R _{zp1} [kN]
4－G1			864.12	501.21	1365.33	271.66
*4 － G2			864.12	726.13	1590.25	435.91

□インパクトなし
以下の反力には桁尻載荷分は含まない。

＜着目支点	1－G1	＞	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			Rd[kN]	Rz[kN]	Rd＋Rz[kN]	Rzp1[kN]
*1－G1	864.12		601.10	1465.22	360.85	
1－G2	864.12		414.91	1279.03	224.88	
＜着目支点	1－G2	＞	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			Rd[kN]	Rz[kN]	Rd＋Rz[kN]	Rzp1[kN]
1－G1	864.12		601.10	1279.03	224.88	
*1－G2	864.12		414.91	1465.22	360.85	
＜着目支点	2－G1	＞	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			Rd[kN]	Rz[kN]	Rd＋Rz[kN]	Rzp1[kN]
*2－G1	2419.59		1162.31	3581.90	437.12	
2－G2	2419.59		486.02	2905.61	194.40	
＜着目支点	2－G2	＞	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			Rd[kN]	Rz[kN]	Rd＋Rz[kN]	Rzp1[kN]
2－G1	2419.59		486.02	2905.61	194.40	
*2－G2	2419.59		1162.31	3581.90	437.12	
＜着目支点	3－G1	＞	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			Rd[kN]	Rz[kN]	Rd＋Rz[kN]	Rzp1[kN]
*3－G1	2419.59		1162.31	3581.90	437.12	
3－G2	2419.59		486.02	2905.61	194.40	
＜着目支点	3－G2	＞	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			Rd[kN]	Rz[kN]	Rd＋Rz[kN]	Rzp1[kN]
3－G1	2419.59		486.02	2905.61	194.40	
*3－G2	2419.59		1162.31	3581.90	437.12	
＜着目支点	4－G1	＞	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			Rd[kN]	Rz[kN]	Rd＋Rz[kN]	Rzp1[kN]
*4－G1	864.12		601.10	1465.22	360.85	
4－G2	864.12		414.91	1279.03	224.88	
＜着目支点	4－G2	＞	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
支点位置			Rd[kN]	Rz[kN]	Rd＋Rz[kN]	Rzp1[kN]
4－G1	864.12		414.91	1279.03	224.88	
*4－G2	864.12		601.10	1465.22	360.85	

□安定計算
以下の反力には桁尻載荷分は含まない。

＜支点横断＞	死荷重	活荷重	死＋活荷重	P 1 荷重
	Rd[kN]	Rz[kN]	Rd＋Rz[kN]	Rzp1[kN]
1	1728.24	1078.95	2807.19	634.30
2	4839.19	1927.58	6766.77	732.07
3	4839.19	1927.58	6766.77	732.07
4	1728.24	1078.95	2807.19	634.30

2) 重量内訳

桁端張出長 = 0.400 m

＜主桁＞		材質	断面積[m ²]	長さ[m]	個数	重量[t]	
G1	＜ 1＞	上フランジ	SM490YA	0.02240	8.576	1	1.508
		ウェブ	SM490YA	0.02000	8.576	2	2.693
		下フランジ	SM490YA	0.02240	8.576	1	1.508
		上縦リブ	SM490YA	0.00169	8.576	5	0.569
	＜ 2＞	下縦リブ	SM490YA	0.00169	8.576	2	0.228
		上フランジ	SM490YA	0.02688	8.176	1	1.725
		ウェブ	SM490YA	0.02000	8.176	2	2.567
		下フランジ	SM490YA	0.02464	8.176	1	1.582
	＜ 3＞	上縦リブ	SM490YA	0.00169	8.176	5	0.542
		下縦リブ	SM490YA	0.00169	8.176	2	0.217
＜ 4＞		上フランジ	SM490YA	0.02912	8.176	1	1.869
		ウェブ	SM490YA	0.02000	8.176	2	2.567
	下フランジ	SM490YA	0.02464	8.176	1	1.582	
	上縦リブ	SM490YA	0.00169	8.176	5	0.542	
＜ 5＞	下縦リブ	SM490YA	0.00169	8.176	2	0.217	
	上フランジ	SM490YA	0.02688	8.176	1	1.725	
	ウェブ	SM490YA	0.02000	8.176	2	2.567	
	下フランジ	SM490YA	0.02240	8.176	1	1.438	
＜ 6＞	上縦リブ	SM490YA	0.00169	8.176	5	0.542	
	下縦リブ	SM490YA	0.00169	8.176	5	0.542	
	＜ 7＞	上フランジ	SM490YA	0.03360	8.176	1	2.157
		ウェブ	SM490YA	0.02000	8.176	2	2.567
下フランジ		SM490YA	0.03360	8.176	1	2.157	
上縦リブ		SM490YA	0.00169	8.176	2	0.217	
＜ 8＞	下縦リブ	SM490YA	0.00169	8.176	5	0.542	
	上フランジ	SM490YA	0.02240	8.176	1	1.438	
	ウェブ	SM490YA	0.02000	8.176	2	2.567	
	下フランジ	SM490YA	0.02688	8.176	1	1.725	
＜ 9＞	上縦リブ	SM490YA	0.00169	8.176	5	0.542	
	下縦リブ	SM490YA	0.00169	8.176	5	0.542	
	＜ 10＞	上フランジ	SM490YA	0.02240	8.176	1	1.438
		ウェブ	SM490YA	0.02000	8.176	2	2.567
下フランジ		SM490YA	0.02240	8.176	1	1.438	
上縦リブ		SM490YA	0.00169	8.176	5	0.542	
＜ 11＞	下縦リブ	SM490YA	0.00169	8.176	5	0.542	

S 1 0 . 数量計算

1. 重量計算

1) 重量集計

項目	計算重量[t]	係数	重量[t]
主桁	228.706	1.250	285.883
横桁	6.922	1.400	9.691
H T B	8.867		8.867
主部材小計			304.440
支承	---		---
伸縮継手	3.514		3.514
鋼製高欄	11.184		11.184
排水装置	0.210		0.210
その他	0.000		0.000
付属品小計			14.908
合計			319.348

S 1 1 . 概略工費

- 1. 工数算定要素
- 1) 工数算定要素集計表

		単位		本体
大型材片	材片数	個		229
	材片重量	Kg		205120
	材片数	個		4498
	材片重量	Kg		90453
小型材片	材片数	個		65
	加工重量	Kg		0
	部材数	個		0
	加工重量	Kg		0
横構	部材数	個		0
	加工重量	Kg		295573
	570材相当加工重量	Kg		0
	総部材数	個		65
板継溶接延長	材片数	m		2174
	加工重量	m		2323
	部材数	m		2323
	加工重量	m		2323
付属品	部材数	m		2323
	加工重量	m		2323
	部材数	m		2323
	加工重量	m		2323
伸縮継手	部材数	m		2323
	加工重量	m		2323
	部材数	m		2323
	加工重量	m		2323
鋼製高欄	部材数	m		2323
	加工重量	m		2323
	部材数	m		2323
	加工重量	m		2323

- 2) 工数算定要素内訳

		大型材片数	小型材片数	部材数	板継溶接	T 継手溶接
主桁	材片数	136	3444	34	2174.0	2237.0
	重量	93	1054	31	0.0	86.0

2. 塗装面積

$A = 19.50 \text{ m}^2/t \times 319.35 \text{ t} = 6227.3 \text{ m}^2$

3. 橋面工

1) 床版面積

$V = 1.883 \text{ m}^2 \times 139.800 \text{ m} = 263.2 \text{ m}^3$

2) 舗装面積

(A) 車道部面積

$A = 6.750 \text{ m} \times 139.800 \text{ m} = 943.7 \text{ m}^2$

(B) 歩道部面積

$A = 0.000 \text{ m} \times 139.800 \text{ m} = 0.0 \text{ m}^2$

3) 中詰めコンクリート体積

$V = 0.000 \text{ m}^2 \times 139.800 \text{ m} = 0.0 \text{ m}^3$

§ 1. 上部工の計算
1. 設計条件
1 - 1 設計条件

タイトル	PC4径間連続ラーメン箱桁橋
橋種	アレストコンクリート道路橋
構造形式	PC4径間連続ラーメン箱桁橋
施工法	張出施工
橋長	315.000 [m]
桁長	314.400 [m]
支間長	84.000 + 65.000 + 82.500 + 81.500 [m]
桁がかり長	(左端)0.700 [m] (右端)0.700 [m]
有効幅員	6.750 [m]
幅員	7.640 [m]
活荷重	B活荷重-L

1 - 2 使用材料

(1) 特性値

項目	単位	主桁コンクリート	橋脚コンクリート
設計基準強度	N/mm ²	40.00	24.00
ヤング係数	N/mm ²	3.10*10 ⁴	2.50*10 ⁴
単位体積重量	kN/m ³	24.50	24.50
構造系完成以降のクリープ係数	---	1.50	0.00
乾燥収縮度	---	15.00*10 ⁻⁵	0.00*10 ⁻⁵
線膨張係数	---	10.00*10 ⁻⁶	10.00*10 ⁻⁶

PC鋼材

項目	単位	内ケーブル	横縮ケーブル
PC鋼材名称	---	SWPR7B 12S12.7B	SWPR19 1S21.8
PC鋼材鋼種	---	鋼より線	鋼より線
ヤング係数	N/mm ²	2.00*10 ⁵	2.00*10 ⁵
断面積	mm ²	1184.52	312.90
単位質量	kg/m	9.288	2.482

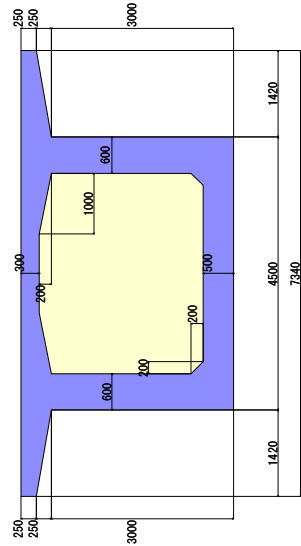
鉄筋

項目	単位	鉄筋
鉄筋種類	---	SD345
ヤング係数	N/mm ²	2.00*10 ⁵

(2) 上部工設計計算 (PC4 径間連続ラーメン橋)



1 - 3 断面諸量



< 表内で使用する記号 >

寸法

- X : 左端支点からの距離
- H : 桁高
- TU : 上床版厚
- TL : 下床版厚
- B : ウェブ厚
- BU : 上床版幅
- BL : 下床版幅
- LB : 左張り出し床版幅
- RB : 右張り出し床版幅
- WK : ウェブの傾き

断面諸量 (総断面)

- A : 断面積
- Yu : 上縁から図心までの距離
- Yl : 下縁から図心までの距離
- I : 断面 2 次モーメント
- Zu : 上縁に関する断面係数 (=I/Yu)
- Zl : 下縁に関する断面係数 (=I/Yl)
- Qi : 図心軸に関する上床版の断面 1 次モーメント
- Qn : 図心軸に関する上床版の断面 1 次モーメント
- Q2 : 図心軸に関する下床版の断面 1 次モーメント
- BN : 図心軸での合計ウェブ厚

(2) 材料強度・許容応力度

主桁コンクリート

項目		単位	値
設計基準強度 許容曲げ 圧縮応力度	架設中	N/mm ²	40.00
	構造系完成時	N/mm ²	18.00
	全死荷重時	N/mm ²	18.00
	設計荷重作用時	N/mm ²	14.00
	設計荷重作用時+温度作用時	N/mm ²	16.10
許容曲げ 引張応力度	架設中	N/mm ²	-2.50
	構造系完成時	N/mm ²	-1.50
	全死荷重時	N/mm ²	0.00
	設計荷重作用時(上縁)	N/mm ²	0.00
	設計荷重作用時(下縁)	N/mm ²	-1.50
平均せん断 応力度 斜引張応力度	設計荷重作用時+温度作用時	N/mm ²	-2.00
	設計荷重時	N/mm ²	0.55
	終局荷重時	N/mm ²	5.30
	死荷重時	N/mm ²	1.00
	設計荷重時	N/mm ²	2.00

PC鋼材

項目	単位	内ケーブル	横絡ケーブル
PC鋼材名称	---	SWPR7B	SWPR19
	---	12S12.7B	1S21.8
PC鋼材鋼種	---	鋼より線	鋼より線
引張強度	N/mm ²	1850	1800
降伏点応力度	N/mm ²	1600	1600
許容引張応力度 プレストレスト導入時 プレストレスト導入直後 設計荷重時	N/mm ²	1440	1440
	N/mm ²	1295	1260
	N/mm ²	1110	1080
	N/mm ²		

鉄筋

項目	単位	値
鉄筋種類	---	SD345
降伏点応力度	N/mm ²	345.0
許容引張応力度 死荷重時 設計荷重時	N/mm ²	100.0
	N/mm ²	180.0

(1) 主桁寸法

TU =0.3000[m]
WK =0.0000

支点	断面 No.	X [m]	H [m]	TL [m]	B [m]
△	1	0.0000	3.5000	0.5000	0.6000
	2	1.7500	3.5000	0.4844	0.5906
	3	3.5000	3.5000	0.3750	0.5250
	4	7.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	5	11.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	6	15.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	7	19.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	8	23.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	9	27.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	10	31.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	11	35.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	12	39.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	13	43.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	14	47.0000	3.5263	0.2500	0.4500
	15	51.0000	3.6052	0.2500	0.4500
	16	55.0000	3.7367	0.2500	0.4500
	17	58.5000	3.8949	0.2824	0.4694
	18	62.0000	4.0934	0.3148	0.4889
	19	65.5000	4.3321	0.3472	0.5083
	20	69.0000	4.6111	0.3796	0.5278
	21	72.0000	4.8823	0.4074	0.5444
	22	75.0000	5.1831	0.4352	0.5611
	23	78.0000	5.5135	0.4630	0.5778
	24	79.0000	5.6302	0.4722	0.5833
	25	82.0000	6.0000	0.5000	0.6000
	26	83.5000	6.0000	0.5000	0.6000
△	27	84.0000	6.0000	0.5000	0.6000
	28	84.5000	6.0000	0.5000	0.6000
	29	86.0000	6.0000	0.5000	0.6000
	30	89.0000	5.4114	0.5000	0.6000
	31	90.0000	5.2295	0.5000	0.6000
	32	93.0000	4.7265	0.5000	0.6000
	33	96.5000	4.2209	0.5000	0.6000
	34	100.0000	3.8026	0.5000	0.6000
	35	103.5000	3.4718	0.5000	0.6000
	36	107.0000	3.2283	0.5000	0.6000
	37	111.0000	3.0571	0.5000	0.6000
	38	115.0000	3.0000	0.5000	0.6000
	39	116.5000	3.0000	0.5000	0.6000
	40	118.0000	3.0000	0.5000	0.6000
	41	122.0000	3.0571	0.5000	0.6000
	42	126.0000	3.2283	0.5000	0.6000
	43	129.5000	3.4718	0.5000	0.6000
	44	133.0000	3.8026	0.5000	0.6000
	45	136.5000	4.2209	0.5000	0.6000
	46	140.0000	4.7265	0.5000	0.6000

支点	断面 No.	X [m]	H [m]	TL [m]	B [m]
	47	143.0000	5.2295	0.5000	0.6000
	48	144.0000	5.4114	0.5000	0.6000
	49	147.0000	6.0000	0.5000	0.6000
	50	148.5000	6.0000	0.5000	0.6000
△	51	149.0000	6.0000	0.5000	0.6000
	52	149.5000	6.0000	0.5000	0.6000
	53	151.0000	6.0000	0.5000	0.6000
	54	154.0000	5.4114	0.4643	0.5786
	55	155.0000	5.2295	0.4524	0.5714
	56	158.0000	4.7265	0.4167	0.5500
	57	161.5000	4.2209	0.3750	0.5250
	58	165.0000	3.8026	0.3333	0.5000
	59	168.5000	3.4718	0.2917	0.4750
	60	172.0000	3.2283	0.2500	0.4500
	61	176.0000	3.0571	0.2500	0.4500
	62	180.0000	3.0000	0.2500	0.4500
	63	181.5000	3.0000	0.2500	0.4500
	64	183.0000	3.0000	0.2500	0.4500
	65	187.0000	3.0227	0.2500	0.4500
	66	191.0000	3.0907	0.2500	0.4500
	67	195.0000	3.2042	0.2500	0.4500
	68	199.0000	3.3629	0.2500	0.4500
	69	203.0000	3.5671	0.2833	0.4700
	70	206.5000	3.7830	0.3125	0.4875
	71	210.0000	4.0336	0.3417	0.5050
	72	213.5000	4.3189	0.3708	0.5225
	73	216.5000	4.5911	0.3958	0.5375
	74	219.5000	4.8888	0.4208	0.5525
	75	222.5000	5.2121	0.4458	0.5675
	76	225.5000	5.5608	0.4708	0.5825
	77	226.0000	5.6215	0.4750	0.5850
	78	229.0000	6.0000	0.5000	0.6000
	79	230.5000	6.0000	0.5000	0.6000
△	80	231.5000	6.0000	0.5000	0.6000
	81	232.5000	6.0000	0.5000	0.6000
	82	234.0000	6.0000	0.5000	0.6000
	83	237.0000	5.6845	0.4750	0.5850
	84	237.5000	5.6340	0.4708	0.5825
	85	240.5000	5.3434	0.4458	0.5675
	86	243.5000	5.0740	0.4208	0.5525
	87	246.5000	4.8259	0.3958	0.5375
	88	249.5000	4.5991	0.3708	0.5225
	89	253.0000	4.3613	0.3417	0.5050
	90	256.5000	4.1525	0.3125	0.4875
	91	260.0000	3.9726	0.2833	0.4700
	92	264.0000	3.8025	0.2500	0.4500
	93	268.0000	3.6701	0.2500	0.4500
	94	272.0000	3.5756	0.2500	0.4500
	95	276.0000	3.5189	0.2500	0.4500

支点	断面 No.	X [m]	H [m]	TL [m]	B [m]
	96	280.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	97	284.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	98	288.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	99	292.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	100	296.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	101	300.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	102	304.0000	3.5000	0.2500	0.4500
	103	308.0000	3.5000	0.2813	0.4688
	104	310.5000	3.5000	0.4375	0.5625
	105	311.2500	3.5000	0.4844	0.5906
△	106	313.0000	3.5000	0.5000	0.6000

支点	断面 No.	BU [m]	BL [m]	LB [m]	RB [m]
△	1	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	2	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	3	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	4	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	5	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	6	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	7	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	8	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	9	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	10	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	11	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	12	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	13	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	14	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	15	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	16	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	17	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	18	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	19	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	20	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	21	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	22	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	23	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	24	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	25	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	26	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
△	27	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	28	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	29	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	30	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	31	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	32	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	33	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	34	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	35	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	36	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	37	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	38	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	39	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	40	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	41	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	42	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	43	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	44	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	45	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	46	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	47	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	48	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	49	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200

支点	断面 No.	BU [m]	BL [m]	LB [m]	RB [m]
	99	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	100	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	101	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	102	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	103	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	104	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	105	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
△	106	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200

支点	断面 No.	BU [m]	BL [m]	LB [m]	RB [m]
	50	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
△	51	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	52	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	53	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	54	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	55	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	56	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	57	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	58	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	59	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	60	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	61	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	62	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	63	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	64	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	65	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	66	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	67	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	68	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	69	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	70	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	71	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	72	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	73	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	74	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	75	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	76	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	77	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	78	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	79	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
△	80	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	81	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	82	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	83	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	84	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	85	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	86	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	87	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	88	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	89	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	90	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	91	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	92	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	93	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	94	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	95	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	96	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	97	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200
	98	7.3400	4.5000	1.4200	1.4200

(2) 主桁断面諸量

支点	断面 No.	A [m ²]	Yu [m]	Yl [m]	I [m ⁴]	Zu [m ³]	Zl [m ³]
△	1	8.1450	1.6278	-1.8722	13.4862	8.2847	-7.2035
	2	8.0425	1.6189	-1.8811	13.3576	8.2512	-7.1009
	3	7.3088	1.5426	-1.9574	12.3124	7.9813	-6.2903
	4	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	5	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	6	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	7	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	8	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	9	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	10	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	11	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	12	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	13	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	14	6.4587	1.4287	-2.0976	10.9149	7.6397	-5.2036
	15	6.5297	1.4633	-2.1419	11.5287	7.8785	-5.3825
	16	6.6480	1.5212	-2.2155	12.5961	8.2804	-5.6855
	17	7.0359	1.6315	-2.2634	14.5584	8.9233	-6.4321
	18	7.4729	1.7588	-2.3346	17.0904	9.7170	-7.3206
	19	7.9638	1.9041	-2.4280	20.3361	10.6804	-8.3755
	20	8.5132	2.0680	-2.5431	24.4741	11.8348	-9.6236
	21	9.0343	2.2237	-2.6586	28.8963	12.9944	-10.8691
	22	9.6049	2.3939	-2.7892	34.3020	14.3292	-12.2980
	23	10.2278	2.5785	-2.9350	40.8897	15.8581	-13.9318
	24	10.4476	2.6433	-2.9869	43.3878	16.4145	-14.5259
	25	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	26	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
△	27	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	28	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	29	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	30	10.4387	2.5587	-2.8528	40.0885	15.6678	-14.0526
	31	10.2204	2.4696	-2.7599	36.8018	14.9020	-13.3344
	32	9.6168	2.2238	-2.5028	28.5835	12.8537	-11.4208
	33	9.0100	1.9774	-2.2435	21.5468	10.8966	-9.6043
	34	8.5081	1.7743	-2.0283	16.5995	9.3555	-8.1840
	35	8.1111	1.6142	-1.8576	13.2149	8.1867	-7.1141
	36	7.8190	1.4967	-1.7316	11.0087	7.3553	-6.3576
	37	7.6135	1.4143	-1.6428	9.5962	6.7852	-5.8414
	38	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	39	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	40	7.5450	1.3868	-1.6132	9.1503	6.5979	-5.6723
	41	7.6135	1.4143	-1.6428	9.5962	6.7852	-5.8414
	42	7.8190	1.4967	-1.7316	11.0087	7.3553	-6.3576
	43	8.1111	1.6142	-1.8576	13.2149	8.1867	-7.1141
	44	8.5081	1.7743	-2.0283	16.5995	9.3555	-8.1840
	45	9.0100	1.9774	-2.2435	21.5468	10.8966	-9.6043
	46	9.6168	2.2238	-2.5028	28.5835	12.8537	-11.4208
	47	10.2204	2.4696	-2.7599	36.8018	14.9020	-13.3344
	48	10.4387	2.5587	-2.8528	40.0885	15.6678	-14.0526
	49	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699

支点	断面 No.	A [m ²]	Yu [m]	Yl [m]	I [m ⁴]	Zu [m ³]	Zl [m ³]
	50	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
△	51	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	52	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	53	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	54	10.1217	2.5299	-2.8815	39.0652	15.4413	-13.5573
	55	9.8074	2.4314	-2.7981	35.5478	14.6204	-12.7042
	56	8.9408	2.1576	-2.5689	26.8681	12.4527	-10.4590
	57	8.0657	1.8794	-2.3415	19.5786	10.4177	-8.3615
	58	7.3243	1.6447	-2.1580	14.5289	8.8340	-6.7327
	59	6.7036	1.4520	-2.0198	11.0812	7.6317	-5.4864
	60	6.1905	1.2990	-1.9293	8.7735	6.7538	-4.5476
	61	6.0364	1.2253	-1.8318	7.6659	6.2562	-4.1850
	62	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	63	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	64	5.9850	1.2009	-1.7991	7.3160	6.0923	-4.0665
	65	6.0054	1.2106	-1.8121	7.4539	6.1573	-4.1134
	66	6.0667	1.2398	-1.8510	7.8767	6.3534	-4.2554
	67	6.1687	1.2886	-1.9155	8.6120	6.6831	-4.4958
	68	6.3117	1.3574	-2.0055	9.7069	7.1509	-4.8401
	69	6.7347	1.4856	-2.0816	11.7301	7.8961	-5.6353
	70	7.1525	1.6144	-2.1686	14.0297	8.6905	-6.4695
	71	7.6183	1.7595	-2.2740	16.9510	9.6339	-7.4542
	72	8.1360	1.9215	-2.3974	20.6443	10.7440	-8.6111
	73	8.6237	2.0740	-2.5171	24.5622	11.8431	-9.7580
	74	9.1544	2.2392	-2.6496	29.3186	13.0933	-11.0652
	75	9.7304	2.4173	-2.7948	35.0752	14.5102	-12.5502
	76	10.3541	2.6083	-2.9526	42.0211	16.1108	-14.2320
	77	10.4629	2.6413	-2.9801	43.3093	16.3967	-14.5328
	78	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	79	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
△	80	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	81	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	82	11.1450	2.8474	-3.1526	51.9237	18.2358	-16.4699
	83	10.5367	2.6722	-3.0124	44.5350	16.6664	-14.7839
	84	10.4394	2.6440	-2.9901	43.4170	16.4212	-14.5204
	85	9.8795	2.4809	-2.8625	37.3189	15.0424	-13.0373
	86	9.3590	2.3282	-2.7458	32.1571	13.8119	-11.7114
	87	8.8761	2.1858	-2.6401	27.7966	12.7168	-10.5286
	88	8.4288	2.0535	-2.5455	24.1203	11.7456	-9.4756
	89	7.9493	1.9118	-2.4494	20.5620	10.7551	-8.3946
	90	7.5127	1.7834	-2.3691	17.6614	9.9033	-7.4549
	91	7.1159	1.6677	-2.3049	15.3036	9.1767	-6.6395
	92	6.7072	1.5503	-2.2522	13.1513	8.4832	-5.8393
	93	6.5881	1.4919	-2.1783	12.0488	8.0763	-5.5314
	94	6.5031	1.4503	-2.1253	11.2962	7.7887	-5.3152
	95	6.4520	1.4255	-2.0934	10.8584	7.6174	-5.1869
	96	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	97	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	98	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444

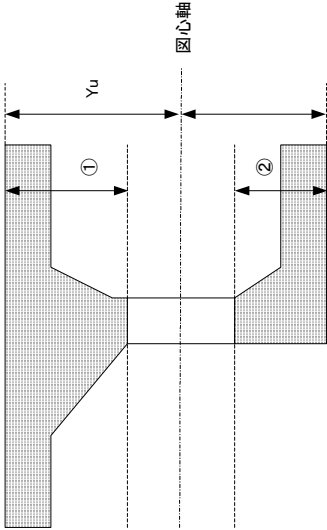
支点	断面 No.	A [m ²]	Yu [m]	Y1 [m]	I [m ⁴]	Zu [m ³]	Z1 [m ³]
	99	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	100	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	101	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	102	6.4350	1.4172	-2.0828	10.7148	7.5605	-5.1444
	103	6.6570	1.4534	-2.0466	11.1637	7.6813	-5.4547
	104	7.7316	1.5893	-1.9107	12.9427	8.1437	-6.7738
	105	8.0425	1.6189	-1.8811	13.3576	8.2512	-7.1009
△	106	8.1450	1.6278	-1.8722	13.4862	8.2847	-7.2035

支点	断面 No.	Q1 [m ³]	Q _N [m ³]	Q2 [m ³]	BN [m]
△	1	4.0686	4.8318	4.0074	1.2000
	2	4.0384	4.7778	3.9319	1.1812
	3	3.7911	4.3618	3.3586	1.0500
	4	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	5	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	6	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	7	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	8	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	9	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	10	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	11	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	12	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	13	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	14	3.4384	3.8265	2.6050	0.9000
	15	3.5350	3.9526	2.6645	0.9000
	16	3.6969	4.1661	2.7635	0.9000
	17	4.0147	4.6157	3.1267	0.9389
	18	4.3821	5.1568	3.5378	0.9778
	19	4.8020	5.8041	4.0059	1.0167
	20	5.2770	6.5745	4.5398	1.0556
	21	5.7294	7.3471	5.0564	1.0889
	22	6.2245	8.2371	5.6336	1.1222
	23	6.7633	9.2593	6.2767	1.1556
	24	6.9526	9.6322	6.5068	1.1667
	25	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	26	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
△	27	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	28	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	29	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	30	6.7261	9.2689	6.4883	1.2000
	31	6.4717	8.7993	6.2534	1.2000
	32	5.7699	7.5527	5.6028	1.2000
	33	5.0666	6.3762	4.9468	1.2000
	34	4.4867	5.4611	4.4024	1.2000
	35	4.0296	4.7745	3.9705	1.2000
	36	3.6942	4.2903	3.6518	1.2000
	37	3.4589	3.9604	3.4271	1.2000
	38	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	39	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	40	3.3805	3.8524	3.3521	1.2000
	41	3.4589	3.9604	3.4271	1.2000
	42	3.6942	4.2903	3.6518	1.2000
	43	4.0296	4.7745	3.9705	1.2000
	44	4.4867	5.4611	4.4024	1.2000
	45	5.0666	6.3762	4.9468	1.2000
	46	5.7699	7.5527	5.6028	1.2000
	47	6.4717	8.7993	6.2534	1.2000
	48	6.7261	9.2689	6.4883	1.2000
	49	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000

支点	断面 No.	Q1 [m³]	QN [m³]	Q2 [m³]	BN [m]
	50	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	51	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	52	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	53	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	54	6.6258	9.0098	6.1655	1.1571
	55	6.3395	8.4711	5.8401	1.1429
	56	5.5459	7.0571	4.9610	1.1000
	57	4.7423	5.7411	4.1029	1.0500
	58	4.0668	4.7219	3.4022	1.0000
	59	3.5140	3.9445	2.8353	0.9500
	60	3.0759	3.3632	2.3786	0.9000
	61	2.8698	3.1066	2.2474	0.9000
	62	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	63	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	64	2.8015	3.0226	2.2035	0.9000
	65	2.8287	3.0559	2.2210	0.9000
	66	2.9102	3.1565	2.2733	0.9000
	67	3.0468	3.3266	2.3601	0.9000
	68	3.2391	3.5700	2.4811	0.9000
	69	3.6059	4.0624	2.8619	0.9400
	70	3.9755	4.5809	3.2439	0.9750
	71	4.3929	5.1940	3.6784	1.0100
	72	4.8598	5.9155	4.1723	1.0450
	73	5.3004	6.6320	4.6479	1.0750
	74	5.7791	7.4503	5.1762	1.1050
	75	6.2962	8.3823	5.7616	1.1350
	76	6.8522	9.4413	6.4086	1.1650
	77	6.9487	9.6311	6.5227	1.1700
	78	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	79	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
△	80	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	81	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	82	7.5503	10.8563	7.2470	1.2000
	83	7.0364	9.7966	6.6005	1.1700
	84	6.9539	9.6314	6.4982	1.1650
	85	6.4770	8.7039	5.9155	1.1350
	86	6.0315	7.8782	5.3834	1.1050
	87	5.6169	7.1445	4.8983	1.0750
	88	5.2327	6.4938	4.4563	1.0450
	89	4.8220	5.8286	3.9906	1.0100
	90	4.4504	5.2533	3.5729	0.9750
	91	4.1163	4.7572	3.1976	0.9400
	92	3.7781	4.2745	2.8129	0.9000
	93	3.6149	4.0576	2.7135	0.9000
	94	3.4988	3.9052	2.6422	0.9000
	95	3.4293	3.8147	2.5994	0.9000
	96	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	97	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	98	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000

支点	断面 No.	Q1 [m³]	QN [m³]	Q2 [m³]	BN [m]
	99	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	100	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	101	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	102	3.4062	3.7848	2.5851	0.9000
	103	3.5151	3.9412	2.7925	0.9375
	104	3.9407	4.6081	3.6963	1.1250
	105	4.0384	4.7778	3.9319	1.1812
△	106	4.0686	4.8318	4.0074	1.2000

断面諸量説明図



Q1、Q2は図心軸に関する上部色付部分①、②区間の断面1次モーメント

(3) 橋面寸法

項目	単位	左側	右側
車道幅	m	6.7500	-----
中央分離帯幅	m	-----	-----
歩道幅	m	-----	-----
地覆幅	m	0.4450	0.4450
歩道縁石幅	m	0.0000	0.0000
水切り幅	m	0.1500	0.1500

(4) 橋脚断面諸量

部材 I-J	A [m ²]	I [m ⁴]
27 - 107	1000.0000	1000.0000
107 - 108	16.0000	29.3333
108 - 109	16.0000	29.3333
51 - 110	1000.0000	1000.0000
110 - 111	16.0000	29.3333
111 - 112	16.0000	29.3333
80 - 113	1000.0000	1000.0000
113 - 114	30.0000	62.5000
114 - 115	30.0000	62.5000

1 - 4 荷重強度

(1) 自重強度

< 表内で使用する記号 >

主桁 (内空部を考慮) ・橋脚

γc : コンクリート単位体積重量

L : 部材長

A_i : 主桁部材 i 端断面積

A_j : 主桁部材 j 端断面積

AV, A : 主桁部材平均断面積

A : 橋脚部材断面積

V : 部材体積 (= $AV \cdot A(A) \times L$)

W_i : 主桁部材 i 端荷重強度 (= $A_i \times \gamma c$)

W_j : 主桁部材 j 端荷重強度 (= $A_j \times \gamma c$)

W : 橋脚部材荷重強度 (= $A \times \gamma c$)

桁がかり

γc : コンクリート単位体積重量

L : 桁がかり長

A : 断面積

V : 体積 (= $A \times L$)

W : 荷重強度 (= $A \times L \times \gamma c$)

横桁

L : 格点から載荷点までの距離

W : 荷重強度

主桁 $\gamma c = 24.5$ [kN/m³] ※桁がかりの荷重強度の単位は [kN] です。

部材 I-J	L [m]	Ai [m ²]	Aj [m ²]	AV, A [m ²]	V [m ³]	Wi [kN/m]	Wj [kN/m]
左桁がかり	0.7000	---	8.1450	---	5.7015	139.69	---
1 - 2	1.7500	8.1450	8.0425	8.0938	14.1641	199.55	197.04
2 - 3	1.7500	8.0425	7.3088	7.6756	13.4324	197.04	179.06
3 - 4	3.5000	7.3088	6.4350	6.8719	24.0516	179.06	157.66
4 - 5	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
5 - 6	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
6 - 7	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
7 - 8	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
8 - 9	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
9 - 10	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
10 - 11	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
11 - 12	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
12 - 13	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
13 - 14	4.0000	6.4350	6.4587	6.4468	25.7873	157.66	158.24
14 - 15	4.0000	6.4587	6.5297	6.4942	25.9767	158.24	159.98
15 - 16	4.0000	6.5297	6.6480	6.5888	26.3554	159.98	162.88
16 - 17	3.5000	6.6480	7.0359	6.8420	23.9468	162.88	172.38
17 - 18	3.5000	7.0359	7.4729	7.2544	25.3904	172.38	183.09
18 - 19	3.5000	7.4729	7.9638	7.7184	27.0142	183.09	195.11
19 - 20	3.5000	7.9638	8.5132	8.2385	28.8348	195.11	208.57
20 - 21	3.0000	8.5132	9.0343	8.7738	26.3214	208.57	221.34
21 - 22	3.0000	9.0343	9.6049	9.3196	27.9588	221.34	235.32
22 - 23	3.0000	9.6049	10.2278	9.9164	29.7491	235.32	250.58
23 - 24	1.0000	10.2278	10.4476	10.3377	10.3377	250.58	255.97
24 - 25	3.0000	10.4476	11.1450	10.7963	32.3889	255.97	273.05
25 - 26	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05
26 - 27	0.5000	11.1450	11.1450	11.1450	5.5725	273.05	273.05
27 - 28	0.5000	11.1450	11.1450	11.1450	5.5725	273.05	273.05
28 - 29	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05
29 - 30	3.0000	11.1450	10.4387	10.7918	32.3755	273.05	255.75
30 - 31	1.0000	10.4387	10.2204	10.3295	10.3295	255.75	250.40
31 - 32	3.0000	10.2204	9.6168	9.9186	29.7558	250.40	235.61
32 - 33	3.5000	9.6168	9.0100	9.3134	32.5970	235.61	220.75
33 - 34	3.5000	9.0100	8.5081	8.7591	30.6568	220.75	208.45
34 - 35	3.5000	8.5081	8.1111	8.3096	29.0837	208.45	198.72
35 - 36	3.5000	8.1111	7.8190	7.9650	27.8776	198.72	191.56
36 - 37	4.0000	7.8190	7.6135	7.7162	30.8649	191.56	186.53
37 - 38	4.0000	7.6135	7.5450	7.5792	30.3170	186.53	184.85
38 - 39	1.5000	7.5450	7.5450	7.5450	11.3175	184.85	184.85
39 - 40	1.5000	7.5450	7.5450	7.5450	11.3175	184.85	184.85
40 - 41	4.0000	7.5450	7.6135	7.5792	30.3170	184.85	186.53
41 - 42	4.0000	7.6135	7.8190	7.7162	30.8649	186.53	191.56
42 - 43	3.5000	7.8190	8.1111	7.9650	27.8776	191.56	198.72
43 - 44	3.5000	8.1111	8.5081	8.3096	29.0837	198.72	208.45
44 - 45	3.5000	8.5081	9.0100	8.7591	30.6568	208.45	220.75
45 - 46	3.5000	9.0100	9.6168	9.3134	32.5970	220.75	235.61
46 - 47	3.0000	9.6168	10.2204	9.9186	29.7558	235.61	250.40
47 - 48	1.0000	10.2204	10.4387	10.3295	10.3295	250.40	255.75
48 - 49	3.0000	10.4387	11.1450	10.7918	32.3755	255.75	273.05

主桁 $\gamma c = 24.5[\text{kN/m}^2]$ ※桁がかりの荷重強度の単位は $[\text{kN}]$ です。

部材 I-J	L [m]	Ai [m ²]	Aj [m ²]	AV.A [m ²]	V [m ³]	Wi [kN/m]	Wj [kN/m]
49 - 50	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05
50 - 51	0.5000	11.1450	11.1450	11.1450	5.5725	273.05	273.05
51 - 52	0.5000	11.1450	11.1450	11.1450	5.5725	273.05	273.05
52 - 53	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05
53 - 54	3.0000	11.1450	10.1217	10.6333	31.9000	273.05	247.98
54 - 55	1.0000	10.1217	9.8074	9.9645	9.9645	247.98	240.28
55 - 56	3.0000	9.8074	8.9408	9.3741	28.1224	240.28	219.05
56 - 57	3.5000	8.9408	8.0657	8.5032	29.7614	219.05	197.61
57 - 58	3.5000	8.0657	7.3243	7.6950	26.9324	197.61	179.44
58 - 59	3.5000	7.3243	6.7036	7.0139	24.5488	179.44	164.24
59 - 60	3.5000	6.7036	6.1905	6.4470	22.5646	164.24	151.67
60 - 61	4.0000	6.1905	6.0364	6.1134	24.4537	151.67	147.89
61 - 62	4.0000	6.0364	5.9850	6.0107	24.0427	147.89	146.63
62 - 63	1.5000	5.9850	5.9850	5.9850	8.9775	146.63	146.63
63 - 64	1.5000	5.9850	5.9850	5.9850	8.9775	146.63	146.63
64 - 65	4.0000	5.9850	6.0054	5.9952	23.9808	146.63	147.13
65 - 66	4.0000	6.0054	6.0667	6.0360	24.1442	147.13	148.63
66 - 67	4.0000	6.0667	6.1687	6.1177	24.4708	148.63	151.13
67 - 68	4.0000	6.1687	6.3117	6.2402	24.9608	151.13	154.64
68 - 69	4.0000	6.3117	6.7347	6.5232	26.0928	154.64	165.00
69 - 70	3.5000	6.7347	7.1525	6.9436	24.3026	165.00	175.24
70 - 71	3.5000	7.1525	7.6183	7.3854	25.8488	175.24	186.65
71 - 72	3.5000	7.6183	8.1360	7.8771	27.5700	186.65	199.33
72 - 73	3.0000	8.1360	8.6237	8.3798	25.1394	199.33	211.28
73 - 74	3.0000	8.6237	9.1544	8.8890	26.6670	211.28	224.28
74 - 75	3.0000	9.1544	9.7304	9.4424	28.3272	224.28	238.40
75 - 76	3.0000	9.7304	10.3541	10.0423	30.1268	238.40	253.68
76 - 77	0.5000	10.3541	10.4629	10.4085	5.2042	253.68	256.34
77 - 78	3.0000	10.4629	11.1450	10.8039	32.4118	256.34	273.05
78 - 79	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05
79 - 80	1.0000	11.1450	11.1450	11.1450	5.5725	273.05	273.05
80 - 81	1.0000	11.1450	11.1450	11.1450	5.5725	273.05	273.05
81 - 82	1.5000	11.1450	11.1450	11.1450	16.7175	273.05	273.05
82 - 83	3.0000	11.1450	10.5367	10.8408	32.5225	273.05	258.15
83 - 84	0.5000	10.5367	10.4394	10.4880	5.2440	258.15	255.76
84 - 85	3.0000	10.4394	9.8795	10.1594	30.4783	255.76	242.05
85 - 86	3.0000	9.8795	9.3590	9.6193	28.8578	242.05	229.30
86 - 87	3.0000	9.3590	8.8761	9.1176	27.3527	229.30	217.46
87 - 88	3.0000	8.8761	8.4288	8.6524	25.9573	217.46	206.50
88 - 89	3.5000	8.4288	7.9493	8.1890	28.6616	206.50	194.76
89 - 90	3.5000	7.9493	7.5127	7.7310	27.0586	194.76	184.06
90 - 91	3.5000	7.5127	7.1159	7.3143	25.6001	184.06	174.34
91 - 92	4.0000	7.1159	6.7072	6.9116	27.6462	174.34	164.33
92 - 93	4.0000	6.7072	6.5881	6.6477	26.5907	164.33	161.41
93 - 94	4.0000	6.5881	6.5031	6.5456	26.1823	161.41	159.32
94 - 95	4.0000	6.5031	6.4520	6.4775	25.9101	159.32	158.07
95 - 96	4.0000	6.4520	6.4350	6.4435	25.7740	158.07	157.66
96 - 97	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
97 - 98	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66

主桁 $\gamma c = 24.5[\text{kN/m}^2]$ ※桁がかりの荷重強度の単位は $[\text{kN}]$ です。

部材 I-J	L [m]	Ai [m ²]	Aj [m ²]	AV.A [m ²]	V [m ³]	Wi [kN/m]	Wj [kN/m]
98 - 99	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
99 - 100	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
100 - 101	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
101 - 102	4.0000	6.4350	6.4350	6.4350	25.7400	157.66	157.66
102 - 103	4.0000	6.4350	6.6570	6.5460	26.1839	157.66	163.10
103 - 104	2.5000	6.6570	7.7316	7.1943	17.9856	163.10	189.42
104 - 105	0.7500	7.7316	8.0425	7.8870	5.9153	189.42	197.04
105 - 106	1.7500	8.0425	8.1450	8.0938	14.1641	197.04	199.55
右桁がかり	0.7000	8.1450	---	---	5.7015	139.69	---

横桁

載荷位置		W [kN]
格点 No.	L [m]	
1	0.0000	467.31
12	3.0000	76.29
27	0.0000	1658.16
39	0.0000	51.60
51	0.0000	1658.16
65	3.2500	65.03
80	0.0000	1658.16
94	0.2500	78.17
105	1.7500	467.31

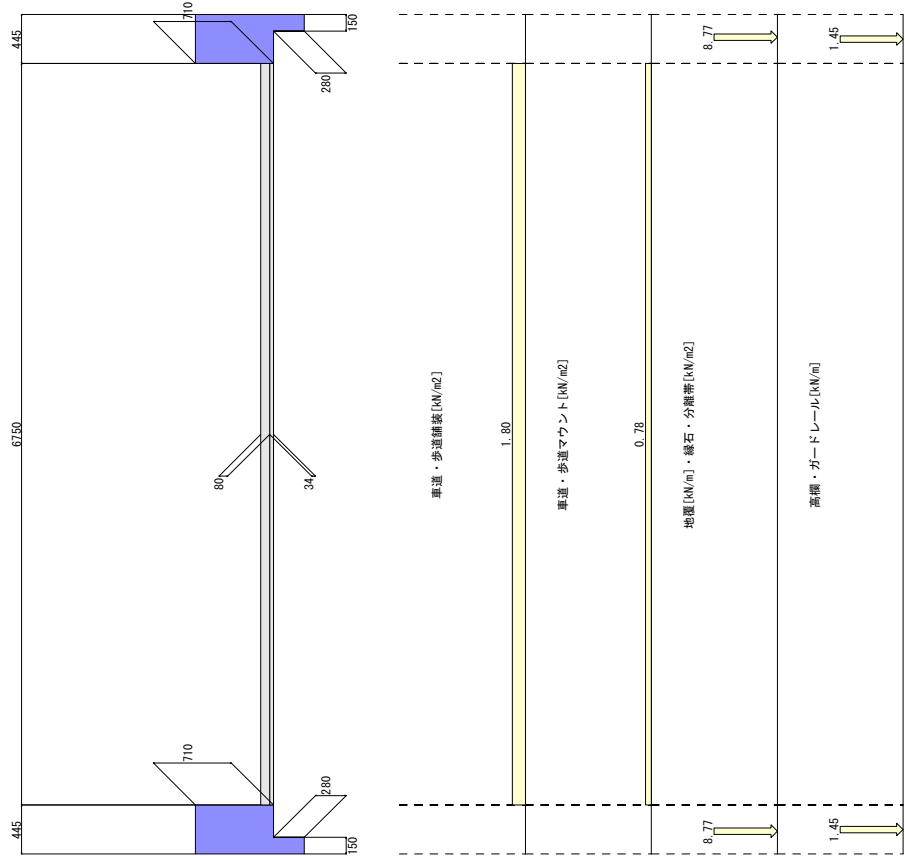
橋脚 $\gamma c = 24.5[\text{kN/m}^2]$

部材 I-J	L [m]	A [m ²]	V [m ³]	W [kN/m]
27 - 107	3.7991	---	---	---
107 - 108	1.0000	---	---	---
108 - 109	49.4000	16.0000	790.4000	392.00
51 - 110	3.7991	---	---	---
110 - 111	1.0000	---	---	---
111 - 112	40.0000	16.0000	640.0000	392.00
80 - 113	3.5491	---	---	---
113 - 114	1.2500	---	---	---
114 - 115	22.2000	30.0000	666.0000	735.00

架設機材荷重

架設段階	機材名称	載荷位置 [m]	載荷荷重[kN]	
			機材	主桁自重
Step 1	ワ-ワ*ノ	45.500	760.000	0.000
Step 1	ワ-ワ*ノ	112.500	760.000	0.000
Step 1	ワ-ワ*ノ	120.500	760.000	0.000
Step 1	ワ-ワ*ノ	177.500	760.000	0.000
Step 1	ワ-ワ*ノ	185.500	760.000	0.000
Step 1	ワ-ワ*ノ	277.500	760.000	0.000
Step 4	吊支保工	114.500	66.060	277.279
Step 4	吊支保工	118.500	66.060	277.279
Step 4	吊支保工	179.500	66.060	219.949
Step 4	吊支保工	183.500	66.060	219.949

(2) 橋面荷重



1 - 5 支点条件

主桁支点

支点 番号	支点 種類	水平 方向	鉛直 方向	回転 方向	水平バネ [kN/m]	鉛直バネ [kN/m]	回転バネ [kN・m/rad]
1	支承	バネ	拘束	自由	7. 00000*10 ³	----	----
2	橋脚	----	----	----	----	----	----
3	橋脚	----	----	----	----	----	----
4	橋脚	----	----	----	----	----	----
5	支承	バネ	拘束	自由	7. 00000*10 ³	----	----

橋脚下端支点

支点 番号	橋脚 種類	水平 方向	鉛直 方向	回転 方向	水平バネ [kN/m]	鉛直バネ [kN/m]	回転バネ [kN・m/rad]	連成バネ [kN/rad]
2	橋脚	バネ	バネ	バネ	1. 13000*10 ⁷	5. 20000*10 ⁶	8. 91000*10 ⁸	7. 86000*10 ⁷
3	橋脚	バネ	バネ	バネ	1. 13000*10 ⁷	5. 20000*10 ⁶	8. 91000*10 ⁸	7. 86000*10 ⁷
4	橋脚	バネ	バネ	バネ	1. 13000*10 ⁷	5. 20000*10 ⁶	8. 91000*10 ⁸	7. 86000*10 ⁷

(3) 活荷重

活荷重種類： B活荷重-L

衝撃係数： i=10/(25. 0+L)

支点(支間)No.	計算用支間長[m]	支点部i	支間部i
1	84. 000	0. 0917	----
(1)	84. 000	----	0. 0917
2	74. 500	0. 1005	----
(2)	65. 000	----	0. 1111
3	73. 750	0. 1013	----
(3)	82. 500	----	0. 0930
4	82. 000	0. 0935	----
(4)	81. 500	----	0. 0939
5	81. 500	0. 0939	----

(4) 温度荷重

	単位	値
温度変化	℃	15. 0
上床版と他の部分の温度差	℃	±5. 0

2. 断面力

曲げモーメント [kN・m]

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D=L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	10533.15	12749.87	10447.04	12790.90	12708.83	10488.07
3	0.00	20354.79	24646.98	20182.55	24729.06	24564.91	20264.63
4	0.00	38030.34	46048.74	37685.88	46212.89	45884.60	37850.02
5	0.00	55248.14	66387.81	54706.84	67095.75	66579.87	54964.78
6	0.00	69337.54	83772.68	68599.40	84124.42	83420.94	68951.14
7	0.00	80298.53	96871.51	79363.55	97317.05	96425.98	79809.09
8	0.00	88131.10	106145.04	86999.29	106684.37	105605.71	87538.62
9	0.00	92835.27	111613.96	91506.62	112247.09	110980.84	92139.75
10	0.00	94411.03	113302.58	92885.54	114029.50	112575.65	93612.47
11	0.00	92858.38	111239.50	91136.06	112060.22	110418.78	91956.78
12	0.00	88177.32	105462.65	86258.16	106377.17	104548.13	87172.68
13	0.00	80291.56	95934.08	78175.56	96942.40	94925.77	79183.88
14	-2402.81	69046.97	82548.90	66734.13	83651.01	81446.79	67836.24
15	-9240.50	54661.59	65582.02	52151.92	66777.92	64386.11	53347.83
16	-18640.93	37107.60	45448.00	34010.94	46737.70	44158.29	35300.64
17	-29016.69	19100.46	25643.48	14335.81	27015.26	24271.70	15707.59
18	-41506.55	-1484.68	3598.30	-9197.94	5052.15	2144.45	-7744.09
19	-56241.91	-24779.20	-20894.29	-36091.01	-19358.36	-22430.21	-34555.09
20	-73370.34	-50930.66	-48030.91	-66398.35	-46412.91	-49648.90	-64780.36
21	-90081.04	-75744.61	-73547.28	-95172.52	-71858.94	-75235.62	-93484.17
22	-108785.63	-102893.26	-101279.19	-126616.11	-99520.50	-103037.88	-124857.42
23	-129610.02	-132502.52	-131289.77	-160842.32	-129460.73	-133118.80	-159013.28
24	-137045.91	-142942.44	-141747.84	-172889.99	-139895.35	-143600.32	-171037.50
25	-160912.33	-176048.15	-174874.28	-211011.84	-172951.44	-176797.11	-209089.01
26	-173754.28	-193637.54	-192456.58	-231216.72	-190498.57	-194414.59	-229258.72
27L	-178171.45	-199656.14	-198470.39	-238123.56	-196500.66	-200440.13	-236153.83
27R	-118658.24	-118744.99	-114132.08	-143025.34	-127073.07	-101191.09	-155966.33
28	-114929.56	-114683.39	-110157.99	-138261.55	-122913.58	-97402.41	-151017.13
29	-104153.10	-102958.00	-98684.33	-124506.96	-110883.72	-86484.95	-136706.35
30	-84417.32	-81600.96	-77732.95	-99644.60	-88819.94	-66645.96	-110731.59
31	-78357.98	-75074.61	-71322.17	-92205.63	-82038.36	-60605.98	-102921.82
32	-61662.87	-57205.65	-53184.66	-71806.86	-62788.45	-43580.86	-81410.65
33	-44860.85	-39464.90	-34763.15	-51501.65	-43069.15	-26457.16	-59807.65
34	-30768.21	-24897.40	-19447.41	-34784.57	-26455.61	-12439.22	-41792.77
35	-19234.32	-13352.55	-7110.79	-21501.95	-12821.19	-1400.39	-27212.35
36	-10140.03	-4711.18	2383.16	-11575.23	-2029.44	6795.76	-15987.83
37	-2623.30	1719.91	9600.81	-4006.08	6671.41	12530.21	-6935.48
38	0.00	4551.68	12641.99	-48.45	11195.78	14088.19	-1494.65
39	0.00	4693.19	12710.81	515.02	11820.80	13600.81	-374.98
40	0.00	4256.18	12112.29	499.76	11778.49	12446.09	165.96
41	-2623.29	636.44	7793.31	-2744.19	8942.70	6643.91	-1594.79
42	-10140.02	-6582.64	-454.87	-9952.55	2177.72	-3087.47	-7319.95
43	-19234.32	-15913.50	-10171.82	-20217.69	-6241.43	-14102.21	-16287.30
44	-30768.20	-28147.83	-22750.61	-33788.98	-17522.42	-27978.80	-28560.79
45	-44860.84	-43404.80	-38279.87	-50982.35	-31753.88	-44805.85	-44456.36
46	-61662.86	-61835.04	-56217.49	-72505.66	-48393.71	-64041.28	-64681.87
47	-78357.98	-80294.99	-73838.20	-94067.85	-64902.02	-82774.39	-85131.67

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D=L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
48	-84417.31	-87018.34	-80263.72	-101912.25	-70956.73	-89570.70	-92605.27
49	-104153.09	-108973.36	-101271.60	-127488.89	-90852.22	-111690.98	-117069.51
50	-114929.55	-120987.25	-112781.79	-141453.82	-101806.21	-123757.37	-130478.23
51L	-118658.23	-125147.34	-116769.47	-146284.55	-105608.49	-127930.45	-135123.57
51R	-103065.63	-92341.11	-85509.80	-118579.35	-84510.45	-86509.15	-117580.00
52	-99723.66	-88450.88	-81717.49	-113966.31	-80749.62	-82685.36	-112998.44
53	-90107.30	-77246.56	-70798.02	-100645.53	-69924.58	-71671.45	-99772.10
54	-72680.07	-56899.03	-50980.33	-76301.60	-50295.78	-51664.88	-75617.04
55	-67378.21	-50699.47	-44945.42	-68843.59	-44323.83	-45567.01	-68222.00
56	-52886.33	-33741.70	-28445.82	-48335.72	-28013.10	-28878.53	-47903.01
57	-38464.20	-16873.45	-12041.98	-27758.72	-11829.63	-12254.34	-27546.37
58	-26469.48	-2896.49	2149.73	-10582.87	2141.72	2157.73	-10590.88
59	-16678.99	8412.35	13944.40	3368.91	13716.03	14172.76	3140.54
60	-8905.80	17240.02	23389.69	14229.51	22940.97	23838.42	13780.79
61	-2316.42	24466.49	31466.12	22487.79	30765.56	32166.69	21787.23
62	0.00	28714.11	36596.10	27288.82	35643.69	37548.50	26336.41
63	0.00	29544.64	37754.46	28208.00	36707.62	38801.30	27161.15
64	0.00	29960.05	38581.26	28551.51	37439.98	39722.54	27410.23
65	-2314.39	29036.96	38397.95	27362.49	37004.83	39791.07	25969.36
66	-8934.35	25102.42	34643.21	22790.72	32998.25	36288.17	21145.76
67	-18146.48	17969.82	27137.06	15016.88	25240.26	29033.86	13120.08
68	-29779.41	7810.53	16246.52	4032.04	14097.88	18395.16	1883.40
69	-43904.82	-5447.14	2049.95	-10357.91	-350.53	4450.42	-12758.39
70	-58426.91	-19706.96	-13132.34	-25903.64	-15753.18	-10511.51	-28524.47
71	-75098.03	-36579.70	-30942.15	-44391.27	-33783.34	-28100.95	-47232.46
72	-94058.19	-56205.36	-51470.99	-66347.80	-54532.55	-48409.44	-69409.36
73	-112248.96	-75335.78	-71323.17	-88150.92	-74573.61	-68072.74	-91401.36
74	-132342.83	-96710.10	-93354.87	-112582.50	-96794.18	-89915.56	-116021.82
75	-154456.89	-120445.43	-115774.63	-139737.18	-121202.82	-113946.43	-143365.37
76	-178718.28	-146668.91	-143718.09	-169743.52	-147535.16	-139901.02	-173560.59
77	-182980.11	-151290.89	-148320.19	-175029.11	-152168.74	-144471.64	-178877.66
78	-209921.22	-180591.69	-177462.07	-208508.38	-181499.50	-173424.63	-212545.81
79	-224300.80	-196278.92	-193045.01	-226414.48	-197176.89	-188913.14	-230546.35
80L	-234228.48	-207125.71	-203813.24	-238785.78	-208008.07	-199618.41	-242980.61
80R	-245618.03	-249583.81	-249214.00	-288778.43	-245248.48	-253179.52	-284812.91
81	-235319.78	-236986.18	-236616.51	-274417.10	-232699.65	-240533.38	-270500.24
82	-220384.36	-218672.70	-218295.10	-253516.64	-214451.22	-222138.98	-249672.76
83	-192334.27	-184122.09	-183637.00	-214003.82	-179939.09	-187334.91	-210305.91
84	-187888.75	-178626.29	-178084.15	-207709.78	-174410.57	-181757.73	-204036.20
85	-162538.48	-147173.12	-146182.17	-171645.43	-142654.56	-149709.78	-168117.82
86	-139368.09	-118240.64	-116678.93	-138421.06	-113297.29	-120060.57	-135039.42
87	-118262.75	-91714.03	-89461.36	-107934.73	-86225.69	-92697.03	-104699.06
88	-99115.88	-67486.69	-64409.70	-80111.93	-61320.00	-67499.40	-77022.23
89	-79122.06	-41996.42	-37772.23	-50923.98	-34852.83	-40691.63	-48004.58
90	-61516.18	-19357.96	-13756.46	-25195.25	-11007.36	-16505.57	-22446.15
91	-46167.04	559.87	7818.11	-3265.42	10396.92	5239.31	-686.62
92	-31236.24	20144.01	29738.87	17153.35	32123.05	27354.69	19537.59
93	-18953.58	36474.12	48600.21	33733.24	50789.76	46410.66	35922.72

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
94	-9255.70	49613.56	63836.55	47116.32	65831.48	61841.63	49111.25
95	-2402.37	59302.56	75127.25	57048.96	76927.55	73326.95	58849.25
96	0.00	65834.72	82713.67	63824.74	84319.34	81108.00	65430.41
97	0.00	69237.36	86574.12	67471.02	87985.16	85163.07	68882.06
98	0.00	69511.58	86671.38	67988.88	87887.80	85454.96	69205.29
99	0.00	66657.40	82969.77	65378.33	83991.56	81947.98	66400.12
100	0.00	60674.81	75442.36	59639.37	76259.52	74615.19	60466.53
101	0.00	51563.81	64069.43	50772.00	64701.96	63436.89	51404.54
102	0.00	39324.40	48828.65	38776.23	49266.56	48390.74	39214.14
103	0.00	23942.08	29697.93	23637.54	29941.22	29454.65	23880.83
104	0.00	12676.95	15704.13	12524.67	15825.77	15582.49	12646.32
105	0.00	9027.91	11178.14	8921.32	11263.29	11093.00	9006.47
106	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	0.00	-6306.27	-6306.27	-6306.27	-6306.27
2	10406.00	6758.92	6676.85	4456.09	4374.02
3	20100.48	19308.05	19143.90	14843.62	14679.47
4	37521.73	41843.54	41515.25	33480.68	33152.39
5	54448.90	63246.54	62730.66	51115.58	50599.69
6	68247.66	80795.35	80091.87	65622.07	64918.59
7	78918.02	94508.12	93617.05	77000.15	76109.09
8	86459.96	104395.58	103316.92	85249.83	84171.17
9	90873.49	110478.44	109212.18	90371.09	89104.84
10	92158.62	112780.99	111327.14	92363.95	90910.10
11	90315.33	111331.85	109690.40	91228.40	89586.96
12	85343.64	106168.93	104339.89	86964.44	85135.41
13	77167.25	97254.30	95237.67	79495.78	77479.15
14	65632.02	84433.19	82228.97	68618.43	66414.20
15	50956.01	67930.37	65538.55	54500.27	52108.46
16	32721.23	48159.49	45580.07	36722.43	34143.02
17	12964.03	28399.48	25655.93	17091.82	14348.26
18	-10651.79	6322.08	3414.38	-6474.16	-9381.86
19	-37626.93	-18284.20	-21356.05	-33480.93	-36552.77
20	-68016.35	-45619.82	-48855.80	-63987.26	-67223.25
21	-96860.86	-71376.94	-74753.62	-93002.17	-96378.85
22	-128374.80	-99415.94	-102933.32	-124752.86	-128270.23
23	-162671.35	-129801.10	-133459.18	-159353.65	-163011.73
24	-174742.48	-140399.19	-144104.16	-171541.34	-175246.31
25	-212934.67	-173991.52	-177837.19	-210129.09	-213974.76
26	-233174.73	-191343.60	-195259.62	-230103.75	-234019.76
27L	-240093.30	-197280.67	-201220.14	-236933.85	-240873.31
27R	-130084.35	-132183.49	-106301.52	-161076.75	-135194.78
28	-125505.96	-128023.15	-102511.98	-156126.71	-130615.53
29	-112307.57	-115990.74	-91591.96	-141813.37	-117414.59
30	-88557.61	-92644.30	-70470.33	-114555.96	-92381.98
31	-81489.44	-85466.84	-64034.47	-106350.30	-84917.92
32	-62203.07	-65124.00	-45916.41	-83746.20	-64538.62
33	-43195.66	-44308.51	-27696.52	-61047.01	-44435.02
34	-27776.38	-26790.30	-12773.91	-42127.46	-28111.07
35	-15791.55	-12441.34	-1020.55	-26832.50	-15411.71
36	-7162.63	-1123.75	7701.45	-15082.13	-6256.94
37	-1076.68	7948.69	13807.49	-5658.21	200.59
38	1397.75	12601.29	15493.70	-89.14	2803.26
39	1405.03	13228.87	15008.87	1033.09	2813.09
40	833.56	13189.11	13856.72	1576.58	2244.18
41	-3893.58	10238.72	7939.93	-298.77	-2597.56
42	-12585.14	3115.79	-2149.40	-6381.88	-11647.07
43	-24148.08	-5817.28	-13678.06	-15863.15	-23723.93
44	-39017.17	-17800.88	-28257.26	-28839.25	-39295.63
45	-57508.33	-32925.08	-45977.06	-45627.56	-58679.54
46	-80329.44	-50649.17	-66296.74	-66937.33	-82584.90
47	-103004.04	-68240.19	-86112.56	-88469.84	-106342.21

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
48	-111219.24	-74687.38	-93301.35	-96335.92	-114949.89
49	-137908.27	-95855.29	-116894.06	-122072.58	-142911.34
50	-152429.40	-106806.73	-128757.89	-135478.75	-157429.91
51L	-157445.53	-110608.15	-132930.12	-140123.23	-162445.20
51R	-119578.70	-91760.96	-93759.67	-124830.51	-126829.21
52	-114934.18	-87985.06	-89920.80	-120233.87	-122169.62
53	-101518.96	-77114.78	-78861.64	-108962.30	-108709.16
54	-76986.15	-55962.49	-57331.60	-81283.76	-82652.86
55	-69465.18	-49516.67	-50759.85	-73414.84	-74658.02
56	-48768.43	-31885.45	-32750.88	-51775.36	-52640.78
57	-27971.08	-14350.77	-14775.47	-30067.51	-30492.21
58	-10574.87	773.14	789.15	-11959.46	-11943.45
59	3597.27	13309.87	13766.60	2734.38	3191.11
60	14678.24	23319.32	24216.77	14159.14	15056.59
61	23188.35	31583.95	32985.08	22605.62	24006.75
62	28241.22	36688.60	38593.40	27381.32	29286.12
63	29254.84	37797.76	39891.45	28251.29	30344.98
64	29692.79	38575.35	40857.92	28545.61	30828.17
65	28755.61	38218.79	41005.03	27183.32	29969.57
66	24435.68	34206.41	37496.33	22353.92	25643.84
67	16913.68	26357.41	30151.01	14237.23	18030.83
68	6180.68	15037.52	19334.80	2823.04	7120.32
69	-7957.44	141.24	4942.19	-12266.63	-7465.67
70	-23282.80	-15728.74	-10487.06	-28500.03	-23258.36
71	-41550.07	-34300.27	-28617.88	-47749.39	-42067.00
72	-63286.25	-55667.62	-49544.51	-70544.43	-64421.32
73	-84900.49	-76301.21	-69800.34	-93128.95	-86628.08
74	-109143.19	-99173.24	-92294.61	-118400.87	-111522.24
75	-136108.98	-124292.99	-117036.60	-146455.54	-139199.15
76	-165926.44	-151396.65	-143762.51	-177422.08	-169787.93
77	-171180.55	-156164.67	-148467.56	-182873.58	-175176.48
78	-204470.95	-186337.45	-178262.58	-217383.76	-209308.90
79	-222282.61	-201969.60	-193705.85	-235339.06	-227075.32
80L	-234590.95	-212770.62	-204380.96	-247743.16	-239353.50
80R	-292743.95	-245247.38	-253178.42	-284811.81	-292742.85
81	-278333.97	-232842.16	-240675.89	-270642.75	-278476.47
82	-257360.52	-214809.14	-222496.90	-250030.68	-257718.44
83	-217701.73	-179931.39	-187327.21	-210298.21	-217694.03
84	-211383.36	-174346.73	-181693.89	-203972.35	-211319.51
85	-175173.04	-142282.42	-149337.64	-167745.68	-174800.90
86	-141802.70	-112665.42	-119428.70	-134407.55	-141170.83
87	-111170.40	-85382.01	-91853.35	-103855.38	-110326.72
88	-83201.63	-60311.60	-66491.00	-76013.84	-82193.24
89	-53843.38	-33710.41	-39549.21	-46862.16	-52700.96
90	-27944.36	-9791.61	-15289.82	-21230.40	-26728.60
91	-5844.22	11627.79	6470.18	544.26	-4613.35
92	14769.17	33303.80	28535.45	20718.28	15949.92
93	31543.69	51649.08	47269.98	36782.11	32403.01

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
94	45121.40	66296.31	62306.46	49576.08	45586.24
95	55248.66	76925.61	73325.01	58847.32	55246.72
96	62219.07	83778.81	80567.47	64889.88	61678.54
97	66059.97	86870.20	84048.11	67767.09	64945.01
98	66772.46	86198.40	83765.57	67515.90	65083.06
99	64356.54	81727.73	79684.15	64136.29	62092.71
100	58812.21	73431.26	71776.93	57628.27	55973.95
101	50139.47	61289.27	60024.20	47991.85	46726.78
102	38338.32	45279.44	44403.62	35227.02	34351.20
103	23394.26	25210.82	24724.25	19150.43	18683.86
104	12403.03	10076.74	9833.46	6897.29	6654.00
105	8836.17	5255.07	5084.77	2998.24	2827.94
106	0.00	-6306.27	-6306.27	-6306.27	-6306.27

せん断力 [kN]

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D=L(max)	D+L(min)	D+L(max) +T(+)	D+L(max) +T(-)	D+L(min) +T(+)
1	0.00	6225.95	7654.26	6173.09	7677.71	7630.81	6196.54
2	0.00	5812.67	7174.13	5759.11	7197.58	7150.68	5782.56
3	0.00	5417.30	6713.44	5361.69	6736.89	6689.99	5385.14
4	0.00	4695.50	5865.56	4615.49	5889.00	5842.11	4638.94
5	0.00	3913.40	4947.11	3762.33	4970.56	4923.66	3785.78
6	0.00	3131.30	4037.21	2895.70	4060.66	4013.76	2919.14
7	0.00	2349.20	3136.09	2023.13	3159.53	3112.64	2046.58
8	0.00	1567.09	2243.94	1145.21	2267.39	2220.49	1168.66
9	0.00	784.99	1360.91	262.54	1384.36	1337.46	285.99
10	0.00	2.89	487.12	-624.21	510.57	463.67	-600.76
11	0.00	-779.21	-377.38	-1514.36	-353.93	-400.83	-1490.91
12	0.00	-1561.32	-1232.58	-2407.14	-1209.13	-1256.03	-2383.69
13	0.00	-2419.71	-2154.86	-3378.08	-2131.41	-2178.31	-3354.63
14	-1391.79	-3202.97	-2993.03	-4274.92	-2969.58	-3016.48	-4251.47
15	-2028.22	-3990.87	-3827.30	-5176.59	-3803.85	-3850.75	-5153.14
16	-2673.93	-4738.05	-4662.97	-6086.94	-4639.52	-4686.42	-6063.49
17	-3260.62	-5507.29	-5410.04	-6904.22	-5386.59	-5433.49	-6880.77
18	-3882.69	-6261.89	-6187.74	-7755.61	-6164.29	-6211.19	-7732.16
19	-4544.54	-7056.28	-7001.06	-8645.37	-6977.61	-7024.51	-8621.92
20	-5250.99	-7895.27	-7855.40	-9678.28	-7831.95	-7878.85	-9554.83
21	-5895.86	-8653.75	-8624.55	-10416.19	-8601.10	-8648.00	-10392.74
22	-6580.85	-9452.34	-9431.88	-11293.26	-9408.43	-9455.33	-11269.81
23	-7309.71	-10294.80	-10278.52	-12213.32	-10255.08	-10301.97	-12189.87
24	-7562.98	-10595.94	-10570.00	-12530.15	-10546.55	-10593.45	-12506.87
25	-8356.51	-11493.07	-11477.78	-13513.83	-11454.33	-11501.23	-13490.38
26	-8766.09	-11959.45	-11944.30	-14018.23	-11920.85	-11967.75	-13994.78
27L	-8902.61	-12114.91	-12099.78	-14186.33	-12076.33	-12123.23	-14162.88
27R	7525.62	8200.91	9964.60	8001.21	10335.39	9593.80	8372.01
28	7389.10	8045.45	9793.12	7845.65	10163.92	9422.32	8216.45
29	6979.62	7579.07	9278.50	7378.65	9649.30	8907.70	7749.45
30	6186.32	6672.27	8274.26	6469.13	8645.06	7903.46	6839.93
31	5933.24	6381.33	7950.49	6176.82	8321.29	7579.69	6547.62
32	5204.23	5538.71	7008.40	5328.54	7379.20	6637.60	5699.34
33	4405.60	4607.54	5959.41	4387.53	6330.21	5588.61	4758.33
34	3654.51	3723.91	4956.40	3464.30	5327.20	4585.60	3835.10
35	2941.96	2878.82	3991.46	2561.16	4362.26	3620.66	2931.96
36	2258.96	2063.28	3057.24	1676.98	3428.04	2686.44	2047.78
37	1502.77	1155.62	2018.34	677.15	2389.14	1647.54	1047.95
38	0.00	261.38	1000.96	-323.47	1371.76	630.17	47.33
39	0.00	-124.30	571.86	-752.39	942.66	201.06	-381.59
40	0.00	-458.38	196.20	-1131.41	567.00	-174.60	-760.61
41	-1502.77	-1352.62	-799.47	-2152.06	-428.67	-1170.27	-1781.26
42	-2258.96	-2260.28	-1793.69	-3193.05	-1422.89	-2164.49	-2822.25
43	-2941.96	-3075.82	-2648.73	-4128.06	-2277.93	-3019.53	-3757.26
44	-3654.51	-3920.91	-3510.32	-5092.86	-3139.52	-3881.12	-4722.06
45	-4405.60	-4804.54	-4406.21	-6094.81	-4035.41	-4777.01	-5724.01
46	-5204.23	-5735.70	-5346.00	-7141.88	-4975.20	-5716.80	-6771.08
47	-5933.24	-6578.32	-6193.54	-8081.71	-5822.74	-6564.34	-7710.91

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D=L(max)	D+L(min)	D+L(max) +T(+)	D+L(max) +T(-)	D+L(min) +T(+)
48	-6186.32	-6869.26	-6485.67	-8404.60	-6114.87	-6856.47	-8033.80
49	-6979.52	-7776.07	-7394.86	-9405.89	-7024.06	-7765.66	-9035.09
50	-7389.10	-8242.45	-7861.81	-9918.85	-7491.01	-8232.61	-9548.05
51L	-7525.62	-8397.91	-8017.38	-10089.74	-7646.58	-8388.18	-9718.94
51R	6752.22	7858.20	9634.09	7638.88	9571.13	9697.05	7575.92
52	6615.70	7702.74	9464.67	7483.35	9401.71	9527.63	7420.39
53	6206.12	7236.35	8956.21	7016.60	8893.25	9019.17	6953.65
54	5424.57	6341.20	7976.00	6119.90	7913.04	8038.96	6056.94
55	5180.44	6059.20	7665.32	5837.12	7602.36	7728.28	5774.16
56	4491.44	5256.60	6775.59	5031.31	6712.63	6838.55	4968.35
57	3762.28	4394.91	5810.02	4163.97	5747.06	5872.98	4101.01
58	3102.44	3602.52	4911.12	3363.54	4848.16	4974.08	3300.58
59	2500.99	2868.54	4068.26	2618.65	4005.30	4131.22	2555.69
60	1948.16	2183.17	3272.44	1895.11	3209.48	3335.40	1832.15
61	1349.05	1432.58	2395.44	1084.17	2332.48	2458.40	1021.21
62	0.00	692.06	1530.76	270.59	1467.80	1593.72	207.63
63	0.00	415.31	1208.53	-36.78	1145.57	1271.49	-99.74
64	0.00	138.56	887.18	-345.96	824.22	950.14	-408.92
65	-1347.53	-600.44	34.42	-1179.36	-28.54	97.38	-1242.32
66	-2004.10	-1408.48	-878.33	-2091.89	-941.29	-815.37	-2154.85
67	-2603.63	-2159.49	-1723.52	-2955.29	-1786.48	-1660.56	-3018.25
68	-3215.17	-2922.50	-2569.41	-3836.10	-2632.37	-2506.45	-3899.06
69	-3854.45	-3713.24	-3431.64	-4747.84	-3494.60	-3368.68	-4810.80
70	-4449.86	-4441.20	-4213.12	-5582.80	-4276.08	-4150.16	-5645.76
71	-5083.15	-5207.03	-5024.64	-6455.62	-5087.60	-4961.68	-6518.58
72	-5758.62	-6015.03	-5871.11	-7369.91	-5934.07	-5808.15	-7432.87
73	-6374.53	-6744.55	-6628.38	-8189.62	-6691.34	-6565.42	-8252.58
74	-7027.88	-7511.50	-7407.76	-9045.75	-7470.72	-7344.80	-9108.70
75	-7721.89	-8319.12	-8220.06	-9941.41	-8283.02	-8157.10	-10004.37
76	-8460.00	-9170.83	-9074.94	-10880.01	-9137.90	-9011.98	-10942.97
77	-8587.51	-9317.27	-9221.77	-11040.83	-9284.73	-9158.81	-11103.79
78	-9381.59	-10224.96	-10131.11	-12034.08	-10194.07	-10068.15	-12097.04
79	-9791.17	-10691.34	-10597.89	-12542.84	-10660.85	-10534.93	-12605.80
80L	-10064.23	-11002.26	-10908.92	-12881.88	-10971.88	-10845.96	-12944.84
80R	10434.79	12753.10	14822.63	12748.10	14773.97	14871.29	12699.44
81	10161.74	12442.18	14486.24	12437.13	14437.58	14534.90	12388.48
82	9752.16	11975.80	13981.50	11970.60	13932.85	14030.16	11921.94
83	8955.36	11065.39	12993.73	11059.26	12945.08	13042.39	11010.60
84	8826.88	10917.98	12833.33	10911.13	12784.67	12881.99	10862.47
85	8080.16	10057.66	11894.56	10044.89	11845.90	11943.21	9996.23
86	7373.14	9237.04	10994.50	9215.78	10945.84	11043.15	9167.12
87	6703.00	8453.29	10130.28	8421.44	10081.62	10178.94	8372.78
88	6067.05	7703.74	9299.20	7658.86	9250.54	9347.86	7610.21
89	5364.84	6868.99	8368.00	6805.43	8319.35	8416.66	6756.77
90	4701.91	6073.51	7474.66	5987.00	7426.00	7523.32	5938.34
91	4074.70	5313.77	6615.72	5199.46	6563.06	6664.37	5150.81
92	3397.37	4484.97	5672.21	4332.17	5623.55	5720.87	4283.51
93	2745.90	3682.03	4753.60	3482.73	4704.95	4802.26	3434.07

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
94	2104.43	2889.09	3844.75	2634.47	3796.10	3893.41	2585.81
95	1391.46	2024.65	2865.00	1705.23	2816.35	2913.66	1656.58
96	0.00	1241.71	1968.28	847.57	1919.62	2016.94	798.92
97	0.00	459.61	1074.85	-19.43	1026.20	1123.51	-68.08
98	0.00	-322.49	184.79	-896.67	136.13	233.45	-945.33
99	0.00	-1104.60	-701.06	-1784.10	-749.71	-652.40	-1832.76
100	0.00	-1886.70	-1581.89	-2681.56	-1630.54	-1533.23	-2730.22
101	0.00	-2668.80	-2456.95	-3588.84	-2505.61	-2408.30	-3637.50
102	0.00	-3450.90	-3324.73	-4505.67	-3373.39	-3276.08	-4554.33
103	0.00	-4243.88	-4172.77	-5442.59	-4221.43	-4124.11	-5491.25
104	0.00	-4779.20	-4712.59	-6072.39	-4761.25	-4663.93	-6121.05
105	0.00	-4952.52	-4886.68	-6274.71	-4935.34	-4838.03	-6323.37
106	0.00	-5365.81	-5300.71	-6756.81	-5349.36	-5252.05	-6805.47

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	6149.64	7807.75	7760.85	6326.57	6279.67
2	5735.66	7327.62	7280.72	5912.60	5865.70
3	5338.24	6866.92	6820.02	5515.17	5468.27
4	4592.04	6019.04	5972.14	4768.98	4722.08
5	3738.88	5100.59	5053.70	3915.81	3868.91
6	2872.25	4190.69	4143.79	3049.18	3002.28
7	1999.68	3289.57	3242.67	2176.61	2129.72
8	1121.76	2397.42	2350.52	1298.69	1251.79
9	239.09	1514.40	1467.50	416.03	369.13
10	-647.66	640.60	593.71	-470.73	-517.63
11	-1537.81	-223.90	-270.79	-1360.87	-1407.77
12	-2430.59	-1079.10	-1126.00	-2253.66	-2300.56
13	-3401.53	-2001.38	-2048.27	-3224.60	-3271.50
14	-4298.37	-2839.55	-2886.45	-4121.43	-4168.33
15	-5200.04	-3673.82	-3720.72	-5023.10	-5070.00
16	-6110.39	-4509.49	-4556.38	-5933.45	-5980.35
17	-6927.67	-5256.56	-5303.46	-6750.74	-6797.63
18	-7779.06	-6034.26	-6081.16	-7602.12	-7649.02
19	-8668.82	-6847.58	-6894.48	-8491.89	-8538.79
20	-9601.73	-7701.92	-7748.82	-9424.79	-9471.69
21	-10439.64	-8471.07	-8517.97	-10262.70	-10309.60
22	-11316.71	-9278.40	-9325.29	-11139.78	-11186.68
23	-12236.77	-10125.04	-10171.94	-12059.83	-12106.73
24	-12553.60	-10416.51	-10463.41	-12376.67	-12423.57
25	-13537.28	-11324.29	-11371.19	-13360.34	-13407.24
26	-14041.68	-11790.82	-11837.72	-13864.75	-13911.64
27L	-14209.78	-11946.30	-11993.20	-14032.85	-14079.74
27R	7630.41	10337.10	9595.50	8373.72	7632.12
28	7474.85	10165.63	9424.03	8218.15	7476.55
29	7007.85	9651.00	8909.41	7751.15	7009.55
30	6098.33	8646.76	7905.16	6841.63	6100.03
31	5806.02	8322.99	7581.39	6549.33	5807.73
32	4957.75	7380.90	6639.30	5701.05	4959.45
33	4016.73	6331.92	5590.32	4760.04	4018.44
34	3093.50	5328.90	4587.31	3836.80	3095.20
35	2190.36	4363.96	3622.36	2933.66	2192.06
36	1306.18	3429.75	2688.15	2049.48	1307.88
37	306.35	2390.84	1649.25	1049.65	308.05
38	-694.27	1373.47	631.87	49.03	-692.57
39	-1123.19	944.37	202.77	-379.89	-1121.49
40	-1502.21	568.70	-172.90	-758.91	-1500.51
41	-2522.86	-426.96	-1168.56	-1779.56	-2521.16
42	-3563.85	-1421.18	-2162.78	-2820.55	-3562.15
43	-4498.86	-2276.23	-3017.83	-3755.56	-4497.16
44	-5463.66	-3137.82	-3879.42	-4720.35	-5461.95
45	-6465.61	-4033.71	-4775.31	-5722.31	-6463.90
46	-7512.68	-4973.50	-5715.10	-6769.38	-7510.98
47	-8452.51	-5821.04	-6562.64	-7709.21	-8450.81

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
48	-8775.40	-6113.17	-6854.77	-8032.10	-8773.70
49	-9776.69	-7022.36	-7763.96	-9033.38	-9774.98
50	-10289.65	-7489.31	-8230.91	-9546.34	-10287.94
51L	-10460.54	-7644.88	-8386.47	-9717.24	-10458.84
51R	7701.84	9601.29	9727.21	7606.08	7732.00
52	7546.31	9431.86	9557.78	7450.55	7576.47
53	7079.56	8923.41	9049.33	6983.80	7109.72
54	6182.86	7943.20	8069.12	6087.09	6213.01
55	5900.08	7632.52	7758.44	5804.32	5930.24
56	5094.27	6742.79	6868.71	4998.51	5124.43
57	4226.93	5777.22	5903.14	4131.17	4257.09
58	3426.60	4878.32	5004.24	3330.74	3456.66
59	2681.61	4035.45	4161.37	2585.85	2711.77
60	1958.07	3239.64	3365.56	1862.31	1988.23
61	1147.13	2362.64	2488.56	1051.36	1177.28
62	333.55	1497.96	1623.88	237.79	363.71
63	26.18	1175.73	1301.65	-69.59	56.33
64	-283.00	854.38	980.30	-378.76	-252.84
65	-1116.40	1.62	127.54	-1212.16	-1086.24
66	-2028.93	-911.13	-785.21	-2124.69	-1998.78
67	-2892.33	-1756.33	-1630.41	-2988.09	-2862.17
68	-3773.14	-2602.22	-2476.30	-3868.90	-3742.98
69	-4684.88	-3464.44	-3338.52	-4780.64	-4654.72
70	-5519.84	-4245.93	-4120.01	-5615.61	-5489.69
71	-6392.66	-5057.44	-4931.52	-6488.43	-6362.51
72	-7306.95	-5903.91	-5777.99	-7402.71	-7276.79
73	-8126.66	-6661.19	-6535.27	-8222.43	-8096.51
74	-8982.79	-7440.57	-7314.65	-9078.55	-8952.63
75	-9878.45	-8252.86	-8126.94	-9974.22	-9848.30
76	-10817.05	-9107.74	-8981.82	-10912.81	-10786.89
77	-10977.87	-9254.57	-9128.65	-11073.63	-10947.71
78	-11971.12	-10163.91	-10037.99	-12066.88	-11940.96
79	-12479.88	-10630.69	-10504.77	-12575.64	-12449.72
80L	-12818.92	-10941.73	-10815.81	-12914.68	-12788.77
80R	12796.76	14630.36	14727.68	12555.84	12653.15
81	12485.79	14293.98	14391.29	12244.87	12342.18
82	12019.25	13789.24	13886.55	11778.33	11875.65
83	11107.92	12801.47	12898.78	10867.00	10964.31
84	10959.79	12641.07	12738.38	10718.87	10816.18
85	10093.55	11702.29	11799.61	9852.62	9949.94
86	9264.44	10802.23	10899.54	9023.52	9120.83
87	8470.09	9938.02	10035.33	8229.17	8326.49
88	7707.52	9106.94	9204.25	7466.60	7563.91
89	6854.09	8175.74	8273.05	6613.16	6710.48
90	6035.66	7282.40	7379.71	5794.74	5892.05
91	5248.12	6423.45	6520.77	5007.20	5104.51
92	4380.83	5479.94	5577.26	4139.90	4237.22
93	3531.38	4561.34	4658.65	3290.46	3387.78

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
94	2683.13	3652.49	3749.80	2442.20	2539.52
95	1753.89	2672.74	2770.05	1512.97	1610.28
96	896.23	1776.02	1873.33	655.31	752.62
97	29.23	882.59	979.90	-211.69	-114.38
98	-848.02	-7.47	89.84	-1088.94	-991.62
99	-1735.44	-893.32	-796.01	-1976.36	-1879.05
100	-2632.90	-1774.15	-1676.84	-2873.83	-2776.51
101	-3540.18	-2649.22	-2551.90	-3781.10	-3683.79
102	-4457.01	-3517.00	-3419.68	-4697.93	-4600.62
103	-5393.94	-4365.03	-4267.72	-5634.86	-5537.55
104	-6023.73	-4904.85	-4807.54	-6264.65	-6167.34
105	-6226.06	-5078.95	-4981.63	-6466.98	-6369.66
106	-6708.16	-5492.97	-5395.66	-6949.08	-6851.77

軸力 [kN]		断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D=L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	0.00	-743.44	-743.44	-743.44	-743.44	-743.44	-544.96	-941.92	-544.96
2	0.00	-743.44	-728.02	-728.02	-728.02	-762.54	-529.54	-926.50	-564.06
3	0.00	-743.44	-727.84	-727.84	-727.84	-762.54	-529.36	-926.32	-564.06
4	0.00	-743.44	-727.51	-727.51	-727.51	-762.54	-529.03	-925.99	-564.06
5	0.00	-743.44	-727.14	-727.14	-727.14	-762.54	-528.66	-925.62	-564.06
6	0.00	-743.44	-726.82	-726.82	-726.82	-762.54	-528.34	-925.30	-564.06
7	0.00	-743.44	-726.47	-726.47	-726.47	-762.54	-527.99	-924.95	-564.06
8	0.00	-743.44	-726.15	-726.15	-726.15	-762.54	-527.67	-924.63	-564.06
9	0.00	-743.44	-725.87	-725.87	-725.87	-762.54	-527.39	-924.34	-564.06
10	0.00	-743.44	-725.62	-725.62	-725.62	-762.54	-527.14	-924.10	-564.06
11	0.00	-743.44	-725.39	-725.39	-725.39	-762.54	-526.92	-923.87	-564.06
12	0.00	-743.44	-725.25	-725.25	-725.25	-762.54	-526.77	-923.73	-564.06
13	0.00	-743.44	-725.16	-725.16	-725.16	-762.54	-526.68	-923.63	-564.06
14	0.00	-743.44	-725.14	-725.14	-725.14	-762.54	-526.67	-923.62	-564.06
15	0.00	-743.44	-725.23	-725.23	-725.23	-762.54	-526.75	-923.70	-564.06
16	0.00	-743.44	-727.35	-727.35	-727.35	-760.61	-528.87	-925.82	-562.14
17	0.00	-743.44	-729.03	-729.03	-729.03	-755.40	-530.55	-927.50	-556.92
18	0.00	-743.44	-730.40	-730.40	-730.40	-754.01	-531.93	-928.88	-555.54
19	0.00	-743.44	-731.58	-731.58	-731.58	-752.99	-533.10	-930.06	-554.51
20	0.00	-743.44	-732.60	-732.60	-732.60	-752.29	-534.12	-931.08	-553.81
21	0.00	-743.44	-733.40	-733.40	-733.40	-751.80	-534.92	-931.88	-553.33
22	0.00	-743.44	-734.18	-734.18	-734.18	-751.47	-535.71	-932.66	-552.99
23	0.00	-743.44	-731.20	-731.20	-731.20	-751.22	-532.72	-929.68	-552.75
24	0.00	-743.44	-731.25	-731.25	-731.25	-751.17	-532.77	-929.73	-552.69
25	0.00	-743.44	-731.35	-731.35	-731.35	-751.05	-532.87	-929.83	-552.57
26	0.00	-743.44	-731.37	-731.37	-731.37	-751.03	-532.90	-929.85	-552.55
27L	0.00	-743.44	-731.38	-731.38	-731.38	-751.02	-532.90	-929.85	-552.54
27R	0.00	-2205.14	-2357.94	-2357.94	-2357.94	-2237.13	-1580.99	-3134.89	-1460.18
28	0.00	-2205.14	-2357.94	-2357.94	-2357.94	-2237.09	-1580.99	-3134.89	-1460.14
29	0.00	-2205.14	-2356.96	-2356.96	-2356.96	-2238.02	-1580.02	-3133.91	-1461.07
30	0.00	-2205.14	-2350.98	-2350.98	-2350.98	-2549.15	-1574.04	-3127.93	-1772.21
31	0.00	-2205.14	-2347.75	-2347.75	-2347.75	-2552.38	-1570.81	-3124.70	-1775.44
32	0.00	-2205.14	-2252.90	-2252.90	-2252.90	-2565.83	-1475.95	-3029.85	-1788.88
33	0.00	-2205.14	-2208.16	-2208.16	-2208.16	-2588.11	-1431.21	-2985.11	-1811.17
34	0.00	-2205.14	-2159.41	-2159.41	-2159.41	-2617.71	-1382.46	-2936.36	-1840.76
35	0.00	-2205.14	-2109.73	-2109.73	-2109.73	-2654.10	-1332.78	-2886.68	-1877.15
36	0.00	-2205.14	-2040.69	-2040.69	-2040.69	-2715.15	-1263.75	-2817.64	-1938.20
37	0.00	-2205.14	-2030.77	-2030.77	-2030.77	-2722.84	-1253.82	-2807.71	-1945.90
38	0.00	-2205.14	-2034.62	-2034.62	-2034.62	-2723.07	-1257.67	-2811.57	-1946.12
39	0.00	-2205.14	-2037.47	-2037.47	-2037.47	-2723.18	-1260.52	-2814.42	-1946.23
40	0.00	-2205.14	-2040.53	-2040.53	-2040.53	-2723.65	-1263.58	-2817.47	-1946.70
41	0.00	-2205.14	-1943.31	-1943.31	-1943.31	-2671.75	-1166.36	-2720.26	-1894.80
42	0.00	-2205.14	-2315.24	-2315.24	-2314.93	-2514.93	-1538.29	-3092.18	-1537.98
43	0.00	-2205.14	-2395.21	-2395.21	-2250.53	-2250.53	-1618.26	-3172.16	-1473.58
44	0.00	-2205.14	-2442.87	-2442.87	-2218.10	-2218.10	-1665.93	-3219.82	-1441.16
45	0.00	-2205.14	-2476.31	-2476.31	-2057.11	-2057.11	-1699.37	-3253.26	-1280.16
46	0.00	-2205.14	-2709.11	-2709.11	-2052.62	-2052.62	-1932.16	-3486.06	-1275.67
47	0.00	-2205.14	-2714.85	-2714.85	-2053.39	-2053.39	-1937.90	-3491.80	-1276.44

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
48	0.00	-2205.14	-2716.09	-2054.23	-1939.14	-3493.04	-1277.28
49	0.00	-2205.14	-2718.42	-2058.87	-1941.47	-3495.37	-1281.92
50	0.00	-2205.14	-2718.86	-2060.84	-1941.91	-3495.81	-1283.89
51L	0.00	-2205.14	-2718.91	-2061.45	-1941.96	-3495.86	-1284.50
51R	0.00	-3163.85	-3854.07	-2643.69	-2633.91	-5074.22	-1423.53
52	0.00	-3163.85	-3853.96	-2643.80	-2633.80	-5074.11	-1423.64
53	0.00	-3163.85	-3853.00	-2641.26	-2632.84	-5073.16	-1421.11
54	0.00	-3163.85	-3848.20	-2641.43	-2628.04	-5068.35	-1421.27
55	0.00	-3163.85	-3845.69	-2642.51	-2625.53	-5065.85	-1422.35
56	0.00	-3163.85	-3835.35	-2647.97	-2615.19	-5055.50	-1427.82
57	0.00	-3163.85	-3817.10	-2661.56	-2596.95	-5037.26	-1441.40
58	0.00	-3163.85	-3498.59	-2685.77	-2278.43	-4718.75	-1465.62
59	0.00	-3163.85	-3434.62	-2727.52	-2214.46	-4654.77	-1507.37
60	0.00	-3163.85	-3356.07	-2797.20	-2135.92	-4576.23	-1577.05
61	0.00	-3163.85	-3241.96	-3150.99	-2021.80	-4462.12	-1930.84
62	0.00	-3163.85	-3110.06	-3263.98	-1889.91	-4330.22	-2043.82
63	0.00	-3163.85	-2744.57	-3623.72	-1524.41	-3964.72	-2403.56
64	0.00	-3163.85	-2738.14	-3626.11	-1517.99	-3958.30	-2405.95
65	0.00	-3163.85	-2730.80	-3747.46	-1510.64	-3950.96	-2527.30
66	0.00	-3163.85	-2729.63	-3747.19	-1509.47	-3949.78	-2527.04
67	0.00	-3163.85	-2742.61	-3738.30	-1522.45	-3962.76	-2518.15
68	0.00	-3163.85	-2881.42	-3608.69	-1661.27	-4101.58	-2388.53
69	0.00	-3163.85	-2966.49	-3538.30	-1746.33	-4186.64	-2318.14
70	0.00	-3163.85	-3039.69	-3482.46	-1819.53	-4259.84	-2262.30
71	0.00	-3163.85	-3107.76	-3433.96	-1887.61	-4327.92	-2213.80
72	0.00	-3163.85	-3170.39	-2999.07	-1950.23	-4390.54	-1778.92
73	0.00	-3163.85	-3220.32	-2967.49	-2000.16	-4440.47	-1747.33
74	0.00	-3163.85	-3266.55	-2943.64	-2046.39	-4486.71	-1723.49
75	0.00	-3163.85	-3434.30	-2927.74	-2214.14	-4654.46	-1707.59
76	0.00	-3163.85	-3446.45	-2917.44	-2226.30	-4666.61	-1697.28
77	0.00	-3163.85	-3447.97	-2916.72	-2227.82	-4668.13	-1696.56
78	0.00	-3163.85	-3453.98	-2914.35	-2233.82	-4674.13	-1694.20
79	0.00	-3163.85	-3455.41	-2915.33	-2235.26	-4675.57	-1695.17
80L	0.00	-3163.85	-3455.74	-2916.34	-2235.58	-4675.89	-1696.18
80R	0.00	-347.41	-345.54	-333.65	-220.53	-470.54	-208.64
81	0.00	-347.41	-345.52	-333.67	-220.52	-470.53	-208.66
82	0.00	-347.41	-345.46	-333.74	-220.45	-470.46	-208.73
83	0.00	-347.41	-345.24	-334.05	-220.23	-470.25	-209.04
84	0.00	-347.41	-344.97	-334.14	-219.97	-469.98	-209.13
85	0.00	-347.41	-343.04	-334.80	-218.03	-468.04	-209.79
86	0.00	-347.41	-340.90	-335.70	-215.89	-465.91	-210.70
87	0.00	-347.41	-338.63	-336.98	-213.63	-463.64	-211.97
88	0.00	-347.41	-336.13	-338.59	-211.12	-461.13	-213.58
89	0.00	-347.41	-332.91	-341.22	-207.91	-457.92	-216.21
90	0.00	-347.41	-329.27	-344.71	-204.27	-454.28	-219.71
91	0.00	-347.41	-325.01	-363.14	-200.01	-450.02	-238.13
92	0.00	-347.41	-318.74	-368.80	-193.74	-443.75	-243.79
93	0.00	-347.41	-317.74	-369.52	-192.74	-442.75	-244.52

断面 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (+)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
94	0.00	-347.41	-317.74	-369.52	-192.73	-442.75	-244.52
95	0.00	-347.41	-318.00	-369.52	-192.99	-443.00	-244.52
96	0.00	-347.41	-318.41	-369.52	-193.41	-443.42	-244.52
97	0.00	-347.41	-319.09	-369.52	-194.08	-444.09	-244.52
98	0.00	-347.41	-319.83	-369.52	-194.83	-444.84	-244.52
99	0.00	-347.41	-320.70	-369.52	-195.70	-445.71	-244.52
100	0.00	-347.41	-321.54	-369.52	-196.53	-446.54	-244.52
101	0.00	-347.41	-322.60	-369.52	-197.59	-447.60	-244.52
102	0.00	-347.41	-323.73	-369.52	-198.73	-448.74	-244.52
103	0.00	-347.41	-324.74	-369.52	-199.73	-449.74	-244.52
104	0.00	-347.41	-325.45	-369.52	-200.44	-450.45	-244.52
105	0.00	-347.41	-325.70	-369.52	-200.70	-450.71	-244.52
106	0.00	-347.41	-347.41	-347.41	-222.40	-472.41	-222.40

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
1	-941.92	-4943.64	-5340.60	-4943.64	-5340.60
2	-961.01	-4922.41	-5319.36	-4956.93	-5353.88
3	-961.01	-4881.54	-5278.50	-4916.24	-5313.19
4	-961.01	-4834.71	-5231.67	-4869.74	-5266.69
5	-961.01	-4834.34	-5231.30	-4869.74	-5266.69
6	-961.01	-4834.02	-5230.98	-4869.74	-5266.69
7	-961.01	-4833.67	-5230.63	-4869.74	-5266.69
8	-961.01	-4833.35	-5230.31	-4869.74	-5266.69
9	-961.01	-4833.07	-5230.02	-4869.74	-5266.69
10	-961.01	-4832.82	-5229.78	-4869.74	-5266.69
11	-961.01	-4832.60	-5229.55	-4869.74	-5266.69
12	-961.01	-4832.45	-5229.41	-4869.74	-5266.69
13	-961.01	-4832.36	-5229.31	-4869.74	-5266.69
14	-961.01	-4832.34	-5229.30	-4869.74	-5266.69
15	-961.01	-4832.43	-5229.38	-4869.74	-5266.69
16	-959.09	-4834.55	-5231.50	-4867.81	-5264.77
17	-953.87	-4848.28	-5245.24	-4874.65	-5271.61
18	-952.49	-4861.72	-5258.67	-4885.33	-5282.28
19	-951.47	-4874.95	-5271.90	-4896.36	-5293.31
20	-950.76	-4888.02	-5284.98	-4907.71	-5304.66
21	-950.28	-4899.16	-5296.11	-4917.56	-5314.52
22	-949.95	-4910.28	-5307.23	-4927.56	-5324.52
23	-949.70	-4917.62	-5314.58	-4937.65	-5334.60
24	-949.64	-4921.12	-5318.07	-4941.03	-5337.99
25	-949.53	-4931.55	-5328.51	-4951.25	-5348.21
26	-949.50	-4931.58	-5328.53	-4951.23	-5348.18
27L	-949.50	-4931.58	-5328.53	-4951.22	-5348.18
27R	-3014.07	-5840.95	-7394.84	-5720.13	-7274.03
28	-3014.04	-5840.94	-7394.84	-5720.10	-7273.99
29	-3014.97	-5839.97	-7393.87	-5721.03	-7274.92
30	-3326.10	-5833.99	-7387.89	-6032.16	-7586.06
31	-3329.33	-5830.76	-7384.66	-6035.39	-7589.29
32	-3342.78	-5735.90	-7289.80	-6048.84	-7602.73
33	-3365.06	-5691.16	-7245.06	-6071.12	-7625.02
34	-3394.66	-5642.41	-7196.31	-6100.72	-7654.61
35	-3431.05	-5592.74	-7146.63	-6137.11	-7691.00
36	-3492.09	-5523.70	-7077.60	-6198.15	-7752.05
37	-3499.79	-5513.77	-7067.67	-6205.85	-7759.75
38	-3500.02	-5517.63	-7071.52	-6206.07	-7759.97
39	-3500.13	-5520.48	-7074.37	-6206.18	-7760.08
40	-3500.60	-5523.53	-7077.43	-6206.65	-7760.55
41	-3448.70	-5426.32	-6980.21	-6154.75	-7708.65
42	-3091.87	-5798.24	-7352.14	-5797.93	-7351.83
43	-3027.48	-5878.22	-7432.11	-5733.53	-7287.43
44	-2995.05	-5925.88	-7479.78	-5701.11	-7255.01
45	-2834.06	-5959.32	-7513.22	-5540.12	-7094.01
46	-2829.57	-6192.11	-7746.01	-5535.62	-7089.52
47	-2830.34	-6197.86	-7751.75	-5536.39	-7090.29

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
48	-2831.18	-6199.09	-7752.99	-5537.23	-7091.13
49	-2835.82	-6201.42	-7755.32	-5541.87	-7095.77
50	-2837.78	-6201.87	-7755.76	-5543.84	-7097.74
51L	-2838.40	-6201.92	-7755.81	-5544.46	-7098.35
51R	-3863.84	-6800.69	-9241.01	-5590.31	-8030.63
52	-3863.95	-6800.59	-9240.90	-5590.42	-8030.74
53	-3861.42	-6799.63	-9239.94	-5587.89	-8028.21
54	-3861.58	-6781.54	-9221.85	-5574.77	-8015.08
55	-3862.67	-6774.60	-9214.92	-5571.42	-8011.74
56	-3868.13	-6750.98	-9191.29	-5563.60	-8003.91
57	-3881.72	-6717.23	-9157.54	-5561.69	-8002.00
58	-3905.93	-6383.22	-8823.53	-5570.40	-8010.72
59	-3947.68	-6303.75	-8744.06	-5596.65	-8036.97
60	-4017.36	-6209.70	-8650.01	-5650.83	-8091.14
61	-4371.15	-6095.59	-8535.90	-6004.62	-8444.94
62	-4484.14	-5963.69	-8404.00	-6117.61	-8557.92
63	-4843.87	-5598.20	-8038.51	-6477.35	-8917.66
64	-4846.26	-5591.77	-8032.08	-6479.74	-8920.05
65	-4967.62	-5584.43	-8024.74	-6601.09	-9041.40
66	-4967.35	-5583.26	-8023.57	-6600.82	-9041.13
67	-4958.46	-5596.24	-8036.55	-6591.93	-9032.25
68	-4828.84	-5735.05	-8175.36	-6462.32	-8902.63
69	-4758.46	-5832.52	-8272.83	-6404.33	-8844.64
70	-4702.61	-5916.56	-8356.88	-6359.34	-8799.65
71	-4654.12	-5995.49	-8435.81	-6321.69	-8762.00
72	-4219.23	-6068.96	-8509.28	-5897.65	-8337.96
73	-4187.65	-6128.20	-8568.51	-5875.37	-8315.68
74	-4163.80	-6183.73	-8624.04	-5860.82	-8301.13
75	-4147.90	-6360.78	-8801.09	-5854.22	-8294.53
76	-4137.59	-6382.23	-8822.54	-5853.22	-8293.53
77	-4136.88	-6385.30	-8825.61	-5854.05	-8294.36
78	-4134.51	-6400.60	-8840.92	-5860.98	-8301.29
79	-4135.48	-6402.04	-8842.36	-5861.96	-8302.27
80L	-4136.50	-6402.36	-8842.68	-5862.97	-8303.28
80R	-458.65	-4632.70	-4882.71	-4620.81	-4870.82
81	-458.67	-4632.68	-4882.70	-4620.83	-4870.84
82	-458.74	-4632.62	-4882.63	-4620.90	-4870.91
83	-459.06	-4623.10	-4873.11	-4611.91	-4861.92
84	-459.15	-4621.29	-4871.30	-4610.45	-4860.46
85	-459.80	-4610.05	-4860.06	-4601.81	-4851.82
86	-460.71	-4598.61	-4848.62	-4593.42	-4843.43
87	-461.99	-4587.05	-4837.06	-4585.39	-4835.40
88	-463.59	-4575.24	-4825.25	-4577.70	-4827.71
89	-466.22	-4561.18	-4811.19	-4569.48	-4819.49
90	-469.72	-4546.69	-4796.70	-4562.13	-4812.14
91	-488.14	-4531.58	-4781.59	-4569.70	-4819.71
92	-493.80	-4512.91	-4762.92	-4562.96	-4812.97
93	-494.53	-4511.91	-4761.92	-4563.69	-4813.70

断面 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (-)+TF
94	-494.53	-4511.90	-4761.91	-4563.69	-4813.70
95	-494.53	-4512.16	-4762.17	-4563.69	-4813.70
96	-494.53	-4512.58	-4762.59	-4563.69	-4813.70
97	-494.53	-4513.25	-4763.26	-4563.69	-4813.70
98	-494.53	-4514.00	-4764.01	-4563.69	-4813.70
99	-494.53	-4514.87	-4764.88	-4563.69	-4813.70
100	-494.53	-4515.70	-4765.71	-4563.69	-4813.70
101	-494.53	-4516.76	-4766.77	-4563.69	-4813.70
102	-494.53	-4517.90	-4767.91	-4563.69	-4813.70
103	-494.53	-4530.52	-4780.53	-4575.31	-4825.32
104	-494.53	-4589.36	-4839.37	-4633.44	-4883.45
105	-494.53	-4607.05	-4857.06	-4650.88	-4900.89
106	-472.41	-4634.57	-4884.58	-4634.57	-4884.58

第 3 章 支点反力

水平方向反力 [kN]

支点 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)	D+L (max) +T (+)	D+L (min) +T (+)
1	---	-743.44	-719.85	-774.26	-521.38	-575.78
106	---	347.41	371.42	315.19	246.41	190.18
109	0.00	-1461.70	-1125.22	-2154.07	-546.75	-1575.60
112	0.00	-958.71	-147.20	-1598.33	296.01	-1155.12
115	0.00	2816.44	3639.91	2147.09	2544.76	1051.94

支点 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (+)+TF
1	-972.74	-494.81	-891.76	-549.21	-946.17
106	440.19	233.33	483.34	177.10	427.11
109	-2732.54	-408.02	-1564.96	-1436.87	-2593.81
112	-2041.53	389.18	-497.24	-1061.95	-1948.37
115	3242.24	2299.37	4489.68	806.55	2996.85

鉛直方向反力 [kN]

支点 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	---	6859.46	8287.77	6806.60	8311.22	6830.05
106	---	5999.32	7390.32	5934.21	7438.98	5982.87
109	37451.20	41338.79	44450.52	41134.15	44797.87	41481.50
112	31616.01	33594.27	36248.71	33140.08	35814.95	32706.33
115	38474.18	41730.52	44921.06	41637.08	44935.37	41651.38

支点 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (+)+TF
1	6783.15	8441.25	8394.36	6960.08	6913.18
106	5885.56	7582.59	7485.27	6126.48	6029.17
109	40786.80	44669.54	43974.84	41353.17	40658.47
112	33573.84	35843.41	36710.92	32734.78	33602.30
115	41622.78	44761.60	44733.00	41477.62	41449.01

回転方向反力 [kN・m]

支点 No.	最大張出時 自重	全死荷重 D	D+L (max)	D+L (min)	D+L (max) +T (-)	D+L (min) +T (+)
1	---	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
106	---	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
109	59513.20	1688.31	7407.06	-9662.87	23848.97	6779.04
112	15592.60	-10143.33	1751.68	-20484.07	11445.36	-10790.39
115	-11389.54	33583.41	42886.23	21400.29	21478.47	-7.47

支点 No.	D+L (min) +T (-)	D+L (max) +T (+)+TF	D+L (max) +T (-)+TF	D+L (min) +T (+)+TF	D+L (min) +T (+)+TF
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
106	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
109	-26104.78	27037.44	-5846.38	9967.52	-22916.30
112	-30177.75	13368.36	-6019.00	-8867.39	-28254.76
115	42808.05	19616.97	62432.48	-1868.97	40946.54

単ケース反力

水平方向反力 [kN]

支点 No.	完成時 自重	橋面荷重	乾燥収縮	自重引-ブ	直後ブレストレス 2次力	ブレストレス引-ブ (7° 傾き含)	L (max) (衝撃あり)
1	398.19	-5.28	-199.00	-28.38	-649.23	-259.74	23.58
106	-75.20	-6.75	121.06	-28.24	179.59	156.95	24.01
109	-408.81	-458.98	-470.96	-488.38	361.20	4.23	336.48
112	-24.26	182.90	-336.31	537.20	-598.48	-719.76	811.52
115	110.08	288.11	885.21	7.80	706.92	818.32	823.47

支点 No.	L (min) (衝撃あり)	L (max) (衝撃なし)	L (min) (衝撃なし)	温度変化(+)	温度変化(-)	温度差	地震(L)
1	-30.82	21.57	-28.16	198.48	-198.48	26.57	263.37
106	-32.22	21.96	-29.44	-125.01	125.01	-13.08	701.77
109	-692.37	303.21	-633.99	578.47	-578.47	138.73	3001.88
112	-639.61	742.64	-578.91	443.21	-443.21	93.17	4086.44
115	-669.36	752.13	-612.22	-1095.15	1095.15	-245.38	10079.67

支点 No.	地震(R)
1	-263.37
106	-701.77
109	-3001.88
112	-4086.44
115	-10079.67

鉛直方向反力 [kN]

支点 No.	完成時 自重	橋面荷重	乾燥収縮	自重引-ブ	直後ブレストレス 2次力	ブレストレス引-ブ (7° 傾き含)	L (max) (衝撃あり)
1	5227.44	1127.58	-31.01	-36.93	668.67	-96.29	1428.31
106	4318.92	1046.18	-29.83	532.97	636.12	-505.04	1391.00
109	38643.36	3463.82	-202.51	4.95	-598.31	27.48	3111.73
112	30583.82	2486.27	269.90	808.47	-184.94	-369.25	2654.45
115	38843.12	3781.87	-6.55	-1309.47	-521.54	943.09	3190.54

支点 No.	L (min) (衝撃あり)	L (max) (衝撃なし)	L (min) (衝撃なし)	温度変化(+)	温度変化(-)	温度差	地震(L)
1	-52.87	1308.27	-47.69	23.45	-23.45	130.03	70.59
106	-65.11	1271.57	-59.57	48.66	-48.66	143.61	-358.78
109	-204.64	2837.74	-187.20	347.35	-347.35	-128.33	631.55
112	-454.18	2414.40	-415.87	-433.76	433.76	28.45	358.53
115	-93.44	2917.42	-84.10	14.30	-14.30	-173.76	-701.89

支点 No.	地震(R)
1	-70.59
106	358.78
109	-631.55
112	-358.53
115	701.89

回転方向反力 [kN・m]

支点 No.	完成時	自重	橋面荷重	乾燥収縮	自重引-プ	直後プレストレス 2次力	プレストレスクリ-プ (7°レオス含)	L(max) (衝撃あり)
1		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
106		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
109	71735.49	-7605.66	-14827.27	-9842.71	-30284.52	-7487.03	5718.75	
112	16995.75	1711.23	-8550.87	3968.13	-9801.73	-14465.82	11895.01	
115	-43873.44	-1882.34	19036.88	-11761.96	52493.10	19571.17	9302.82	

支点 No.	L(min) (衝撃あり)	L(max) (衝撃なし)	L(min) (衝撃なし)	温度変化(+)	温度変化(-)	温度差	地震(L)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
106	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
109	-11351.18	5160.19	-10392.16	16441.91	-16441.91	3188.48	54016.21
112	-10340.75	10885.67	-9414.10	9693.68	-9693.68	1923.00	69493.80
115	-12183.12	8506.57	-11131.76	-21407.76	21407.76	-1861.51	155352.59

支点 No.	地震(R)
1	0.00
106	0.00
109	-54016.21
112	-69493.80
115	-155352.59

(3) 震度算出 (鋼 3 径間連続非合成箱桁橋+PC4 径間連続ラーメン橋)

§ 2. 震度算出

1. 基本条件

- ： Bridge System 1

(1) 橋梁名称

： B種の橋

(2) 橋の種類

： B2

(3) 地域区分

： C₂ = 0. 85

(4) 地域別補正係数

レベル1

レベル2タイプI

： C_{Iz} = 1. 00

レベル2タイプII

： C_{IIz} = 0. 85

(5) 慣性力作用方向 (橋軸方向)

： → [橋軸順方向]

(6) 慣性力作用方向 (橋軸直角方向)

： ↓ [橋軸直角順方向]

(7) 1基下部構造の計算

： する

(8) 橋台の許容塑性率

： 考慮しない

2. 解析データ

2. 1 7~P4

1基下部構造

- (1) 死荷重反力 (kN) : 16000. 000
- (2) 載荷位置 (m) 橋軸方向 : 4. 500 直角方向 : 4. 500
- (3) 支承、分担重量 W_u (kN)

	レベル1	レベル2タイプI	レベル2タイプII
支承条件	固定	固定	固定
静摩擦係数 s _{kh} ※1			
橋軸方向 (W _u) 直角方向 (W _u)	16000. 000 16000. 000	16000. 000 16000. 000	16000. 000 16000. 000

※1 s_{kh} : 当該下部工が支持する上部工を含む設計水平震度

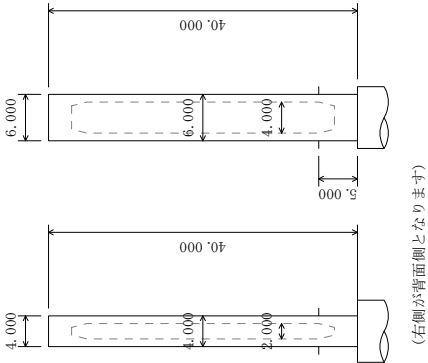
1○ 2● 3○	形式	下部タイプ : 橋脚 地盤種別 : I種			
		許容塑性率	タイプI	タイプII	
		橋軸方向 (μa)	1. 311	1. 311	
		直角方向 (μa)	1. 287	1. 287	
	重量	格点 番号	質点 (kN)		
		2	21292. 950		
		格点番号	部材長 (m)	断面積 (m ²)	ヤング係数 (kN/m ²)
		1 - 2 2 - 3	24. 7000 24. 7000	16. 67511 16. 67511	2. 50E+007 2. 50E+007
	部材	格点番号	レベル1 橋軸方向 Iz (m)	レベル1 直角方向 Iy (m)	レベル2 橋軸方向 Iy (m)
		1 - 2 2 - 3	29. 72988 29. 72988	62. 82303 62. 82303	14. 68895 14. 68895
	基礎 パネ	固有周期算定			
		橋軸方向		直角方向	
		Kx (Ass)	ばね	1. 295127E+007	kN/m
		Ky (Arr)	ばね	6. 151033E+006	kN/m
		Kz (Arr)	ばね	9. 353213E+008	kN. m/rad
		Kxy (Asv)		0. 000000E+000	kN/m
		Kxz (Asr)		-8. 533019E+007	kN/rad
		Kyz (Avr)		0. 000000E+000	kN/rad
		基礎ばね位置 (m) = 0. 000			
		常時			
		橋軸方向		直角方向	
		Kx (Ass)	ばね	1. 133522E+007	kN/m
		Ky (Arr)	ばね	5. 201765E+006	kN/m
		Kz (Arr)	ばね	8. 911787E+008	kN. m/rad
		Kxy (Asv)		0. 000000E+000	kN/m
		Kxz (Asr)		-7. 857520E+007	kN/rad
		Kyz (Avr)		0. 000000E+000	kN/rad
		基礎ばね位置 (m) = 0. 000			

形式 RC中空矩形柱橋脚 (新設検討)

はり形状タイプ はり無し

基礎形式 深礎基礎

重要度の区分 B種の橋



項目	記号	寸法 (m)
柱高さ (柱基部ーはり下面)	H	40.000
橋軸方向 柱幅	B _h	4.000
橋軸直角方向 柱幅	B _r	6.000
中空部 中空区間高さ	H _h	34.000
橋軸直角方向 中空区間高さ	B _h	3.000
橋軸方向壁厚	t _h	1.000
橋軸方向上側ハンチ幅	B _h ^u	0.500
橋軸方向下側ハンチ幅	B _h ^d	0.500
直角方向上側ハンチ幅	B _h ^u	0.500
直角方向下側ハンチ幅	B _h ^d	0.500
断面隅角部ハンチ幅	H _h ^u	2.000
上側ハンチ高	H _h ^u	2.000
下側ハンチ高	H _h ^d	2.000
地表面 (往下端から)	h _c	5.000

3. 解析結果

3.1 一覧表

(レベル1)

橋軸方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				Kh _o	Kh		
7-P4 7-P5	I種 I種	1.715 1.048	2.632 2.058	0.1117 0.1317	0.10 0.14	1600.000 2442.000	16000.000 22200.000

橋軸直角方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				T _{min}	Kh _o Kh		
7-P4 7-P5	I種 I種	0.941 0.594	1.950 1.550	1.258 1.000	0.1365 0.1591	1920.000 3108.000	16000.000 22200.000

※T/Tmin：1基の橋脚とそれが支持している上部構造部分に分割し、それぞれを一つの設計振動単位と

みなして求めた固有周期の比

(レベル2タイプ1)

橋軸方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				Kh _{co}	Kh _c		
7-P4 7-P5	I種 I種	3.219 1.954	3.606 2.810	0.4235 0.5002	0.40 0.40	6400.000 8880.000	16000.000 22200.000

橋軸直角方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				T _{min}	Kh _{co} Kh _c		
7-P4 7-P5	I種 I種	1.499 0.931	2.461 1.940	1.268 1.000	0.5464 0.6403	7040.000 10656.000	16000.000 22200.000

※T/Tmin：1基の橋脚とそれが支持している上部構造部分に分割し、それぞれを一つの設計振動単位と

みなして求めた固有周期の比

(レベル2タイプ1)

橋軸方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				Kh _{co}	Kh _c		
7-P4 7-P5	I種 I種	3.219 1.954	3.606 2.810	0.2242 0.3127	0.47 0.44	7520.000 9768.000	16000.000 22200.000

橋軸直角方向

下部構造	地盤 種別	水平 変位 δ (m)	固有 周期 T (s)	構造物		下部構造に 作用する 慣性力 (kN)	分担重量 (kN)
				T _{min}	Kh _{co} Kh _c		
7-P4 7-P5	I種 I種	1.499 0.931	2.461 1.940	1.268 1.000	0.3731 0.5125	7680.000 9990.000	16000.000 22200.000

※T/Tmin：1基の橋脚とそれが支持している上部構造部分に分割し、それぞれを一つの設計振動単位と

みなして求めた固有周期の比

3.2 概略－橋軸方向

(レベル1)

下部構造 7-P4

1. 設計条件

(1) 支承条件

(2) 地盤種別

(3) 下部構造形式

2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出

$$\begin{aligned}\delta &= \delta p + \delta o + \theta o \cdot h o \\ &= 1.46902 + 0.02905 + 0.00402 \cdot 53.900 \\ &= 1.715 \text{ (m)}\end{aligned}$$

ここに、

δ p：下部構造躯体の曲げ変形 (m)

δ o：基礎の水平変位 (m)

θ o：基礎の回転角 (rad)

h o：基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)

3. 固有周期の算出

$$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.632 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.40$
- $$K_{hc} = C_s \cdot C_{Iz} \cdot K_{hco} = 0.7852 \cdot 1.00 \cdot 0.4235 = 0.33$$
- ($C_{Iz} \cdot K_{hco}$ の値が0.4を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{Iz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{Iz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 16000.000 \cdot 0.40 = 6400.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{Iz} \cdot K_{hgo} = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$
- 下部構造 7-P5
1. 設計条件
- (1) 支承条件 固定
- (2) 地盤種別 I種
- (3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$$
- $$= 1.76601 + 0.02822 + 0.00386 \cdot 41.500$$
- $$= 1.954 \text{ (m)}$$
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.810 \text{ (s)}$$
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.40$
- $$K_{hc} = C_s \cdot C_{Iz} \cdot K_{hco} = 0.7408 \cdot 1.00 \cdot 0.5002 = 0.37$$
- ($C_{Iz} \cdot K_{hco}$ の値が0.4を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{Iz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{Iz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 22200.000 \cdot 0.40 = 8880.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{Iz} \cdot K_{hgo} = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$

- (レベル2タイプII)
- 下部構造 7-P4
1. 設計条件
- (1) 支承条件 固定
- (2) 地盤種別 I種
- (3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$$
- $$= 2.97324 + 0.02905 + 0.00402 \cdot 53.900$$
- $$= 3.219 \text{ (m)}$$
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 3.606 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_h = 0.10$
- $$K_h = C_z \cdot K_{ho} = 0.85 \cdot 0.1117 = 0.09$$
- (K_h の値が0.1を下回る場合には0.1とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_h = 16000.000 \cdot 0.10 = 1600.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_z \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$
- 下部構造 7-P5
1. 設計条件
- (1) 支承条件 固定
- (2) 地盤種別 I種
- (3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$$
- $$= 0.85985 + 0.02822 + 0.00386 \cdot 41.500$$
- $$= 1.048 \text{ (m)}$$
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.058 \text{ (s)}$$
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_h = 0.11$
- $$K_h = C_z \cdot K_{ho} = 0.85 \cdot 0.1317 = 0.11$$
- (K_h の値が0.1を下回る場合には0.1とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_h = 22200.000 \cdot 0.11 = 2442.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_z \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$

- (レベル2タイプI)
- 下部構造 7-P4
1. 設計条件
- (1) 支承条件 固定
- (2) 地盤種別 I種
- (3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $$\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$$
- $$= 2.97324 + 0.02905 + 0.00402 \cdot 53.900$$
- $$= 3.219 \text{ (m)}$$
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $$T = 2.01\sqrt{\delta} = 3.606 \text{ (s)}$$

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_h = 0.12$
- $K_h = C_z \cdot K_{ho} = 0.85 \cdot 0.1365 = 0.12$
(K_h の値が0.1を下回る場合には0.1とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_h = 16000.000 \cdot 0.12 = 1920.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_z \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$

下部構造 7-P5

1. 設計条件
- (1) 地盤種別 I種
- (2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 0.40601 + 0.02822 + 0.00386 \cdot 41.500$
 $= 0.594$ (m)
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.550$ (s)
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_h = 0.14$
- $K_h = C_z \cdot K_{ho} = 0.85 \cdot 0.1591 = 0.14$
(K_h の値が0.1を下回る場合には0.1とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_h = 22200.000 \cdot 0.14 = 3108.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_z \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.16 = 0.14$

(レベル2タイプ1)

- 下部構造 7-P4
1. 設計条件
- (1) 地盤種別 I種
- (2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 1.25364 + 0.02905 + 0.00402 \cdot 53.900$
 $= 1.499$ (m)
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.461$ (s)

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.47$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{IIz} \cdot K_{hco} = 0.7852 \cdot 0.85 \cdot 0.2242 = 0.15$
($C_{IIz} \cdot K_{hco}$ の値が0.6を下回る場合には $K_{hc} = 0.6 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{IIz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{IIz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 16000.000 \cdot 0.47 = 7520.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{IIz} \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$

下部構造 7-P5

1. 設計条件
- (1) 支承条件 固定
- (2) 地盤種別 I種
- (3) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 1.76601 + 0.02822 + 0.00386 \cdot 41.500$
 $= 1.954$ (m)
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.810$ (s)
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.44$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{IIz} \cdot K_{hco} = 0.7408 \cdot 0.85 \cdot 0.3127 = 0.20$
($C_{IIz} \cdot K_{hco}$ の値が0.6を下回る場合には $K_{hc} = 0.6 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{IIz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{IIz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 22200.000 \cdot 0.44 = 9768.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{IIz} \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$

3.3 概略一橋軸直角方向

(レベル1)

- 下部構造 7-P4
1. 設計条件
- (1) 地盤種別 I種
- (2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 0.69519 + 0.02905 + 0.00402 \cdot 53.900$
 $= 0.941$ (m)
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.950$ (s)

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.48$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{IIz} \cdot K_{hco} = 0.7968 \cdot 0.85 \cdot 0.3731 = 0.25$
($C_{IIz} \cdot K_{hco}$ の値が0.6を下回る場合には $K_{hc} = 0.6 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{IIz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{IIz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 16000.000 \cdot 0.48 = 7680.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{IIz} \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$

下部構造 7-P5

1. 設計条件
- (1) 地盤種別 I種
- (2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 0.74315 + 0.02822 + 0.00386 \cdot 41.500$
 $= 0.931$ (m)
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.940$ (s)
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.45$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{IIz} \cdot K_{hco} = 0.7536 \cdot 0.85 \cdot 0.5125 = 0.33$
($C_{IIz} \cdot K_{hco}$ の値が0.6を下回る場合には $K_{hc} = 0.6 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{IIz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{IIz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 22200.000 \cdot 0.45 = 9990.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{IIz} \cdot K_{hgo} = 0.85 \cdot 0.80 = 0.68$

橋梁モデルの解析

1. 基本条件
- (1) 橋梁名称 : Bridge System I
- (2) 橋の種類 : B種の橋
- (3) 地域区分 : B2
- (4) 地域別補正係数 レベル1
レベル2タイプI
レベル2タイプII
- $C_z = 0.85$
 $C_{Iz} = 1.00$
 $C_{IIz} = 0.85$
- (5) 設計方法 : 非免震設計
- (6) 慣性力作用方向 (橋軸方向) : → [橋軸順方向]
- (7) 慣性力作用方向 (橋軸直角方向) : ↓ [橋軸直角順方向]
- (8) 橋梁の構造形式 : 上下線一体型のみ
- (9) 上部工の連結 : 考慮しない
- (10) 隣接上部構造重量 : 考慮しない
- (11) 橋梁モデルの解析 : する [複数下部構造計算]
- (12) 橋台の許容塑性率 : 考慮しない
- (13) レベル1地震動の設計水平震度 : 橋台を除いた振動単位系内の最大値
- (14) 分担重量の算定方法 : 当該下部構造の設計水平震度を用いて慣性力から算定する

4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.44$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{Iz} \cdot K_{hco} = 0.7968 \cdot 1.00 \cdot 0.5464 = 0.44$
($C_{Iz} \cdot K_{hco}$ の値が0.4を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{Iz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{Iz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 16000.000 \cdot 0.44 = 7040.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{Iz} \cdot K_{hgo} = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$

下部構造 7-P5

1. 設計条件
- (1) 地盤種別 I種
- (2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 0.74315 + 0.02822 + 0.00386 \cdot 41.500$
 $= 0.931$ (m)
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $T = 2.01\sqrt{\delta} = 1.940$ (s)
4. 設計水平震度および下部構造に作用する慣性力の算出
- 構造物 $K_{hc} = 0.48$
- $K_{hc} = C_s \cdot C_{Iz} \cdot K_{hco} = 0.7536 \cdot 1.00 \cdot 0.6403 = 0.48$
($C_{Iz} \cdot K_{hco}$ の値が0.4を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_s$ とする)
- (K_{hc} の値が0.4・ C_{Iz} を下回る場合には $K_{hc} = 0.4 \cdot C_{Iz}$ とする)
- 慣性力 $H = W_u \cdot K_{hc} = 22200.000 \cdot 0.48 = 10656.000$ (kN)
- 地盤面 $K_{hg} = C_{Iz} \cdot K_{hgo} = 1.00 \cdot 0.50 = 0.50$

(レベル2タイプII)

- 下部構造 7-P4
1. 設計条件
- (1) 地盤種別 I種
- (2) 下部構造形式 橋脚
2. 上部構造慣性力作用位置の水平変位 δ の算出
- $\delta = \delta_p + \delta_o + \theta_o \cdot h_o$
 $= 1.25364 + 0.02905 + 0.00402 \cdot 53.900$
 $= 1.499$ (m)
- ここに、
- δ_p : 下部構造躯体の曲げ変形 (m)
- δ_o : 基礎の水平変位 (m)
- θ_o : 基礎の回転角 (rad)
- h_o : 基礎ばねの算出位置から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m)
3. 固有周期の算出
- $T = 2.01\sqrt{\delta} = 2.461$ (s)

(15)ブロック単位固有周期算定方法 : 下部構造の重量を断面力比より按分する
(16)骨組解析モデル : 2次元モデル

2. 解析データ

2. 1 縦断線形

縦断変化点	X座標 (m)	Y座標 (m)	左勾配 (%)	変化点までの距離 (m)	縦断曲線長 (VCL) (m)
1	0.0000	0.0000	-----	-----	-----
2	451.6000	0.0000	0.0000	451.6000	-----

2. 2 橋梁全体の平面図

平面図内の番号は上部工 (Bridge) 番号を表す



2. 3 Bridge 1－鋼橋：箱桁 1

配置情報

- (1)左側すき間 (m) : 0.000
(2)右側すき間 (m) : 0.000
(3)橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

形式

- (1)桁長(m) : 139.000
(2)支間数 : 3
(3)ヤング係数 (kN/m²) : 2.00E+008
(4)せん断弾性係数 (kN/m²) : 7.70E+007

支間長

長さ (m)	中間点数
LL	-----
S1	0.500
S2	45.500
S3	47.000
LR	45.500

重量

節点	H1 (m)	H2 (m)	質点の重量 (kN)	死荷重反力 (kN)
1	0.300	2.200	413.730	1800.000
2	0.300	-----	731.056	-----
3	0.300	-----	731.056	-----
4	0.300	-----	731.056	-----
5	0.300	-----	731.056	-----
6	0.300	-----	731.056	-----
7	0.300	2.200	743.106	4900.000
8	0.300	-----	755.157	-----
9	0.300	-----	755.157	-----
10	0.300	-----	755.157	-----
11	0.300	-----	755.157	-----
12	0.300	-----	755.157	-----
13	0.300	2.200	743.106	4900.000
14	0.300	-----	731.056	-----
15	0.300	-----	731.056	-----
16	0.300	-----	731.056	-----
17	0.300	-----	731.056	-----
18	0.300	-----	731.056	-----
19	0.300	2.200	413.730	1800.000
Σ			13400.017	13400.000

部材 (レベル1)

部材	部材長 (m)	橋軸方向Iz (m²)	直角方向Iy (m²)	ねじり定数 (m⁴)	断面積 (m²)
1	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
2	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
3	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
4	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
5	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
6	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
7	7.833	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
8	7.833	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
9	7.833	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
10	7.833	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
11	7.833	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
12	7.833	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
13	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
14	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
15	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
16	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
17	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
18	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856

部材 (レベル2)

部材	部材長 (m)	橋軸方向Iz (m²)	直角方向Iy (m²)	ねじり定数 (m⁴)	断面積 (m²)
1	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
2	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
3	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
4	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
5	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
6	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
7	7.833	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
8	7.833	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
9	7.833	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
10	7.833	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
11	7.833	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
12	7.833	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
13	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
14	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
15	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
16	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
17	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856
18	7.583	0.12586	1.68967	0.17185	0.17856

桁幅

左側幅 (m)	右側幅 (m)
3.820	3.820

支 承 条 件 (レ ベ ル 1 地 震 動)

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/rad)	橋軸直角回り (kN・m/rad)	鉛直軸回り (kN・m/rad)
1	ばね 3.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	ばね 5.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
3	ばね 5.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
4	ばね 3.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由

支 承 条 件 (レ ベ ル 2 地 震 動 (タイ プ I))

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/rad)	橋軸直角回り (kN・m/rad)	鉛直軸回り (kN・m/rad)
1	ばね 3.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	ばね 5.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
3	ばね 5.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
4	ばね 3.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由

支 承 条 件 (レ ベ ル 2 地 震 動 (タイ プ I I))

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/rad)	橋軸直角回り (kN・m/rad)	鉛直軸回り (kN・m/rad)
1	ばね 3.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	ばね 5.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
3	ばね 5.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
4	ばね 3.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由

■ 形状入力データ

諸量

- (1) 主桁のヤング係数 (kN/m²) : 2.00E+008
- (2) 主桁のせん断弾性係数 (kN/m²) : 7.70E+007
- (3) 主桁の単位重量 (kN/m³) : 77.00
- (4) 後打ちコンクリートのヤング係数 (kN/m²) : 2.35E+007
- (5) 後打ちコンクリートの単位重量 (kN/m³) : 24.50
- (6) 舗装の単位重量 (kN/m²) : 22.50

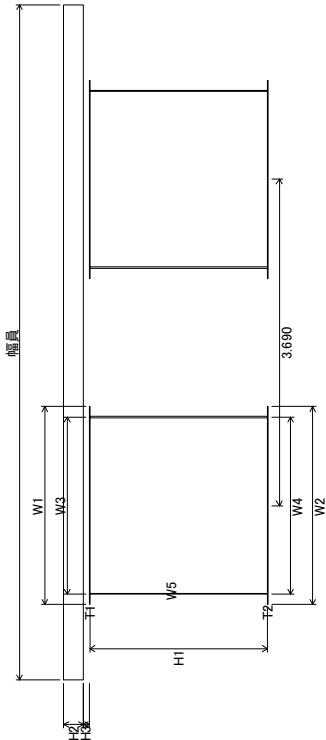
支間割

桁長 (m) : 139.000

支間数 : 3

	長さ (m)	中間点数
左側張り出し長	0.500	
支間1	45.500	5
支間2	47.000	5
支間3	45.500	5
右側張り出し長	0.500	

形状図



断面寸法 (m)

W1	2.240	H2	0.220
W2	2.240	H3	0.070
W3	2.000		
W4	2.000		

橋軸方向検討時：床版剛度無視

番号	距離	H1 (m)	T1 (m)	T2 (m)	W5 (m)
1	139.000	2.000	0.012	0.010	0.010

主桁配置

主桁数 = 2

幅員	7.640
主桁 1	-1.845
主桁 2	1.845

壁高欄

左側：端側配置

W10	0.250	H10	0.980
W11	0.000	H11	0.000
W12	0.205	H12	0.290
W13	0.125	H13	0.180

右側：端側配置

W10	0.250	H10	0.980
W11	0.000	H11	0.000
W12	0.205	H12	0.290
W13	0.125	H13	0.180

舗装

舗装厚 (m) : 0.080

荷重

自重の自動算定 なし

種類	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重値1 ※	荷重値2 ※
分布	0.000	139.000	96.403	96.403

※荷重値の単位表記【集中荷重の場合⇒(kN)、分布荷重の場合⇒(kN/m)】
重心位置

番号	H1 (m)	H2 (m)
N1	0.300	2.200
N2	0.300	
N3	0.300	
N4	0.300	
N5	0.300	
N6	0.300	
N7	0.300	2.200
N8	0.300	
N9	0.300	
N10	0.300	
N11	0.300	
N12	0.300	
N13	0.300	2.200
N14	0.300	
N15	0.300	
N16	0.300	
N17	0.300	
N18	0.300	
N19	0.300	2.200

鉛直死荷重反力

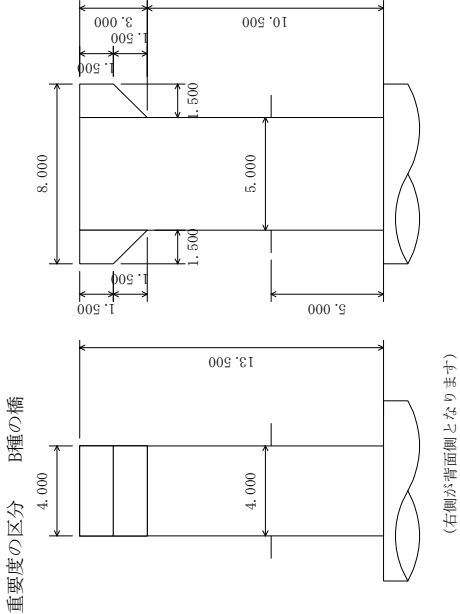
番号	鉛直死荷重反力 (kN)
N1	1800.000
N7	4900.000
N13	4900.000
N19	1800.000

2.4 Bridge 1-7-A1 (1 番目)

配置情報

- (1) 下部工の反転配置 : あり
- (2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量 X (m) : 0.000
- (3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ h (m) : A&B 2.500
- (4) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

形式	下部タイプ : 橋台 地盤種別 : I種			
重量		格点番号	質点 (kN)	
		2	1745.012	
		4	3018.400	
部材	格点番号	部材長 (m)	断面積 (㎡)	ヤング係数 (kN/m)
	1 - 2	1.5000	19.25000	2.50E+007
	2 - 3	1.5000	19.25000	2.50E+007
	3 - 4	1.4948	1000.00000	2.50E+007
	4 - 5	2.0052	1000.00000	2.50E+007
	格点番号	レベール1 橋軸方向 Lz (m)	レベール1 直角方向 Ly (m)	レベール2 橋軸方向 Lz (m)
	1 - 2	10.02604	95.11104	95.11104
	2 - 3	10.02604	95.11104	95.11104
	3 - 4	1000.00000	1000.00000	1000.00000
	4 - 5	1000.00000	1000.00000	1000.00000
	格点番号	レベール1 ねじりJ (㎡)	レベール2 ねじりJ (㎡)	レベール2 ねじりJ (㎡)
	1 - 2	31.90864	31.90864	31.90864
	2 - 3	31.90864	31.90864	31.90864
	3 - 4	1000.00000	1000.00000	1000.00000
	4 - 5	1000.00000	1000.00000	1000.00000
固有周期算定				
基礎 パネ	橋軸方向		直角方向	
	Kx (Ass)	ばね	Kx (Arr)	ばね
	Ky (Arr)	ばね	Ky	固定
	Kz (Arr)	ばね	Kz (Ass)	ばね
	Kxy (Ass)		Kxy	
	Kxz (Ass)		Kxz (Arr)	
	Kyz (Arr)		Kyz	
	基礎ばね位置 (m) = -0.700			
常時	橋軸方向		直角方向	
	Kx (Ass)	ばね	Kx (Arr)	ばね
	Ky (Arr)	ばね	Ky	固定
	Kz (Arr)	ばね	Kz (Ass)	ばね
	Kxy (Ass)		Kxy	
	Kxz (Ass)		Kxz (Arr)	
	Kyz (Arr)		Kyz	
	基礎ばね位置 (m) = -0.700			



項目	記号	寸法 (m)
橋軸方向はり幅	B _h	4.000
橋軸直角方向はり幅	B _r	8.000
はり高さ	H _L	3.000
先端絞り高さ	H _u	1.500
先端絞り長	B _{uL}	1.500
柱高さ(柱基部-はり下面)	H	10.500
橋軸方向 柱幅	B _h	4.000
橋軸直角方向 柱幅	B _r	5.000
地表面(柱下端から)	h _h	5.000

2. 6 Bridge 1-7-P2(3番目)

配置情報

- (1) 下部工の反転配置 : なし
- (2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量 X (m) : 0.000
- (3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ h (m) : AKB 2.500
- (4) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

1

2

3

4

5

下部タイプ : 橋脚
地盤種別 : I種

許容塑性率	タイプI	タイプII
橋軸方向(μa) 直角方向(μa)	1.627 1.661	1.627 1.661

格点番号	質点(kN)
2	2131.500
4	12250.000

格点番号	部材長(m)	断面積(m ²)	ヤング係数(kN/m ²)	せん断弾性係数(kN/m ²)
1 - 2	1.3966	1000.00000	2.50E+007	1.09E+007
2 - 3	1.6034	1000.00000	2.50E+007	1.09E+007
3 - 4	12.5000	20.00000	2.50E+007	1.09E+007
4 - 5	12.5000	20.00000	2.50E+007	1.09E+007

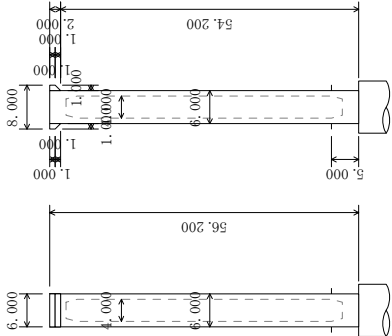
部材	格点番号	レベル1 橋軸方向 Lz (m)	レベル1 直角方向 Ly (m)	レベル1 ねじりJ (m ⁴)	レベル2 橋軸方向 Lz (m)	レベル2 直角方向 Ly (m)	レベル2 ねじりJ (m ⁴)
	1 - 2	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000
	2 - 3	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000
	3 - 4	26.66667	41.66667	54.74167	12.58183	19.06549	54.74167
	4 - 5	26.66667	41.66667	54.74167	12.58183	19.06549	54.74167

固有周期算定

基礎 ベ ネ	橋軸方向		直角方向					
	Kx (Ass)	ばね	8.780950E+006	kN/m	Kx (Arr)	ばね	6.386850E+008	kN.m/rad
	Ky (Avv)	ばね	6.434495E+006	kN/m	Ky	固定		kN.m/rad
	Kz (Arr)	ばね	5.839919E+008	kN.m/rad	Kz (Ass)	ばね	1.091332E+007	kN/m
	Kxy (Asv)		0.000000E+000	kN/m	Kxy		0.000000E+000	kN.m/rad
	Kxz (Asr)		-6.647682E+007	kN/rad	Kxz (Ars)		-7.603129E+007	kN.m/m
Kyz (Avr)		0.000000E+000	kN/rad	Kyz		0.000000E+000	kN.m/m	
基礎ばね位置 (m) = 0.000								
常時								
基礎 ベ ネ	橋軸方向		直角方向					
	Kx (Ass)	ばね	7.641601E+006	kN/m	Kx (Arr)	ばね	5.664155E+008	kN.m/rad
	Ky (Avv)	ばね	5.403055E+006	kN/m	Ky	固定		kN.m/rad
	Kz (Arr)	ばね	5.160548E+008	kN.m/rad	Kz (Ass)	ばね	9.492816E+006	kN/m
	Kxy (Asv)		0.000000E+000	kN/m	Kxy		0.000000E+000	kN.m/rad
	Kxz (Asr)		-5.847789E+007	kN/rad	Kxz (Ars)		-6.704108E+007	kN.m/m
Kyz (Avr)		0.000000E+000	kN/rad	Kyz		0.000000E+000	kN.m/m	
基礎ばね位置 (m) = 0.000								
常時								

形式 RC矩形柱橋脚(新設検討)
はり形状タイプ 張出し
基礎形式 深礎基礎

重要度の区分 B種の橋



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (m)
橋軸方向はり幅	B _L	6.000
橋軸直角方向はり幅	B _T	8.000
はり高さ	H _L	2.000
先端絞り高さ	H _{HL}	1.000
先端絞り長	B _{HL}	1.000
柱高さ(柱基部-はり下面)	H	54.200
橋軸方向柱幅	B _L	6.000
橋軸直角方向柱幅	B _T	6.000
中空部	H _{LT}	50.200
中空区間開始高さ	B _T	3.000
橋軸方向壁厚	t _{LT}	1.000
直角方向壁厚	t _{LT}	1.000
橋軸方向上側ハンチ幅	B _{outL}	0.500
橋軸方向下側ハンチ幅	B _{outT}	0.500
橋軸方向上側ハンチ幅	B _{outL}	0.500
橋軸方向下側ハンチ幅	B _{outT}	0.500
断面隅角部ハンチ幅	B _{out}	0.500
上側ハンチ高	H _{out}	2.000
下側ハンチ高	H _{in}	2.000
地表面(柱下端から)	h ₀	5.000

2. 8 Bridge 2-PC4-Boc

配置情報

- (1) 左側すき間 (m) : 0.000
(2) 右側すき間 (m) : 0.000
(3) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000

形式

- (1) 桁長(m) : 313.000
(2) 支間数 : 4
(3) ヤング係数(kN/m²) : 3.10E+007
(4) セン断弾性係数(kN/m²) : 1.34E+007

支間長

長さ (m)	中間点数
LL	0.000
S1	84.000
S2	65.000
S3	82.500
S4	81.500
LR	0.000

重量

節点	H1 (m)	H2 (m)	質点の重量 (kN)	死荷重反力 (kN)
1	1.500	1.500	840.152	6900.000
2	1.500	1.500	404.325	---
3	1.500	1.500	558.582	---
4	1.500	1.500	751.952	---
5	1.500	1.500	782.102	---
6	1.500	1.500	782.102	---
7	1.500	1.500	782.102	---
8	1.500	1.500	782.102	---
9	1.500	1.500	782.102	---
10	1.500	1.500	782.102	---
11	1.500	1.500	782.102	---
12	1.500	1.500	858.395	---
13	1.500	1.500	782.682	---
14	1.500	1.500	785.581	---
15	1.500	1.500	792.540	---
16	1.500	1.500	758.207	---
17	1.500	1.500	736.919	---
18	1.500	1.500	774.495	---
19	1.500	1.500	816.688	---
20	1.500	1.500	798.734	---
21	1.500	1.500	778.536	---
22	1.500	1.500	820.526	---
23	1.500	1.500	566.799	---
24	1.500	1.500	599.137	---
25	1.500	1.500	686.757	---
26	1.500	1.500	310.921	---
27	1.500	4.500	1813.620	22000.000
28	1.500	1.500	310.921	---
29	1.500	1.500	686.593	---
30	1.500	1.500	598.873	---
31	1.500	1.500	566.782	---
32	1.500	1.500	886.893	---
33	1.500	1.500	907.397	---
34	1.500	1.500	864.359	---
35	1.500	1.500	830.314	---
36	1.500	1.500	861.601	---
37	1.500	1.500	900.950	---
38	1.500	1.500	614.159	---
39	1.500	1.500	385.678	---
40	1.500	1.500	614.159	---
41	1.500	1.500	900.950	---
42	1.500	1.500	861.601	---
43	1.500	1.500	830.314	---
44	1.500	1.500	864.359	---
45	1.500	1.500	907.397	---
46	1.500	1.500	886.893	---
47	1.500	1.500	566.782	---
48	1.500	1.500	598.873	---
49	1.500	1.500	686.593	---
50	1.500	1.500	310.921	---
51	1.500	4.500	1813.620	18000.000
52	1.500	1.500	310.921	---
53	1.500	1.500	680.768	---
54	1.500	1.500	588.577	---
55	1.500	1.500	542.301	---
56	1.500	1.500	832.147	---
57	1.500	1.500	827.037	---
58	1.500	1.500	763.182	---
59	1.500	1.500	709.677	---
60	1.500	1.500	717.979	---
61	1.500	1.500	745.553	---
62	1.500	1.500	508.635	---
63	1.500	1.500	276.751	---
64	1.500	1.500	507.877	---
65	1.500	1.500	806.038	---
66	1.500	1.500	747.006	---
67	1.500	1.500	757.009	---
68	1.500	1.500	776.879	---
69	1.500	1.500	759.349	---
70	1.500	1.500	746.893	---
71	1.500	1.500	786.918	---
72	1.500	1.500	768.761	---
73	1.500	1.500	748.233	---
74	1.500	1.500	787.284	---
75	1.500	1.500	829.666	---
76	1.500	1.500	499.075	---
77	1.500	1.500	527.065	---

節点	H1 (m)	H2 (m)	質点の重量 (kN)	死荷重反力 (kN)	部材	部材長 (m)	橋軸方向Iz (m)	直角方向Iy (m)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
78	1.500	-----	687.037	-----	43	3.500	14.90720	28.59410	20.78540	8.30960
79	1.500	-----	388.651	-----	44	3.500	19.07320	30.31670	24.83430	8.75910
80	1.500	4.500	1969.081	25500.000	45	3.500	25.06320	32.44120	30.11020	9.31340
81	1.500	-----	388.651	-----	46	3.000	32.69260	34.76050	36.16930	9.91860
82	1.500	-----	688.393	-----	47	1.000	38.44520	36.33545	40.42190	10.32950
83	1.500	-----	528.909	-----	48	3.000	46.00610	38.10725	45.42000	10.79180
84	1.500	-----	503.867	-----	49	1.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
85	1.500	-----	840.471	-----	50	0.500	9999.00000	39.46070	49.26380	9999.00000
86	1.500	-----	802.181	-----	51	0.500	9999.00000	39.46070	49.26380	9999.00000
87	1.500	-----	766.650	-----	52	1.500	51.92370	37.78615	45.00080	10.63330
88	1.500	-----	792.153	-----	53	3.000	45.49450	37.47120	45.00080	9.96450
89	1.500	-----	815.111	-----	54	1.000	37.30650	35.59815	39.47120	9.37410
90	1.500	-----	777.607	-----	55	3.000	31.20790	33.67360	34.83565	8.50320
91	1.500	-----	794.272	-----	56	3.500	23.22340	30.85105	28.28410	7.69500
92	1.500	-----	815.874	-----	57	3.500	17.05380	28.26535	22.62250	7.01390
93	1.500	-----	797.941	-----	58	3.500	12.80510	26.13670	18.25960	6.44700
94	1.500	-----	867.776	-----	59	3.500	9.92730	24.42915	14.97900	6.11340
95	1.500	-----	784.603	-----	60	4.000	8.21970	23.35870	12.93210	6.01070
96	1.500	-----	782.519	-----	61	4.000	7.49100	22.93565	12.07020	5.98500
97	1.500	-----	782.102	-----	62	1.500	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
98	1.500	-----	782.102	-----	63	1.500	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
99	1.500	-----	782.102	-----	64	4.000	7.38500	22.87195	11.94235	5.99520
100	1.500	-----	782.102	-----	65	4.000	7.66530	23.04010	12.28010	6.03600
101	1.500	-----	782.102	-----	66	4.000	8.24430	23.37635	12.96515	6.11770
102	1.500	-----	787.540	-----	67	4.000	9.15940	23.88070	14.01585	6.24020
103	1.500	-----	664.148	-----	68	3.500	10.71850	24.80200	15.83105	6.52320
104	1.500	-----	354.322	-----	69	3.500	12.87990	26.06555	18.28735	6.94360
105	1.500	-----	293.307	-----	70	3.500	15.49030	27.42580	21.03975	7.38540
106	1.500	-----	840.152	6000.000	71	3.000	18.79770	28.96560	24.28350	7.87710
					72	3.000	22.60330	30.55805	27.76825	8.37980
					73	3.000	26.94040	32.18500	31.45790	8.88900
					74	3.000	32.19690	33.96290	35.62730	9.44240
					75	3.000	38.54820	35.89710	40.30875	10.04230
					76	0.500	42.66820	37.07960	43.22070	10.40850
					77	3.000	47.61650	38.35800	46.46175	10.80390
					78	1.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
					79	1.000	9999.00000	39.46070	49.26380	9999.00000
					80	1.000	9999.00000	39.46070	49.26380	9999.00000
					81	1.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
					82	3.000	48.22940	38.50045	46.86560	10.84080
					83	0.500	43.97600	37.38680	44.08980	10.48800
					84	3.000	40.36800	36.35195	41.57410	10.15940
					85	3.000	34.73800	34.65425	37.50690	9.61930
					86	3.000	29.97680	33.08470	33.84455	9.11760
					87	3.000	25.95840	31.63885	30.56025	8.65240
					88	3.500	22.34120	30.21185	27.41155	8.18900
					89	3.500	19.11170	28.81830	24.42285	7.73100
					90	3.500	16.48250	27.57145	21.82460	7.31430
					91	4.000	14.22740	26.39365	19.43155	6.91160
					92	4.000	12.60000	25.55845	17.68895	6.64770
					93	4.000	11.67250	25.13815	16.74125	6.54560
					94	4.000	11.07730	24.85795	16.11875	6.47750
					95	4.000	10.78660	24.71785	15.81035	6.44350
					96	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
					97	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
					98	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
					99	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
					100	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
					101	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
					102	4.000	10.93920	24.91225	16.07265	6.54600
					103	2.500	12.05320	26.18280	17.57490	7.19430
					104	0.750	13.15020	27.50350	18.97030	7.88700
					105	1.750	13.42190	27.87315	19.27140	8.09380

部材 (レベル2)

部材	部材長 (m)	橋軸方向Iz (m)	直角方向Iy (m)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
1	1.750	13.42190	27.87315	19.27140	8.09380
2	1.750	12.83500	27.10770	18.58940	7.67560
3	3.500	11.51360	25.55755	16.85495	6.87190
4	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
5	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
6	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
7	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
8	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
9	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
10	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500

節点	H1 (m)	H2 (m)	質点の重量 (kN)	死荷重反力 (kN)	Σ
78	1.500	-----	687.037	-----	
79	1.500	-----	388.651	-----	
80	1.500	4.500	1969.081	25500.000	
81	1.500	-----	388.651	-----	
82	1.500	-----	688.393	-----	
83	1.500	-----	528.909	-----	
84	1.500	-----	503.867	-----	
85	1.500	-----	840.471	-----	
86	1.500	-----	802.181	-----	
87	1.500	-----	766.650	-----	
88	1.500	-----	792.153	-----	
89	1.500	-----	815.111	-----	
90	1.500	-----	777.607	-----	
91	1.500	-----	794.272	-----	
92	1.500	-----	815.874	-----	
93	1.500	-----	797.941	-----	
94	1.500	-----	867.776	-----	
95	1.500	-----	784.603	-----	
96	1.500	-----	782.519	-----	
97	1.500	-----	782.102	-----	
98	1.500	-----	782.102	-----	
99	1.500	-----	782.102	-----	
100	1.500	-----	782.102	-----	
101	1.500	-----	787.540	-----	
102	1.500	-----	664.148	-----	
103	1.500	-----	354.322	-----	
104	1.500	-----	293.307	-----	
105	1.500	-----	840.152	6000.000	
106	1.500	4.500	840.152	6000.000	78400.000

部材 (レベル1)

部材	部材長 (m)	橋軸方向Iz (m)	直角方向Iy (m)	ねじり定数 (m ⁴)	断面積 (m ²)
1	1.750	13.42190	27.87315	19.27140	8.09380
2	1.750	12.83500	27.10770	18.58940	7.67560
3	3.500	11.51360	25.55755	16.85495	6.87190
4	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
5	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
6	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
7	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
8	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
9	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
10	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
11	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
12	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
13	4.000	10.81490	24.73155	15.84040	6.44680
14	4.000	11.22180	24.92645	16.27050	6.49420
15	4.000	12.06240	25.31625	17.14165	6.58880
16	3.500	13.57730	26.11545	18.78965	6.84200
17	3.500	15.82440	27.31730	21.20410	7.25440
18	3.500	18.71320	28.70735	24.08235	7.71840
19	3.500	22.40510	30.29875	27.49735	8.23850
20	3.000	26.68520	31.96035	31.18875	8.77380
21	3.000	31.59920	33.67275	35.12820	9.31960
22	3.000	37.59590	35.55775	39.60475	9.91640
23	1.000	42.13870	36.89330	42.84090	10.33770
24	3.000	47.65570	38.35150	46.48150	10.79630
25	1.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
26	0.500	9999.00000	39.46070	49.26380	9999.00000
27	0.500	9999.00000	39.46070	49.26380	9999.00000
28	1.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
29	3.000	46.00610	38.10725	45.42000	10.79180
30	1.000	38.44520	36.33545	40.42190	10.32950
31	3.000	32.69260	34.76050	36.16930	9.91860
32	3.500	25.06320	32.44120	30.11020	9.31340
33	3.500	19.07320	30.31670	24.83430	8.75910
34	3.500	14.90720	28.59410	20.78540	8.30960
35	3.500	12.11180	27.27345	17.83675	7.96500
36	4.000	10.30250	26.31990	15.80110	7.71620
37	4.000	9.37330	25.79495	14.71320	7.57920
38	1.500	5.66370	25.66370	14.44610	7.54500
39	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500
40	4.000	9.37330	25.79495	14.71320	7.57920
41	4.000	10.30250	26.31990	15.80110	7.71620
42	3.500	12.11180	27.27345	17.83675	7.96500

部材	部材長(m)	橋軸方向Lz(m)	直角方向Ly(m)	ねじり定数(m ⁴)	断面積(m ²)
89	3.500	19.11170	28.81830	24.42285	7.73100
90	3.500	16.48250	27.57145	21.82460	7.31430
91	4.000	14.22740	26.39365	19.43155	6.91160
92	4.000	12.60000	25.55845	17.68895	6.64770
93	4.000	11.67250	25.13815	16.74125	6.54560
94	4.000	11.07730	24.85795	16.11875	6.47750
95	4.000	10.78660	24.71785	15.81035	6.44350
96	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
97	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
98	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
99	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
100	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
101	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
102	4.000	10.93920	24.91225	16.07265	6.54600
103	2.500	12.05320	26.18280	17.57490	7.19430
104	0.750	13.15020	27.50350	18.97030	7.88700
105	1.750	13.42190	27.87315	19.27140	8.09380

桁幅

	左側幅(m)	右側幅(m)
W1	3.820	3.820
W2	3.820	3.820
W3	3.820	3.820
W4	3.820	3.820

支承条件(レベル1地震動)

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/Rad)	橋軸直角回り (kN・m/Rad)	鉛直軸回り (kN・m/Rad)
1	ばね 7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束
3	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束
4	ばね 1.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	拘束
5	7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由

支承条件(レベル2地震動(タイプI))

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/Rad)	橋軸直角回り (kN・m/Rad)	鉛直軸回り (kN・m/Rad)
1	ばね 7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束
3	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束
4	ばね 1.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	拘束
5	7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由

支承条件(レベル2地震動(タイプII))

	橋軸方向 (kN/m)	橋軸直角方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸回り (kN・m/Rad)	橋軸直角回り (kN・m/Rad)	鉛直軸回り (kN・m/Rad)
1	ばね 7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由
2	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束
3	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束	拘束
4	ばね 1.000000E+4 ばね	拘束	拘束	拘束	自由	拘束
5	7.000000E+3	拘束	拘束	拘束	自由	自由

部材	部材長(m)	橋軸方向Lz(m)	直角方向Ly(m)	ねじり定数(m ⁴)	断面積(m ²)
11	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
12	4.000	10.71480	24.68280	15.73360	6.43500
13	4.000	10.81490	24.73155	15.84040	6.44680
14	4.000	11.22180	24.92645	16.27050	6.49420
15	4.000	12.06240	26.11625	17.14165	6.58880
16	3.500	13.57730	26.31625	18.78985	6.84200
17	3.500	15.82440	27.31730	21.20410	7.25440
18	3.500	18.71320	28.70735	24.08235	7.71840
19	3.500	22.40510	30.29875	27.49735	8.23850
20	3.000	26.68520	31.96035	31.18875	8.77380
21	3.000	31.59920	33.67275	35.12820	9.31960
22	3.000	37.59590	35.55775	39.60475	9.91640
23	3.000	42.13870	36.89330	42.84090	10.33770
24	3.000	47.65570	38.35150	46.48150	10.79630
25	1.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
26	0.500	9999.00000	39.46070	49.26380	9999.00000
27	0.500	9999.00000	39.46070	49.26380	9999.00000
28	1.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
29	3.000	46.00610	38.10725	45.42000	10.79180
30	1.000	38.44520	36.33545	40.42190	10.32950
31	3.000	32.69260	34.76050	36.16930	9.91860
32	3.500	25.06520	32.44120	30.11020	9.31340
33	3.500	19.07320	30.31670	24.83430	8.75910
34	3.500	14.90720	28.59410	20.78540	8.30960
35	3.500	12.11180	27.27345	17.83675	7.96500
36	4.000	10.30250	26.31990	15.80110	7.71620
37	4.000	9.37330	25.79495	14.71320	7.57920
38	1.500	9.15030	25.66370	14.44610	7.54500
39	1.500	9.37330	25.66370	14.44610	7.54500
40	4.000	9.37330	25.79495	14.71320	7.57920
41	4.000	10.30250	26.31990	15.80110	7.71620
42	4.000	12.11180	27.27345	17.83675	7.96500
43	3.500	14.90720	28.59410	20.78540	8.30960
44	3.500	19.07320	30.31670	24.83430	8.75910
45	3.500	25.06520	32.44120	30.11020	9.31340
46	3.000	32.69260	34.76050	36.16930	9.91860
47	1.000	38.44520	36.33545	40.42190	10.32950
48	3.000	46.00610	38.10725	45.42000	10.79180
49	1.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
50	0.500	9999.00000	39.46070	49.26380	9999.00000
51	0.500	9999.00000	39.46070	49.26380	9999.00000
52	1.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
53	3.000	45.49450	37.78615	45.00080	10.63330
54	1.000	37.30650	35.59815	39.47120	9.96450
55	3.000	31.20790	33.67360	34.83565	9.37410
56	3.500	23.22340	30.85105	28.28410	8.50320
57	3.500	17.05380	28.26535	22.62250	7.69500
58	3.500	12.80510	26.13670	17.01390	7.01390
59	3.500	9.92730	24.42915	14.97900	6.44700
60	4.000	8.21970	23.35870	12.93210	6.11340
61	4.000	7.49100	22.93565	12.07020	6.01070
62	1.500	7.31600	22.82990	11.85850	5.98500
63	1.500	7.38500	22.87195	11.94235	5.99520
64	4.000	7.66530	23.04010	12.28010	6.03600
65	4.000	8.24430	23.37635	12.96515	6.11770
66	4.000	9.15940	23.88070	14.01585	6.24020
67	4.000	10.71850	24.80200	15.83105	6.52320
68	3.500	12.97090	26.06555	18.29735	6.94360
69	3.500	15.49030	27.42580	21.03975	7.38540
70	3.500	18.79770	28.96560	24.28350	7.87710
71	3.500	22.60330	30.55805	27.76625	8.37980
72	3.000	26.94040	32.18500	31.45790	8.88900
73	3.000	32.19690	33.96290	35.62730	9.44240
74	3.000	38.54820	35.89710	40.30875	10.04230
75	0.500	42.66520	37.07960	43.22070	10.40850
76	3.000	47.61650	38.33580	46.46175	10.80390
77	3.000	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
78	1.500	9999.00000	39.46070	49.26380	9999.00000
79	1.500	9999.00000	39.46070	49.26380	9999.00000
80	1.500	51.92370	39.46070	49.26380	11.14500
81	1.500	48.22940	38.50045	46.86560	10.84080
82	3.000	43.97600	37.38680	44.08980	10.48800
83	0.500	40.26800	36.35195	41.57410	10.15940
84	3.000	34.73800	34.65425	37.50690	9.61930
85	3.000	29.97680	33.08470	33.84455	9.11760
86	3.000	25.95840	31.63885	30.56025	8.65240
87	3.500	22.34120	30.21185	27.41150	8.18900
88					

2.9 Bridge 2-7-P3(1番目)
配置情報
(1) 下部工の反転配置 : なし
(2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量 X (m) : 0.000
(3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ h (m) : A&B 3.000
(4) 橋軸直角方向への偏心量 (m) : 0.000



形式	下部タイプ : 橋脚 地盤種別 : I種			
	許容塑性率	タイプI	タイプII	
	橋軸方向(μa)	1.200	1.200	1.200
	直角方向(μa)	1.211	1.211	1.211

格点番号	質点(kN)
2	2205.000
4	29059.450

格点番号	部材長(m)	断面積(m ²)	ヤング係数 (kN/m ²)			せん断弾性係数 (kN/m ²)		
1 - 2	0.9556	1000.00000	2.50E+007			1.09E+007		
2 - 3	1.0444	1000.00000	2.50E+007			1.09E+007		
3 - 4	27.7451	20.67825	2.50E+007			1.09E+007		
4 - 5	26.4549	20.67825	2.50E+007			1.09E+007		
格点番号	レベ/ル1 橋軸方向 Lz (m)	レベ/ル1 直角方向 Ly (m)	レベ/ル1 ねじりJ (m ⁴)	レベ/ル2 橋軸方向 Lz (m)	レベ/ル2 直角方向 Ly (m)	レベ/ル2 ねじりJ (m ⁴)	レベ/ル2 橋軸方向 Lz (m)	レベ/ル2 直角方向 Ly (m)
1 - 2	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000
2 - 3	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000	1000.00000
3 - 4	89.16587	89.23347	127.97645	50.61856	50.61856	50.61856	50.61856	127.97645
4 - 5	89.16587	89.23347	127.97645	50.61856	50.61856	50.61856	50.61856	127.97645

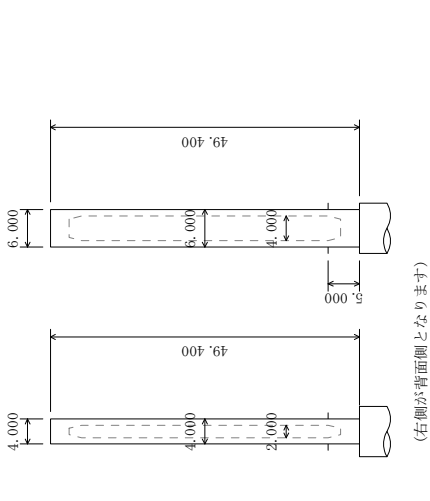
固有周期算定

橋軸方向			直角方向		
Kx (Ass)	ばね	1.060356E+007	kN/m	Kx (Arr)	ばね
Ky (Avv)	ばね	7.994860E+006	kN/m	Ky	固定
Kz (Arr)	ばね	8.797676E+008	kN.m/rad	Kz (Ass)	ばね
Kxy (Asv)		0.000000E+000	kN/m	Kxy	
Kxz (Asr)		-8.981931E+007	kN/rad	Kxz (Ars)	
Kyz (Avr)		0.000000E+000	kN/rad	Kyz	
基礎ばね位置 (m) = 0.000					

常時

橋軸方向			直角方向		
Kx (Ass)	ばね	9.162765E+006	kN/m	Kx (Arr)	ばね
Ky (Avv)	ばね	6.710805E+006	kN/m	Ky	固定
Kz (Arr)	ばね	7.699184E+008	kN.m/rad	Kz (Ass)	ばね
Kxy (Asv)		0.000000E+000	kN/m	Kxy	
Kxz (Asr)		-7.830874E+007	kN/rad	Kxz (Ars)	
Kyz (Avr)		0.000000E+000	kN/rad	Kyz	
基礎ばね位置 (m) = 0.000					

形式 RC中空矩形柱橋脚(新設検討)
はり形状タイプ 張出し
基礎形式 深礎基礎



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (mm)
柱高さ(柱基部-はり下面)	H	49,400
橋軸方向柱幅	B _y	4,000
橋軸直角方向柱幅	B _x	6,000
中空部中空区間高さ	H _{sk}	43,400
中空部橋軸方向壁厚	t _{sk}	3,000
橋軸方向壁厚	t _{sk}	1,000
橋軸方向上側ハンチ幅	B _{sk}	0,500
橋軸方向下側ハンチ幅	B _{sk}	0,500
直角方向上側ハンチ幅	B _{sk}	0,500
直角方向下側ハンチ幅	B _{sk}	0,500
断面隅角部ハンチ幅	H _{sk}	2,000
上側ハンチ高	H _{sk}	2,000
下側ハンチ高	H _{sk}	2,000
地表面(柱下端から)	h _c	5,000

2.11 Bridge 2-7-P5(3番目)

配置情報

- (1) 下部工の反転配置 : なし
- (2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量 X (mm) : 0.000
- (3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ h (mm) : A&B 6.000
- (4) 橋軸直角方向への偏心量 (mm) : 0.000

1

2

3

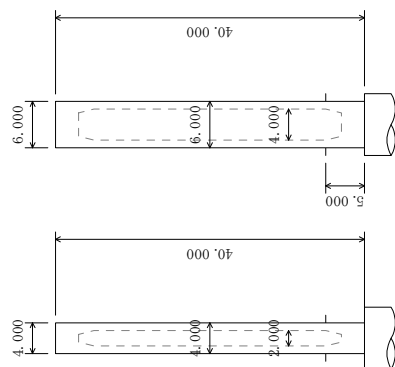
形式	下部タイプ：橋脚 地盤種別：I種			
	許容塑性率	タイプI	タイプII	
	橋軸方向(μa) 直角方向(μa)	1.411 1.380	1.411 1.380	
重量	格点番号	質点(kN)		
	2	17493.000		
部材	格点番号	部材長(m)	断面積(mm ²)	ヤング係数(kN/m ²)
	1 - 2 2 - 3	20.0000 20.0000	16.84211 16.84211	2.50E+007 2.50E+007
	格点番号	レベL1 橋軸方向 Iz (m)	レベL1 直角方向 Iy (m)	レベL2 橋軸方向 Iz (m)
	1 - 2 2 - 3	29.81250 29.81250	63.13740 63.13740	58.45292 58.45292
固有周期算定				
基礎バネ	橋軸方向		直角方向	
	Kx (Ass)	ばね	1.295127E+007	kN/m
	Ky (Arr)	ばね	6.151033E+006	kN/m
	Kz (Arr)	ばね	9.353213E+008	kN/m/rad
	Kxy (Asv)		0.000000E+000	kN/m
	Kxz (Asr)		-8.533019E+007	kN/rad
	Kyz (Arr)		0.000000E+000	kN/rad
	基礎ばね位置 (m) = 0.000			
常時				
基礎バネ	橋軸方向		直角方向	
	Kx (Ass)	ばね	1.133522E+007	kN/m
	Ky (Arr)	ばね	5.201765E+006	kN/m
	Kz (Arr)	ばね	8.911787E+008	kN/m/rad
	Kxy (Asv)		0.000000E+000	kN/m
	Kxz (Asr)		-7.857520E+007	kN/rad
	Kyz (Arr)		0.000000E+000	kN/rad
	基礎ばね位置 (m) = 0.000			

形式 RC中空矩形柱橋脚(新設検討)

はり形状タイプ はり無し

基礎形式 深礎基礎

重要度の区分 B種の橋



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (m)
柱高さ(柱基部より下側)	H	40.000
柱幅	B _柱	6.000
係軸直角方向	B _軸	4.000
中空部	H _中	34.000
中空区間高さ	B _中	3.000
係軸方向壁厚	t _中	1.000
係軸方向上側ヘンチン幅	t _上	1.000
係軸方向下側ヘンチン幅	B _下	0.500
直角方向上側ヘンチン幅	B _上	0.500
直角方向下側ヘンチン幅	B _下	0.500
断面隅角部ヘンチン幅	B _角	0.500
上側ヘンチン高	B _上	2.000
下側ヘンチン高	H _下	2.000
地表面(柱下端から)	h _地	5.000

2.12 Bridge 2-7-P6(4番目)

配置情報

(1) 下部工の反転配置			
(2) 上部工基準から下部工骨組位置の偏心量	X	(m)	
(3) 下部工天端から橋面(縦断曲線)までの高さ	h	(m)	
(4) 橋軸直角方向への偏心量		(m)	

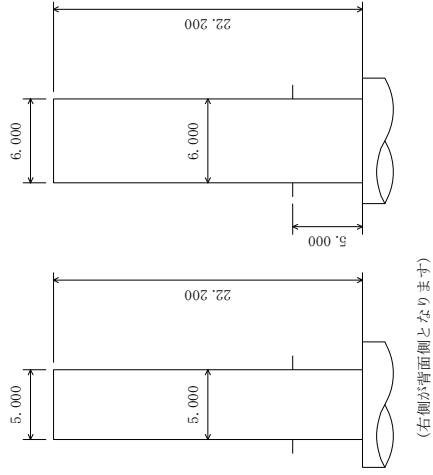
[illegible]

形式 RC矩形柱橋脚(新設検討)

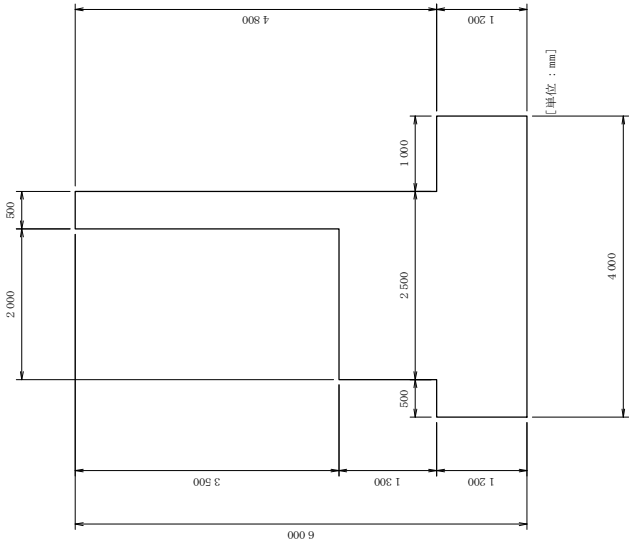
はり形状タイプ はり無し

基礎形式
基礎基礎

重要度の区分



(1) 躯体形状



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
7700		

2. 14 剛部材

断面種	支承部材 ※	梁部材	フーチング部材
橋軸方向断面2次モーメント (m ³)	1000.00000	1000.00000	1000.00000
橋軸方向断面2次モーメント (m ³)	1000.00000	1000.00000	1000.00000
ねじり定数	1000.00000	1000.00000	1000.00000

※ 下部工天端～慣性力作用位置までの部材

§ 3. 柱下端断面力
(橋軸方向-全体解析結果より)

	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)
全死荷重D	17914.3	958.7	-29164.0
D+L (max)	19307.3	1598.3	-8836.5
D+L (min)	19235.2	147.2	-44840.5
D+L (max)+I (+)	18873.5	1155.1	-358.7
D+L (max)+I (-)	19741.0	2041.5	-17314.4
D+L (min)+I (+)	18801.5	-296.0	-36362.7
D+L (min)+I (-)	19669.0	590.4	-53318.3
D+L (max)+I (+)+IF	18902.0	1062.0	1538.2
D+L (max)+I (-)+IF	19769.5	1948.4	-15417.5
D+L (min)+I (+)+IF	18829.9	-389.2	-34465.8
D+L (min)+I (-)+IF	19697.5	497.2	-51421.4
D+EQ (L)	18272.8	-932.5	81115.2
D+EQ (R)	17555.7	-932.5	-81115.2

	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)
全死荷重D	33594.3	958.7	10143.3
D+L (max)	34289.1	1598.3	19980.9
D+L (min)	34850.3	147.2	-1148.9
D+L (max)+I (+)	33855.3	1155.1	10287.3
D+L (max)+I (-)	34722.8	2041.5	29674.6
D+L (min)+I (+)	34416.6	-296.0	-10842.5
D+L (min)+I (-)	35284.1	590.4	8544.8
D+L (max)+I (+)+IF	33883.8	1062.0	8364.3
D+L (max)+I (-)+IF	34751.3	1948.4	27751.6
D+L (min)+I (+)+IF	34445.0	-389.2	-12765.5
D+L (min)+I (-)+IF	35312.5	497.3	6621.8
D+EQ (L)	33952.8	-932.5	-79637.1
D+EQ (R)	33235.7	-932.5	79637.1

	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)
全死荷重D	25413.5	-2816.4	32462.2
D+L (max)	27437.2	-2147.1	57926.7
D+L (min)	26966.4	-3639.9	13737.3
D+L (max)+I (+)	27451.5	-1051.9	53653.2
D+L (max)+I (-)	27422.9	-3242.2	62200.2
D+L (min)+I (+)	26980.7	-2544.8	9463.7
D+L (min)+I (-)	26952.1	-4735.1	18010.8
D+L (max)+I (+)+IF	27277.8	-806.6	49760.4
D+L (max)+I (-)+IF	27249.2	-2996.9	58307.5
D+L (min)+I (+)+IF	26807.0	-2299.4	5571.0
D+L (min)+I (-)+IF	26778.4	-4489.7	14118.0
D+EQ (L)	24711.6	-10611.7	20341.4
D+EQ (R)	26115.4	-10611.7	-20341.4

	N (kN)	S (kN)	M (kN・m)
全死荷重D	41730.5	-2816.4	-33583.4
D+L (max)	43862.6	-2147.1	-22152.1
D+L (min)	43270.9	-3639.9	-42415.8
D+L (max)+I (+)	43876.9	-1051.9	-744.4
D+L (max)+I (-)	43848.3	-3242.2	-43559.9
D+L (min)+I (+)	43285.2	-2544.8	-21008.0
D+L (min)+I (-)	43256.6	-4735.1	-63823.6
D+L (max)+I (+)+IF	43703.1	-806.6	1117.1
D+L (max)+I (-)+IF	43674.5	-2996.9	-41698.4
D+L (min)+I (+)+IF	43111.5	-2299.4	-19146.5
D+L (min)+I (-)+IF	43082.9	-4489.7	-61962.0
D+EQ (L)	41028.6	-10611.7	189936.0
D+EQ (R)	42432.4	-10611.7	-189936.0

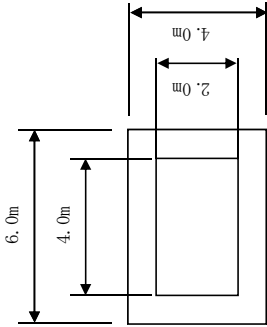
直角方向作用力の計算

《 P 4 橋脚 》 橋脚高 H=49. 4m

(重心位置 y=24. 7m)

【 中空断面-6. 5×4. 0】

自重 W= (6. 0×4. 0－4. 0×2. 0) ×24. 5×49. 4
= 19364. 8 (kN)



《 P 5 橋脚 》

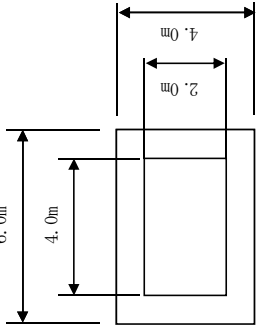
橋脚高 H=40. 0m

(重心位置 y=20. 0m)

【 中空断面-7. 5×4. 0】

① 充実断面

自重 W= (6. 0×4. 0－4. 0×2. 0) ×24. 5×40. 0
= 15680 (kN)



《 P 4 橋脚 》

死荷重 : R d= 33600 (kN)
活荷重 : R l= 1400 (kN)
上部工分担重量 : Wu= 17700 (kN…直角方向)
橋脚高 : H = 49. 4 (m)
重心位置 : y = 24. 7 (m)
反力作用位置 : h = 53. 9 (m)

		死荷重時	常時	温度変化時	地震時
6. 0×4. 0 kH= (直角)0. 13	柱自重	19365	19365	19365	19365
	直				
	下	0	0		186204
	端				
角 (直角)0. 13	S (kN)	0	0		4818
	N (kN)	52965	54365		52965

【施工時】

死荷重 : R d= 16000 (kN)
橋脚高 : H = 49. 4 (m)
重心位置 : y = 24. 7 (m)
反力作用位置 : h = 53. 9 (m)

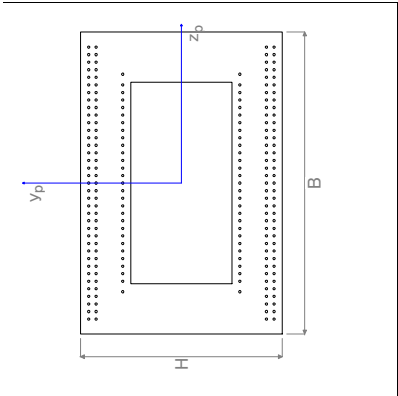
		施工+地震時
6. 0×4. 0 橋軸	自重	19365
	M (kN・m)	134071
	S (kN)	3536
	N (kN)	35365
kH= (橋軸)0. 10 (直角)0. 12	M (kN・m)	160885
	直	
	下	4244
	端	
角 (橋軸)0. 10 (直角)0. 12	S (kN)	4244
	N (kN)	35365

§ 4. 橋脚断面計算（常時・L 1 地震時）
1. 入力

1.1 橋軸

1.1.1 寸法データ

断面全幅B (m)		6.000
断面全高H (m)		4.000
鉄筋(SD345)		
鋼材全断面積 (mm ²)	D51*206	417562.0 417562.0



A' : 総ロー面積

Ao : 外側型枠の長さ

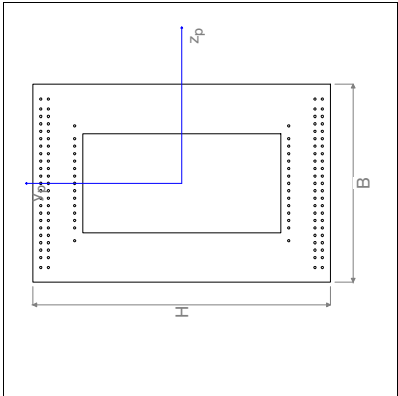
Ai : 内側型枠の長さ

$$Wzu = \frac{I_{zp}}{y_u}, Wzl = \frac{I_{zp}}{y_l}, Wyr = \frac{I_{yp}}{z_r}, Wyl = \frac{I_{yp}}{z_l}$$

1.2 直角

1.2.1 寸法データ

断面全幅B (m)		4.000
断面全高H (m)		6.000
鉄筋(SD345)		
鋼材全断面積 (mm ²)	D51*122	247294.0 247294.0



A' : 総ロー面積

Ao : 外側型枠の長さ

Ai : 内側型枠の長さ

$$Wzu = \frac{I_{zp}}{y_u}, Wzl = \frac{I_{zp}}{y_l}, Wyr = \frac{I_{yp}}{z_r}, Wyl = \frac{I_{yp}}{z_l}$$

《 P 5 橋脚 》

死荷重 : R d= 41800 (kN)
活荷重 : R l= 2100 (kN)
上部工分担重量 : Wu= 19700 (kN…直角方向)
橋脚高 : H = 40.0 (m)
重心位置 : y = 20.0 (m)
反力作用位置 : h = 44.5 (m)

		死荷重時	常時	温度変化時	地震時
6.0×4.0 kd= (直角)0.13	自重	Wd (kN)	15680	15680	15680
	橋脚高 直 角	M (kN・m)	0	0	154733
		S (kN)	0	0	4599
		N (kN)	57480	59580	57480

【施工時】

死荷重 : R d= 22200 (kN)
橋脚高 : H = 40.0 (m)
重心位置 : y = 20.0 (m)
反力作用位置 : h = 44.5 (m)

		施工+地震時
6.0×4.0 kd= (橋軸)0.11 (直角)0.14	自重	Wd (kN)
	橋脚高 橋 軸	M (kN・m)
		S (kN)
		N (kN)
	直 角	M (kN・m)
		S (kN)
		N (kN)

2. 結果
2.1 標準出力
2.1.1 一覽
(1) 曲げ応力度一覽
応力度結果

部材名称：P3：橋軸上端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力Mz _p (kNm) 軸力N' (kN)	圧縮応力度 コンクリート σ _c ' (N/mm ²) 鉄筋 σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋 σ _s
D	1.000 0.0 -29164.0 17914.3	2.14 < 30.40 < 8.00 200.00	x= -2.979, α= 0 9.29 < 160.00
D+L(max)	1.000 0.0 -8836.5 19307.3	1.25 < 18.34 < 6.50 200.00	x= -6.490, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(min)	1.000 0.0 -44840.5 19235.2	3.04 < 42.42 < 8.00 200.00	x= -2.323, α= 0 29.73 < 160.00
D+L(max)+T(+)	1.150 0.0 -358.7 18873.5	0.86 < 12.93 < 7.48 230.00	x= -110.123, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)	1.150 0.0 -17314.4 19741.0	1.64 < 23.75 < 7.48 230.00	x= -4.343, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)	1.150 0.0 -36362.7 18801.5	2.56 < 36.07 < 9.20 230.00	x= -2.621, α= 0 17.87 < 184.00
D+L(min)+T(-)	1.150 0.0 -53318.3 19669.0	3.51 < 48.72 < 9.20 230.00	x= -2.137, α= 0 41.97 < 184.00
D+L(max)+T(+)+TF	1.150 0.0 1538.2 18902.0	0.92 < 13.66 < 7.48 230.00	x= 27.252, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)+TF	1.150 0.0 -15417.5 19769.5	1.56 < 22.62 < 7.48 230.00	x= -4.635, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)+TF	1.150 0.0 -34465.8 18829.9	2.46 < 34.71 < 9.20 230.00	x= -2.726, α= 0 15.07 < 184.00
D+L(min)+T(-)+TF	1.150 0.0 -51421.4 19697.5	3.41 < 47.38 < 9.20 230.00	x= -2.180, α= 0 38.95 < 184.00
D+EQ(L)	1.500 0.0 81115.2 18272.8	4.96 < 67.58 < 12.00 300.00	x= 1.745, α= 0 89.30 < 300.00
D+EQ(R)	1.500 0.0 -81115.2 17555.7	4.94 < 67.16 < 12.00 300.00	x= -1.723, α= 0 90.92 < 300.00

部材名称：P4：直角下端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力M _{zp} (kNm) 軸力N' (kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋
D	1.000 0.0 0.0 52964.8	2.69 < 40.31 <	6.50 200.00	x= 8.806, α= 0 0.00 < 160.00
D+L	1.000 0.0 0.0 54364.8	2.76 < 41.37 <	6.50 200.00	x= 8.808, α= 0 0.00 < 160.00
D+EQ	1.500 0.0 186204.3 52964.8	10.12 < 144.33 <	12.00 300.00	x= 3.255, α= 0 120.56 < 300.00
施工時+EQ	1.650 0.0 160886.3 35364.8	8.42 < 119.14 <	13.20 330.00	x= 2.808, α= 0 136.40 < 330.00

部材名称：P3：橋軸下端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力M _{zp} (kNm) 軸力N' (kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋
D	1.000 0.0 10143.3 33594.3	1.95 < 28.75 <	6.50 200.00	x= 8.806, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(max)	1.000 0.0 19980.9 34289.1	2.41 < 35.16 <	6.50 200.00	x= 5.526, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(min)	1.000 0.0 -1148.9 34850.3	1.62 < 24.17 <	6.50 200.00	x=-64.334, α= 0 0.00 < 160.00
D+L(max)+T(+)	1.150 0.0 10287.3 33855.3	1.97 < 29.02 <	7.48 230.00	x= 8.763, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)	1.150 0.0 29674.6 34722.8	2.86 < 41.30 <	7.48 230.00	x= 4.405, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)	1.150 0.0 -10842.5 34416.6	2.02 < 29.73 <	7.48 230.00	x= -8.523, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)	1.150 0.0 8544.8 35284.1	1.96 < 28.93 <	7.48 230.00	x= 10.485, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(+)+TF	1.150 0.0 8364.3 33883.8	1.89 < 27.88 <	7.48 230.00	x= 10.325, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(max)+T(-)+TF	1.150 0.0 27751.6 34751.3	2.77 < 40.16 <	7.48 230.00	x= 4.573, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(+)+TF	1.150 0.0 -12765.5 34445.0	2.11 < 30.91 <	7.48 230.00	x= -7.545, α= 0 0.00 < 184.00
D+L(min)+T(-)+TF	1.150 0.0 6621.8 35312.5	1.88 < 27.79 <	7.48 230.00	x= 12.958, α= 0 0.00 < 184.00
D+EQ(L)	1.500 0.0 -79637.1 33952.8	5.39 < 75.22 <	12.00 300.00	x= -2.315, α= 0 53.23 < 300.00
D+EQ(R)	1.500 0.0 79637.1 33235.7	5.36 < 74.84 <	12.00 300.00	x= 2.286, α= 0 54.69 < 300.00
施工時+EQ	1.650 0.0 134071.1 35364.8	8.37 < 114.68 <	13.20 330.00	x= 1.843, α= 0 136.06 < 330.00

部材名称：P5：橋軸下端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力M _z p(kNm) 軸力N' (kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋	σ _s (°)
D	1.000 0.0 -33583.4 41730.5	3.34 < 48.38 <	6.50 200.00	x= -4.553, 0.00 <	α= 160.00 0
D+L(max)	1.000 0.0 -22152.1 43862.6	2.94 < 42.92 <	6.50 200.00	x= -6.069, 0.00 <	α= 160.00 0
D+L(min)	1.000 0.0 -42415.8 43270.9	3.80 < 54.74 <	6.50 200.00	x= -4.096, 0.00 <	α= 160.00 0
D+L(max)+T(+)	1.150 0.0 -744.4 43876.9	2.00 < 30.01 <	7.48 230.00	x= -123.123, 0.00 <	α= 184.00 0
D+L(max)+T(-)	1.150 0.0 -43559.9 43848.3	3.87 < 55.82 <	7.48 230.00	x= -4.069, 0.00 <	α= 184.00 0
D+L(min)+T(+)	1.150 0.0 -21008.0 43285.2	2.86 < 41.84 <	7.48 230.00	x= -6.234, 0.00 <	α= 184.00 0
D+L(min)+T(-)	1.150 0.0 -63823.6 43256.6	4.82 < 68.70 <	9.20 230.00	x= -3.209, 14.21 <	α= 184.00 0
D+L(max)+T(+)+TF	1.150 0.0 1117.1 43703.1	2.01 < 30.12 <	7.48 230.00	x= 82.393, 0.00 <	α= 184.00 0
D+L(max)+T(-)+TF	1.150 0.0 -41698.4 43674.5	3.78 < 54.58 <	7.48 230.00	x= -4.152, 0.00 <	α= 184.00 0
D+L(min)+T(+)+TF	1.150 0.0 -19146.5 43111.5	2.77 < 40.60 <	7.48 230.00	x= -6.627, 0.00 <	α= 184.00 0
D+L(min)+T(-)+TF	1.150 0.0 -61962.0 43082.9	4.72 < 67.30 <	9.20 230.00	x= -3.269, 12.36 <	α= 184.00 0
D+EQ(L)	1.500 0.0 188936.0 41028.6	11.50 < 156.51 <	12.00 300.00	x= 1.725, 211.46 <	α= 300.00 0
D+EQ(R)	1.500 0.0 -188936.0 42432.4	11.55 < 157.34 <	12.00 300.00	x= -1.744, 208.30 <	α= 300.00 0
施工時+EQ	1.650 0.0 143165.0 37880.0	8.94 < 122.53 <	13.20 330.00	x= 1.845, 145.03 <	α= 330.00 0

部材名称：P5：橋軸上端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力My _p (kNm) 断面力M _z p(kNm) 軸力N' (kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ _c ' (N/mm ²) σ _s ' (N/mm ²)	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋	σ _s (°)
D	1.000 0.0 32462.2 25413.5	2.58 < 36.91 <	8.00 200.00	x= 3.541, 3.27 <	α= 160.00 0
D+L(max)	1.000 0.0 57926.7 27437.2	4.00 < 56.15 <	8.00 200.00	x= 2.471, 33.27 <	α= 160.00 0
D+L(min)	1.000 0.0 13737.3 26966.4	1.81 < 26.46 <	6.50 200.00	x= 6.034, 0.00 <	α= 160.00 0
D+L(max)+T(+)	1.150 0.0 53653.2 27451.5	3.77 < 53.07 <	9.20 230.00	x= 2.602, 26.91 <	α= 184.00 0
D+L(max)+T(-)	1.150 0.0 62200.2 27422.9	4.24 < 59.23 <	9.20 230.00	x= 2.362, 39.75 <	α= 184.00 0
D+L(min)+T(+)	1.150 0.0 9463.7 26980.7	1.63 < 23.89 <	7.48 230.00	x= 7.859, 0.00 <	α= 184.00 0
D+L(min)+T(-)	1.150 0.0 18010.8 26952.1	2.00 < 29.02 <	7.48 230.00	x= 5.075, 0.00 <	α= 184.00 0
D+L(max)+T(+)+TF	1.150 0.0 49760.4 27277.8	3.55 < 50.16 <	9.20 230.00	x= 2.733, 21.59 <	α= 184.00 0
D+L(max)+T(-)+TF	1.150 0.0 58307.5 27249.2	4.02 < 56.33 <	9.20 230.00	x= 2.450, 34.21 <	α= 184.00 0
D+L(min)+T(+)+TF	1.150 0.0 5571.0 26807.0	1.45 < 21.42 <	7.48 230.00	x= 11.888, 0.00 <	α= 184.00 0
D+L(min)+T(-)+TF	1.150 0.0 14118.0 26778.4	1.82 < 26.56 <	7.48 230.00	x= 5.898, 0.00 <	α= 184.00 0
D+EQ(L)	1.500 0.0 20341.4 24711.6	2.00 < 28.92 <	9.75 300.00	x= 4.496, 0.00 <	α= 300.00 0
D+EQ(R)	1.500 0.0 -20341.4 26115.4	2.06 < 29.87 <	9.75 300.00	x= -4.638, 0.00 <	α= 300.00 0

部材名称：P5：直角下端
照査位置：着目点 1

荷重名称	割増係数 断面力Mrp(kNm) 断面力Mrp(kNm) 軸力N'(kN)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) 中立軸 x(m)角度 α(°) 鉄筋
D	1.000 0.0 0.0 57480.0	2.92 < 43.75 <	6.50 200.00
D+L	1.000 0.0 0.0 59580.0	3.02 < 45.34 <	6.50 200.00
D+EQ	1.500 0.0 154732.5 57480.0	8.80 < 126.57 <	12.00 300.00
施工時+EQ	1.650 0.0 182210.0 37880.0	9.47 < 133.69 <	13.20 330.00

抵抗曲げ結果

P3：橋軸上端

着目点 1

荷重名称	Mr(Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) 鉄筋
D	124376.5 1.554 180	7.25 97.58	160.00
D+L(max)	124376.5 1.554 180	7.25 97.58	160.00
D+L(min)	126361.0 1.574 180	7.41 99.81	160.00
D+L(max)+T(+)	126361.0 1.574 180	7.41 99.81	160.00
D+L(min)	126258.4 1.573 180	7.40 99.70	160.00
D+L(max)+T(+)	140566.7 1.532 180	8.15 109.44	184.00
D+L(max)+T(+)	140566.7 1.532 180	8.15 109.44	184.00

荷重名称	Mr(Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) 鉄筋
D+L(max)+T(-)	141805.5 1.543 180	8.24 110.84	184.00
D+L(min)+T(+)	140463.8 1.532 180	8.14 109.33	184.00
D+L(min)+T(-)	141702.7 1.543 180	8.24 110.72	184.00
D+L(max)+T(+)+TF	140607.4 1.533 180	8.15 109.49	184.00
D+L(max)+T(-)+TF	141846.2 1.544 180	8.25 110.88	184.00
D+L(min)+T(+)+TF	140504.4 1.532 180	8.14 109.37	184.00
D+L(min)+T(-)+TF	141743.4 1.543 180	8.24 110.77	184.00
D+EQ(L)	211247.0 1.431 0	11.87 158.19	300.00
D+L(max)+T(+)	211247.0 1.431 180	11.87 158.19	300.00

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x (m) 角度 $\alpha (^{\circ})$	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度 (N/mm ²) 鉄筋	σ_s
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x (m) 角度 $\alpha (^{\circ})$	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	コンクリート 鉄筋	
D+L (min)+T (-)	149576.2 1.772 0		9.20 125.54		161.12
	149576.2 1.772 180		9.20 125.54		161.12
D+L (max)+T (+)+TF	150465.6 1.745 0		9.20 125.35		165.70
	150465.6 1.745 180		9.20 125.35		165.70
D+L (max)+T (-)+TF	149913.8 1.761 0		9.20 125.46		162.86
	149913.8 1.761 180		9.20 125.46		162.86
D+L (min)+T (+)+TF	150108.4 1.756 180		9.20 125.42		163.86
	150108.4 1.756 0		9.20 125.42		163.86
D+L (min)+T (-)+TF	149558.2 1.772 0		9.20 125.54		161.03
	149558.2 1.772 180		9.20 125.54		161.03
D+EQ (L)	202923.7 1.607 180		12.00 162.08		250.17
	202923.7 1.607 0		12.00 162.08		250.17
D+EQ (R)	203400.2 1.598 0		12.00 161.98		252.59
	203400.2 1.598 180		12.00 161.98		252.59
施工時+EQ	224536.5 1.584 0		13.20 178.01		281.88
	224536.5 1.584 180		13.20 178.01		281.88

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x (m) 角度 $\alpha (^{\circ})$	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度 (N/mm ²) 鉄筋	σ_s
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x (m) 角度 $\alpha (^{\circ})$	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	コンクリート 鉄筋	
D+EQ (R)	210212.9 1.424 180		11.79 157.02		300.00
	210212.9 1.424 0		11.79 157.02		300.00
P3：橋軸下端 着目点 1					
荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x (m) 角度 $\alpha (^{\circ})$	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度 (N/mm ²) 鉄筋	σ_s
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x (m) 角度 $\alpha (^{\circ})$	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	コンクリート 鉄筋	
D	128239.3 1.838 0		8.00 109.56		130.67
	128239.3 1.838 180		8.00 109.56		130.67
D+L (max)	127808.2 1.855 0		8.00 109.65		128.44
	127808.2 1.855 180		8.00 109.65		128.44
D+L (min)	127461.4 1.868 180		8.00 109.72		126.64
	127461.4 1.868 0		8.00 109.72		126.64
D+L (max)+T (+)	150483.8 1.744 0		9.20 125.34		165.79
	150483.8 1.744 180		9.20 125.34		165.79
D+L (max)+T (-)	149931.9 1.761 0		9.20 125.46		162.95
	149931.9 1.761 180		9.20 125.46		162.95
D+L (min)+T (+)	150126.4 1.755 180		9.20 125.42		163.95
	150126.4 1.755 0		9.20 125.42		163.95

P4：直角下端
着目点 1

荷重名称	Mr(Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) 鉄筋	σs
	Mr(Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	鉄筋	
D+L(min)	132444.1 1.692 180	132444.1 1.692 180	8.00 108.65	152.31
	132444.1 1.692 180	132444.1 1.692 180	8.00 108.65	152.31
D+L(max)+T(+)	152763.4 1.635 0	152763.4 1.635 0	9.10 123.15	184.00
	152763.4 1.635 180	152763.4 1.635 180	9.10 123.15	184.00
D+L(max)+T(-)	152723.0 1.635 180	152723.0 1.635 180	9.10 123.10	184.00
	152723.0 1.635 180	152723.0 1.635 180	9.10 123.10	184.00
D+L(min)+T(+)	152097.0 1.630 0	152097.0 1.630 0	9.05 122.40	184.00
	152097.0 1.630 180	152097.0 1.630 180	9.05 122.40	184.00
D+L(min)+T(-)	152056.5 1.630 0	152056.5 1.630 0	9.05 122.36	184.00
	152056.5 1.630 180	152056.5 1.630 180	9.05 122.36	184.00
D+L(max)+T(+)+TF	152517.6 1.633 0	152517.6 1.633 0	9.08 122.87	184.00
	152517.6 1.633 180	152517.6 1.633 180	9.08 122.87	184.00
D+L(max)+T(-)+TF	152477.1 1.633 0	152477.1 1.633 0	9.08 122.83	184.00
	152477.1 1.633 180	152477.1 1.633 180	9.08 122.83	184.00
D+L(min)+T(+)+TF	151851.0 1.628 0	151851.0 1.628 0	9.03 122.13	184.00
	151851.0 1.628 180	151851.0 1.628 180	9.03 122.13	184.00

P4：直角下端
着目点 1

荷重名称	Mr(Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) 鉄筋	σs
	Mr(Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	鉄筋	
D	140270.6 3.968 0	140270.6 3.968 180	8.00 115.16	56.62
	140270.6 3.968 180	140270.6 3.968 180	8.00 115.16	56.62
D+L	139372.5 4.068 0	139372.5 4.068 180	8.00 115.28	52.28
	139372.5 4.068 180	139372.5 4.068 180	8.00 115.28	52.28
D+EQ	227385.9 2.894 0	227385.9 2.894 180	12.00 170.05	183.18
	227385.9 2.894 180	227385.9 2.894 180	12.00 170.05	183.18
施工時+EQ	268338.9 2.283 0	268338.9 2.283 180	13.20 184.12	308.55
	268338.9 2.283 180	268338.9 2.283 180	13.20 184.12	308.55

P5：橋軸上端
着目点 1

荷重名称	Mr(Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	引張応力度(N/mm ²) 鉄筋	σs
	Mr(Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	鉄筋	
D	133453.5 1.661 0	133453.5 1.661 180	8.00 108.44	157.47
	133453.5 1.661 180	133453.5 1.661 180	8.00 108.44	157.47
D+L(max)	132139.8 1.702 0	132139.8 1.702 180	8.00 108.72	150.76
	132139.8 1.702 180	132139.8 1.702 180	8.00 108.72	150.76

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	引張応力度(N/mm²) 鉄筋	σs
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	コンクリート 鉄筋	
D+L (max)+T (-)	144277.3 1.950 180		9.20 126.68		133.69
	144277.3 1.950 0		9.20 126.68		133.69
D+L (min)+T (+)	144618.4 1.938 180		9.20 126.61		135.46
	144618.4 1.938 0		9.20 126.61		135.46
D+L (min)+T (-)	144635.7 1.937 180		9.20 126.60		135.55
	144635.7 1.937 0		9.20 126.60		135.55
D+L (max)+T (+)+TF	144365.2 1.947 0		9.20 126.66		134.14
	144365.2 1.947 180		9.20 126.66		134.14
D+L (max)+T (-)+TF	144382.5 1.947 180		9.20 126.66		134.23
	144382.5 1.947 0		9.20 126.66		134.23
D+L (min)+T (+)+TF	144723.8 1.934 180		9.20 126.58		136.00
	144723.8 1.934 0		9.20 126.58		136.00
D+L (min)+T (-)+TF	144741.2 1.933 180		9.20 126.58		136.09
	144741.2 1.933 0		9.20 126.58		136.09
D+EQ (L)	198291.8 1.700 0		12.00 163.06		226.56
	198291.8 1.700 180		12.00 163.06		226.56

荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	引張応力度(N/mm²) 鉄筋	σs
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	コンクリート 鉄筋	
D+L (min)+T (-)+TF	151810.5 1.628 0		9.03 122.08		184.00
	151810.5 1.628 180		9.03 122.08		184.00
D+EQ (L)	209160.3 1.497 0		12.00 160.77		281.61
	209160.3 1.497 180		12.00 160.77		281.61
D+EQ (R)	208199.6 1.513 180		12.00 160.97		276.79
	208199.6 1.513 0		12.00 160.97		276.79
P5：橋軸下端 着点 1					
荷重名称	Mr (Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	引張応力度(N/mm²) 鉄筋	σs
	Mr (Min) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 α(°)	コンクリート 鉄筋	σc' (N/mm²) σs' (N/mm²)	コンクリート 鉄筋	
D	123302.9 2.048 180		8.00 110.62		105.05
	123302.9 2.048 0		8.00 110.62		105.05
D+L (max)	122047.5 2.109 180		8.00 110.89		98.53
	122047.5 2.109 0		8.00 110.89		98.53
D+L (min)	122394.4 2.091 180		8.00 110.82		100.33
	122394.4 2.091 0		8.00 110.82		100.33
D+L (max)+T (+)	144260.0 1.951 180		9.20 126.68		133.60
	144260.0 1.951 0		9.20 126.68		133.60

(2) せん断応力度一覧

道示-IV

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効断面 有効変位量 計算せん断応力度 計算せん断応力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋間隔 斜引張鉄筋配置角度 照査用の τ_{a1} (Ce Cpt CN Cdc考慮) 照査用許容割増 (τ_{a1} , τ_{a2} 用) α	N' (kN) S(kN) M(kNm) d(m) b(m) tan θ +tary τ_{a1} (N/mm) τ_{a2} (N/mm) a(m) $\theta(^{\circ})$ σ_{sa} (N/mm ²) Cpt CN Cdc考慮 (τ_{a1} , τ_{a2} 用) α	平均せん断応力度 (τ_{a1} と比較) 平均せん断応力度 (τ_{a2} と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断力 (有効断面変化影響) せん断力 (有効変位量増減係数) 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用の τ_{a1} (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用の σ_{sa} (Cds考慮) Aw算出用の τ_{a1} (N/mm ²)		yp	yp
			zp	zp		
P3：橋軸上端 着目点 1 D		17914.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	17914.3 958.7 -29164.0 3.5947 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 < 0.22 0.00 < 1.70 0.0 < 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.22 4656.5 160.00	0.04 < 0.23 0.04 < 1.70 0.0 < 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	
P3：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)		19307.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	19307.3 1598.3 -8836.5 3.5947 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 < 0.22 0.00 < 1.70 0.0 < 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.22 4656.5 160.00	0.07 < 0.23 0.07 < 1.70 0.0 < 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	
P3：橋軸上端 着目点 1 D+L(mn)		19235.2 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.22 1.000	19235.2 19235.2 -44840.5 3.5947 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 < 0.22 0.00 < 1.70 0.0 < 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 0.22 4656.5 160.00	0.01 < 0.23 0.01 < 1.70 0.0 < 3854.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00	

荷重名称	Mr(Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度 (N/mm ²) 鉄筋	σ_s
D+EQ(R)	197388.0 1.720 1.180	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	12.00 163.25	221.92
施工時+EQ	197388.0 1.720 0	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	12.00 163.25	221.92
施工時+EQ	222863.5 1.613 0	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	13.20 178.36	273.40
施工時+EQ	222863.5 1.613 180	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	13.20 178.36	273.40

P5：直角下端

着目点 1

荷重名称	Mr(Max) (kNm) 中立軸 x(m) 角度 $\alpha(^{\circ})$	圧縮応力度 コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	引張応力度 (N/mm ²) 鉄筋	σ_s
D	137307.7 4.298 0	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	8.00 115.53	43.07
D+L	137307.7 4.298 180	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	8.00 115.53	43.07
D+L	135846.8 4.458 0	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	8.00 115.69	37.19
D+EQ	135846.8 4.458 180	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	8.00 115.69	37.19
D+EQ	224299.2 3.053 0	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	12.00 170.57	164.31
D+EQ	224299.2 3.053 180	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	12.00 170.57	164.31
施工時+EQ	266103.5 2.341 0	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	13.20 184.47	295.94
施工時+EQ	266103.5 2.341 180	コンクリート 鉄筋	σ_c' (N/mm ²) σ_s' (N/mm ²)	13.20 184.47	295.94

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力		N' (kN) S (kN) M (kNm) d (m) tanβ+τany ra1(N/mm) ra2(N/mm) Aw (mm²) a (mm) θ (°) Ce Cpt CN (Cdc考慮) Aw算出のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出のra2 (ra1, ra2用)α	yp		zp		yp		zp	
	せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断芯力度 許容せん断芯力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋間隔 斜引張鉄筋配置角度 参照重用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) 参照重用のra2 (ra1, ra2用)α	zp		yp	yp	zp	yp	zp			
P3：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T (+)+TF	18902.0 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	18902.0 18902.0 1062.0 1538.2 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	18902.0 1062.0 1538.2 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 <	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.635 1.000 1.000 1.000 1.000 0.25 184.00	0.05 < 0.05 < 0.0 < 0.05 < 0.05 < 0.0 < 0.05 < 0.05 < 0.0 < 0.05 < 0.05 < 0.0 < 0.05 <	0.26 1.96 3854.4 1948.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 1948.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 5662.2 184.00			
P3：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T (-)+TF	19769.5 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	19769.5 1948.4 -15417.5 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	19769.5 1948.4 -15417.5 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 <	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.635 1.000 1.000 1.000 1.000 0.25 184.00	0.09 < 0.09 < 0.0 < 0.09 < 0.09 < 0.0 < 0.09 < 0.09 < 0.0 < 0.09 < 0.09 < 0.0 < 0.09 <	0.26 1.96 3854.4 1948.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 1948.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 5662.2 184.00			
P3：橋軸上端 着目点 1 D+L(min)+T (+)+TF	18829.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	18829.9 -389.2 -34465.8 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	18829.9 -389.2 -34465.8 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 <	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.635 1.000 1.000 1.000 1.000 0.25 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.02 <	0.26 1.96 3854.4 389.2 1.000 1.000 1.000 0.670 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 389.2 1.000 1.000 1.000 0.670 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 5662.2 184.00			
P3：橋軸上端 着目点 1 D+L(min)+T (-)+TF	19697.5 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	19697.5 497.2 -51421.4 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	19697.5 497.2 -51421.4 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.0 <	0.25 1.96 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.635 1.000 1.000 1.000 1.000 0.25 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.02 <	0.26 1.96 3854.4 497.2 1.000 1.000 1.000 0.670 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 5662.2 184.00	0.26 1.96 3854.4 497.2 1.000 1.000 1.000 0.670 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 5662.2 184.00			

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 許容せん断応力値 鉛引張鉄筋断面積 鉛引張鉄筋間隔度 鉛引張鉄筋配置角度 tm照査用のral (Ce Cpt CN Cde考慮) tm照査用許容割増			平均せん断芯力度(ralと比較) 平均せん断芯力度(ta2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高に関する補正係数 Ptに関する補正係数 Aw算出用のral (Ce Cpt CN Cde考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) Aw算出用のssa (Cds考慮) ral(N/mm)			yp		
	zp	yp	α	zp	yp	α	zp	yp	α
P3：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T(+)	18873.5 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	18873.5 1155.1 -358.7 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	N (kN) S(kN) M(kNm) b(m) tanβ+taany ral(N/mm²) ra2(N/mm²) a(mm) θ(°) α	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.00 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.05 < 0.05 < 0.0 <	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.00 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.05 < 0.05 < 0.0 <
P3：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T(-)	19741.0 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	19741.0 2041.5 -17314.4 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	N (kN) S(kN) M(kNm) b(m) tanβ+taany ral(N/mm²) ra2(N/mm²) a(mm) θ(°) α	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.00 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.09 < 0.09 < 0.0 <	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.00 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.09 < 0.09 < 0.0 <
P3：橋軸上端 着目点 1 D+L(min)+T(+)	18801.5 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	18801.5 -296.0 -36362.7 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	N (kN) S(kN) M(kNm) b(m) tanβ+taany ral(N/mm²) ra2(N/mm²) a(mm) θ(°) α	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.00 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.01 < 0.01 < 0.0 <	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.00 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.01 < 0.01 < 0.0 <
P3：橋軸上端 着目点 1 D+L(min)+T(-)	19669.0 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	19669.0 590.4 -53318.3 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	N (kN) S(kN) M(kNm) b(m) tanβ+taany ral(N/mm²) ra2(N/mm²) a(mm) θ(°) α	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.00 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.03 < 0.03 < 0.0 <	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 < 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.25 1.96 3854.4 0.00 1.000 1.000 0.635 1.482 0.25 5355.0 184.00	0.03 < 0.03 < 0.0 <

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 許容せん断応力 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋断縁 斜引張鉄筋配置角度 斜引張鉄筋許容応力 参照査用の τ_{a1} (Cdc考慮) σ_{sa} 照査用許容割増 (τ_{a1} , τ_{a2} 用) α		yp	平均せん断応力度 (τ_{a1} と比較) 平均せん断応力度 (τ_{a2} と比較) 斜引張鉄筋流量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 ptに關する補正係数 Aw算出用の τ_{a1} (Cdc考慮) Aw算出用の σ_{sa} (Cds考慮) τ_{a1} (N/mm ²)		yp
	zp	yp	zp	yp		
P3：橋軸下端 着目点 1 D+L(min)+T(-)+TF	35312.5 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	35312.5 497.3 6621.8 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.25 1.96 3854.4 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.25 5355.0 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.26 1.96 3854.4 0.00 < 0.00 < 0.00 < 0.26 5662.2 184.00		
P3：橋軸下端 着目点 1 D+Eq (L)	33952.8 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	33952.8 -932.5 79637.1 6.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.34 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.32 2.55 3854.4 0.00 < 0.00 < 0.32 6984.8 300.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.34 2.55 3854.4 0.00 < 0.00 < 0.34 7385.4 300.00		
P3：橋軸下端 着目点 1 D+Eq (R)	33235.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	33235.7 -932.5 79637.1 6.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.34 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.32 2.55 3854.4 0.00 < 0.00 < 0.32 6984.8 300.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.34 2.55 3854.4 0.00 < 0.00 < 0.34 7385.4 300.00		
P3：橋軸下端 着目点 1 施工時+Eq	35364.8 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.38 2.80 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.36 1.650	35364.8 3536.5 134071.1 6.0000 0.0000 0.38 2.80 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.36 1.650	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.36 2.80 3854.4 0.00 < 0.00 < 0.36 7683.3 330.00	0.16 < 0.16 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.36 2.80 3854.4 0.00 < 0.00 < 0.36 8124.0 330.00		

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 せん断鉄筋断面積 斜引鉄筋断面積 斜引鉄筋配置間隔 斜引鉄筋許容応力 mm照査用のra1 (Ce考慮) mm照査用許容割増		N' (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ τa1 (N/mm²) τa2 (N/mm²) Aw (mm²) a (mm) θ (°) σsa (N/mm²) Cpt CN (Cdc考慮) σsa (N/mm²) α		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引鉄筋筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 スパン低減係数 軸方向圧縮力補正係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のσsa (Cds考慮) ra1 (N/mm)		yp	
	zp	yp	zp	yp	zp	yp		
P3：橋軸下端 着目点 1 D+L (min)+T (-)	35284.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	35284.1 590.4 8544.8 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	35284.1 590.4 8544.8 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.25 1.96 3854.4 0.0 < 0.0 < 0.25 1.96 184.00	0.03 < 0.03 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.25 1.96 3854.4 0.0 < 0.0 < 0.25 1.96 184.00			
P3：橋軸下端 着目点 1 D+L (max)+T (+)+TF	33883.8 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	33883.8 1062.0 8364.3 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	33883.8 1062.0 8364.3 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.25 1.96 3854.4 0.0 < 0.0 < 0.25 1.96 184.00	0.05 < 0.05 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.25 1.96 3854.4 0.0 < 0.0 < 0.25 1.96 184.00			
P3：橋軸下端 着目点 1 D+L (max)+T (-)+TF	34751.3 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	34751.3 1948.4 27751.6 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	34751.3 1948.4 27751.6 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.25 1.96 3854.4 0.0 < 0.0 < 0.25 1.96 184.00	0.09 < 0.09 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.25 1.96 3854.4 0.0 < 0.0 < 0.25 1.96 184.00			
P3：橋軸下端 着目点 1 D+L (min)+T (+)+TF	34445.0 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	34445.0 -389.2 -12765.5 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	34445.0 -389.2 -12765.5 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.25 1.96 3854.4 0.0 < 0.0 < 0.25 1.96 184.00	0.02 < 0.02 < 0.0 < 0.00 < 0.00 < 0.25 1.96 3854.4 0.0 < 0.0 < 0.25 1.96 184.00			

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 せん断鉄筋断面積 斜引鉄筋断面積 斜引鉄筋配置間隔 斜引鉄筋許容応力 mm照査用許容割増	N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ra1 (N/mm²) ra2 (N/mm²) Aw (mm²) a (mm) θ (°) Cpt CN Cds (考慮)	平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cds考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm²)	α	yp	zp	yp	yp
P5：橋軸上端 着目点 1 D	25413.5 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	25413.5 -2816.4 32462.2 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00		0.13 < 0.13 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 1.70 3854.4 2816.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00			
P5：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)	27437.2 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	27437.2 -2147.1 57926.7 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00		0.10 < 0.10 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 1.70 3854.4 2147.1 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00			
P5：橋軸上端 着目点 1 D+L(min)	26966.4 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	26966.4 -3639.9 13737.3 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00		0.17 < 0.17 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 1.70 3854.4 3639.9 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.23 4923.6 160.00			
P5：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T(+)	27451.5 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	27451.5 -1051.9 53653.2 6.0000 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.25 5365.0 184.00		0.05 < 0.05 < 0.0 < 0.0 < 0.0 < 1.96 3854.4 1051.9 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.25 5662.2 184.00			

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 せん断鉄筋断面積 斜引鉄筋断面積 斜引鉄筋配置間隔 斜引鉄筋許容応力 mm照査用許容割増	N (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ra1 (N/mm²) ra2 (N/mm²) Aw (mm²) a (mm) θ (°) Cpt CN Cds (考慮)	平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Cds考慮) Aw算出用のSca (Cds考慮) ra1 (N/mm²)	α	yp	zp	yp	yp
P4：直角下端 着目点 1 D	52964.8 0.0 0.0 2.7938 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	52964.8 0.0 0.0 5.6162 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.15 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.15 4328.2 160.00		0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 0.0 1.70 3854.4 5.6162 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.15 4328.2 160.00			
P4：直角下端 着目点 1 D+L	54364.8 0.0 0.0 2.7938 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	54364.8 0.0 0.0 5.6162 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.15 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.15 4328.2 160.00		0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 0.0 1.70 3854.4 5.6162 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.15 4328.2 160.00			
P4：直角下端 着目点 1 D+EQ	52964.8 0.0 0.0 2.7938 6.0000 0.0000 0.35 0.35 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.34 1.500	52964.8 4818.4 186204.3 5.6162 5.0000 0.0000 0.35 0.35 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.23 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.23 6492.3 300.00		0.17 < 0.17 < 0.0 < 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.23 6492.3 300.00			
P4：直角下端 着目点 1 施工時+EQ	35364.8 0.0 0.0 2.7938 6.0000 0.0000 0.38 0.38 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.37 1.650	35364.8 4243.8 160885.3 5.6162 5.0000 0.0000 0.38 0.38 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.25 1.650	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.37 6242.7 330.00		0.15 < 0.15 < 0.0 < 0.0 0.0 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.25 7141.5 330.00			

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出のra1 (Cε Cpt CN Cdc考慮) Aw算出のSca (Cds考慮) ra1(N/mm) tm(N/mm) tm(N/mm) Sh(kN) Cdc CN Cds Ce Cpt ra1(N/mm) Sca(kN) σsa(N/mm ²)		平均せん断応力度(ra1と比較) 平均せん断応力度(ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出のra1 (Cε Cpt CN Cdc考慮) Aw算出のSca (Cds考慮) ra1(N/mm) tm(N/mm) tm(N/mm) Sh(kN) Cdc CN Cds Ce Cpt ra1(N/mm) Sca(kN) σsa(N/mm ²)	
	zp	yp	zp	yp
P5：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T(-)+TF	27249.2 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	27249.2 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.00 < 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.25 1.482 5855.0 184.00	0.15 < 0.15 < 0.0 < 0.14 < 0.0 < 1.96 3854.4 22996.9 2996.9 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00
	26807.0 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	26807.0 -2299.4 5571.0 3.5947 6.0000 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.11 < 0.11 < 1.96 3854.4 2299.4 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.11 < 0.11 < 0.0 < 0.14 < 0.0 < 1.96 3854.4 2299.4 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00
P5：橋軸上端 着目点 1 D+L(min)+T(-)+TF	26778.4 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	26778.4 -4489.7 14118.0 3.5947 6.0000 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.21 < 0.21 < 1.96 3854.4 4489.7 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.21 < 0.21 < 0.0 < 0.21 < 0.0 < 1.96 3854.4 4489.7 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00
	24711.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	24711.6 -10611.7 20341.4 3.5947 6.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.32 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.49 > 0.49 > 1.96 3854.4 10611.7 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.34 2.55 3854.4 6984.8 300.00	0.49 > 0.49 > 774.1 < 0.49 > 0.0 < 1.96 3854.4 10611.7 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.34 2.55 3854.4 6984.8 300.00

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 tanβ+tanγ せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出のra1 (Cε Cpt CN Cdc考慮) Aw算出のSca (Cds考慮) ra1(N/mm) tm(N/mm) tm(N/mm) Sh(kN) Cdc CN Cds Ce Cpt ra1(N/mm) Sca(kN) σsa(N/mm ²)		平均せん断応力度(ra1と比較) 平均せん断応力度(ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出のra1 (Cε Cpt CN Cdc考慮) Aw算出のSca (Cds考慮) ra1(N/mm) tm(N/mm) tm(N/mm) Sh(kN) Cdc CN Cds Ce Cpt ra1(N/mm) Sca(kN) σsa(N/mm ²)	
	zp	yp	zp	yp
P5：橋軸上端 着目点 1 D+L(max)+T(-)	27422.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	27422.9 -3242.2 62200.2 3.5947 6.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.15 < 0.15 < 1.96 3854.4 3242.2 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.15 < 0.15 < 0.0 < 0.15 < 0.0 < 1.96 3854.4 3242.2 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00
	26980.7 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	26980.7 -2544.8 9463.7 3.5947 6.0000 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.12 < 0.12 < 1.96 3854.4 2544.8 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.12 < 0.12 < 0.0 < 0.12 < 0.0 < 1.96 3854.4 2544.8 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00
P5：橋軸上端 着目点 1 D+L(min)+T(-)	26952.1 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	26952.1 -4735.1 18010.8 3.5947 6.0000 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.22 < 0.22 < 1.96 3854.4 4735.1 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.22 < 0.22 < 0.0 < 0.22 < 0.0 < 1.96 3854.4 4735.1 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00
	27277.8 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.26 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.25 1.150	27277.8 -806.6 49760.4 3.5947 6.0000 0.0000 0.25 1.96 3854.4 0.1500 90.00 184.00 0.26 1.150	0.00 < 0.00 < 0.0 < 0.04 < 0.04 < 1.96 3854.4 806.6 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00	0.04 < 0.04 < 0.0 < 0.04 < 0.0 < 1.96 3854.4 806.6 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 0.26 5662.2 184.00

[illegible]

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効幅 有効高さ 断面変化量 許容せん断応力度 許容せん断応力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋配置角度 $\theta(^{\circ})$ 斜引張鉄筋耐力 σ_{sc} (N/mm ²) τ 照査用の τ_{al} (Ce Cpt CN Cdc考慮) τ 照査用許容割増 α	yp	zp	N'(kN) S(kN) M(kNm) d(m) b(m) tan θ +tan γ τ_{al} (N/mm ²) τ_{a2} (N/mm ²) Aw(mm ²) a(mm) $\theta(^{\circ})$ σ_{sc} (N/mm ²) (Ce Cpt CN Cdc考慮) τ_{al} (τ_{a1} , τ_{a2}) α	平均せん断応力度(τ_{a1} と比較) 平均せん断応力度(τ_{a2} と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力(有効高変化影響) せん断スパン割増係数 軸方向圧縮係数 スパン低減係数 有効底口に関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用の τ_{al} (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用の σ_{sc} (Cds考慮) Aw算出用の τ_{al} (N/mm ²)	yp	τ_m (N/mm ²) τ_m (N/mm ²) Aw(mm ²) Sh(kN) Cdc Cds Cpt τ_{al} (N/mm ²) Scs(kN) σ_{sa} (N/mm ²)
P5：橋軸上端 着目点 1 D-EQ(R)	26115.4 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 300.00 1.500	26115.4 -10611.7 -20341.4 3.5947 6.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 300.00 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 <	0.32 2.55 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 1.482 6984.8 300.00	> 0.49 < 774.1 <	0.34 2.55 3854.4 10611.7 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 7385.4 300.00	
P5：橋軸下端 着目点 1 D	41730.5 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 1.000	41730.5 -2816.4 -33583.4 3.5947 6.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 <	0.22 1.70 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 4656.5 160.00	< 0.13 < 0.13 < 0.0 <	0.23 1.70 3854.4 2816.4 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 4923.6 160.00	
P5：橋軸上端 着目点 1 D-L(max)	43862.6 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 1.000	43862.6 -2147.1 -22152.1 3.5947 6.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 <	0.22 1.70 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 4656.5 160.00	< 0.10 < 0.10 < 0.0 <	0.23 1.70 3854.4 2147.1 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 4923.6 160.00	
P5：橋軸下端 着目点 1 D-L(min)	43270.9 0.0 0.0 4.3031 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 1.000	43270.9 -3639.9 -42415.8 3.5947 6.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 <	0.22 1.70 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.635 1.482 4656.5 160.00	< 0.17 < 0.17 < 0.0 <	0.23 1.70 3854.4 3639.9 1.000 1.000 1.000 0.670 1.481 4923.6 160.00	

部材名称 照査位置 荷重名称	軸力 せん断力 曲げモーメント 有効高さ 有効幅 桁高変化量 許容せん断応力度 許容せん断応力度 斜引張鉄筋断面積 斜引張鉄筋配置角度 tanδ 照査用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) tm照査用許容割増		N' (kN) S (kN) M (kNm) d (m) b (m) tanβ+tanγ ra1 (N/mm²) ra2 (N/mm²) Aw (mm²) a (m) θ (°) 斜引張鉄筋許容応力 σsa (N/mm²) tm照査用許容割増 (ra1, ra2用) α		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断力 (有効高変化影響) せん断力 (有効高変化影響) 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のσsa (Cds考慮) ra1 (N/mm²)		平均せん断応力度 (ra1と比較) 平均せん断応力度 (ra2と比較) 斜引張鉄筋量 せん断力 (有効高変化影響) せん断力 (有効高変化影響) せん断力 (有効高変化影響) 軸方向圧縮力補正係数 スパン低減係数 有効高dに関する補正係数 ptに関する補正係数 Aw算出用のra1 (Ce Cpt CN Cdc考慮) Aw算出用のσsa (Cds考慮) ra1 (N/mm²)	
	zp	yp	zp	yp	zp	yp	zp	yp
P5：直角下端 着目点 1 D+L	59580.0 0.0 0.0 2.7938 6.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.23 1.000	59580.0 0.0 0.0 5.6162 5.0000 0.0000 0.23 1.70 3854.4 0.1500 90.00 160.00 0.15 1.000	0.00 < 0.00 < 0.0 < 1.70 0.0 < 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.23 3783.5 160.00	0.15 0.00 < 1.70 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.15 4328.2 160.00	0.23 0.00 < 1.70 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.23 3783.5 160.00	0.00 < 0.00 < 0.0 < 1.70 0.0 < 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.15 4328.2 160.00	0.15 0.00 < 1.70 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.15 4328.2 160.00	
P5：直角下端 着目点 1 D+EQ	57480.0 0.0 0.0 2.7938 6.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.34 1.500	57480.0 0.0 0.0 5.6162 5.0000 0.0000 0.35 2.55 3854.4 0.1500 90.00 300.00 0.23 1.500	0.00 < 0.00 < 0.0 < 2.55 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.34 5675.2 300.00	0.23 0.16 < 2.55 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.23 6492.3 300.00	0.34 0.16 < 2.55 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.34 5675.2 300.00	0.16 < 0.16 < 0.0 < 2.55 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.23 6492.3 300.00	0.23 0.16 < 2.55 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.23 6492.3 300.00	
P5：直角下端 着目点 1 施工時+EQ	37880.0 0.0 0.0 2.7938 6.0000 0.0000 0.38 2.80 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.37 1.650	37880.0 0.0 0.0 5.6162 5.0000 0.0000 0.38 2.80 3854.4 0.1500 90.00 330.00 0.25 1.650	0.00 < 0.00 < 0.0 < 2.80 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.37 6242.7 330.00	0.25 0.19 < 2.80 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.25 7141.5 330.00	0.37 0.19 < 2.80 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.731 1.343 0.37 6242.7 330.00	0.19 < 0.19 < 0.0 < 2.80 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.25 7141.5 330.00	0.25 0.19 < 2.80 3854.4 0.0 1.000 1.000 1.000 0.588 1.140 0.25 7141.5 330.00	

(4) 下部工設計計算 (鋼 3 径間連続非合成箱桁橋+PC4 径間連続ラーメン橋)

1.4 使用材料

【コンクリート】 胸壁設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)
 堅壁設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)
 底板設計時 : $\sigma_{ck} = 24.0$ (N/mm²)

【使用鉄筋材料】

部 材	主鉄筋	せん断補強鉄筋
胸 壁	SD345	SD345
堅 壁	SD345	SD345
底 版	SD345	SD345

【せん断抵抗角】 せん断抵抗角 $\phi = 25.00$
 残留強度 $\phi_{res} = 25.00$
 ピーク強度 $\phi_{peak} = 30.00$

【単位体積重量】

軀 体	鉄筋コンクリート	24.500
水		9.800
土 砂	湿潤重量	飽和重量
前 面		19.000 19.800
背 面		18.000 18.800

1.5 作用荷重

- (1) 設計震度
- 1) レベル1地震時
- | | |
|-----|------|
| 対 象 | 橋軸方向 |
| 軀 体 | 0.13 |
| 土 砂 | 0.14 |

(2) 地震動の方向

荷 重 状 態	地震動の方向
常時1(浮力無し)	——
常時2(浮力無し)	——
地震時(浮力無し)	背面から前面

(3) 上部工反力

- 1) 上部工反力作用位置

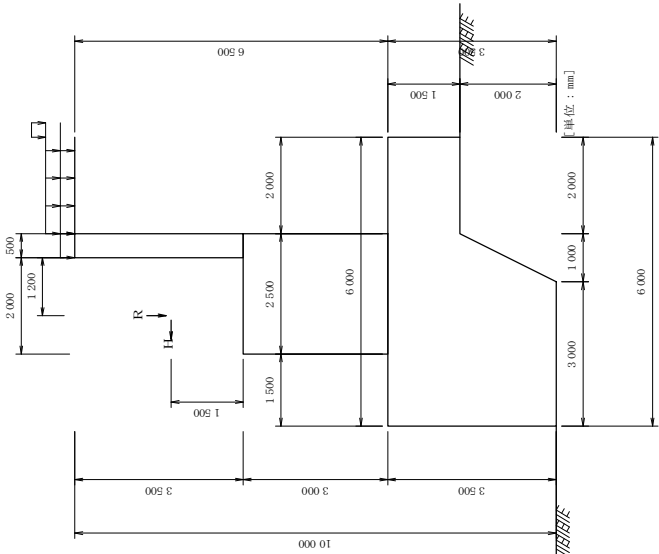
	上部工反力位置
橋軸方向XR(m)	1.200
橋軸方向YR(m)	1.500

橋軸方向XR : 胸壁前面位置からの距離 (m)

橋軸方向YR : 橋座面位置からの距離 (m)

§ 5. A1橋台の設計

1. 設計条件
- 1.1 構造形式
- ・逆T式橋台(段差フーチング)
- 1.2 形状寸法
- (1) 軀体形状



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
7700	——	——

- 1.3 地盤条件
- 重要度 : B種
- 地域区分: B2
- 地盤種別: I種

2) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	上部工反力 (kN)			
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RH
常時1(浮力無し)	1800.000	0.000	1800.000	0.000
常時2(浮力無し)	1800.000	0.000	1800.000	0.000
地震時(浮力無し)	1800.000	0.000	1800.000	600.000

Rd : 上部工死荷重反力

Rex : 上部工死荷重反力、活荷重反力以外の鉛直反力

RD : 上部工鉛直反力

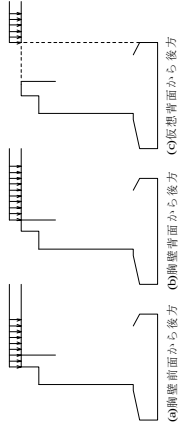
RL : 上部工活荷重反力

RH : 上部工水平反力

(4) 地表面荷重

1) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	地表面荷重 (kN/m ²)		活荷重位置		
	死荷重 Qd	活荷重 Q1	a	b	c
常時1(浮力無し)	0.000	0.000			
常時2(浮力無し)	0.000	10.000	○	○	○
地震時(浮力無し)	0.000	—			



(5) 土砂の扱い

荷 重 状 態	前面土砂		前趾設計時 前趾上土砂
	鉛直	水平	
常時1(浮力無し)	無視	—	無視
常時2(浮力無し)	無視	—	無視
地震時(浮力無し)	無視	無視	無視

(6) 水位の考慮

・水位位置は、フーチング底面からの高さとする

荷 重 状 態	背面水位 Hbr (m)	前面水位 Hf (m)	水位の影響	
			浮 力	水 圧
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視

1.6 土圧

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)と仮想背面の扱い

荷 重 状 態	安定計算時	堅壁設計時	算 出 式
	土-土	土-コンクリート	
常 時	25.000	8.333	クーロン式
地震時	12.500	0.000	修正物部・岡部

・水位以下の土圧算出における水位

常時土圧 : 考慮する

レベル1地震時: 考慮する

・土圧を考慮しない下面からの高さ

安定計算時 0.000(m)

堅壁設計時 0.000(m)

底版下面の土圧を考慮しない高さ 2.000(m)

・土圧算出時における土圧の作用幅 (m)

適 用	扱い	作用幅	
		堅壁区間	底版区間
安定計算	底版幅	7.700	7.700
堅壁設計	堅壁幅	7.700	—
底版設計	底版幅	7.700	7.700

堅壁区間の重心補正: 0.000(m)

底版区間の重心補正: 0.000(m)

・土圧係数及び土圧強度(kN/m²) (範囲はフーチング底面からの距離)

荷 重 状 態	範囲 (m)		安定計算時	堅壁設計時
	始まり	終わり	土圧係数	土圧係数
常 時	0.000	8.000	0.355	0.377
地震時	0.000	8.000	0.32+1.11・Kh	0.490

(1) 常時土圧係数(クーロン式)

1) 安定計算時(土-土)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2}$$
$$= \frac{\cos^2(25.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 25.000) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.000 + 25.000) \sin(25.000 - 0.000)}{\cos(0.000 + 25.000) \cos(0.000 - 0.000)}} \right\}^2}$$
$$= 0.355$$

2) 縦壁設計時(土-コンクリート)

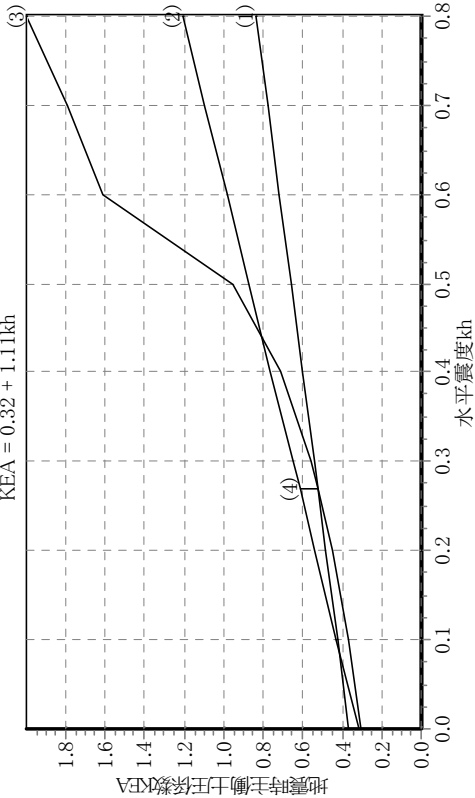
$$K_t = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$
$$= \frac{\cos^2(25.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 8.333) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.000 + 8.333) \sin(25.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 8.333) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2}$$
$$= 0.377$$

(2) 地震時土圧係数(修正物部・岡部式)

1) 安定計算時(土-土)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係

KEA = 0.32 + 1.11kh

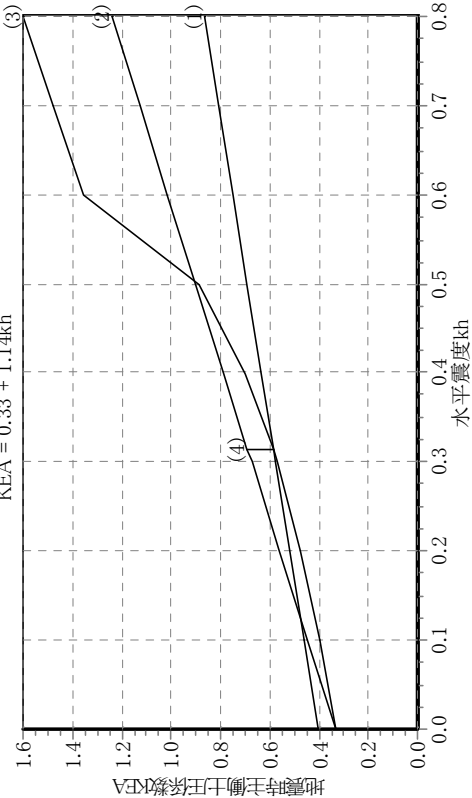


(1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
(2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
(3)物部・岡部の地震時主働土圧係数
(4)一次主働破壊面 $\theta_s = 56.9^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta_s = 41.0^\circ$

2) 縦壁設計時(土-コンクリート)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係

KEA = 0.33 + 1.14kh



(1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
(2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
(3)物部・岡部の地震時主働土圧係数
(4)一次主働破壊面 $\theta_s = 60.0^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta_s = 41.3^\circ$

※グラフ(1)は、任意の震度に対する一次主働破壊面 θ_{s1} を用いた主働土圧係数KEA1の算出

グラフ(2)は、任意の震度に対する二次主働破壊面 θ_{s2} を用いた主働土圧係数KEA1の算出

1.7 水圧

・背面水圧における水圧の作用方向は、水平方向

1.8 基礎の条件

1.8.1 許容せん断抵抗算出用データ

基礎底面と地盤との間の付着力 c_a	(kN/m ²)	0.00
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_s$		0.600

1.8.2 フーチング厚さ照査用データ

(1) 地盤データ

基礎底面の変形係数 αE_s	(kN/m ²)	常時	地震時
		196000.000	392000.000

(2) 底版データ

フーチングのヤング係数 $\times 10^4$	(N/mm ²)	2.500
フーチング厚さ上限値(橋軸幅-壁壁厚)/n		5.00

2) 縦壁設計時(土-コンクリート)

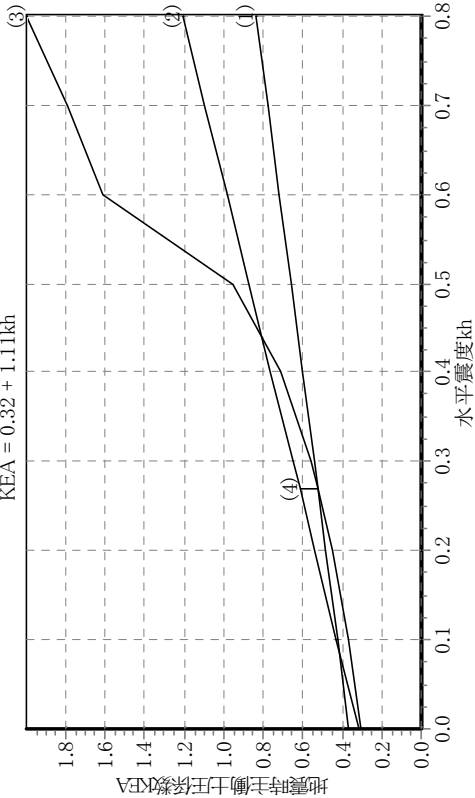
$$K_t = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$
$$= \frac{\cos^2(25.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 8.333) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.000 + 8.333) \sin(25.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 8.333) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2}$$
$$= 0.377$$

(2) 地震時土圧係数(修正物部・岡部式)

1) 安定計算時(土-土)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係

KEA = 0.32 + 1.11kh



(1)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
(2)修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
(3)物部・岡部の地震時主働土圧係数
(4)一次主働破壊面 $\theta_s = 56.9^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta_s = 41.0^\circ$

1.9 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.9.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	割増 係数	許容偏心量 e ₀ /B (m)	滑動安全率	鉛直支持力 算出時の 安全率	最 大 地盤反力度 (kN/m ²)
常時1(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
常時2(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
地震時(浮力無し)	1.50	1/3	1.2	2.0	900.000

ここに、

B：基礎幅(m)

e₀：荷重の偏心量(m)、ただし、e₀=M₀/V

M₀：基礎底面に作用するモーメント(kN・m)

V：基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

1.9.2 部材の許容応力度

(1)鉄筋コンクリート部材

1) 胸壁(一般部材)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ _{c03}	鉄筋の 引張応力度 σ _{sm}	せん断 応力度 τ _{a1} τ _{a2}		斜引張鉄筋 引張応力度 σ _{st}
				0.230	1.700	180.000
常 時	1.00	8.000	180.000			

2) 堅壁(一般部材)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ _{c03}	鉄筋の 引張応力度 σ _{sm}	せん断 応力度 τ _{a1} τ _{a2}		コンクリートの 軸圧縮応力度 σ _{cha}	鉄筋の 圧縮応力度 σ _{sba}
				0.230	1.700	6.500	200.000
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000				
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000				
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	9.750	300.000

荷 重 状 態	割増 係数	斜引張鉄筋 引張応力度 σ _{st}	コンクリート の圧縮応力度 σ _{c03}	鉄筋の 引張応力度 σ _{sm}	せん断 応力度 τ _{a1} τ _{a2}	斜引張鉄筋 引張応力度 σ _{st}
					0.230	1.700
常時1(浮力無し)	1.00	180.000				
常時2(浮力無し)	1.00	180.000				
地震時(浮力無し)	1.50	300.000				

3) 底板(一般部材)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ _{c03}	鉄筋の 引張応力度 σ _{sm}	せん断 応力度 τ _{a1} τ _{a2}		斜引張鉄筋 引張応力度 σ _{st}
				0.230	1.700	180.000
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000			
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000			
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	300.000

ここに、

τ_{a1}：コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

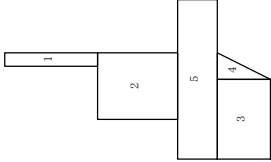
τ_{a2}：斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2. 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

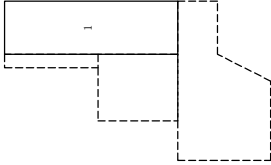
区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置(m)		V _i ・X _i	V _i ・Y _i	備 考
			X _i	Y _i			
1	0.500×3.500×7.700	13.475	3.750	8.250	50.531	111.169	壁
2	2.500×3.000×7.700	57.750	2.750	5.000	158.813	288.750	壁
3	3.000×2.000×7.700	46.200	1.500	1.000	69.300	46.200	壁
4	1/2×1.000×2.000×7.700	7.700	3.333	1.333	28.667	10.267	版
5	6.000×1.500×7.700	69.300	3.000	2.750	207.900	190.575	版
Σ		194.425	—	—	512.210	646.960	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 512.210 / 194.425 = 2.634$ (m)

$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 646.960 / 194.425 = 3.328$ (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置(m)		V _i ・X _i	V _i ・Y _i	備 考
			X _i	Y _i			
1	2.000×6.500×7.700	100.100	5.000	6.750	500.500	675.675	
Σ		100.100	—	—	500.500	675.675	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 500.500 / 100.100 = 5.000$ (m)

$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 675.675 / 100.100 = 6.750$ (m)

2.2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 194.425 = 4763.412$ (kN)

作用位置 $X = 2.634 \text{ (m)}$
水平力 $H = W \cdot kh = 4763.412 \times 0.130 = 619.244 \text{ (kN)}$
作用位置 $Y = 3.328 \text{ (m)}$
(2)土砂重量による作用力、浮力
鉛直力 $W = Wu + W1 \text{ (kN)}$
 $Wu = Vu \text{ (水より上の体積)} \cdot \gamma \text{ (土の湿潤重量)} \text{ (kN)}$
 $W1 = V1 \text{ (水より下の体積)} \cdot \gamma_{\text{sat}} \text{ (土の飽和重量)} \text{ (kN)}$
作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W \text{ (m)}$
水平力 $H = W \cdot Kh \text{ (kN)}$
作用位置 $Y = (Wu \cdot Yu + W1 \cdot Y1) / W \text{ (m)}$
[1]常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)、地震時(浮力無し)
1)土砂重量による作用力
水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置		
	体 積 $V \text{ (m}^3\text{)}$	重心位置(m)	体 積 $V1 \text{ (m}^3\text{)}$		重心位置(m)
		X	Y	X1	Y1
土砂(背面)	100.100	5.000	6.750	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 $Vu \text{ (m}^3\text{)}$	重心位置(m)
	Xu	Yu
土砂(背面)	100.100	5.000 6.750

水位より上の体積
 $Vu = V - V1$
水位より上の重心位置
 $Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$
 $Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$
土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 $Wu = Vu \times \gamma \text{ (kN)}$	水位より下の重量 $W1 = V1 \times \gamma_{\text{sat}} \text{ (kN)}$
土砂(背面)	$100.100 \times 18.000 = 1801.800$	$0.000 \times 18.800 = 0.000$

位 置	鉛直力 W $Wu + W1 \text{ (kN)}$	作用位置 $X \text{ (m)}$	水平力 H $W \cdot Kh \text{ (kN)}$	作用位置 $Y \text{ (m)}$
土砂(背面)	$1801.800 + 0.000 = 1801.800$	5.000	$1801.800 \times 0.14 = 252.252$	6.750

2.3 上部工反力、載荷荷重

(1)上部工反力

[1]常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)

鉛直力 $Rv = 3100.000 \text{ (kN)}$
作用位置 $X = 2.300 \text{ (m)}$
モーメント $Mx = Rv \cdot X = 3100.000 \cdot 2.300 = 7130.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

[2]地震時(浮力無し)
鉛直力 $Rv = 1800.000 \text{ (kN)}$
作用位置 $X = 2.300 \text{ (m)}$
モーメント $Mx = Rv \cdot X = 1800.000 \cdot 2.300 = 4140.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
水平力 $RH = 600.000 \text{ (kN)}$
作用位置 $Y = 8.000 \text{ (m)}$
モーメント $My = RH \cdot Y = 600.000 \cdot 8.000 = 4800.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
(2)載荷荷重
鉛直力

$N = q \cdot L \cdot B$

作用位置

$X = Ls + \frac{L}{2.0}$

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度
 qd : 地表面載荷荷重強度(死荷重扱い)
 $q1$: 地表面載荷荷重強度(活荷重扱い)
 B : 地表面載荷荷重直角方向幅、 $B = 7.700 \text{ (m)}$
 Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ
 L : 地表面載荷荷重長さ

[1]常時2(浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
$q1 \text{ (a)}$	10.000	3.500	2.500	192.500	4.750
$q1 \text{ (b)}$	10.000	4.000	2.000	154.000	5.000
$q1 \text{ (c)}$	――	――	――	――	――

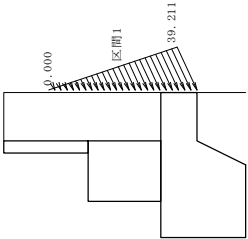
2.4 土圧・水圧

(1)共通データ

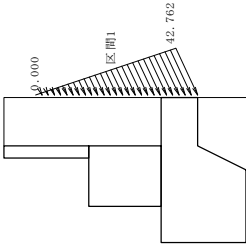
水の単位体積重量	$\gamma_w \text{ (kN/m}^3\text{)}$	9.800
土圧の作用幅	$Bc \text{ (m)}$	7.700
土圧を考慮しない高さ	$htr \text{ (m)}$	2.000
土の粘着力(常時)	$C \text{ (kN/m}^2\text{)}$	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。
(2)土圧力

[1]常時1(浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000

2) 土圧算出結果

項	目	区間1
条件	算出区間における高さ (上) (下)	HU (m) HL (m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1 (m) h2 (m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs (m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
土圧係数	単位体積重量 (湿潤) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点 (X座標) (m)	Xp
土圧強度	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 K11 Ku2 K12
	[1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)	(上) (下) (上) (下)
土圧力	Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc	1101.533 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe · cos(δ+θ) (土圧の水平成分) Pev = Pe · sin(δ+θ) (土圧の鉛直成分)	1101.533 998.328 465.528
作用位置	Y1 = (2 · [1]+[2]) · h1/3 · ([1]+[2]) + h2+HL+hr Y2 = (2 · [3]+[4]) · h2/3 · ([3]+[4]) + HL+hr Y = (Pe1 · Y1+Pe2 · Y2)/Pe X = Xp - Y tan θ	4.230 0.000 4.230 6.000

・ 作用位置

$$X = \frac{\Sigma (Pev \cdot X)}{\Sigma Pev} = 6.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 4.230 \text{ (m)}$$

・ 土圧力

1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000

2) 土圧算出結果

項	目	区間1
条件	算出区間における高さ (上) (下)	HU (m) HL (m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1 (m) h2 (m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs (m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
土圧係数	単位体積重量 (湿潤) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点 (X座標) (m)	Xp
土圧強度	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 K11 Ku2 K12
	[1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)	(上) (下) (上) (下)
土圧力	Pe1 = (1/2) · ([1]+[2]) · h1 · Bc Pe2 = (1/2) · ([3]+[4]) · h2 · Bc	926.203 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe · cos(δ+θ) (土圧の水平成分) Pev = Pe · sin(δ+θ) (土圧の鉛直成分)	926.203 839.425 391.430
作用位置	Y1 = (2 · [1]+[2]) · h1/3 · ([1]+[2]) + h2+HL+hr Y2 = (2 · [3]+[4]) · h2/3 · ([3]+[4]) + HL+hr Y = (Pe1 · Y1+Pe2 · Y2)/Pe X = Xp - Y tan θ	4.045 0.000 4.045 6.000

・ 作用位置

$$X = \frac{\Sigma (Pev \cdot X)}{\Sigma Pev} = 6.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 4.045 \text{ (m)}$$

・ 土圧力

鉛直力

$$Pv = \Sigma Pev = 391.430 \text{ (kN)}$$

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 839.425 \text{ (kN)}$$

$$X = \frac{\Sigma (P_{ev} \cdot X)}{\Sigma P_{ev}} = 6.000 \text{ (m)}$$
$$Y = \frac{\Sigma (P_{eh} \cdot Y)}{\Sigma P_{eh}} = 4.667 \text{ (m)}$$

・土圧力

鉛直力

$P_v = \Sigma P_{ev} = 456.362 \text{ (kN)}$

水平力

$P_h = \Sigma P_{eh} = 2058.514 \text{ (kN)}$

2.5 作用力の集計

- (1) フーチング前面での作用力の集計
- [1] 常時1(浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	12549.155
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	9009.000
上部工反力	3100.000	0.000	2.300	8.000	7130.000
土 圧 力	391.430	839.425	6.000	4.045	2348.581
合 計	10056.643	839.425	—	—	31036.736

[2] 常時2(浮力無し) a

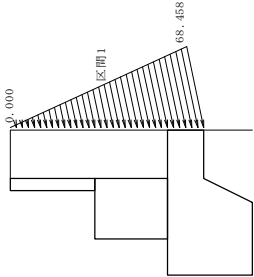
項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	12549.155
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	9009.000
上部工反力	3100.000	0.000	2.300	8.000	7130.000
載荷荷重L	192.500	0.000	4.750	10.000	914.375
土 圧 力	465.528	998.328	6.000	4.230	2793.168
合 計	10323.240	998.328	—	—	32395.699

[3] 常時2(浮力無し) b

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	12549.155
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	9009.000
上部工反力	3100.000	0.000	2.300	8.000	7130.000
載荷荷重L	154.000	0.000	5.000	10.000	770.000
土 圧 力	465.528	998.328	6.000	4.230	2793.168
合 計	10284.740	998.328	—	—	32251.324

$$P_v = \Sigma P_{ev} = 465.528 \text{ (kN)}$$
$$P_h = \Sigma P_{eh} = 998.328 \text{ (kN)}$$

[3] 地震時(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	8.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000

2) 土圧算出結果

	項 目	区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ	hs(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
土 圧 係 数	単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ _t γ _{sat}
	土圧の作用原点(X座標) (m)	X _p
土 圧 強 度	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 68.458 0.000 0.000
	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	2108.494 0.000
土 圧 力	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(δ+θ) (土圧の鉛直成分)	2108.494 2058.514 456.362
	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2]) Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4]) Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = X _p - Y tan θ	4.667 0.000 4.667 6.000

・作用位置

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	0.000	2.634	0.000	12549.155
背面土砂	1801.800	0.000	5.000	0.000	9009.000
上部工反力	3100.000	0.000	2.300	8.000	7130.000
土圧力	465.528	998.328	6.000	4.230	2793.168
合 計	10130.740	998.328	——	——	31481.324

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN・m)
			X _i (m)	Y _i (m)	
躯体自重	4763.412	619.244	2.634	3.328	12549.155
背面土砂	1801.800	252.252	5.000	6.750	9009.000
上部工反力	1800.000	600.000	2.300	8.000	4140.000
土圧力	456.362	2058.514	6.000	4.667	2738.170
合 計	8821.573	3530.010	——	——	28436.326

荷重状態 (水 位)	V _i (kN)	H _i (kN)	M _i (kN・m)
常時1 (浮力無し)	10056.643	839.425	-27641.178
常時2 (浮力無し) a	10323.240	998.328	-28172.484
常時2 (浮力無し) b	10284.740	998.328	-28028.109
常時2 (浮力無し) c	10130.740	998.328	-27258.109
地震時 (浮力無し)	8821.573	3530.010	-10266.656

(2) フーチング下面中心での作用力の集計

鉛 直 力 : V₀ = V₀ (kN)

水 平 力 : H₀ = H₀ (kN)

回 転 モ ー メ ン ト : M₀ = V₀・B_j/2.0+M₀ (kN・m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : B_j = 6.000 (m)

荷重状態 (水 位)	V _i (kN)	H _i (kN)	M _i (kN・m)
常時1 (浮力無し)	10056.643	839.425	2528.750
常時2 (浮力無し) a	10323.240	998.328	2797.236
常時2 (浮力無し) b	10284.740	998.328	2826.111
常時2 (浮力無し) c	10130.740	998.328	3134.111
地震時 (浮力無し)	8821.573	3530.010	16198.063

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

2.6 安定照査

2.6.1 転倒に対する安定

$$e_a = \frac{M_0}{V_0}$$

ここに、

e_a: 荷重の偏心量 (m)

M₀: 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

V₀: 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

$$e_a = B/n$$

ここに、

e_a: 荷重の許容偏心量 (m)

B: 基礎幅 (m), B = 6.000

n: 安全率

荷重状態 (水 位)	偏心量 (m)	
	e ₀ = M ₀ /V ₀	許容値 e _a
常時1 (浮力無し)	0.251	≦ 1.000
常時2 (浮力無し) a	0.271	≦ 1.000
常時2 (浮力無し) b	0.275	≦ 1.000
常時2 (浮力無し) c	0.309	≦ 1.000
地震時 (浮力無し)	1.836	≦ 2.000

2.6.2 滑動に対する安定

$$H_0 = c_0A_0 + V' \tan \phi_0$$

ここに、

H₀: 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

c₀: 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/㎡), c₀ = 0.000

tan φ₀: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, tan φ₀ = 0.600

A₀: 有効載荷面積 (㎡), A₀ = L・B

V': 有効載荷幅内に作用する鉛直荷重 (kN)

台形分布時

$$V' : (q_1 + q_3) / 2 \cdot B'' \cdot L$$

q₁: 底版前側の地盤反力度 (kN/㎡)

q₃: 底版後側の地盤反力度 (kN/㎡)

三角形分布時

$$V' : q_1 \cdot X / 2 \cdot L$$

q₁: 底版前側の地盤反力度 (kN/㎡)

x: 地盤反力度の作用幅 (m)

L: 基礎の奥行き (m), L = 7.700

B'': 基礎の有効載荷幅, B'' = B - h・cot (ω) (m)

B₀: 基礎の有効載荷幅, B₀ = B-2e₀

B: 基礎幅 (m), B = 6.000

h: 底版段差高さ (m), h = 2.000

$$\omega : \pi / 4 + \phi / 2 - \theta \text{ (度)}$$

φ: 地盤の内部摩擦角 (度), φ = 40.000

θ: 荷重傾斜角度 (度)

荷重状態(水 位)	α (度)	有効 載荷幅B' (m)	有効 載荷面積A (㎡)	地盤反力度 q1 (kN/㎡)	地盤反力度 q3 (kN/㎡)	鉛直荷重 V' (kN)
常時1(浮力無し)	60.229	4.856	42.328	272.411	183.815	8529.274
常時2(浮力無し) a	59.476	4.821	42.027	283.993	186.699	8736.077
常時2(浮力無し) b	59.456	4.820	41.968	283.785	185.506	8708.323
常時2(浮力無し) c	59.372	4.816	41.436	287.118	178.218	8627.868
地震時(浮力無し)	43.191	3.870	17.923	656.268	0.000	8821.573

$f_s = H_v/H_b$

ここに、

f_s : 滑動に対する安全率

H_b : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

荷重状態(水 位)	せん断 抵抗力H _b (kN)	作 用 水平力H _b (kN)	安全率 f _s	必要 安全率f _s
常時1(浮力無し)	5117.564	839.425	6.097	≥ 1.500
常時2(浮力無し) a	5241.646	998.328	5.250	≥ 1.500
常時2(浮力無し) b	5224.994	998.328	5.234	≥ 1.500
常時2(浮力無し) c	5176.721	998.328	5.185	≥ 1.500
地震時(浮力無し)	5292.944	3530.010	1.499	≥ 1.200

2.6.3 地盤反力度の計算

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布)

$$q_{min}, q_{max} = \frac{V_b}{LB} \pm LB^2$$

2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合 (三角形分布)

$$q_{max} = 2 \frac{V_b}{L} \cdot x$$

ここに、

V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

M_b : 基礎底面中心に作用するモーメント(kN・m)

e_B : 荷重の偏心量(m)

x : 底面反力の作用幅(m), $x = 3(B/2 - e_B)$
 x がBより小さいときには、三角形分布になり、
 x がBより大きい時には、台形分布となる。

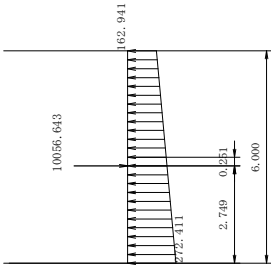
q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度(kN/㎡)

q_{min} : 基礎底面における最小地盤反力度(kN/㎡)

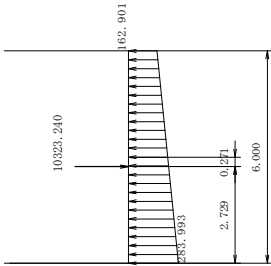
B : 基礎幅(m), $B = 6.000$

L : 基礎の奥行き(m), $L = 7.700$

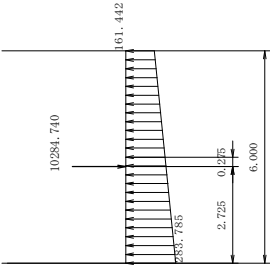
[1] 常時1(浮力無し)



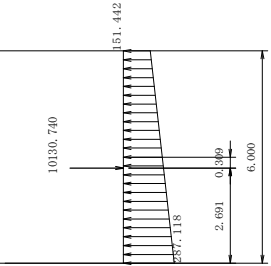
[2] 常時2(浮力無し) a



[3] 常時2(浮力無し) b



[4] 常時2(浮力無し) c



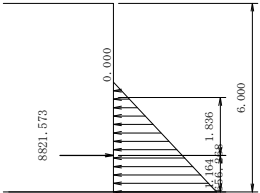
地盤反力の 作用幅(m) x及びB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/㎡)	
		qmin	qmax 最大値
6.000	台 形	162.941	272.411 ≤ 600.000

地盤反力の 作用幅(m) x及びB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/㎡)	
		qmin	qmax 最大値
6.000	台 形	162.901	283.993 ≤ 600.000

地盤反力の 作用幅(m) x及びB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/㎡)	
		qmin	qmax 最大値
6.000	台 形	161.442	283.785 ≤ 600.000

地盤反力の 作用幅(m) x及びB	地盤反力 の形状	地盤反力度 (kN/㎡)	
		qmin	qmax 最大値
6.000	台 形	151.442	287.118 ≤ 600.000

[5]地震時(浮力無し)



2.6.4 フーチング厚さの照査

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定

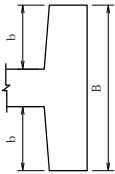
$\beta \cdot \lambda \leq 1.0$

ここに、

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot k_v}{E \cdot h^3}} \quad (\text{m}^{-1})$$

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_v = k_v \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$



k_v : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m²)

$$k_v = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha E_o$$

B_v : 基礎に換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{L \cdot B} = 6.797$$

αE_o : 設計の対象とする位置の変形係数 (kN/m²)

A_v : 鉛直方向の換算載荷幅 (m²)

B : フーチングの幅 (m), $B = 6.000$

L : フーチングの奥行き (m), $L = 7.700$

E : フーチングのヤング係数 (kN/m²), $E = 2.50 \times 10^7$

h : フーチングの厚さ (m), $h = 1.500$

λ : フーチングの換算突出長 (m), $\lambda = 2.000$

$$\lambda = b(b \text{ は上図の長い方})$$

ただし、 $b \geq B/2$ ならば $b = B/2$

荷重状態	変形係数 αE_o (kN/m ²)	鉛直方向地盤反力係数		β (m ⁻¹)	$\beta \cdot \lambda$
		k_v (kN/m ²)	k_v (kN/m ²)		
常 時	196000.000	653333.333	62912.221	0.217476	0.435
地震時	392000.000	1306666.667	125824.442	0.258624	0.517

(2) フーチング厚さの上限値(掃軸方向幅-堅壁の厚さ)/n による判定

$FH_u \geq FH_s$

ここに、

FH_u : フーチングの厚さ (m), $FH_u = 1.500$

FH_s : 剛体であると判定する厚さ (m), $FH_s = 3.500/5.000 = 0.700$

(3) 照査結果

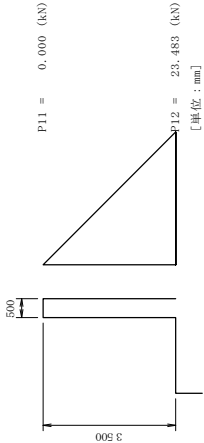
(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定	(2) フーチング厚さの 上限値による判定	判 定
常 時: $0.435 \leq 1.0$ 地震時: $0.517 \leq 1.0$ フーチングは 剛体と見なせる	$1.500 \geq 0.700$ フーチングは 剛体と見なせる	(1) または (2) を満足しているので フーチングは剛体として設計してよい

3. 胸壁の設計

3.1 踏掛版を設置しない場合の設計

・背面に対して常時で設計する。

3.1.1 断面力の集計



(1) T荷重による断面力

$$M_h = \frac{K_s \cdot T}{1.375} \cdot \left[-h + (h+a) \log \left(\frac{a+h}{a} \right) \right] = 199.888 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$S_h = \frac{K_s \cdot T}{1.375} \cdot \log \left(\frac{a+h}{a} \right) = 79.941 \quad (\text{kN})$$

ここに、

M_h : T荷重による曲げモーメント (kN・m)

S_h : T荷重によるせん断力 (kN)

K_s : 常時土圧係数, $K_s = 0.377$

T : T荷重の片側荷重 (kN), $T = 100.000$

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

a : 接地長 (m), $a = 0.200$

(2) 土圧による断面力

$$E_h = \frac{1}{2} (P_{11} + P_{12}) \cdot h = 41.095 \quad (\text{kN})$$

$$P_{11} = q \cdot K_a \cdot \cos(\theta + \delta) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_{12} = (q + \gamma \cdot h) \cdot K_a \cdot \cos(\theta + \delta) = 23.483 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$M_h = E_h \cdot Y_e = 47.944 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$Y_e = \frac{2 \cdot P_{11} + P_{12}}{3 \cdot (P_{11} + P_{12})} \cdot h = 1.167 \quad (\text{m})$$

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)
中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{As' \cdot (x-d') + As \cdot (x-d)\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_s = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot As' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} - n \cdot As \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 500.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

設計位置	荷重状態	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
背面側	常 時	247.832	23.572	7.745	≦ 8.000	56.326	≦ 180.000

(4) セン断応力度の照査

$$\tau_u = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_u : 平均せん断応力度 (N/mm²)
- S_h : 作用せん断力 (N)
- d : 部材の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)
- τ_{a1} = C_e・C_{pt}・τ_{a1}

ここに、

- τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C _e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 引張主鉄筋比P_{te}に関する補正係数 (下限値以下は線形補間により求める)

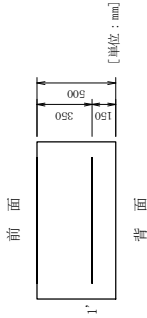
P _{te} (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C _{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

ここに、

- E_h : 土圧力 (kN)
 - h : 胸壁の高さ (m), h = 3.500
 - K_a : 常時土圧係数, K_a = 0.377
 - P11, P12: 土圧強度 (kN/m²)
 - M_s : 土圧による曲げモーメント (kN・m)
 - Y_e : 土圧力の作用位置 (m)
 - q : 載荷荷重 (kN/m²), q = 0.000
 - γ : 土の単位重量 (kN/m³), γ = 18.000
 - δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度), δ = 8.333
 - θ : 壁背面と鉛直面のなす角 (度), θ = 0.000
- (3) 断面力の集計
- 曲げモーメント M = M_s + M_e = 199.888 + 47.944 = 247.832 (kN・m)
- せん断力 S = S_y + E_h = 79.941 + 41.095 = 121.035 (kN)

3. 1. 2 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ³)
1 前面	—	—	—	—
2 背面	—	—	—	—
1' 前面	15.0	D51	20.270	162.160
2' 背面	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

- M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)
- Z_u : コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_u = b・h²/6 = 41666.7×10³
- σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{sk} = 0.23 σ_{ck}^{2/3}
- σ_{sk} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{sk} = 24.0
- N : 軸方向力 (N), N = 0.0
- A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), A_s = b・h = 500000
- b : 部材断面幅 (mm)
- h : 部材断面高 (mm), h = 500.000

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm)	M (kN・m)	最小鉄筋量 (cm)
背面側	常 時	162.160	421.314	> 79.737

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

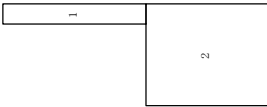
設計位置	荷重状態	せん断力 S _i (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)		補正係数	
				計算値 τ	許容値 τ _a	Ce	Cpt
背面側	常 時	121.035	35.000	0.346 ≦	0.473	1.371	1.500

4. 堅壁の設計

4. 1 堅壁基部の設計

4. 1. 1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置 (m)		V _i ・X _i	V _i ・Y _i	備考
			X _i	Y _i			
1	0.500 × 3.500 × 7.700	13.475	2.250	4.750	30.319	64.006	
2	2.500 × 3.000 × 7.700	57.750	1.250	1.500	72.188	86.625	
Σ		71.225	—	—	102.506	150.631	

重心 XG = Σ (V_i・X_i) / Σ V_i = 102.506 / 71.225 = 1.439 (m)

YG = Σ (V_i・Y_i) / Σ V_i = 150.631 / 71.225 = 2.115 (m)

4. 1. 2 躯体自重、上部工反力、その他荷重による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重 (偏心モーメントを無視します)

鉛直力 W = γ ・ V = 24.500 × 71.225 = 1745.012 (kN)

作用位置 X = 1.439 (m)

水平力 H = W ・ kh = 1745.012 × 0.130 = 226.852 (kN)

作用位置 Y = 2.115 (m)

(2) 上部工反力

[1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)

鉛直力 Rv = 3100.000 (kN)

作用位置 X = 0.000 (m)

モーメント Mx = Rv・X = 3100.000・0.450 = 1395.000 (kN・m)

(偏心モーメントは、無条件に無視します)

鉛直力の作用位置

$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \quad (m)$

ここに、

B : 堅壁厚さ

BR : 堅壁前面から胸壁前面までの距離

XR : 胸壁前面から作用位置までの距離

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 Rv = 1800.000 (kN)

作用位置 X = 0.000 (m)

モーメント Mx = Rv・X = 1800.000・0.450 = 810.000 (kN・m)

(偏心モーメントは、無条件に無視します)

水平力 RH = 600.000 (kN)

作用位置 Y = 4.500 (m)

モーメント My = RH・Y = 600.000・4.500 = 2700.000 (kN・m)

鉛直力の作用位置

$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \quad (m)$

ここに、

B : 堅壁厚さ

BR : 堅壁前面から胸壁前面までの距離

XR : 胸壁前面から作用位置までの距離

水平力の作用位置

Y = YZ + YR = 3.000 + 1.500 = 4.500 (m)

ここに、

YZ : 堅壁前面高さ

YR : 脊座面から作用位置までの高さ

4. 1. 3 土圧・水圧

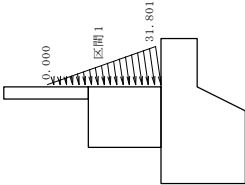
(1) 共通データ

水の単位体積重量	γ _w (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	B _c (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	h _r (m)	0.000
土の粘着力 (常時)	C (kN/m ²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

(2) 土圧力

[1] 常時1 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	H _s (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m) 6.500 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 5.245 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ 0.000
	壁面摩擦角 (度)	δ 8.333
土 圧 係 数	単位体積重量(飽潤) (飽和)	γ_t γ_{sat} (kN/m ³) 18.000 18.800
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp 4.000
土 圧 強 度	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2 0.37672 0.37672 0.37672 0.37672
	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	 0.000 35.568 0.000 0.000
土 圧 力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	718.268 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ + θ) (土圧の水平成分)	718.268 710.685
作 用 位 置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/ {3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/ {3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	1.748 0.000 1.748

・作用位置

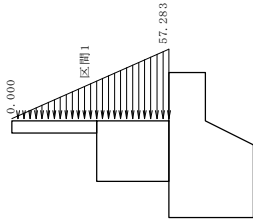
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.748 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 710.685 (kN)$$

[3]地震時(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m) 6.500 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 4.690 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ 0.000
	壁面摩擦角 (度)	δ 8.333
土 圧 係 数	単位体積重量(飽潤) (飽和)	γ_t γ_{sat} (kN/m ³) 18.000 18.800
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp 4.000
土 圧 強 度	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2 0.37672 0.37672 0.37672 0.37672
	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	 0.000 31.801 0.000 0.000
土 圧 力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	574.174 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ + θ) (土圧の水平成分)	574.174 568.112
作 用 位 置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/ {3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/ {3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	1.563 0.000 1.563

・作用位置

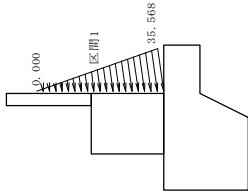
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.563 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 568.112 (kN)$$

[2]常時2(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.500
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

	項 目	区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	6.500 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(飽潤) γsat	18.000 18.800
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2 0.48960 0.48960 0.48960 0.48960
	土圧強度 (上) 土圧強度 (下)	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下) 0.000 57.283 0.000 0.000
	土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分) 1433.512 1433.512 1433.512
	作用位置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/{3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/{3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe 2.167 0.000 2.167

・作用位置

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 2.167 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 1433.512 (kN)$$

4. 1. 4 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M =M _a +M _i (kN・m)
躯体自重	1745.012	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	3100.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	568.112	0.000	1.563	888.094
合 計	4845.013	568.112	―――	―――	888.094
単位幅当り	629.222	73.781	―――	―――	115.337

[2] 常時2 (浮力無し)

項 目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M =M _a +M _i (kN・m)
躯体自重	1745.012	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	3100.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	710.685	0.000	1.748	1242.577
合 計	4845.013	710.685	―――	―――	1242.577
単位幅当り	629.222	92.297	―――	―――	161.374

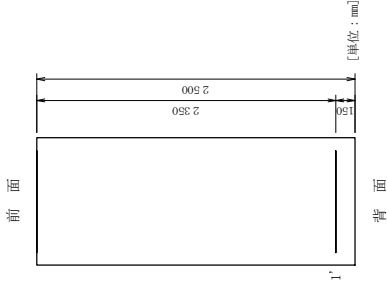
[3] 地震時(浮力無し)

項 目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M =M _a +M _i (kN・m)
躯体自重	1745.012	226.852	0.000	2.115	479.761
上部工反力	1800.000	600.000	0.000	4.500	2700.000
土 圧 力	0.000	1433.512	0.000	2.167	3105.943
合 計	3545.012	2260.364	―――	―――	6285.703
単位幅当り	460.391	293.554	―――	―――	816.325

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、曲げモーメントは反時計回りを正

4. 1. 5 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)
1 前面	――	――	――	――	――
2 背面	――	――	――	――	――
1' 背面	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
2' 背面	――	――	――	――	――

(2)最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

- M_u：ひび割れ曲げモーメント(N・mm)
- Z_u：コンクリート部材の断面係数(mm³)、Z_u = b・h²/6 = 1041670×10³
- σ_{sk}：コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²)、σ_{sk} = 0.23 σ_{sk}^{2/3}
- σ_{sk}：コンクリートの設計基準強度(N/mm²)、σ_{sk} = 24.0
- N：軸方向力(N)
- A_s：コンクリート部材の断面積(mm²)、A_s = b・h = 2500000
- b：部材断面幅(mm)、b = 1000.000
- h：部材断面高(mm)、h = 2500.000
- A' = N/(0.008 σ_{sa} + σ_{ca})

ここに、

- A'：必要断面積(mm²)
- N：軸方向力(N)
- σ_{sa}：鉄筋の許容圧縮応力度(N/mm²)
- σ_{ca}：コンクリートの許容軸圧縮応力度(N/mm²)

荷重状態(水 位)	使用鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	N (kN)	必要断面積 A _s (cm ²)	鉄筋量 0.008A' (cm ²)	最小鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	7.944	196.073 ≒ 2255.590	629.222	776.818	6.215	6.215	6.215
常時2 (浮力無し)	7.944	274.335 ≒ 2255.590	629.222	776.818	6.215	6.215	6.215
地震時 (浮力無し)	7.944	1387.753 ≒ 2185.244	460.391	378.923	3.031	5.000	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより

大きい場合 終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量、

5.0(単鉄筋時)・10.0(複鉄筋時)、0.008A'

小さい場合 5.0(単鉄筋時)・10.0(複鉄筋時)、0.008A' の中で大きい方とする。

(3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^3 - 3 \cdot \left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot x^2 - \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} \cdot x + \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot d' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot d \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b \cdot x}{2} - n \cdot A_s \cdot \frac{d - x}{x} + n \cdot A_s' \cdot \frac{x - d'}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

- x：コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h：部材断面の高さ(mm)、h = 2500.000
- b：部材断面幅(mm)、b = 1000.000
- d：部材の有効高(mm)
- d'：鉄筋のかぶり(mm)
- A_s：引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- A_s'：圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)
- n：鉄筋とコンクリートのヤング係数比、n = 15.00
- e：部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- σ_c：コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- σ_s：鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- N：軸方向力(N)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)	
				計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	115.337	629.222	403.518	0.364 ≒ 8.000	-2.278 ≒ 200.000
常時2 (浮力無し)	161.374	629.222	325.793	0.408 ≒ 8.000	-1.703 ≒ 200.000
地震時 (浮力無し)	816.325	460.391	44.154	2.720 ≒ 12.000	176.349 ≒ 300.000

引張応力度がマイナスの場合は、全断面圧縮となりますので鉄筋の圧縮応力度との比較となります。

(4)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{ai}$$

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度 (N/mm²)
- S_h : 作用せん断力 (N)
- d : 部材の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- τ_{ai} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)
- $\tau_{ai} \equiv C_e \cdot C_{pt} \cdot C_N \cdot \tau_{ai}'$
- $C_N = 1 + \frac{M_u}{M} \quad (1 \leq C_N \leq 2)$

ここに、

- τ_{ai}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 引張主鉄筋比P_tに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

P _t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C _{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

C_N : 軸方向圧縮力による補正係数

M_u : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる
曲げモーメント (N・mm)

$$M_u = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_u}{y}$$

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)

A_c : 部材断面積 (mm²)

I_u : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm⁴)

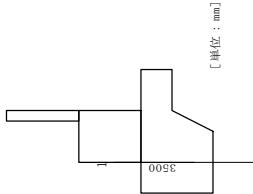
y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)

荷重状態(水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ _{ai}	C _e	C _{pt}
常時1 (浮力無し)	73.781	235.000	0.031 ≦	0.104	0.798	0.568
常時2 (浮力無し)	92.297	235.000	0.039 ≦	0.104	0.798	0.568
地震時 (浮力無し)	293.554	235.000	0.125 ≦	0.158	0.798	0.568

5. 前趾の設計

5.1 照査位置[1]の設計

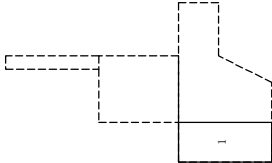
付け根からの距離 0.000 (m)



5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置 X _i (m)	V _i ・X _i	備考
1	1.500 × 3.500 × 7.700	40.425	0.750	30.319	
Σ		40.425	—	30.319	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 30.319 / 40.425 = 0.750$ (m)

5.1.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 40.425 = 990.412$ (kN)

作用位置 $X = 0.750$ (m)

5.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

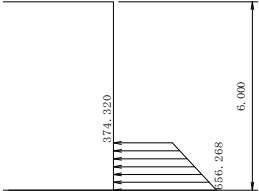
作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

- q₁ : 前趾前面位置の地盤反力度
- q₂ : 前趾設計位置の地盤反力度
- L : 前趾設計張出長 L = 1.500 (m)
- B : 前趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

[5] 地震時(浮力無し)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
656.268	374.320	-5951.647	0.818

5. 1. 4 断面力の集計

[1] 常時1(浮力無し)

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	2988.301	0.763	2280.738
合 計	1997.889	—	1537.928
単位幅当り	259.466	—	199.731

[2] 常時2(浮力無し) a

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	3105.292	0.764	2372.676
合 計	2114.879	—	1629.866
単位幅当り	274.660	—	211.671

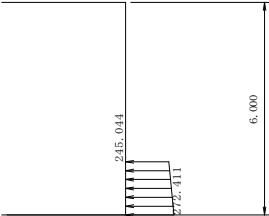
[3] 常時2(浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	3101.081	0.764	2369.969
合 計	2110.668	—	1627.159
単位幅当り	274.113	—	211.319

[4] 常時2(浮力無し) c

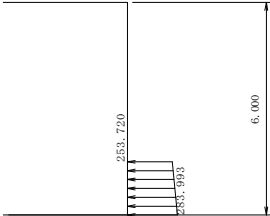
項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	3120.331	0.766	2389.219
合 計	2129.918	—	1646.409
単位幅当り	276.613	—	213.819

[1] 常時1(浮力無し)



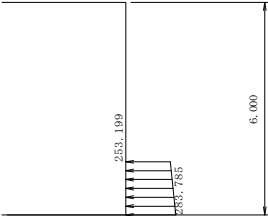
地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
272.411	245.044	-2988.301	0.763

[2] 常時2(浮力無し) a



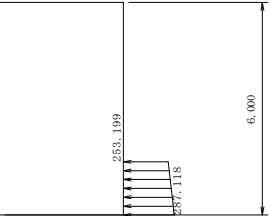
地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
283.993	253.720	-3105.292	0.764

[3] 常時2(浮力無し) b



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
283.785	253.199	-3101.081	0.764

[4] 常時2(浮力無し) c



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
287.118	253.199	-3120.331	0.766

[5]地震時(浮力無し)

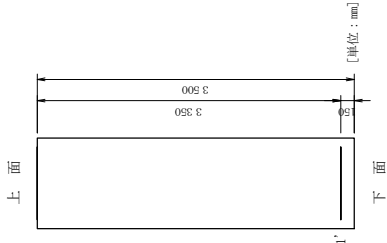
項 目	N _o (kN)	X _o (m)	M =N _o ・X _o (kN・m)
躯体自重	-990.412	0.750	-742.809
地盤反力	5951.647	0.818	4870.797
合 計	4961.234	—	4127.987
単位幅当り	644.316	—	536.102

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

5.1.5 断面計算

付け根からの距離 0.000 (m)

(1)鉄筋配置



1)主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋面積 (cm ² /本)	鉄筋面積 数	鉄筋量 (cm)
1 上 面	—	—	—	—
2 下 面	—	—	—	—
1' 下 面	15.0	D16	1.986	4.00
2' 上 面	—	—	—	7.944

(2)最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_u : コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_u = b・h²/6 = 2041670×10³

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{sk} = 0.23 σ_{ak}^{2/3}

σ_{ak} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{ak} = 24.0

N : 軸方向力 (N), N = 0.0

A_s : コンクリート部材の断面面積 (mm²), A_s = b・h = 3500000.000

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), h = 3500.000

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	7.944	339.543 ≦	3907.091	5.000
常時2 (浮力無し) a	7.944	359.841 ≦	3907.091	5.000
常時2 (浮力無し) b	7.944	359.243 ≦	3907.091	5.000
常時2 (浮力無し) c	7.944	363.493 ≦	3907.091	5.000
地震時 (浮力無し)	7.944	911.374 ≦	3907.091	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

h : 部材断面の高さ (mm), h = 3500.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

d' : 鉄筋のかぶり (mm)

A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)

A_s' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

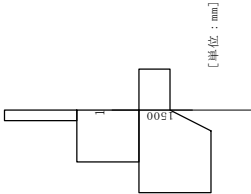
M : 曲げモーメント (N・mm)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	199.731	27.087	0.452 ≦	8.000	77.131 ≦	180.000
常時2 (浮力無し) a	211.671	27.087	0.479 ≦	8.000	81.742 ≦	180.000
常時2 (浮力無し) b	211.319	27.087	0.479 ≦	8.000	81.606 ≦	180.000
常時2 (浮力無し) c	213.819	27.087	0.484 ≦	8.000	82.572 ≦	180.000
地震時 (浮力無し)	536.102	27.087	1.214 ≦	12.000	207.030 ≦	300.000

6. 後趾の設計

6. 1 照査位置[1]の設計

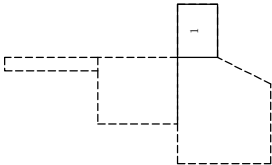
付け根からの距離 0.000 (m)



6. 1. 1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



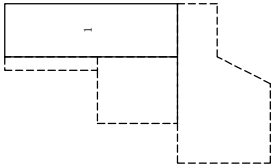
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置 X _i (m)	V _i ・X _i	備考
1	2.000 × 1.500 × 7.700	23.100	1.000	23.100	
Σ		23.100	—	23.100	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 23.100 / 23.100 = 1.000$ (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V _i (m ³)	重心位置 X _i (m)	V _i ・X _i	備考
1	2.000 × 6.500 × 7.700	100.100	1.000	100.100	
Σ		100.100	—	100.100	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 100.100 / 100.100 = 1.000$ (m)

6. 1. 2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 23.100 = 565.950$ (kN)

作用位置 $X = 1.000$ (m)

(2) 土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = W_u + W_l$ (kN)

$W_u = V_u$ (水より上の体積)・ γ (土の湿潤重量) (kN)

$W_l = V_l$ (水より下の体積)・ γ_{sat} (土の飽和重量) (kN)

作用位置 $X = (W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)

[1] 常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)、地震時(浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m ³)	重心位置 X (m)	体積 V _l (m ³)	重心位置 X _l (m)
土砂(背面)	100.100	1.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 V _u (m ³)	重心位置 X _u (m)
土砂(背面)	100.100	1.000

水位より上の体積

$V_u = V - V_l$

水位より上の重心位置

$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \times \gamma$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \times \gamma_{sat}$ (kN)
土砂(背面)	100.100 × 18.000 = 1801.800	0.000 × 18.800 = 0.000

位置	重量 W $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	1801.800 + 0.000 = 1801.800	1.000

6. 1. 3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

q ： 地表面載荷荷重強度

qd ： 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)

q1 ： 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)

B ： 地表面載荷荷重直交方向幅, B = 7. 700 (m)

Ls ： 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L ： 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	L _s (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd Q1	10. 000	0. 000	2. 000	154. 000	1. 000

6. 1. 4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$$E_w = 2 \cdot \frac{P_{ev}}{L} \cdot B$$

鉛直力

$$N = (q_r + q_f) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$$

作用位置

$$X = \frac{2.0 \cdot q_r + q_f}{3.0 (q_r + q_f)} \cdot L$$

ここに、

P_{ev}： 土圧の鉛直成分 (kN)

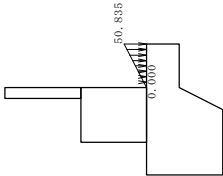
q_f： 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度

q_r： 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重

L ： フーチング後趾張出長, L = 2. 000 (m)

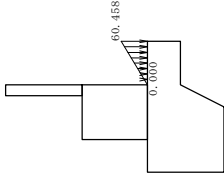
B ： 土圧の作用幅, B = 7. 700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)

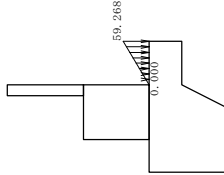


	E _w (kN/m ²)	q _f (kN/m ²)	q _r (kN/m ²)	N (kN)	X (m)
1	50. 835	0. 000	50. 835	391. 430	1. 333

[2] 常時2 (浮力無し)



[3] 地震時 (浮力無し)



6. 1. 5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

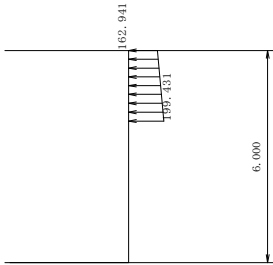
q₁： 後趾前面位置の地盤反力度

q₂： 後趾設計位置の地盤反力度

L ： 後趾設計張出長 L = 2. 000 (m)

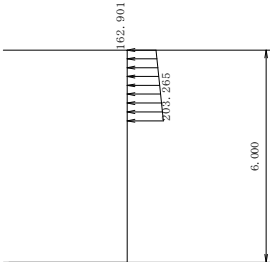
B ： 後趾直交方向幅 B = 7. 700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



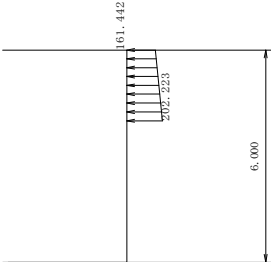
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q ₁	q ₂		
162. 941	199. 431	-2790. 270	0. 966

[2]常時2(浮力無し) a



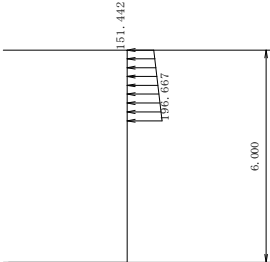
地盤反力度(kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
162.901	203.265	-2819.472	0.963

[3]常時2(浮力無し) b



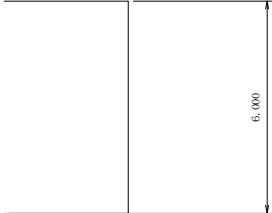
地盤反力度(kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
161.442	202.223	-2800.222	0.963

[4]常時2(浮力無し) c



地盤反力度(kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
151.442	196.667	-2680.444	0.957

[5]地震時(浮力無し)



地盤反力度(kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	0.000	0.000	0.000

6.1.6 断面力の集計

[1]常時1(浮力無し)

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	565.950	1.000	565.950
背面土砂	1801.800	1.000	1801.800
土 圧 力	391.430	1.333	521.907
地盤反力	-2790.270	0.966	-2696.612
合 計	-31.090	—	193.044
単位幅当り	-4.038	—	25.071

[2]常時2(浮力無し) a

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	565.950	1.000	565.950
背面土砂	1801.800	1.000	1801.800
載荷荷重L	154.000	1.000	154.000
土 圧 力	465.528	1.333	620.704
地盤反力	-2819.472	0.963	-2715.871
合 計	167.806	—	426.583
単位幅当り	21.793	—	55.400

[3]常時2(浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	565.950	1.000	565.950
背面土砂	1801.800	1.000	1801.800
載荷荷重L	154.000	1.000	154.000
土 圧 力	465.528	1.333	620.704
地盤反力	-2800.222	0.963	-2695.551
合 計	187.056	—	446.903
単位幅当り	24.293	—	58.039

[4]常時2(浮力無し) c

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	565.950	1.000	565.950
背面土砂	1801.800	1.000	1801.800
土 圧 力	465.528	1.333	620.704
地盤反力	-2680.444	0.957	-2564.366
合 計	152.834	—	424.088
単位幅当り	19.849	—	55.076

[5]地震時(浮力無し)

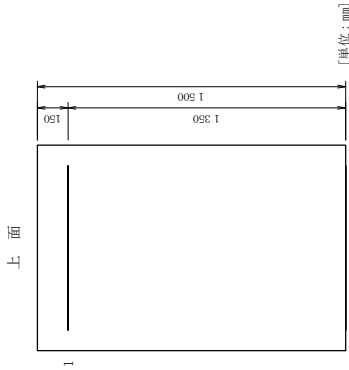
項 目	N _o (kN)	X _o (m)	M =N _o ・X _o (kN・m)
躯体自重	565.950	1.000	565.950
背面土砂	1801.800	1.000	1801.800
土 圧 力	456.362	1.333	608.482
合 計	2824.112	—	2976.232
単位幅当り	366.768	—	386.524

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6. 1. 7 断面計算

付け根からの距離 0.000 (m)

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm)
1 上 面	15.0	D19	2.865	4.00	11.460
2	—	—	—	—	—
1' 下 面	—	—	—	—	—
2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_u} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント(N・mm)

Z_u : コンクリート部材の断面係数(mm³), Z_u = b・h²/6 = 375000×10³

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²), σ_{sk} = 0.23 σ_{ck}^{2/3}

σ_{sk} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²), σ_{sk} = 24.0

N : 軸方向力(N), N = 0.0

A_u : コンクリート部材の断面積(mm²), A_u = b・h = 1500000.000

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), h = 1500.000

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1(浮力無し)	11.460	42.620 ≦	717.629	5.000
常時2(浮力無し) a	11.460	94.181 ≦	717.629	5.000
常時2(浮力無し) b	11.460	98.667 ≦	717.629	5.000
常時2(浮力無し) c	11.460	93.630 ≦	717.629	5.000
地震時(浮力無し)	11.460	657.090 ≦	717.629	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

h : 部材断面の高さ(mm), h = 1500.000

b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高(mm)

d' : 鉄筋のかぶり(mm)

A_s : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)

A_s' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 鉄筋とコンクリートの図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)

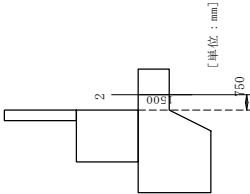
σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)

σ_s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)

M : 曲げモーメント(N・mm)

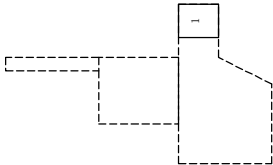
荷重状態(水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1(浮力無し)	25.071	19.885	0.196 ≦	8.000	17.043 ≦	180.000
常時2(浮力無し) a	55.400	19.885	0.434 ≦	8.000	37.662 ≦	180.000
常時2(浮力無し) b	58.039	19.885	0.454 ≦	8.000	39.455 ≦	180.000
常時2(浮力無し) c	55.076	19.885	0.431 ≦	8.000	37.441 ≦	180.000
地震時(浮力無し)	386.524	19.885	3.026 ≦	12.000	262.761 ≦	300.000

6.2 照査位置[2]の設計
付け根からの距離 0.750 (m)



6.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

- (1) 躯体自重
- 1) ブロック割り



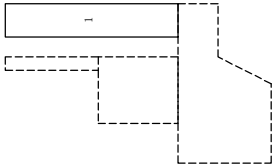
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.250 × 1.500 × 7.700	14.438	0.625	9.023	
Σ		14.438	—	9.023	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 9.023 / 14.438 = 0.625$ (m)

(2) 背面土砂

- 1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.250 × 6.500 × 7.700	62.563	0.625	39.102	
Σ		62.563	—	39.102	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 39.102 / 62.563 = 0.625$ (m)

6.2.2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

- (1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 14.438 = 353.719$ (kN)

作用位置 $X = 0.625$ (m)

- (2) 土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = Wu + W1$ (kN)

$Wu = Vu$ (水より上の体積) $\cdot \gamma$ (土の湿潤重量) (kN)

$W1 = V1$ (水より下の体積) $\cdot \gamma_{sat}$ (土の飽和重量) (kN)

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)

- [1] 常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)、地震時(浮力無し)

- 1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m³)	重心位置 X (m)	体積 V1 (m³)	重心位置 X1 (m)
土砂(背面)	62.563	0.625	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 Vu (m³)	重心位置 Xu (m)
土砂(背面)	62.563	0.625

水位より上の体積

$Vu = V - V1$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $Wu = Vu \times \gamma$ (kN)	水位より下の重量 $W1 = V1 \times \gamma_{sat}$ (kN)
土砂(背面)	$62.563 \times 18.000 = 1126.125$	$0.000 \times 18.800 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	$1126.125 + 0.000 = 1126.125$	0.625

6. 2. 3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

q ： 地表面載荷荷重強度

qd ： 地表面載荷荷重強度 (死荷重扱い)

q1 ： 地表面載荷荷重強度 (活荷重扱い)

B ： 地表面載荷荷重直交方向幅, B = 7. 700 (m)

Ls ： 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L ： 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	L _s (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd q1	10. 000	0. 000	1. 250	96. 250	0. 625

6. 2. 4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$$E_w = 2 \cdot \frac{P_{ev}}{L} \cdot B$$

鉛直力

$$N = (q_r + q_f) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$$

作用位置

$$X = \frac{2.0 \cdot q_r + q_f}{3.0 (q_r + q_f)} \cdot L$$

ここに、

P_{ev}： 土圧の鉛直成分 (kN)

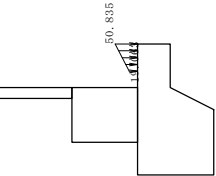
q_f： 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度

q_r： 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重

L ： フーチング後趾張出長, L = 1. 250 (m)

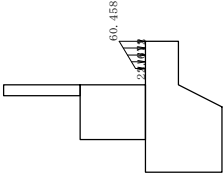
B ： 土圧の作用幅, B = 7. 700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)

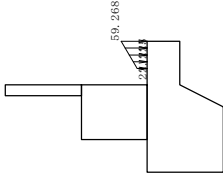


	E _w (kN/m ²)	q _f (kN/m ²)	q _r (kN/m ²)	N (kN)	X (m)
1	50. 835	19. 063	50. 835	336. 385	0. 720

[2] 常時2 (浮力無し)



[3] 地震時 (浮力無し)



6. 2. 5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

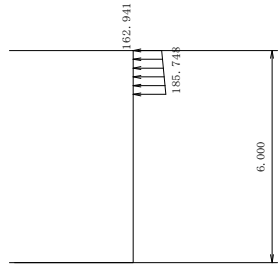
q₁： 後趾前面位置の地盤反力度

q₂： 後趾設計位置の地盤反力度

L ： 後趾設計張出長 L = 1. 250 (m)

B ： 後趾直交方向幅 B = 7. 700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
162. 941	185. 748	-1678. 066	0. 611

6.2.6 断面力の集計
[1] 常時1(浮力無し)

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	353.719	0.625	221.074
背面土砂	1126.125	0.625	703.828
土 圧 力	336.385	0.720	242.095
地盤反力	-1678.066	0.611	-1025.925
合 計	138.163	—	141.072
単位幅当り	17.943	—	18.321

[2] 常時2(浮力無し) a

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	353.719	0.625	221.074
背面土砂	1126.125	0.625	703.828
載荷荷重L	96.250	0.625	60.156
土 圧 力	400.063	0.720	287.924
地盤反力	-1689.325	0.610	-1030.535
合 計	286.832	—	242.448
単位幅当り	37.251	—	31.487

[3] 常時2(浮力無し) b

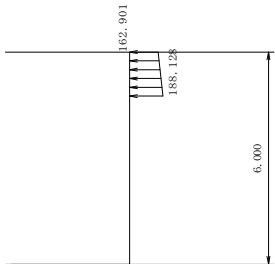
項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	353.719	0.625	221.074
背面土砂	1126.125	0.625	703.828
載荷荷重L	96.250	0.625	60.156
土 圧 力	400.063	0.720	287.924
地盤反力	-1676.542	0.610	-1022.284
合 計	299.615	—	250.698
単位幅当り	38.911	—	32.558

[4] 常時2(浮力無し) c

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	353.719	0.625	221.074
背面土砂	1126.125	0.625	703.828
土 圧 力	400.063	0.720	287.924
地盤反力	-1593.660	0.607	-967.698
合 計	286.247	—	245.128
単位幅当り	37.175	—	31.835

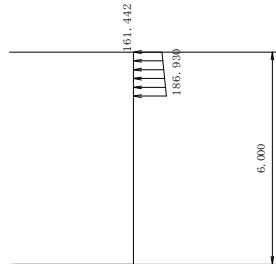
[2] 常時2(浮力無し) a

地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
162.901	188.128	-1689.325	0.610



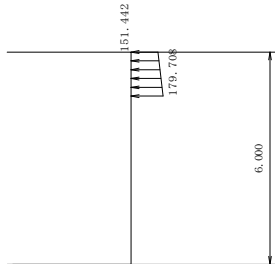
[3] 常時2(浮力無し) b

地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
161.442	186.930	-1676.542	0.610



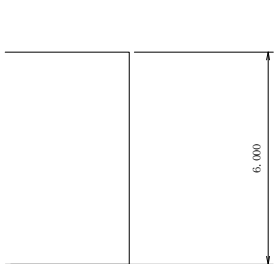
[4] 常時2(浮力無し) c

地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
151.442	179.708	-1593.660	0.607



[5] 地震時(浮力無し)

地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	0.000	0.000	0.000



[5]地震時(浮力無し)

項 目	N _h (kN)	X _h (m)	M =N _h ・X _h (kN・m)
躯体自重	353.719	0.625	221.074
背面土砂	1126.125	0.625	703.828
土 圧 力	392.186	0.720	282.255
合 計	1872.030	――	1207.157
単位幅当り	243.121	――	156.774

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6.2.7 断面計算

付け根からの距離 0.750 (m)

(1)せん断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_h = S - \frac{M}{d} \cdot \tan \theta$$
$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_h = S$$

ここに、

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N・mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度, θ = 0.000 , tan θ = 0.000

a : せん断スパン(mm)

荷重状態(水 位)	有効高 d (cm)	2.5・d	せん断スパン a (cm)	S (kN)	M (kN・m)	M/d'・tan θ	S _h (kN)
常時1(浮力無し)	135.000	337.500	≥ 325.000	17.943	18.321	0.000	17.943
常時2(浮力無し) a	135.000	337.500	≥ 325.000	37.251	31.487	0.000	37.251
常時2(浮力無し) b	135.000	337.500	≥ 325.000	38.911	32.558	0.000	38.911
常時2(浮力無し) c	135.000	337.500	≥ 325.000	37.175	31.835	0.000	37.175
地震時(浮力無し)	135.000	337.500	≥ 230.387	243.121	156.774	0.000	243.121

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d'} \leq \tau_{ai}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

τ_{ai} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{ai} = Ce \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_{ai}'$$

ここに、

τ_{ai}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 引張主鉄筋比P_tに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C _{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

C_{dc} : せん断スパン比に関する補正係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C _{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

荷重状態(水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数		
			計算値 τ	許容値 τ _{ai}	許容値 τ _{ae}	Ce	C _{pt}	C _{dc}
常時1(浮力無し)	17.943	135.000	0.013	≤ 0.162	1.700	0.947	0.670	1.111
常時2(浮力無し) a	37.251	135.000	0.028	≤ 0.162	1.700	0.947	0.670	1.111
常時2(浮力無し) b	38.911	135.000	0.029	≤ 0.162	1.700	0.947	0.670	1.111
常時2(浮力無し) c	37.175	135.000	0.028	≤ 0.162	1.700	0.947	0.670	1.111
地震時(浮力無し)	243.121	135.000	0.180	≤ 0.473	2.550	0.947	0.670	2.128

§ 6. P2橋脚の設計

1 設計条件

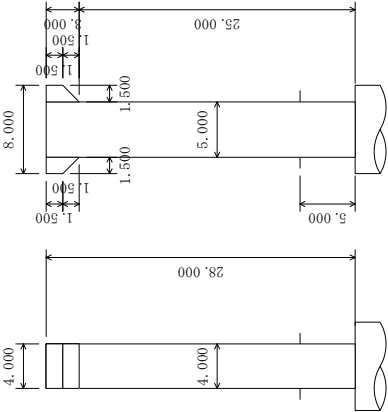
1.1 形状寸法

形式 RC矩形柱橋脚(新設検討)

はり形状タイプ 張出し

基礎形式 深礎基礎

重要度の区分 B種の橋



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (m)
橋軸方向はり幅	B _a	4. 000
橋軸直角方向はり幅	B _r	8. 000
はり高さ	H _L	3. 000
先端絞り高さ	H _u	1. 500
先端絞り長	B _u	1. 500
柱高さ(柱基部～はり下面)	H	25. 000
橋軸方向 柱幅	B _a	4. 000
橋軸直角方向 柱幅	B _r	5. 000
地表面(柱下端から)	h ₀	5. 000

1.2 上部工反力

1.2.1 死荷重反力および慣性力作用位置

上部工死荷重反力	R ₀	4900. 00 (kN)
上部工慣性力の作用位置	h ₁ (m)	4. 500
橋軸直角		2. 200

1.2.2 許容応力度法

活荷重反力および地震時水平反力

	橋軸	橋軸直角
上部工活荷重反力 R ₁ (kN)	5000. 00	5000. 00
地震時水平反力 R ₂ (kN)	1700. 00	3200. 00

1.2.3 保有耐力法

死荷重水平力および偏心モーメント

	橋軸	橋軸直角
死荷重水平力 H (kN)	0. 00	0. 00
死荷重偏心モーメント Me (kN・m)	0. 00	0. 00

死荷重水平力は上部工慣性力作用位置に載荷。

1.3 設計水平震度

地域区分 B2地域

地盤種別 I種地盤

1.3.1 許容応力度法

	kh
橋軸方向	0. 13
橋軸直角方向	0. 13

kh: 許容応力度法による設計に用いる設計水平震度

1.3.2 保有耐力法

橋軸方向

	タイプIの設計震度, 分担重量				タイプIIの設計震度, 分担重量			
	CIzkhco	khg	khemin	Wu (kN)	CIzkhco	khg	khemin	Wu (kN)
正方向	0. 6371	0. 50	0. 54	3931. 78	0. 6000	0. 68	0. 51	3931. 78

橋軸直角方向

	タイプIの設計震度, 分担重量				タイプIIの設計震度, 分担重量			
	CIzkhco	khg	khemin	Wu (kN)	CIzkhco	khg	khemin	Wu (kN)
正方向	0. 6321	0. 50	0. 53	9159. 44	0. 6000	0. 68	0. 50	9159. 44

CIzkhco: 地域別補正係数×設計水平震度(タイプI)の標準値

CIzkhco: 地域別補正係数×設計水平震度(タイプII)の標準値

khg: 地盤面における設計水平震度

khemin: 同一振動単位系における設計水平震度の最大値(本橋脚設計における設計水平震度の最小値)

Wu: 橋脚が支持している上部工重量

1.4 単位重量他

鉄筋のヤング係数 E_s 2. 00×10⁸ (N/mm²)

断面設計のヤング係数比 15

鉄筋コンクリートの単位重量 γ_c 24. 50 (kN/m³)

水の単位重量 γ_w 9. 80 (kN/m³)

土砂(埋戻し土)の単位重量 γ_t 18. 00 (kN/m³)

土砂浮力算出時の水の単位重量 γ_w 9. 00 (kN/m³)

1.5 柱

1.5.1 使用材料

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} 24. 0 (N/mm²)

コンクリートのヤング係数 E_c 2. 50×10⁴ (N/mm²)

主鉄筋材質 SD345

帯鉄筋材質 SD345

曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない。

柱の許容せん断応力度 τ_{al}に補正係数c_Nを考慮しない。

1.5.2 鉄筋

(1) 基部主鉄筋

背面側

径 (mm)	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
かぶり (mm)			
160	300	250+26φ150+250	300
310	450	250+24φ150+250	450

前面側

3) セン断耐力算定条件

区間	始端高さ h (m)	断面幅b (mm)		有効高d (mm)		引張主鉄筋比ρt (%)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	5000.0	4000.0	3767.7	4765.0	1.119	1.106

1.6 地表面の形状

地表面タイプ:水平

1.7 許容応力度法荷重ケース

柱の許容応力度法による検討は以下の荷重ケースについて行う。

1.7.1 橋軸方向

- (1) ケース: 常時(略称: 常時) 荷重状態: 常時(許容応力度の割増し係数 1.00)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	4900.00
活荷重反力R _h	5000.00
合計	9900.00

水平力 R _h (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _h ・h _i	R _h
0.00	4.500	0.00	0.00
		合計	
		0.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 考慮しない

- (2) ケース: レベル1地震時(略称: Lv1地震時) 荷重状態: Lv1地震時(許容応力度の割増し係数 1.50)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	4900.00
合計	4900.00

水平力 R _h (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント (kN・m)	
		R _h ・h _i	R _h
1700.00	4.500	7650.00	0.00
		合計	
		7650.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 橋軸方向↑(正方向)

動水圧

考慮しない

1.7.2 橋軸直角方向

- (1) ケース: 常時(略称: 常時) 荷重状態: 常時(許容応力度の割増し係数 1.00)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 310 310	D51 D51 D51	300 450 300	250+26@150+250 250+24@150+250	300 450 300

右側

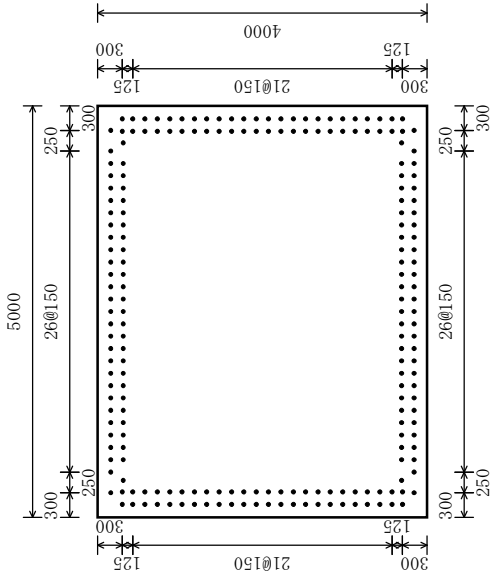
かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 310 300	D51 D51 D51	300 300 300	125+21@150+125 125+21@150+125	300 300 300

左側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 310 300	D51 D51 D51	300 300 300	125+21@150+125 125+21@150+125	300 300 300

※鉄筋量合計 421616.0mm³は、

- ・「mあたり500mm²の鉄筋量(9000.0mm²)」以上を満足する。
- ・「断面積(2000000.0mm²)の6%となる鉄筋量(1200000.0mm²)」以下を満足する。



(2) 帯鉄筋

鉄筋径 D25

1) 横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (m)	高さ間隔 s (mm)	横拘束鉄筋 の断面積 A _h (mm ²)	横拘束鉄筋の有効長d (mm)	せん断補強鉄筋A _w (mm ²)	
			橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	150	506.70	1000.0	3040.20	3040.20

2) 塑性ヒンジ長

区間	始端高さ h (m)	軸方向鉄筋の本数n _s (本)		
		橋軸背面側	橋軸前面側	直角左側
1	0.000	14	14	14

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _o	4900.00
活荷重反力R _o	5000.00
合計	9900.00

水平力 R _o (kN)	作用位置 h _o (m)	モーメント(kN・m)	
		R _o ・h _o	R _o
0.00	2.200	0.00	0.00
		合計	
		0.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。
地震時慣性力 考慮しない

(2) ケース：レベル1地震時(略称：Lv1地震時) 荷重状態：Lv1地震時(許容応力度の割増し係数 1.50)

設計水位： 0.000m 土砂高さ： 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _o	4900.00
合計	4900.00

水平力 R _o (kN)	作用位置 h _o (m)	モーメント(kN・m)	
		R _o ・h _o	R _o
3200.00	2.200	7040.00	0.00
		合計	
		7040.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。
地震時慣性力 直方向→(正方向)
動水圧 考慮しない

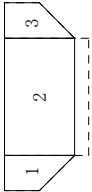
ケース： 常時

2 柱の設計(許容応力度法)

2.1 柱基部の断面力

2.1.1 躯体自重

(1) はり部



No	ブロック名称	左高さ H1(m)	右高さ H2(m)	左上幅 W1(m)	左上幅 B1(m)	右上幅 W2(m)	右下幅 B2(m)	部材長 L(m)	体積 V(m ³)
1	左側絞り部	1.500	3.000	4.000	4.000	4.000	4.000	1.500	13.50000
2	はり下面から上の柱	3.000	3.000	4.000	4.000	4.000	4.000	5.000	60.00000
3	右側絞り部	3.000	1.500	4.000	4.000	4.000	4.000	1.500	13.50000

No	体積 V(m ³)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋脚図心 Z _g (m)	V・X _g (m ³)	V・Y _g (m ³)	V・Z _g (m ³)
1	13.50000	-3.1667	1.8333	0.0000	-42.7500	24.7500	0.0000
2	60.00000	0.0000	1.5000	0.0000	0.0000	90.0000	0.0000
3	13.50000	3.1667	1.8333	0.0000	42.7500	24.7500	0.0000
Σ	87.00000	-----	-----	-----	0.0000	139.5000	0.0000

※表中の図心(X_g,Y_g,Z_g)は、はり下端位置の柱中心を(0,0,0)としたときの座標

柱基部からはり下端までの高さ PH = 25.000(m)

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 87.00000 \cdot 24.50 = 2131.50 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V + PH = 26.603 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1(m)	直角下幅 Br2(m)	橋軸上幅 Ba1(m)	橋軸下幅 Ba2(m)	柱高 H(m)	体積 V(m ³)
1	矩形柱	5.000	5.000	4.000	4.000	25.000	500.00000

No	体積 V(m ³)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋脚図心 Z _g (m)	V・X _g (m ³)	V・Y _g (m ³)	V・Z _g (m ³)
1	500.00000	0.0000	12.5000	0.0000	0.0000	6250.0000	0.0000
Σ	500.00000	-----	-----	-----	0.0000	6250.0000	0.0000

※表中の図心(X_g,Y_g,Z_g)は、柱基部の柱中心(テーパー幅無視)を(0,0,0)としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 500.00000 \cdot 24.50 = 12250.00 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V = 12.500 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(3) 重量合計

$$\Sigma W = 14381.50 \text{ (kN)}$$

(4) 重心位置

$$Y = \frac{\Sigma W \cdot Y}{\Sigma W} = 14.590 \text{ (m)}$$

$$X_c = \frac{\Sigma W \cdot X_c}{\Sigma W} = 0.000 \text{ (m)}$$

2.1.2 各荷重ケース毎の断面力(橋軸方向)

ケース： 常時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	9900.00	0.00	28.000	0.00	0.00
躯体	14381.50	0.00	14.590	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	24281.50	0.00	---	---	0.00

ケース： レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	4900.00	1700.00	28.000	7650.00	55250.00
躯体	14381.50	1869.60	14.590	0.00	27277.93
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	19281.50	3569.60	---	---	82527.93

2.1.3 各荷重ケース毎の断面力(直角方向)

ケース：常時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	9900.00	0.00	28.000	0.00	0.00
躯体	14381.50	0.00	14.590	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	――	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	――	0.00
合計	24281.50	0.00	――	――	0.00

ケース：レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	4900.00	3200.00	28.000	7040.00	96640.00
躯体	14381.50	1869.60	14.590	0.00	27277.93
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	――	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	――	0.00
合計	19281.50	5069.60	――	――	123917.93

2.1.4 断面力一覧(柱中心位置で集計)

橋軸方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
常時	無し	24281.50	0.00	0.00
Lv1地震時	無し	19281.50	3569.60	82527.93

橋軸直角方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
常時	無し	24281.50	0.00	0.00
Lv1地震時	無し	19281.50	5069.60	123917.93

2.2 柱基部断面の検討

2.2.1 橋軸方向

(1) 断面形状および鉄筋配置

断面幅 B = 5.000 (m) 断面高さ H = 4.000 (m)

主鉄筋(位置は背面側からの距離) ※曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない

番号	鉄筋位置(mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
1	160	D51	29	58783.0
2	310	D51	27	54729.0
3	3690	D51	27	54729.0
4	3840	D51	29	58783.0
鉄筋量合計 ΣAs =				227024.0

τal算出時に引張主鉄筋に算入する側面鉄筋

	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
背面側引張時	1	D51	12.0	24324.0
	2	D51	12.0	24324.0
	3	D51	12.0	24324.0
	4	D51	12.0	24324.0
鉄筋量合計 ΣAss =				97296.0

前面側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D51	12.0	24324.0
	2	D51	12.0	24324.0
	3	D51	12.0	24324.0
	4	D51	12.0	24324.0
鉄筋量合計 ΣAss =				97296.0

全鉄筋量As = 421616.0 (mm²)

- ・最小鉄筋量「全鉄筋量As ≧ mあたり500mm²の鉄筋量(9000.0mm²)」 OK
- ・最大鉄筋量「全鉄筋量As ≦ 断面積の6%となる鉄筋量(1200000.0mm²)」 OK

(2) 断面照査

1) 曲げモーメントに対する検討

項目	単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
荷重状態	――	常時	Lv1地震時
軸力	N	24281.50	19281.50
曲げモーメント	M	0.00	82527.93
圧縮縁～中立軸	x	――	1561
圧縮応力度	σ c	N/mm ²	6.55
引張応力度	σ s	N/mm ²	143.41
割増し係数	α	――	1.00
許容圧縮応力度	σ ca	N/mm ²	8.00
許容引張応力度	σ sa	N/mm ²	-200.00
ひびわれモーメント	Mc	kN・m	41703.36
初降伏モーメント	My0	kN・m	168057.95
終局曲げモーメント	Mu	kN・m	184207.76
曲げ部材としての最小鉄筋量	1.7M≦Mu	――	Me≦Mu
軸力部材としての最小鉄筋量	23981.7	mm ²	12695.6
軸力Nu	23981.7	mm ²	19281.50
0.008A1' (軸力Ne=N)	23981.7	mm ²	12695.6
0.008A2' (軸力Nu)	6660.3	mm ²	6660.3
全鉄筋量As ≧ Asmin	OK	OK	OK
最大鉄筋量照査(My0≦Mu)	OK	OK	OK

※Asmin(0.008A')：軸方向力を受ける部材の最小鉄筋量(A'：計算上必要なコンクリート断面積)

2) セン断力に対する検討

項目	単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
状態	――	常時	Lv1地震時
b	mm	5000	5000
d	mm	3768	3768
S	kN	0.00	3569.60
N	kN	24281.50	19281.50
M	kN・m	0.00	82527.93
α	――	1.00	1.50
pt	%	1.119	1.119
ce	――	0.662	0.662
cpt	――	1.500	1.500
CN	――	1.000	1.000
τ m	N/mm ²	0.000	0.189
τ a1	N/mm ²	0.228	0.347
τ a2	N/mm ²	1.700	2.550

ここに、

- S：せん断力
N：軸力
M：曲げモーメント
b：部材断面幅
d：有効高
α：許容応力度の割増し係数
pt：引張主鉄筋比
ce：有効高dに関する許容せん断応力度の補正係数
cpt：引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数
CN：軸方向圧縮力による補正係数
τm：平均せん断応力度
τa1：コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度
τa2：せん断補強鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度
- 2.2.2 橋軸直角方向
- (1) 断面形状および鉄筋配置
- 断面幅 B = 4.000 (m) 断面高さ H = 5.000 (m)
- 主鉄筋(位置は右側からの距離) ※曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない

番号	鉄筋位置(mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
1	160	D51	24	48648.0
2	310	D51	24	48648.0
3	4690	D51	24	48648.0
4	4840	D51	24	48648.0
鉄筋量合計				ΣAs = 194592.0

τal算出時に引張主鉄筋に算入する側面鉄筋

	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
右面側引張時	1	D51	14.5	29391.5
	2	D51	14.5	29391.5
	3	D51	13.5	27364.5
	4	D51	13.5	27364.5
鉄筋量合計				ΣAss = 113512.0

	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
左面側引張時	1	D51	14.5	29391.5
	2	D51	14.5	29391.5
	3	D51	13.5	27364.5
	4	D51	13.5	27364.5
鉄筋量合計				ΣAss = 113512.0

- 全鉄筋量As = 421616.0 (mm²)
- 最小鉄筋量「全鉄筋量As ≧ mあたり500mm²の鉄筋量(9000.0mm²)」 OK
- 最大鉄筋量「全鉄筋量As ≦ 断面積の6%となる鉄筋量(1200000.0mm²)」 OK

(2) 断面照査

1) 曲げモーメントに対する検討

項目		単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
荷重状態		――	常時	Lv1地震時
軸力 曲げモーメント	N M	kN kN・m	24281.50 0.00	19281.50 123917.93
圧縮縁～中立軸	x	mm	――	1777
圧縮応力度 引張応力度	σc σs	N/mm ² N/mm ²	1.06 -15.89	8.14 210.53
割増し係数 許容圧縮応力度 許容引張応力度	α σca σsa	―― N/mm ² N/mm ²	1.00 8.00 -200.00	1.50 12.00 300.00
ひびわれモーメント 初端モーメント 終局曲げモーメント 曲げ部材としての最小鉄筋量 軸力部材としての最小鉄筋量 軸力Nu 0.008A1' (軸力Ne=N) 0.008A2' (軸力Nu) 全鉄筋量As ≧ Asmin 最大鉄筋量照査 (My0 ≦ Mu)	Mc My0 Mu Me ≦ Mu 23981.7 19281.50 23981.7 6660.3 OK OK	kN・m kN・m kN・m kN・m mm ² mm ² mm ² ―― ――	52129.20 190647.26 208857.97 1.7M ≦ Mc 23981.7 19281.50 23981.7 6660.3 OK OK	47962.54 181558.70 198050.77 Me ≦ Mu 12695.6 19281.50 12695.6 6660.3 OK OK

※Asmin (0.008A')：軸方向力を受ける部材の最小鉄筋量(A'：計算上必要なコンクリート断面積)

2) セン断力に対する検討

項目	単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
状態	――	常時	Lv1地震時
b d	mm mm	4000 4765	4000 4765
S N M	kN kN kN・m	0.00 24281.50 0.00	5069.60 19281.50 123917.93
α pt ce cpt CN	―― % ―― ―― ――	1.00 1.106 0.612 1.500 1.000	1.50 1.106 0.612 1.500 1.000
τm τa1 τa2	N/mm ² N/mm ² N/mm ²	0.000 0.211 1.700	0.266 0.321 2.550

ここに、

- S：せん断力
N：軸力
M：曲げモーメント
b：部材断面幅
d：有効高
α：許容応力度の割増し係数
pt：引張主鉄筋比
ce：有効高dに関する許容せん断応力度の補正係数
cpt：引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数
CN：軸方向圧縮力による補正係数
τm：平均せん断応力度
τa1：コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度
τa2：せん断補強鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度

3 柱の設計(レベル2地震動に対する保有耐力法による照査)

3.1 保有耐力法中間データ

1) 設計対象

RC新設橋脚

2) 柱基部鉄筋データ [配筋番号1]

橋軸方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ²)
1	直鉄筋	160.0	D51	29	58783.0
2	直鉄筋	310.0	D51	27	54729.0
3	直鉄筋	3690.0	D51	27	54729.0
4	直鉄筋	3840.0	D51	29	58783.0
5	直鉄筋	300.0～ 3700.0	D51	96	194392.0

※ 鉄筋位置は、背面側からの距離。

直角方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ²)
1	直鉄筋	160.0	D51	24	48648.0
2	直鉄筋	310.0	D51	24	48648.0
3	直鉄筋	4690.0	D51	24	48648.0
4	直鉄筋	4840.0	D51	24	48648.0
5	直鉄筋	300.0～ 4700.0	D51	112	227024.0

※ 鉄筋位置は、右側からの距離。

3) 分割位置・分割数

基本ピッチ算出用分割数：50

テーパー部分の分割倍数 n： 2

はり区間は直下の柱断面と同じとする(変位算出時には剛体として扱う)。

4) 横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (mm)	高さ間隔 s (mm)	横拘束鉄筋の有効長d (mm)		せん断補強鉄筋Aw (mm ²)	
			橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	150	506.70	506.70	1000.0	1000.0

5) 塑性ヒンジ長

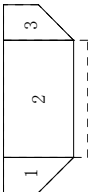
区間	横拘束鉄筋の有効長d' (mm)		軸方向鉄筋の本数n _s (本)	
	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	1000.0	1000.0	14	14

6) せん断耐力算定条件

区間	始端高さ h (mm)	断面幅b (mm)	有効高d (mm)	引張主鉄筋比ρ _{pt} (%)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	5000.0	4000.0	3767.7	4765.0

3.2 躯体自重

(1) はり部



No	ブロック名称	左高さ H1 (m)	右高さ H2 (m)	左上幅 W1 (m)	左下幅 B1 (m)	右上幅 W2 (m)	右下幅 B2 (m)	部材長 L (m)	体積 V (m ³)
1	左側絞り部	1.500	3.000	4.000	4.000	4.000	4.000	1.500	13.50000
2	はり下面から上の柱	3.000	3.000	4.000	4.000	4.000	4.000	5.000	60.00000
3	右側絞り部	3.000	1.500	4.000	4.000	4.000	4.000	1.500	13.50000

No	体積 V (m ³)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋軸図心 Z _g (m)	V・X _g (m ³)	V・Y _g (m ³)	V・Z _g (m ³)
1	13.50000	-3.1667	1.8333	0.0000	-42.7500	24.7500	0.0000
2	60.00000	0.0000	1.5000	0.0000	0.0000	90.0000	0.0000
3	13.50000	3.1667	1.8333	0.0000	42.7500	24.7500	0.0000
Σ	87.00000	-----	-----	-----	0.0000	139.5000	0.0000

※表中の図心(X_g, Y_g, Z_g)は、はり下端位置の柱中心を(0, 0, 0)としたときの座標

柱基部からはり下端までの高さ PH = 25.000 (m)

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 87.00000 \cdot 24.50 = 2131.50 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V + PH = 26.603 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1 (m)	直角下幅 Br2 (m)	橋軸上幅 Ba1 (m)	橋軸下幅 Ba2 (m)	柱高 H (m)	体積 V (m ³)
1	矩形柱	5.000	5.000	4.000	4.000	25.000	500.00000

No	体積 V (m ³)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋軸図心 Z _g (m)	V・X _g (m ³)	V・Y _g (m ³)	V・Z _g (m ³)
1	500.00000	0.0000	12.5000	0.0000	0.0000	6250.0000	0.0000
Σ	500.00000	-----	-----	-----	0.0000	6250.0000	0.0000

※表中の図心(X_g, Y_g, Z_g)は、柱基部の柱中心(テーパー幅無視)を(0, 0, 0)としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 500.00000 \cdot 24.50 = 12250.00 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V = 12.500 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(3) 重量合計

$$\Sigma W = 14381.50 \text{ (kN)}$$

(4) 重心位置

$$Y = \frac{\Sigma W \cdot Y}{\Sigma W} = 14.590 \text{ (m)}$$

$$X_c = \frac{\Sigma W \cdot X_c}{\Sigma W} = 0.000 \text{ (m)}$$

3.3 橋軸 荷重正方向(↑: 前面側引張)

3.3.1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK

水平耐力に対する判定			Pa≧khc・W OK	Pa≧khc・W OK
終局位置			基部	基部
地震時保有水平耐力 Pa	(kN)		8415.67	8415.67
破壊形態			曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 Pu	(kN)		8415.67	8415.67
せん断耐力 Ps0(係数1.0)	(kN)		29452.64	29452.64
せん断耐力 Ps	(kN)		26835.23	28143.93
khc・W	(kN)		6006.17	5672.49
設計水平震度 khc			0.54	0.51
構造物特性補正係数 cs			0.666	0.666
許容塑性率 μa			1.627	1.627
c2・kheco			0.6371	0.6000
等価重量 W	(kN)		11122.53	11122.53
等価重量算出係数 cp			0.5	0.5
基礎照査に用いる設計水平震度 khp			0.83	0.83
khp算定に用いる耐力			Pu	Pu
耐力に大きな余裕			ない	ない
1.5・khc・W	(kN)		9009.25	8508.74
判定に用いる耐力			Pu	Pu

残留変位に対する判定			弾性応答範囲 OK	弾性応答範囲 OK
許容残留変位 δns	(mm)		325.00	325.00
慣性力作用位置 h			32.500	32.500
残留変位 δs	(mm)		0.00	0.00
残留変位補正係数 cs			0.6	0.6
最大応答塑性率 μp			0.855	0.814
降伏剛性に対する2次剛性の比 r			0.0	0.0
降伏変位 δy	(mm)		302.39	302.39

変位

降伏変位	δy (mm)	302.39	302.39
限界変位	δls (mm)	590.37	590.37

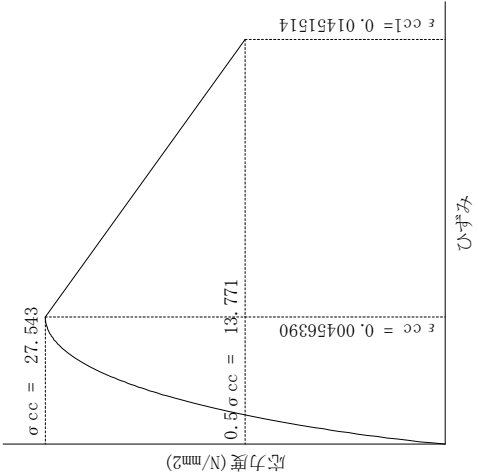
降伏剛性

降伏剛性	Ky (kN/m)	27830.78	27830.78
柱部の断面2次モーメント	I (m ⁴)	12.58183	12.58183
はり部の断面2次モーメント		剛体	剛体

3. 3. 2 水平耐力および水平変位

(1)応力度－ひずみ曲線(柱基部)

1) コンクリート				
横拘束鋼材の断面積	Ah =	506.70 (mm ²)		
横拘束鋼材の間隔	s =	150 (mm)		
横拘束鋼材の有効長	d =	1000.0 (mm)		
横拘束鋼材の体積比	ρs =	0.01351200		
横拘束鋼材の降伏点強度	σsy =	345.0 (N/mm ²)		
コンクリートの設計基準強度	σck =	24.0 (N/mm ²)		
コンクリートのヤング係数	Ec =	25000 (N/mm ²)		
下降勾配	Edes =	1383.891 (N/mm ²)		
断面補正係数	α =	0.20		
	β =	0.40		
最大圧縮応力時ひずみ	εcc =	0.00456390		
帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度	σcc =	27.543 (N/mm ²)		
η = Ec・εcc/(Ec・εcc - σcc)		1.31821317		
限界圧縮ひずみ	εccl =	0.01451514		



2) 鉄筋

$$\epsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta s^{0.2} \cdot \beta c o^{0.22} = 0.03797094$$

ここに

εst2: 耐震性能2の鉄筋の許容ひずみ

$$\begin{aligned} L_p : \text{塑性ヒンジ長 (mm)} &= 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta n^{-1/3} \beta' \leq 0.15h \\ &= 786.84 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

σsy: 軸方向鉄筋の降伏点

$$= 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$= 50.80 \text{ (mm)}$$

φ: 許容ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径

βn: 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta n = \beta s + \beta co = 2.092217$$

βs: 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta s = \frac{384E0Ih}{nsd^3s} = 0.747217$$

E0: 横拘束鉄筋のヤング係数

$$= 200000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$= 25.40 \text{ (mm)}$$

$$= 20431.71 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$= 1000.0 \text{ (mm)}$$

$$= 150 \text{ (mm)}$$

$$= 14 \text{ (本)}$$

$$= 1.345 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

βco: かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数

$$\beta co = 0.01c0$$

c0: 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d'が最も大きいコンクリート部分の最外縁に

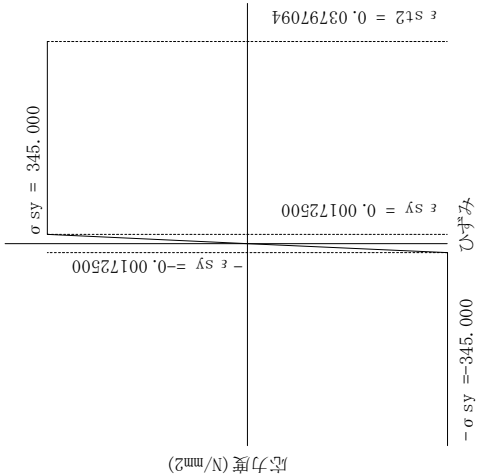
$$= 134.50 \text{ (mm)}$$

配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離

$$= 40.00 \text{ (mm)}$$

$$= 32500 \text{ (mm)}$$

h: 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離



(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント(前面側引張となる向きを正とする)

i	基部からの 高さ hi (m)	慣性力作用位置 からの距離 yi (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重による モーメント Moi (kN.m)
0	0.000	32.500	19281.5	0.0
1	0.500	32.000	19036.5	0.0
2	1.000	31.500	18791.5	0.0
3	1.500	31.000	18546.5	0.0
4	2.000	30.500	18301.5	0.0
5	2.500	30.000	18056.5	0.0
6	3.000	29.500	17811.5	0.0
7	3.500	29.000	17566.5	0.0
8	4.000	28.500	17321.5	0.0
9	4.500	28.000	17076.5	0.0
10	5.000	27.500	16831.5	0.0
11	5.500	27.000	16586.5	0.0
12	6.000	26.500	16341.5	0.0
13	6.500	26.000	16096.5	0.0
14	7.000	25.500	15851.5	0.0
15	7.500	25.000	15606.5	0.0
16	8.000	24.500	15361.5	0.0
17	8.500	24.000	15116.5	0.0
18	9.000	23.500	14871.5	0.0
19	9.500	23.000	14626.5	0.0
20	10.000	22.500	14381.5	0.0
21	10.500	22.000	14136.5	0.0
22	11.000	21.500	13891.5	0.0
23	11.500	21.000	13646.5	0.0
24	12.000	20.500	13401.5	0.0
25	12.500	20.000	13156.5	0.0
26	13.000	19.500	12911.5	0.0
27	13.500	19.000	12666.5	0.0
28	14.000	18.500	12421.5	0.0
29	14.500	18.000	12176.5	0.0
30	15.000	17.500	11931.5	0.0
31	15.500	17.000	11686.5	0.0
32	16.000	16.500	11441.5	0.0
33	16.500	16.000	11196.5	0.0
34	17.000	15.500	10951.5	0.0
35	17.500	15.000	10706.5	0.0
36	18.000	14.500	10461.5	0.0
37	18.500	14.000	10216.5	0.0
38	19.000	13.500	9971.5	0.0
39	19.500	13.000	9726.5	0.0
40	20.000	12.500	9481.5	0.0
41	20.500	12.000	9236.5	0.0
42	21.000	11.500	8991.5	0.0
43	21.500	11.000	8746.5	0.0
44	22.000	10.500	8501.5	0.0
45	22.500	10.000	8256.5	0.0
46	23.000	9.500	8011.5	0.0
47	23.500	9.000	7766.5	0.0
48	24.000	8.500	7521.5	0.0
49	24.500	8.000	7276.5	0.0
50	25.000	7.500	7031.5	0.0
51	25.000	7.500	7031.5	0.0
52	28.000	4.500	4900.0	0.0
53	32.500	0.000	4900.0	0.0

(4) 各着目点のモーメント および 曲率

i	モーメント (kN・m)		引張限界 M _{sti}	圧縮限界 M _{ccli}	曲率 (1/m)	初降伏 φ _{y0i}	引張限界 φ _{sti}	圧縮限界 φ _{ccli}
	ひび割れ M _{ci}	初降伏 M _{y0i}						
0	46582.9	211817.5	273509.1	269084.9	0.00005477	0.00071444	0.01232209	0.02296638
1	46404.6	211516.0	273200.3	268787.4	0.00005456	0.00071388	0.01231595	0.02303240
2	46226.3	211213.8	272891.5	268489.2	0.00005435	0.00071333	0.01230983	0.02309881
3	46048.0	210912.0	272581.6	268191.0	0.00005414	0.00071277	0.01230370	0.02316541
4	45869.7	210609.5	272271.7	267892.4	0.00005393	0.00071222	0.01229760	0.02323231
5	45691.4	210307.4	271961.0	267593.4	0.00005372	0.00071166	0.01229150	0.02329951
6	45513.1	210004.9	271650.1	267294.1	0.00005351	0.00071111	0.01228542	0.02336700
7	45334.8	209702.2	271338.4	266994.3	0.00005331	0.00071055	0.01227934	0.02343480
8	45156.5	209399.4	271026.3	266694.6	0.00005310	0.00071000	0.01227328	0.02350280
9	44978.2	209096.4	270714.0	266394.0	0.00005289	0.00070944	0.01226723	0.02357120
10	44799.9	208793.4	270401.3	266093.1	0.00005268	0.00070889	0.01226119	0.02363990
11	44621.6	208490.1	270088.2	265792.2	0.00005247	0.00070833	0.01225517	0.02370882
12	44443.3	208186.4	269774.5	265490.5	0.00005226	0.00070777	0.01224915	0.02377814
13	44265.0	207883.2	269460.4	265188.8	0.00005205	0.00070722	0.01224315	0.02384768
14	44086.7	207579.2	269145.6	264886.8	0.00005184	0.00070666	0.01223715	0.02391753
15	43908.4	207275.4	268830.4	264584.3	0.00005163	0.00070611	0.01223117	0.02398769
16	43730.1	206971.2	268515.0	264281.4	0.00005142	0.00070555	0.01222520	0.02405817
17	43551.8	206667.1	268194.4	263978.2	0.00005121	0.00070499	0.01221923	0.02412897
18	43373.5	206362.6	267872.4	263674.9	0.00005100	0.00070444	0.01221380	0.02419998
19	43195.2	206057.9	267550.2	263370.9	0.00005079	0.00070388	0.01220808	0.02427142
20	43016.9	205753.2	267227.0	263066.9	0.00005058	0.00070332	0.01219838	0.02434308
21	42838.6	205448.2	266903.6	262762.2	0.00005037	0.00070276	0.01219170	0.02441512
22	42660.3	205143.3	266579.6	262457.2	0.00005016	0.00070221	0.01218503	0.02448748
23	42482.0	204838.8	266255.1	262152.2	0.00004995	0.00070165	0.01217838	0.02456007
24	42303.7	204532.8	265930.0	261846.8	0.00004974	0.00070109	0.01217174	0.02463299
25	42125.4	204227.2	265604.3	261540.8	0.00004953	0.00070053	0.01216511	0.02470629
26	41947.1	203921.5	265278.0	261234.8	0.00004932	0.00069998	0.01215851	0.02477983
27	41768.8	203615.8	264948.7	260928.2	0.00004911	0.00069942	0.01215187	0.02485375
28	41590.5	203309.7	264618.9	260621.4	0.00004890	0.00069886	0.01214527	0.02492796
29	41412.2	203003.7	264298.5	260314.2	0.00004869	0.00069830	0.01213862	0.02500251
30	41233.9	202697.2	263957.8	260006.8	0.00004848	0.00069774	0.01213542	0.02507734
31	41055.6	202390.8	263626.5	259698.8	0.00004827	0.00069718	0.01212969	0.02515257
32	40877.4	202084.1	263295.3	259390.8	0.00004806	0.00069663	0.01212398	0.02522805
33	40699.1	201777.1	262963.1	259082.4	0.00004785	0.00069607	0.01211826	0.02530387
34	40520.8	201470.2	262631.1	258773.7	0.00004764	0.00069551	0.01211257	0.02538003
35	40342.5	201163.1	262297.9	258464.5	0.00004743	0.00069495	0.01210687	0.02545655
36	40164.2	200855.7	261965.0	258155.3	0.00004723	0.00069439	0.01210119	0.02553332
37	39985.9	200548.2	261631.4	257845.5	0.00004702	0.00069383	0.01209552	0.02561049
38	39807.6	200240.4	261297.6	257535.5	0.00004681	0.00069327	0.01208986	0.02568796
39	39629.3	199932.6	260963.1	257225.4	0.00004660	0.00069271	0.01208421	0.02576574
40	39451.0	199624.7	260628.4	256914.6	0.00004639	0.00069215	0.01207856	0.02584394
41	39272.7	199316.5	260293.0	256603.8	0.00004618	0.00069159	0.01207293	0.02592238
42	39094.4	199008.3	259957.9	256292.6	0.00004597	0.00069103	0.01206731	0.02600119
43	38916.1	198699.8	259622.1	255981.0	0.00004576	0.00069047	0.01206170	0.02608036
44	38737.8	198391.1	259285.6	255669.3	0.00004555	0.00068991	0.01205610	0.02615985
45	38559.5	198082.2	258948.5	255357.1	0.00004534	0.00068935	0.01205050	0.02623971
46	38381.2	197773.4	258611.7	255044.7	0.00004513	0.00068878	0.01204492	0.02631988
47	38202.9	197464.1	258274.2	254732.1	0.00004492	0.00068822	0.01203934	0.02640037
48	38024.6	197154.8	257936.0	254419.1	0.00004471	0.00068766	0.01203377	0.02648123
49	37846.3	196845.4	257598.1	254105.7	0.00004450	0.00068710	0.01202822	0.02656248
50	37668.0	196535.7	257259.5	253792.1	0.00004429	0.00068654	0.01202268	0.02664404
51					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
52					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
53					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{sti} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{ccli} に達する場合、M*sti* = Mc*cli*, φ *sti* = φ *ccli* とする。

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s <i>i</i> (mm)	鉄筋量 A <i>hi</i> (mm ²)	有効長 d <i>i</i> (mm)	体積比 ρ <i>si</i>	有効長 d' <i>i</i> (mm)	軸方向鉄筋 本数 n <i>s</i> (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
50						
51						
52						
53						

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ (m)	慣性力作用位置までの高さy _i (m)	ひび割れ時水平力 P _{ci} (kN)	初降伏時水平力 P _{y0i} (kN)	終局時水平力 P _{ui} (kN)	備考
0	0.000	1433.32	1433.32	6517.46	8415.67	cyu
1	0.500	1450.14	1450.14	6609.87	8537.51	
2	1.000	1467.50	1467.50	6705.20	8663.22	
3	1.500	1485.42	1485.42	6803.61	8792.95	
4	2.000	1503.92	1503.92	6905.23	8926.94	
5	2.500	1523.05	1523.05	7010.25	9065.37	
6	3.000	1542.82	1542.82	7118.81	9208.48	
7	3.500	1563.27	1563.27	7231.11	9356.50	
8	4.000	1584.44	1584.44	7347.35	9509.70	
9	4.500	1606.36	1606.36	7467.73	9668.36	
10	5.000	1629.09	1629.09	7592.49	9832.77	
11	5.500	1652.65	1652.65	7721.85	10003.27	
12	6.000	1677.11	1677.11	7856.09	10180.17	
13	6.500	1702.50	1702.50	7995.51	10363.86	
14	7.000	1728.89	1728.89	8140.36	10554.73	
15	7.500	1756.34	1756.34	8291.01	10753.22	
16	8.000	1784.90	1784.90	8447.80	10959.80	
17	8.500	1814.66	1814.66	8611.13	11174.77	
18	9.000	1845.68	1845.68	8781.39	11398.82	
19	9.500	1878.05	1878.05	8959.04	11632.62	
20	10.000	1911.86	1911.86	9144.59	11876.76	
21	10.500	1947.21	1947.21	9338.56	12131.98	
22	11.000	1984.20	1984.20	9541.55	12399.05	
23	11.500	2022.95	2022.95	9754.20	12678.81	
24	12.000	2063.60	2063.60	9977.21	12972.19	
25	12.500	2103.27	2103.27	10211.36	13280.21	
26	13.000	2151.14	2151.14	10457.51	13604.00	
27	13.500	2198.36	2198.36	10716.62	13944.67	
28	14.000	2248.14	2248.14	10989.71	14303.73	
29	14.500	2300.68	2300.68	11277.98	14682.69	
30	15.000	2356.23	2356.23	11582.70	15083.30	
31	15.500	2415.04	2415.04	11905.34	15507.44	
32	16.000	2477.42	2477.42	12247.52	15957.29	
33	16.500	2543.69	2543.69	12611.07	16435.19	
34	17.000	2614.24	2614.24	12998.08	16943.94	
35	17.500	2689.50	2689.50	13410.87	17486.53	
36	18.000	2769.94	2769.94	13852.12	18066.55	
37	18.500	2856.13	2856.13	14324.87	18687.96	
38	19.000	2948.71	2948.71	14832.62	19355.37	
39	19.500	3048.40	3048.40	15379.43	20074.08	
40	20.000	3156.08	3156.08	15969.97	20850.27	
41	20.500	3272.72	3272.72	16609.71	21691.08	
42	21.000	3399.51	3399.51	17305.07	22605.03	
43	21.500	3537.82	3537.82	18063.62	23602.01	
44	22.000	3689.31	3689.31	18894.39	24693.87	
45	22.500	3855.95	3855.95	19808.22	25894.85	
46	23.000	4040.12	4040.12	20818.25	27222.28	
47	23.500	4244.76	4244.76	21940.46	28697.13	
48	24.000	4473.48	4473.48	23194.68	30345.41	
49	24.500	4730.79	4730.79	24605.67	32199.76	
50	25.000	5022.40	5022.40	26204.76	34301.27	
51	25.000					
52	28.000					
53	32.500					

備考欄 c:Pc最小位置, y:P_{y0}最小位置, u:P_u最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ (m)	0.000	0.000	0.000
水平力 (kN)	1433.32	6517.46	8415.67

よって、終局水平耐力P_uは次のようになる。

・P_u = 8415.67 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	y _i (m)	φ _{ci} (1/m)	φ _{ci} ・y _i	φ _{y0i} (1/m)	φ _{y0i} ・y _i	Δ y _i (m)
0	32.500	0.0005477	0.001780108	0.00071444	0.023219180	
1	32.000	0.0005393	0.001725756	0.00070207	0.022466350	0.500
2	31.500	0.0005309	0.001672548	0.00068971	0.021725767	0.500
3	31.000	0.0005224	0.001619282	0.00067733	0.020997365	0.500
4	30.500	0.0005140	0.001567759	0.00066496	0.020281219	0.500
5	30.000	0.0005056	0.001516778	0.00065258	0.019577269	0.500
6	29.500	0.0004972	0.001466640	0.00064019	0.018885564	0.500
7	29.000	0.0004887	0.001417345	0.00062780	0.018206111	0.500
8	28.500	0.0004803	0.001368892	0.00061540	0.017538895	0.500
9	28.000	0.0004719	0.001321282	0.00060300	0.016883941	0.500
10	27.500	0.0004635	0.001274515	0.00059059	0.016241239	0.500
11	27.000	0.0004550	0.001228590	0.00057818	0.015610812	0.500
12	26.500	0.0004466	0.001183508	0.00056576	0.014992666	0.500
13	26.000	0.0004382	0.001139269	0.00055334	0.014386777	0.500
14	25.500	0.0004298	0.001095872	0.00054091	0.013793197	0.500
15	25.000	0.0004213	0.001053318	0.00052848	0.013211904	0.500
16	24.500	0.0004129	0.001011607	0.00051604	0.012642918	0.500
17	24.000	0.0004045	0.000970738	0.00050359	0.012086233	0.500
18	23.500	0.0003960	0.000930712	0.00049114	0.011541870	0.500
19	23.000	0.0003876	0.000891529	0.00047869	0.011009834	0.500
20	22.500	0.0003792	0.000853188	0.00046623	0.010490121	0.500
21	22.000	0.0003708	0.000815690	0.00045376	0.009982751	0.500
22	21.500	0.0003623	0.000779034	0.00044129	0.009487720	0.500
23	21.000	0.0003539	0.000743221	0.00042881	0.009005046	0.500
24	20.500	0.0003455	0.000708251	0.00041633	0.008534731	0.500
25	20.000	0.0003371	0.000674124	0.00040384	0.008076787	0.500
26	19.500	0.0003286	0.000640839	0.00039134	0.007631219	0.500
27	19.000	0.0003202	0.000608397	0.00037884	0.007198030	0.500
28	18.500	0.0003118	0.000576797	0.00036634	0.006772739	0.500
29	18.000	0.0003034	0.000546040	0.00035382	0.006368843	0.500
30	17.500	0.0002949	0.000516126	0.00034131	0.005972861	0.500
31	17.000	0.0002865	0.000487054	0.00032878	0.005589292	0.500
32	16.500	0.0002781	0.000458825	0.00031625	0.005218149	0.500
33	16.000	0.0002696	0.000431439	0.00030371	0.004859440	0.500
34	15.500	0.0002612	0.000404896	0.00029117	0.004513169	0.500
35	15.000	0.0002528	0.000379195	0.00027862	0.004179351	0.500
36	14.500	0.0002444	0.000354336	0.00026607	0.003857991	0.500
37	14.000	0.0002359	0.000330321	0.00025351	0.003549099	0.500
38	13.500	0.0002275	0.000307148	0.00024094	0.003252683	0.500
39	13.000	0.0002191	0.000284817	0.00022837	0.002968752	0.500
40	12.500	0.0002107	0.000263330	0.00021579	0.002697315	0.500
41	12.000	0.0002022	0.000242685	0.00020320	0.002438381	0.500
42	11.500	0.0001938	0.000222882	0.00019061	0.002191958	0.500
43	11.000	0.0001854	0.000203922	0.00017801	0.001958058	0.500
44	10.500	0.0001770	0.000185805	0.00016540	0.001736689	0.500
45	10.000	0.0001685	0.000168531	0.00015279	0.001527860	0.500
46	9.500	0.0001601	0.000152099	0.00014017	0.001331580	0.500
47	9.000	0.0001517	0.000136510	0.00012754	0.001147861	0.500
48	8.500	0.0001433	0.000121764	0.00011491	0.000976710	0.500
49	8.000	0.0001348	0.000107860	0.00010227	0.000818137	0.500
50	7.500	0.0001264	0.000094799	0.00008962	0.000672153	0.500
51	7.500	0.0000000	0.000000000	0.00000000	0.00000000	0.000
52	4.500	0.0000000	0.000000000	0.00000000	0.00000000	3.000
53	0.000	0.0000000	0.000000000	0.00000000	0.00000000	4.500

$\delta_c = \int \phi_c \cdot y dy = \Sigma (\phi_{c,i} \cdot y_i + \phi_{c,i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 19.05 \text{ (mm)}$

$\delta_y = \int \phi_y \cdot y dy = \Sigma (\phi_{y0,i} \cdot y_i + \phi_{y0,i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 234.18 \text{ (mm)}$

ここに、

δ_c : ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力P_cを作用させたときの曲率分布より求める。

δ_{y0} : 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力P_{y0}を作用させたときの曲率分布より求める。

y_i : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

φ_{ci} : 慣性力作用位置にひび割れ水平力P_cを載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ_{y0i} : 慣性力作用位置に初降伏水平力P_{y0}を載荷したときの各断面の曲率 1/m

(8) 限界状態の変位

δls2: 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位 (mm)

Lp : 塑性ヒンジ長 (mm) = 786.84 (mm)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 32500 (mm)

Myo : 橋脚基部断面における初降伏モーメント = 211817.5 (kN・m)

φyo: 橋脚基部断面における初降伏曲率 = 0.00071444 (1/m)

δyo: 橋脚の初降伏変位 = 234.18 (mm)

δls2 = δy + (φls2 - φy)Lp(h - Lp / 2) = 590.37 (mm)

ここに

φls2: 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率 = 0.01232209 (1/m)

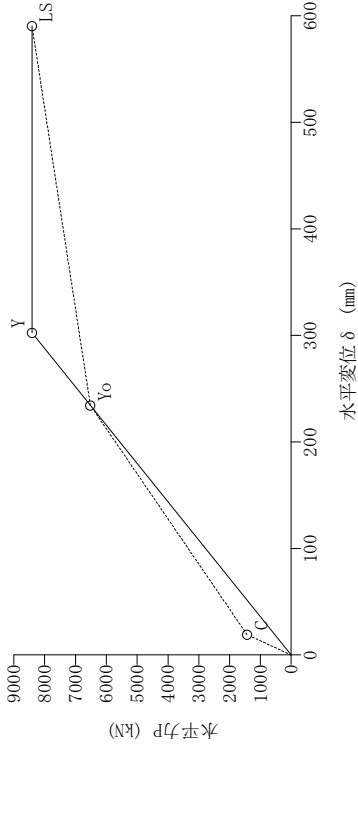
φy : 橋脚基部断面における降伏曲率

$$\phi_y = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \phi_{yo} = 0.00092252 \text{ (1/m)}$$

δy : 橋脚の降伏変位 = 302.39 (mm)

Mls2 : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント = 273509.1 (kN・m)

(9) 水平力－水平変位の関係



	水平力 (kN)	変位 (mm)
ひび割れ時 C	1433.32	19.05
初降伏時 Yo	6517.46	234.18
降伏時 Y	8415.67	302.39
限界時 LS	8415.67	590.37

3.3.3 セン断耐力

(1) 破壊形態の判定に用いるせん断耐力

Ps : セン断耐力 (kN)
Pso : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (kN)
Sc : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)
Sco : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)
(正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合)
σck: コンクリートの設計基準強度 = 24.0 (N/mm²)
τc : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.350 (N/mm²)
σsy: セン断補強鉄筋の降伏点強度 = 345.0 (N/mm²)
hp : 橋脚の高さ(基部から天端) = 28000 (mm)
ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.662
cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.500
pt : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 1.119 (%)
b : 部材断面幅 = 5000.0 (mm)
d : 部材断面の有効高 = 3767.7 (mm)
Ss : セン断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)
Aw : セン断補強鉄筋の総断面積 = 3040.20 (mm²)
a : " の部材軸方向の間隔 = 150 (mm)
Pso = Sco + Ss = 29452.64 (kN)
Ps = Sc + Ss = 26835.23 (kN)
Sco = ce・cpt・τc・b・d×10⁻³ = 6543.51 (kN)
Sc = cc・ce・cpt・τc・b・d×10⁻³ = 3926.11 (kN)
Ss = Aw・σsy・d / (1.15・a)×10⁻³ = 22909.12 (kN)
ここに、
cc: 正負交番作用による補正係数 = 0.6
2) タイプII地震動
Pso = Sco + Ss = 29452.64 (kN)
Ps = Sc + Ss = 28143.93 (kN)
Sco = ce・cpt・τc・b・d×10⁻³ = 6543.51 (kN)
Sc = cc・ce・cpt・τc・b・d×10⁻³ = 5234.81 (kN)
Ss = Aw・σsy・d / (1.15・a)×10⁻³ = 22909.12 (kN)
ここに、
cc: 正負交番作用による補正係数 = 0.8

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基礎から の高さ h _i (m)	断面幅 b(mm)	有効高 d(mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	Aw (mm ²)	ce	cpt
0	0.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
1	0.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
2	1.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
3	1.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
4	2.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
5	2.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
6	3.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
7	3.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
8	4.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
9	4.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
10	5.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
11	5.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
12	6.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
13	6.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
14	7.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
15	7.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
16	8.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
17	8.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
18	9.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
19	9.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
20	10.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
21	10.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
22	11.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
23	11.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
24	12.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
25	12.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
26	13.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
27	13.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
28	14.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
29	14.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
30	15.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
31	15.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
32	16.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
33	16.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
34	17.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
35	17.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
36	18.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
37	18.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
38	19.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
39	19.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
40	20.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
41	20.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
42	21.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
43	21.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
44	22.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
45	22.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
46	23.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
47	23.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
48	24.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
49	24.500	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500
50	25.000	5000.0	3767.7	150	3040.20	0.662	1.500

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	Seco (kN)	Ss (kN)	Pso (kN)	Sc (kN)		Ps (kN)	
				タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
0	6543.51	22909.12	29452.64	3926.11	5234.81	26835.23	28143.93
1	6543.51	22909.12	29452.64	3926.11	5234.81	26835.23	28143.93
2	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
3	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
4	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
5	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
6	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
7	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
8	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
9	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
10	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
11	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
12	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
13	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
14	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
15	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
16	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
17	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
18	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
19	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
20	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
21	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
22	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
23	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
24	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
25	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
26	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
27	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
28	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
29	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
30	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
31	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
32	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
33	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
34	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
35	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
36	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
37	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
38	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
39	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
40	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
41	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
42	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
43	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
44	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
45	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
46	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
47	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
48	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
49	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64
50	6543.51	22909.12	29452.64	6543.51	6543.51	29452.64	29452.64

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{IIz} \cdot k_{hco} &&= 0.40 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.6 &&= 0.40 \\k_{hc3} &= c_{IIz} \cdot 0.4 &&= 0.34 \\k_{hemin} &&&= 0.51 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.51\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}k_{hc} &: \text{設計水平震度} &&= 0.85 \\c_{IIz} &: \text{地域別補正係数} &&= 0.6000 \\c_{IIz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.666 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1.627 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} && \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0}にc_{IIz}を乗じた値が0.6を下回る」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が0.4に}c_{IIz}を乗じた値を下回る」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \quad \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

(2) 等価重量

$$W: \text{地震時保有水平耐力法に用いる等価重量}$$
$$W_p: \text{橋脚の重量} \quad W_p = 14381.50 \text{ (kN)}$$

1) タイプI地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 11122.53 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 3931.78 \text{ (kN)}$$
$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

2) タイプII地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 11122.53 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 3931.78 \text{ (kN)}$$
$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

$$c_{IIz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.666$$
$$c_s: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 = 1.627$$

3.3.6 水平耐力の照査

(1) タイプI地震動

$$Pa = 8415.67 \geq k_{hc} \times W = 6006.17 \quad \text{なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

(2) タイプII地震動

$$Pa = 8415.67 \geq k_{hc} \times W = 5672.49 \quad \text{なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

3.3.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプI地震動

$$Pu \leq Ps \quad \text{より} \quad \text{曲げ破壊型} \quad \text{となる。よって、}$$
$$Pa = Pu = 8415.67 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.627$$

とする。

(2) タイプII地震動

$$Pu \leq Ps \quad \text{より} \quad \text{曲げ破壊型} \quad \text{となる。よって、}$$
$$Pa = Pu = 8415.67 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.627$$

とする。

ここに、

$$Pa: \text{鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力}$$
$$\mu_a2: \text{鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率}$$

$$\alpha 2: \text{安全係数} = 1.2$$

3.3.5 作用荷重

(1) 設計水平震度

1) タイプI地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{Iz} \cdot k_{hco} &&= 0.42 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.4 &&= 0.27 \\k_{hc3} &= c_{Iz} \cdot 0.4 &&= 0.40 \\k_{hemin} &&&= 0.54 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.54\end{aligned}$$

ここに、

$$k_{hc} : \text{設計水平震度}$$
$$c_{Iz} : \text{地域別補正係数} = 1.00$$
$$c_{Iz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 0.6371$$
$$c_s: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 = 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.666$$
$$\mu_a: \text{許容塑性率} = 1.627$$

$$k_{hc1} : \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度}$$
$$k_{hc2} : \text{例外規定「}k_{hc0}にc_{Iz}を乗じた値が0.4を下回る」ときの震度}$$

$$k_{hc3} : \text{例外規定「設計水平震度が0.4に}c_{Iz}を乗じた値を下回る」ときの震度}$$
$$k_{hemin} : \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値}$$

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

3.3.7 残留変位による判定 (B種橋)

$$\delta_{\text{h}} \text{ : 橋脚の許容残留変位}$$
$$= 325.00 \text{ (mm)}$$

$$\alpha_k \text{ : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$$
$$= 0.6$$

$$\text{r} \text{ : 橋脚の降伏剛性に對する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$$
$$= 0.0$$

(1)タイプI地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$$
$$= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 0.855$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 302.39 \text{ (mm)}$$

(2)タイプII地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$$
$$= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 0.814$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 302.39 \text{ (mm)}$$

(1)タイプI地震動

3.3.8 基礎設計用水平震度

(1)タイプI地震動

$$Pu = 8415.67 \text{ (kN)}$$
$$W = 11122.53 \text{ (kN)}$$

$$khp = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$
$$= 0.83$$

(2)タイプII地震動

$$Pu = 8415.67 \text{ (kN)}$$
$$W = 11122.53 \text{ (kN)}$$

$$khp = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$
$$= 0.83$$

ここに、

khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

CdF : khp算出のための補正係数で1.1とする

Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

3.3.9 固有周期算定用剛性

はり下端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$$Iy = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E)$$
$$= 12.58183 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$K = Py / \delta y = Pyo / \delta yo$$
$$= 27830.78 \text{ (kN/m)}$$

ここに

Iy : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

Py : 降伏水平耐力

δy : 降伏変位

Pyo : 橋脚の初降伏水平耐力

$$= 6517.46 \text{ (kN)}$$

δyo : 橋脚の初降伏変位

$$= 234.18 \text{ (mm)}$$

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離

$$= 32.500 \text{ (m)}$$

hu : はり下端から上部工慣性力作用位置までの距離

$$= 7.500 \text{ (m)}$$

E : コンクリートのヤング係数

$$= 2.50 \times 10^4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

3.3.10 主要断面のMc、Myo、MIs

(1) 基部断面

1) 条件

断面幅 5000.0 (mm) 断面高 4000.0 (mm)

コンクリート設計基準強度 $\sigma ck = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

作用軸力 19281.5 (kN)

主鉄筋 $\Sigma As = 421616.0 \text{ mm}^2$ ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。

軸方向鉄筋比 = 2.11 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σy (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σy (N/mm ²)
1	3840	58783.0	345.0	2	3700	8108.0	345.0
3	3690	54729.0	345.0	4	3575	8108.0	345.0
5	3425	8108.0	345.0	6	3275	8108.0	345.0
7	3125	8108.0	345.0	8	2975	8108.0	345.0
9	2825	8108.0	345.0	10	2675	8108.0	345.0
11	2525	8108.0	345.0	12	2375	8108.0	345.0
13	2225	8108.0	345.0	14	2075	8108.0	345.0
15	1925	8108.0	345.0	16	1775	8108.0	345.0
17	1625	8108.0	345.0	18	1475	8108.0	345.0
19	1325	8108.0	345.0	20	1175	8108.0	345.0
21	1025	8108.0	345.0	22	875	8108.0	345.0
23	725	8108.0	345.0	24	575	8108.0	345.0
25	425	8108.0	345.0	26	310	54729.0	345.0
27	300	8108.0	345.0	28	160	58783.0	345.0

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) M _c (kN.m) φ (1/m)	23.373 17.010 34.019 1.9137 46582.9 0.0005477
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント (図心) 曲率	ε _c (mm) X _o (mm) M _{yo} (kN.m) φ _{yo} = ε _c /X _o (1/m)	0.00101844 1425.51 211817.5 0.00071444
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ccl} X _{ccl} (mm) M _{ccl} (kN.m) φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	0.01451514 632.02 269084.9 0.02296638
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{sc} X _{st} (mm) M _{st} (kN.m) φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	0.00737436 0.03797094 3081.53 273509.1 0.01232209
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ls} X _{ls} (mm) M _{ls} (kN.m) φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	0.03797094 3081.53 273509.1 0.01232209

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
786.8	50.80	0.74721691	1.34500000	0.03797094

柱基部の軸圧縮応力度

	(N/mm ²)
軸方向圧縮応力度 σ _c	0.964

3. 4 橋軸直角 荷重正方向 (→: 左側引張)

3. 4. 1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK

水平耐力に対する判定	Pa ≥ khc ・ W OK	Pa ≥ khc ・ W OK
終局位置	基部	基部
地震時保有水平耐力 Pa	11262.58	11262.58
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 Pu	11262.58	11262.58
せん断耐力 Ps0 (係数1.0)	35094.58	35094.58
せん断耐力 Ps	32645.99	33870.29
khc ・ W	8665.60	8175.10
設計水平震度 khc	0.53	0.50
構造物特性補正係数 c _s	0.656	0.656
許容塑性率 μ _a	1.661	1.661
c _z ・ khco	0.6321	0.6000
等価重量 W	16350.19	16350.19
等価重量算出係数 c _p	0.5	0.5
基礎照査に用いる設計水平震度 kh _p	0.76	0.76
kh _p 算定に用いる耐力	Pu	Pu
耐力に大きな余裕	ない、	ない、
1.5 ・ khc ・ W	12998.40	12262.65
判定に用いる耐力 Pu		Pu

残留変位に対する判定	弾性応答範囲 OK	弾性応答範囲 OK
許容残留変位 δ _u	302.00	302.00
慣性力作用位置 h	30.200	30.200
残留変位 δ _s	0.00	0.00
残留変位補正係数 c _u	0.6	0.6
最大応答塑性率 μ _p	0.921	0.879
降伏剛性に対する2次剛性の比 r	0.0	0.0
降伏変位 δ _y	215.84	215.84

変位

降伏変位	δ _y (mm)	215.84	215.84
限界変位	δ _{ls} (mm)	430.28	430.28

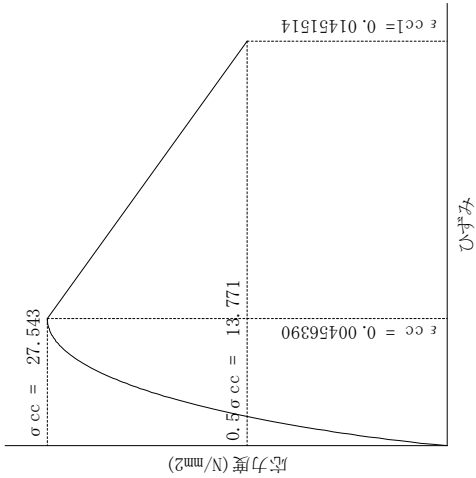
降伏剛性

降伏剛性	K _y (kN/m)	52180.84	52180.84
柱部の断面2次モーメント	I (m ⁴)	19.06549	19.06549
はり部の断面2次モーメント		剛体	剛体

3. 4. 2 水平耐力および水平変位

(1) 応力度－ひずみ曲線 (柱基部)

1) コンクリート	A _h = 506.70 (mm ²)
横拘束鋼材の断面積	s = 150 (mm)
横拘束鋼材の間隔	d = 1000.0 (mm)
横拘束鋼材の有効長	ρ _s = 0.01351200
横拘束鋼材の体積比	σ _{sy} = 345.0 (N/mm ²)
横拘束鋼材の降伏点強度	σ _{ck} = 24.0 (N/mm ²)
コンクリートの設計基準強度	E _c = 25000 (N/mm ²)
コンクリートのヤング係数	E _{des} = 1383.891 (N/mm ²)
下降勾配	α = 0.20
断面補正係数	β = 0.40
最大圧縮応力時ひずみ	ε _{cc} = 0.00456390
帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度	σ _{cc} = 27.543 (N/mm ²)
n = E _c ・ ε _{cc} / (E _c ・ ε _{cc} - σ _{cc})	= 1.31821317
限界圧縮ひずみ	ε _{ccl} = 0.01451514



2) 鉄筋

$$\epsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \beta_{s0.2} \beta_{co0.22} = 0.03797094$$

ここに

ϵ_{st2} : 耐震性能2の鉄筋の許容ひずみ

$$\begin{aligned} L_p : \text{塑性ヒンジ長 (mm)} &= 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi' \leq 0.15h \\ &= 786.84 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点

ϕ : 許容ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径

β_n : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co} = 2.092217$$

β_s : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta_s = \frac{384E0I_h}{nsd^3s}$$

$E0$: 横拘束鉄筋のヤング係数

ϕ_h : 横拘束鉄筋の径

I_h : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長

s : 横拘束鉄筋の間隔

ns : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

β_{co} : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数

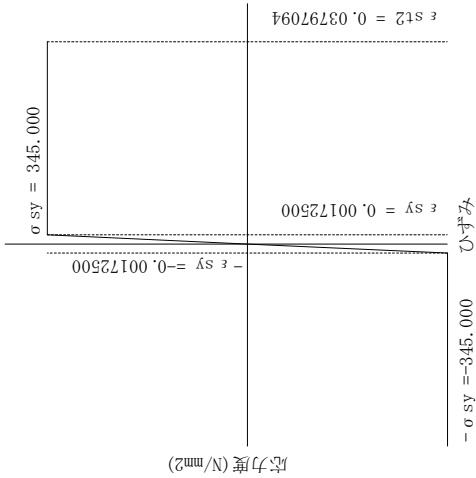
$$\beta_{co} = 0.01c_0$$

c_0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に

配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離

ϕ' : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離



(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント(左面側引張となる向きを正とする)

i	基部からの 高さ h1 (m)	慣性力作用位置 からの距離 y1 (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重による モーメント Moi (kN・m)
0	0.000	30.200	19281.5	0.0
1	0.500	29.700	19036.5	0.0
2	1.000	29.200	18791.5	0.0
3	1.500	28.700	18546.5	0.0
4	2.000	28.200	18301.5	0.0
5	2.500	27.700	18056.5	0.0
6	3.000	27.200	17811.5	0.0
7	3.500	26.700	17566.5	0.0
8	4.000	26.200	17321.5	0.0
9	4.500	25.700	17076.5	0.0
10	5.000	25.200	16831.5	0.0
11	5.500	24.700	16586.5	0.0
12	6.000	24.200	16341.5	0.0
13	6.500	23.700	16096.5	0.0
14	7.000	23.200	15851.5	0.0
15	7.500	22.700	15606.5	0.0
16	8.000	22.200	15361.5	0.0
17	8.500	21.700	15116.5	0.0
18	9.000	21.200	14871.5	0.0
19	9.500	20.700	14626.5	0.0
20	10.000	20.200	14381.5	0.0
21	10.500	19.700	14136.5	0.0
22	11.000	19.200	13891.5	0.0
23	11.500	18.700	13646.5	0.0
24	12.000	18.200	13401.5	0.0
25	12.500	17.700	13156.5	0.0
26	13.000	17.200	12911.5	0.0
27	13.500	16.700	12666.5	0.0
28	14.000	16.200	12421.5	0.0
29	14.500	15.700	12176.5	0.0
30	15.000	15.200	11931.5	0.0
31	15.500	14.700	11686.5	0.0
32	16.000	14.200	11441.5	0.0
33	16.500	13.700	11196.5	0.0
34	17.000	13.200	10951.5	0.0
35	17.500	12.700	10706.5	0.0
36	18.000	12.200	10461.5	0.0
37	18.500	11.700	10216.5	0.0
38	19.000	11.200	9971.5	0.0
39	19.500	10.700	9726.5	0.0
40	20.000	10.200	9481.5	0.0
41	20.500	9.700	9236.5	0.0
42	21.000	9.200	8991.5	0.0
43	21.500	8.700	8746.5	0.0
44	22.000	8.200	8501.5	0.0
45	22.500	7.700	8256.5	0.0
46	23.000	7.200	8011.5	0.0
47	23.500	6.700	7766.5	0.0
48	24.000	6.200	7521.5	0.0
49	24.500	5.700	7276.5	0.0
50	25.000	5.200	7031.5	0.0
51	25.000	5.200	7031.5	0.0
52	28.000	2.200	4900.0	0.0
53	30.200	0.000	4900.0	0.0

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s1 (mm)	鉄筋量 Ahi (mm ²)	有効長 d1 (mm)	体積比 ρs1	有効長 d1 (mm)	有効長 d1 (mm)	軸方向鉄筋 本数 ns (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
50	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
51	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
52							
53							

(4) 各着目点のモーメント および 曲率

i	モーメント Mc i	初降伏 My0 i	引張限界 Msti	圧縮限界 Mccli	曲率 (1/m) φ ci	初降伏 φ y0 i	引張限界 φ sti	圧縮限界 φ ccli
0	57393.2	251002.1	340130.0	333516.7	0.00004382	0.00056425	0.00900814	0.01613885
1	57173.5	250635.8	339765.1	333169.3	0.00004365	0.00056382	0.00903053	0.01617148
2	56953.8	250269.2	339400.2	332821.0	0.00004348	0.00056340	0.00905294	0.01620425
3	56734.1	249902.0	338934.2	332472.4	0.00004331	0.00056294	0.00908435	0.01623709
4	56514.5	249534.6	338467.5	332123.6	0.00004315	0.00056250	0.00908851	0.01627001
5	56294.8	249167.4	338000.6	331774.6	0.00004298	0.00056207	0.00908851	0.01630301
6	56075.1	248799.9	337533.5	331425.3	0.00004281	0.00056163	0.00908862	0.01633609
7	55855.5	248432.2	337166.1	331075.7	0.00004264	0.00056119	0.00908760	0.01636925
8	55635.8	248064.3	336796.9	330725.9	0.00004248	0.00056075	0.00908715	0.01640249
9	55416.4	247696.2	336428.8	330370.5	0.00004231	0.00056032	0.00908669	0.01644468
10	55196.4	247327.9	336058.8	330014.2	0.00004197	0.00055988	0.00908624	0.01648753
11	54976.7	246959.3	335688.9	329657.9	0.00004184	0.00055944	0.00908578	0.01653050
12	54757.1	246590.6	335318.2	329301.2	0.00004167	0.00055890	0.00908536	0.01657363
13	54537.4	246222.5	334947.3	328944.3	0.00004147	0.00055857	0.00908484	0.01661699
14	54317.7	245854.2	334576.1	328586.0	0.00004130	0.00055813	0.00908433	0.01666044
15	54098.0	245485.5	334204.2	328227.5	0.00004113	0.00055769	0.00908393	0.01670416
16	53878.4	245117.4	333832.1	327868.8	0.00004097	0.00055725	0.00908354	0.01674800
17	53658.7	244744.2	333459.2	327509.8	0.00004080	0.00055681	0.00908315	0.01679202
18	53439.0	244374.2	333085.6	327150.0	0.00004063	0.00055637	0.00908266	0.01683623
19	53219.3	244004.1	332711.5	326790.3	0.00004046	0.00055593	0.00908218	0.01688057
20	52999.7	243633.3	332337.1	326429.7	0.00004030	0.00055550	0.00908178	0.01692513
21	52780.0	243263.3	331962.5	326068.7	0.00004013	0.00055506	0.00908117	0.01696987
22	52560.3	242892.2	331588.4	325707.2	0.00003996	0.00055462	0.00908067	0.01701479
23	52340.6	242521.8	331210.6	325345.8	0.00003979	0.00055418	0.00908018	0.01705983
24	52121.0	242150.8	330823.7	324983.5	0.00003963	0.00055374	0.00907968	0.01710511
25	51901.3	241779.2	330440.3	324620.8	0.00003946	0.00055330	0.00907918	0.01715056
26	51681.6	241407.9	330056.5	324257.9	0.00003929	0.00055286	0.00907869	0.01719617
27	51461.9	241036.0	329672.2	323894.5	0.00003912	0.00055242	0.00907819	0.01724195
28	51242.3	240692.1	329286.9	323530.5	0.00003895	0.00055198	0.00907770	0.01728796
29	51022.6	240329.1	328901.1	323166.0	0.00003879	0.00055154	0.00907721	0.01733414
30	50802.9	239913.7	328515.4	322801.4	0.00003862	0.00055110	0.00907672	0.01738048
31	50583.3	239547.2	328128.2	322436.3	0.00003845	0.00055066	0.00907623	0.01742700
32	50363.6	239174.5	327741.0	322070.6	0.00003828	0.00055022	0.00907574	0.01747374
33	50143.9	238801.1	327352.9	321704.7	0.00003812	0.00054978	0.00907525	0.01752064
34	49924.2	238428.3	326964.3	321338.3	0.00003795	0.00054934	0.00907476	0.01756772
35	49704.6	238055.2	326575.2	320971.6	0.00003778	0.00054890	0.00907427	0.01761500
36	49484.9	237681.6	326185.3	320604.3	0.00003761	0.00054846	0.00907379	0.01766246
37	49265.2	237307.8	325795.3	320236.7	0.00003744	0.00054802	0.00907330	0.01771012
38	49045.5	236933.9	325403.9	319868.6	0.00003728	0.00054758	0.00907282	0.01775797
39	48825.9	236559.9	325012.6	319500.1	0.00003711	0.00054713	0.00907234	0.01780601
40	48606.2	236185.4	324620.8	319131.5	0.00003694	0.00054669	0.00907185	0.01785421
41	48386.8	235810.8	324228.1	318762.1	0.00003677	0.00054625	0.00907137	0.01790264
42	48166.8	235436.0	323835.0	318392.5	0.00003661	0.00054581	0.00907089	0.01795124
43	47947.2	235061.1	323440.9	318022.6	0.00003644	0.00054537	0.00907042	0.01800003
44	47727.5	234686.1	323046.9	317651.9	0.00003627	0.00054493	0.00906994	0.01804905
45	47507.8	234310.6	322651.9	317281.1	0.00003610	0.00054448	0.00906946	0.01809824
46	47288.1	233935.3	322256.1	316910.0	0.00003594	0.00054404	0.00906898	0.01814760
47	47068.5	233559.0	321860.3	316538.3	0.00003577	0.00054360	0.00906851	0.01819719
48	46848.8	233183.2	321463.6	316166.4	0.00003560	0.00054316	0.00906803	0.01824695
49	46629.1	232807.0	321067.0	315793.9	0.00003543	0.00054271	0.00906756	0.01829695
50	46409.4	232430.6	320671.1	315421.1	0.00003526	0.00054227	0.00906709	0.01834711
51					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
52					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
53					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{sti} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{ccli} に達する場合、 $M_{sti} = M_{ccli}$ 、 $\phi_{sti} = \phi_{ccli}$ とする。

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置までの高さ yi (m)	ひび割れ時 水平力 Pci (kN)	初降伏時 水平力 Py0i (kN)	終局時 水平力 Pui (kN)	備考
0	0.000	30.200	1900.44	8311.33	11262.58	cyu
1	0.500	29.700	1925.03	8438.91	11439.90	
2	1.000	29.200	1950.47	8570.86	11623.29	
3	1.500	28.700	1976.80	8707.39	11813.04	
4	2.000	28.200	2003.20	8848.75	12009.49	
5	2.500	27.700	2032.30	8995.21	12213.02	
6	3.000	27.200	2061.59	9147.06	12424.03	
7	3.500	26.700	2091.96	9304.58	12642.89	
8	4.000	26.200	2123.50	9468.10	12870.11	
9	4.500	25.700	2156.27	9637.98	13106.15	
10	5.000	25.200	2190.33	9814.60	13351.54	
11	5.500	24.700	2225.78	9998.35	13606.84	
12	6.000	24.200	2262.69	10189.69	13872.65	
13	6.500	23.700	2301.16	10389.10	14149.67	
14	7.000	23.200	2341.28	10597.09	14438.63	
15	7.500	22.700	2383.17	10814.25	14740.27	
16	8.000	22.200	2426.95	11041.17	15055.50	
17	8.500	21.700	2472.75	11278.53	15385.22	
18	9.000	21.200	2520.71	11527.09	15730.45	
19	9.500	20.700	2570.98	11787.64	16092.30	
20	10.000	20.200	2623.75	12061.08	16471.84	
21	10.500	19.700	2679.19	12348.39	16870.60	
22	11.000	19.200	2737.52	12650.66	17290.10	
23	11.500	18.700	2798.97	12969.08	17732.00	
24	12.000	18.200	2863.79	13304.99	18198.14	
25	12.500	17.700	2932.28	13659.84	18690.60	
26	13.000	17.200	3004.75	14035.34	19211.65	
27	13.500	16.700	3081.55	14433.29	19763.86	
28	14.000	16.200	3163.10	14855.82	20350.13	
29	14.500	15.700	3249.85	15305.23	20973.69	
30	15.000	15.200	3342.30	15784.19	21638.23	
31	15.500	14.700	3441.04	16295.73	22347.98	
32	16.000	14.200	3546.73	16843.27	23107.62	
33	16.500	13.700	3660.14	17430.78	23922.70	
34	17.000	13.200	3782.14	18062.75	24799.46	
35	17.500	12.700	3913.74	18744.50	25745.22	
36	18.000	12.200	4056.14	19482.10	26768.46	
37	18.500	11.700	4210.70	20282.72	27879.08	
38	19.000	11.200	4379.06	21154.82	29088.87	
39	19.500	10.700	4563.16	22108.40	30411.58	
40	20.000	10.200	4765.31	23155.43	31863.98	
41	20.500	9.700	4988.30	24310.39	33466.06	
42	21.000	9.200	5235.52	25590.87	35242.19	
43	21.500	8.700	5511.17	27018.52	37222.41	
44	22.000	8.200	5820.42	28620.26	39444.01	
45	22.500	7.700	6169.84	30429.95	41954.14	
46	23.000	7.200	6567.80	32490.98	44812.77	
47	23.500	6.700	7025.14	34893.56	48097.92	
48	24.000	6.200	7556.25	37610.20	51912.95	
49	24.500	5.700	8180.54	40843.33	56397.12	
50	25.000	5.200	8924.89	44698.20	61743.65	
51	25.000	5.200				
52	28.000	2.200				
53	30.200	0.000				

備考欄 c: Pc 最小位置, y: Py0 最小位置, u: Pu 最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力 (水平耐力) は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ (m)	0.000	0.000	0.000
水平力 (kN)	1900.44	8311.33	11262.58

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

・Pu = 11262.58 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	y _i (m)	φ _{c i} (1/m)	φ _{c i} ・y _i	φ y0 i (1/m)	φ y0 i・y _i	Δ y _i (m)
0	30.200	0.00004382	0.001323305	0.00056425	0.017040399	0.500
1	29.700	0.00004309	0.001279849	0.00055363	0.016442713	0.500
2	29.200	0.00004237	0.001237120	0.00054300	0.015855522	0.500
3	28.700	0.00004164	0.001195115	0.00053236	0.015278845	0.500
4	28.200	0.00004092	0.001153836	0.00052173	0.014712672	0.500
5	27.700	0.00004019	0.001113283	0.00051108	0.014156997	0.500
6	27.200	0.00003947	0.001073455	0.00050044	0.013611839	0.500
7	26.700	0.00003874	0.001034352	0.00048978	0.013077203	0.500
8	26.200	0.00003801	0.000995975	0.00047913	0.012553096	0.500
9	25.700	0.00003729	0.000958324	0.00046846	0.012039524	0.500
10	25.200	0.00003656	0.000921398	0.00045780	0.011536492	0.500
11	24.700	0.00003584	0.000885197	0.00044713	0.011044008	0.500
12	24.200	0.00003511	0.000848972	0.00043645	0.010562077	0.500
13	23.700	0.00003439	0.000814972	0.00042577	0.010090705	0.500
14	23.200	0.00003366	0.000780948	0.00041508	0.009629900	0.500
15	22.700	0.00003294	0.000747649	0.00040439	0.009179659	0.500
16	22.200	0.00003221	0.000715076	0.00039369	0.008740005	0.500
17	21.700	0.00003149	0.000683228	0.00038299	0.008310938	0.500
18	21.200	0.00003076	0.000652105	0.00037229	0.007892463	0.500
19	20.700	0.00003003	0.000621708	0.00036157	0.007484588	0.500
20	20.200	0.00029581	0.000592037	0.00035086	0.007087319	0.500
21	19.700	0.00028858	0.000563091	0.00034014	0.006700664	0.500
22	19.200	0.00027886	0.000534870	0.00032941	0.006324629	0.500
23	18.700	0.00027113	0.000507375	0.00031868	0.005959223	0.500
24	18.200	0.00026441	0.000480606	0.00030794	0.005604451	0.500
25	17.700	0.00025681	0.000454561	0.00029719	0.005260327	0.500
26	17.200	0.00024966	0.000429243	0.00028644	0.004926847	0.500
27	16.700	0.0002423	0.000404649	0.00027569	0.004604029	0.500
28	16.200	0.0002351	0.000380782	0.00026493	0.004291872	0.500
29	15.700	0.00022778	0.000357639	0.00025417	0.003990391	0.500
30	15.200	0.0002205	0.000335222	0.00024339	0.003695590	0.500
31	14.700	0.0002133	0.000313531	0.00023262	0.003419476	0.500
32	14.200	0.0002060	0.000292565	0.00022184	0.003150059	0.500
33	13.700	0.0001988	0.000272925	0.00021105	0.002891345	0.500
34	13.200	0.0001915	0.000252810	0.00020025	0.002643346	0.500
35	12.700	0.0001843	0.000234020	0.00018945	0.002406064	0.500
36	12.200	0.0001770	0.000215956	0.00017865	0.002179512	0.500
37	11.700	0.0001698	0.000198618	0.00016784	0.001963697	0.500
38	11.200	0.0001625	0.000182004	0.00015702	0.001758627	0.500
39	10.700	0.0001552	0.000166117	0.00014620	0.001564309	0.500
40	10.200	0.0001480	0.000150955	0.00013537	0.001380755	0.500
41	9.700	0.0001407	0.000136518	0.00012453	0.001207971	0.500
42	9.200	0.0001335	0.000122807	0.00011369	0.001045966	0.500
43	8.700	0.0001262	0.000109821	0.00010284	0.000894749	0.500
44	8.200	0.0001190	0.000097560	0.00009199	0.000754328	0.500
45	7.700	0.0001117	0.000086026	0.00008113	0.000624714	0.500
46	7.200	0.0001045	0.000075216	0.00007027	0.000505914	0.500
47	6.700	0.0000972	0.000065132	0.00005929	0.000397938	0.500
48	6.200	0.0000900	0.000055774	0.00004852	0.000300795	0.500
49	5.700	0.0000827	0.000047141	0.00003763	0.000214494	0.500
50	5.200	0.0000754	0.000039233	0.00003300	0.000171581	0.500
51	4.700	0.0000681	0.000031785	0.00002625	0.000128795	0.500
52	4.200	0.0000608	0.000024597	0.00001950	0.000090000	0.500
53	3.700	0.0000535	0.000017469	0.00001284	0.000055914	0.500

$$\delta_c = \int \phi_c \cdot y dy = \Sigma (\phi_{c i} \cdot y_i + \phi_{c i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 13.25 \text{ (mm)}$$
$$\delta_y = \int \phi_y \cdot y dy = \Sigma (\phi_{y0 i} \cdot y_i + \phi_{y0 i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 159.28 \text{ (mm)}$$

ここに、

δ_c : ひび割れ変位

慣性力の作用位置

δ_y : 初降伏変位

慣性力の作用位置

y_i : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

$\phi_{c i}$: 慣性力作用位置にひび割れ水平力 P_c を載荷したときの各断面の曲率 1/m

$\phi_{y0 i}$: 慣性力作用位置に初降伏水平力 P_{y0} を載荷したときの各断面の曲率 1/m

(8) 限界状態の変位

δ_{ls2} : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位 (mm)

$$L_p \text{ : 塑性ヒンジ長 (mm)} = 786.84 \text{ (mm)}$$
$$h \text{ : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離} = 30200 \text{ (mm)}$$
$$M_{y0} \text{ : 橋脚基部断面における初降伏モーメント} = 251002.1 \text{ (kN.m)}$$
$$\phi_{y0} \text{ : 橋脚基部断面における初降伏曲率} = 0.00056425 \text{ (1/m)}$$
$$\delta_{y0} \text{ : 橋脚の初降伏変位} = 159.28 \text{ (mm)}$$
$$\delta_{ls2} = \delta_y + (\phi_{ls2} - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) = 430.28 \text{ (mm)}$$

ここに

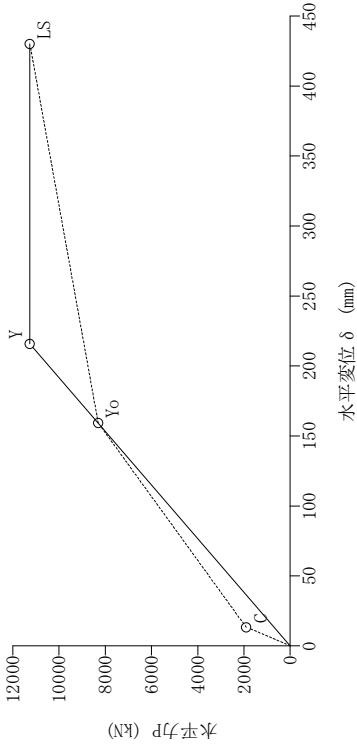
ϕ_{ls2} : 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率 = 0.00990814 (1/m)

ϕ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率

$$\phi_y = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \right) \phi_{y0} = 0.00076461 \text{ (1/m)}$$
$$\delta_y \text{ : 橋脚の降伏変位} = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \right) \delta_{y0} = 215.84 \text{ (mm)}$$

M_{ls2} : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント = 340130.0 (kN.m)

(9) 水平力ー水平変位の関係



	水平力 (kN)	変位 (mm)
ひび割れ時 C	1900.44	13.25
初降伏時 Y ₀	8311.33	159.28
降伏時 Y	11262.58	215.84
限界時 LS	11262.58	430.28

3.4.3 セン断耐力

(1) 破壊形態の判定に用いるせん断耐力

Ps : せん断耐力 (kN)
Pso : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (kN)
Sc : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)
Sco : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)

(正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 = 24.0 (N/mm²)
 τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.350 (N/mm²)
 σ_{sy} : せん断補強鉄筋の降伏点強度 = 345.0 (N/mm²)
hp : 橋脚の高さ(基部から天端) = 28000 (mm)
ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.612
cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.500
pt : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 1.106 (%)
b : 部材断面幅 = 4000.0 (mm)
d : 部材断面の有効高 = 4765.0 (mm)
Ss : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)
Aw : せん断補強鉄筋の総断面積 = 3040.20 (mm²)
a : π の部材軸方向の間隔 = 150 (mm)

1) タイプI地震動

$P_{so} = S_{co} + S_s$ = 35094.58 (kN)
 $P_s = S_c + S_s$ = 32645.99 (kN)
 $S_{co} = ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 6121.48 (kN)
 $S_c = cc \cdot ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 3672.89 (kN)
 $S_s = Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$ = 28973.11 (kN)

ここに、

cc: 正負交番作用による補正係数

2) タイプII地震動

$P_{so} = S_{co} + S_s$ = 35094.58 (kN)
 $P_s = S_c + S_s$ = 33870.29 (kN)
 $S_{co} = ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 6121.48 (kN)
 $S_c = cc \cdot ce \cdot cpt \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3}$ = 4897.18 (kN)
 $S_s = Aw \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3}$ = 28973.11 (kN)

ここに、

cc: 正負交番作用による補正係数

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基部から の高さ h _i (m)	断面幅 b(mm)	有効高 d(mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	Aw (mm ²)	ce	cpt
0	0.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
1	0.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
2	1.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
3	1.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
4	2.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
5	2.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
6	3.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
7	3.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
8	4.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
9	4.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
10	5.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
11	5.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
12	6.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
13	6.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
14	7.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
15	7.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
16	8.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
17	8.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
18	9.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
19	9.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
20	10.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
21	10.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
22	11.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
23	11.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
24	12.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
25	12.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
26	13.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
27	13.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
28	14.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
29	14.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
30	15.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
31	15.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
32	16.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
33	16.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
34	17.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
35	17.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
36	18.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
37	18.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
38	19.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
39	19.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
40	20.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
41	20.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
42	21.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
43	21.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
44	22.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
45	22.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
46	23.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
47	23.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
48	24.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
49	24.500	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500
50	25.000	4000.0	4765.0	150	3040.20	0.612	1.500

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	Sco (kN)	Ss (kN)	Pso (kN)	Sc (kN)		Ps (kN)	
				タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
0	6121.48	28973.11	35094.58	3672.89	4897.18	32645.99	33870.29
1	6121.48	28973.11	35094.58	3672.89	4897.18	32645.99	33870.29
2	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
3	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
4	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
5	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
6	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
7	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
8	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
9	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
10	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
11	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
12	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
13	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
14	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
15	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
16	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
17	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
18	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
19	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
20	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
21	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
22	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
23	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
24	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
25	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
26	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
27	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
28	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
29	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
30	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
31	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
32	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
33	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
34	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
35	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
36	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
37	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
38	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
39	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
40	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
41	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
42	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
43	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
44	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
45	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
46	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
47	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
48	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
49	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58
50	6121.48	28973.11	35094.58	6121.48	6121.48	35094.58	35094.58

3. 4. 4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプI地震動

Pu ≤ Ps より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 11262.58 \text{ (kN)}$$

$$\mu a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.661$$

とする。

(2) タイプII地震動

Pu ≤ Ps より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 11262.58 \text{ (kN)}$$

$$\mu a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.661$$

とする。

ここに、

Pa：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

μ a2：鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

α 2：安全係数 = 1.2

3. 4. 5 作用荷重

(1) 設計水平震度

1) タイプI地震動

$$khc1 = cs \cdot cIz \cdot khco = 0.41$$

$$khc2 = cs \cdot 0.4 = 0.26$$

$$khc3 = cIz \cdot 0.4 = 0.40$$

$$khemin = 0.53$$

$$khc = \max(khc1, khc2, khc3, khemin) = 0.53$$

ここに、

khc：設計水平震度

$$cIz：地域別補正係数 = 1.00$$

$$cIz \cdot Khco：地域別補正係数 \times 設計水平震度の標準値 = 0.6321$$

$$cs：6.4.4に規定する構造物特性補正係数 = 1 / (\sqrt{2 \cdot \mu a - 1}) = 0.656$$

$$\mu a：許容塑性率 = 1.661$$

khc1：設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

khc2：例外規定「khc0にcIzを乗じた値が0.4を下回る」ときの震度

khc3：例外規定「設計水平震度が0.4にcIzを乗じた値を下回る」ときの震度

khemin：同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned} khc1 &= cs \cdot cIIz \cdot khco &= 0.39 \\ khc2 &= cs \cdot 0.6 &= 0.39 \\ khc3 &= cIIz \cdot 0.4 &= 0.34 \\ khemin &&= 0.50 \\ khc &= \max(khc1, khc2, khc3, khemin) &= 0.50 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} khc &: \text{設計水平震度} \\ cIIz &: \text{地域別補正係数} \\ cIIz \cdot khco &: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &= 0.85 \\ cs &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu a - 1)}) = 0.656 \\ \mu a &: \text{許容塑性率} &= 1.661 \\ khc1 &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} \\ khc2 &: \text{例外規定「khc0にcIIzを乗じた値が0.6を下回る」ときの震度} \\ khc3 &: \text{例外規定「設計水平震度が0.4にcIIzを乗じた値を下回る」ときの震度} \\ khemin &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} \end{aligned}$$

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

(2)等価重量

$$\begin{aligned} W &: \text{地震時保有水平耐力法に用いる等価重量} \\ Wp &: \text{橋脚の重量} &= 14381.50 \text{ (kN)} \\ W &= Wu + cp \cdot Wp &= 16350.19 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Wu &: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} &= 9159.44 \text{ (kN)} \\ cp &: \text{等価重量算出係数} = 0.5(\text{曲げ破壊型}) \end{aligned}$$

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned} W &= Wu + cp \cdot Wp &= 16350.19 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Wu &: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} &= 9159.44 \text{ (kN)} \\ cp &: \text{等価重量算出係数} = 0.5(\text{曲げ破壊型}) \end{aligned}$$

3.4.6 水平耐力の照査

(1)タイプI地震動

$$Pa = 11262.58 \geq khc \times W = 8665.60 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Pa &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\ khc &: \text{設計水平震度} &= 0.53 \\ W &: \text{等価重量} &= 16350.19 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2)タイプII地震動

$$Pa = 11262.58 \geq khc \times W = 8175.10 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Pa &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\ khc &: \text{設計水平震度} &= 0.50 \\ W &: \text{等価重量} &= 16350.19 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

-314-

3.4.7 残留変位による判定(B種橋)

$$\begin{aligned} \delta_{ba} &: \text{橋脚の許容残留変位} &= 302.00 \text{ (mm)} \\ c_k &: \text{残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので} &= 0.6 \\ r &: \text{橋脚の降伏剛性に對する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので} &= 0.0 \end{aligned}$$

(1)タイプI地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\begin{aligned} \mu r &: \text{橋脚の応答塑性率} &= \frac{1}{2} \left\{ c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right\}^2 + 1 \Bigg\} &= 0.921 \\ \delta y &: \text{橋脚の降伏変位} &= 215.84 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

(2)タイプII地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\begin{aligned} \mu r &: \text{橋脚の応答塑性率} &= \frac{1}{2} \left\{ c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right\}^2 + 1 \Bigg\} &= 0.879 \\ \delta y &: \text{橋脚の降伏変位} &= 215.84 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

(1)タイプI地震動

3.4.8 基礎設計用水平震度

(1)タイプI地震動

$$\begin{aligned} Pu &= 11262.58 \text{ (kN)} \\ W &= 16350.19 \text{ (kN)} \\ khp &= \frac{CdF \cdot Pu}{W} \end{aligned}$$

ここに、

$$= 0.76$$

(2)タイプII地震動

$$\begin{aligned} Pu &= 11262.58 \text{ (kN)} \\ W &= 16350.19 \text{ (kN)} \\ khp &= \frac{CdF \cdot Pu}{W} \end{aligned}$$

ここに、

$$= 0.76$$

ここに、

khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

CdF : khp算出のための補正係数で1.1とする

Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

-745-

3. 4. 9 固有周期算定用剛性

はり下端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$I_y = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E) = 19.06549 \text{ (m}^4\text{)}$

$K = P_y / \delta y = P_{yo} / \delta y_o = 52180.84 \text{ (kN/m)}$

ここに

I_y : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

P_y : 降伏水平耐力

δy : 降伏変位

P_{yo} : 橋脚の初降伏水平耐力

δy_o : 橋脚の初降伏変位

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離

hu : はり下端から上部工慣性力作用位置までの距離

E : コンクリートのヤング係数

3. 4. 10 主要断面のMc、Myo、Mls

(1) 基部断面

1) 条件

断面幅 4000.0 (mm) 断面高 5000.0 (mm)

コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

作用軸力 19281.5 (kN)

主鉄筋 $\Sigma A_s = 421616.0 \text{ mm}^2$ ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。

軸方向鉄筋比 = 2.11 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)
1	4840	48648.0	345.0	2	4700	4054.0	345.0
3	4690	48648.0	345.0	4	4550	4054.0	345.0
5	4450	4054.0	345.0	6	4300	8108.0	345.0
7	4150	8108.0	345.0	8	4000	8108.0	345.0
9	3850	8108.0	345.0	10	3700	8108.0	345.0
11	3550	8108.0	345.0	12	3400	8108.0	345.0
13	3250	8108.0	345.0	14	3100	8108.0	345.0
15	2950	8108.0	345.0	16	2800	8108.0	345.0
17	2650	8108.0	345.0	18	2500	8108.0	345.0
19	2350	8108.0	345.0	20	2200	8108.0	345.0
21	2050	8108.0	345.0	22	1900	8108.0	345.0
23	1750	8108.0	345.0	24	1600	8108.0	345.0
25	1450	8108.0	345.0	26	1300	8108.0	345.0
27	1150	8108.0	345.0	28	1000	8108.0	345.0
29	850	8108.0	345.0	30	700	8108.0	345.0
31	550	4054.0	345.0	32	450	4054.0	345.0
33	310	48648.0	345.0	34	300	4054.0	345.0
35	160	48648.0	345.0	—	—	—	—

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面種 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ_{bt} (N/mm ²) Mc(kN.m) ϕ (1/m)	23.373 20.957 52.392 1.9137 57393.2 0.00004382
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント(図心) 曲率	ϵ_c Xo (mm) Myo (kN.m) $\phi_{yo} = \epsilon_c / X_o$ (1/m)	0.00100598 1782.85 251002.1 0.00056425
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント(図心) 許容曲率	ϵ_{ccl} Xccl (mm) McC1(kN.m) $\phi_{ccl} = \epsilon_{ccl} / X_{ccl}$ (1/m)	0.01451514 899.39 333516.7 0.01613885
引張限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント(図心) 許容曲率	ϵ_{sc} ϵ_{st} Xst (mm) Mst(kN.m) $\phi_{st} = \epsilon_{st} / X_{st}$ (1/m)	0.00839915 0.03797094 3832.30 340130.0 0.00990814
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント(図心) 許容曲率	ϵ_{ls} Xls (mm) Mls(kN.m) $\phi_{ls} = \epsilon_{ls} / X_{ls}$ (1/m)	0.03797094 3832.30 340130.0 0.00990814

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ_s	σ_{cc} (N/mm ²)	ϵ_{cc}	ϵ_{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

Lp (mm)	ϕ (mm)	β_s (N/mm ²)	β_{co} (N/mm ²)	ϵ_{st}
786.8	50.80	0.74721691	1.34500000	0.03797094

柱基部の軸圧縮応力度

	(N/mm ²)
軸方向圧縮応力度 σ_c	0.964

1 設計条件

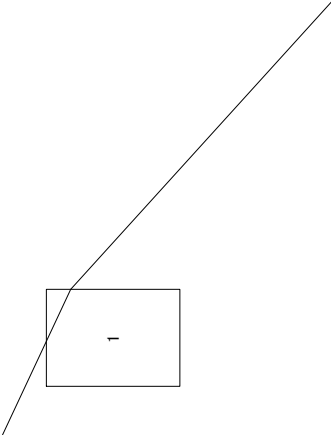
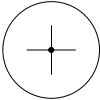
1.1 基本データ

保存ファイル名：(橋脚の設計 連動データ)

工事名：

- (1)橋軸直角方向
- (2)橋軸方向
- (3)杭形状
- (4)適用基準
- (5)対象構造物
- (6)杭周面摩擦の考慮
- (7)杭径 (公称径)
- 杭径 (設計径)
- (8)使用材料 (深礎杭)
- コンクリートの設計基準強度
- 鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
- (せん断補強筋)
- 単位体積重量
- (9)使用材料 (フーチング)
- コンクリートの設計基準強度
- 鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
- (せん断補強筋)
- 単位体積重量
- (10)解析方向
- (11)荷重載荷方向
- (12)設計水平震度 (レベル1地震時)
- (13)フーチングタイプ
- (14)底版荷重の取扱い
- (15)荷重データを自動生成
- (16)作用位置自動設定の取扱い

構造図



- 杭列数 1 列 入力対象杭列 A 列
- 杭列数 1 列 入力対象杭列 1 列
- 円形
- 斜面上の深礎基礎設計施工便覧
- 橋脚基礎
- 考慮しない
- D = 8.000 m
- D_s = 8.000 m
- σ_{sk} = 24 N/mm²
- SD345
- SD345
- γ_s = 24.50 kN/m³
- σ_{sk} = 24 N/mm²
- SD345
- SD345
- γ_s = 24.50 kN/m³
- [設計方向2]
- 面内解析
- +X (+Z) 方向
- k_{90} = 0.20
- フーチングなし
- 作用格点に載荷
- 行わない
- 自動設定しない

1.2 構造寸法

柱寸法

- 形状 : 矩形
- 断面寸法 L= 4.000 m
- B= 5.000 m
- 中心位置 X= 0.000 m
- Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行		11.000	

1.4 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

- 荷重状態 : 常時
- 安全率 : 常時
- 応力度 : 常時
- 底面せん断 : 常時
- 許容変位 δ_a = 25 (mm)
- 許容応力度
- σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
- σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (上記以外)
- σ_{sa}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
- τ_{a1} = 0.23 (N/mm²)
- τ_{a2} = 1.70 (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	27005.39	0.00	0.00

	杭列1
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震

許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{sa} = 12.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma_{sa}' = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{sa} = 0.35$ (N/mm²)
 $\tau_{sa} = 2.55$ (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	22005.39	3569.59	82527.93

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.5 荷重ケース (レベル2 地震時)

計算対象

地震動タイプI	地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2
○	—	○	—

慣性力の向き :+X(+Z) 方向

死荷重時上部工反力

橋脚躯体重量 RD = 4900.00 (kN)
底版下面からWp重心位置までの高さ WP = 14381.50 (kN)
慣性力を考慮する底版および土載土重量 yP = 14.590 (m)
底版下面からWF重心位置までの高さ WF = 0.00 (kN)
yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.64	0.60
khp	—	0.83	0.83
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	3931.78	3931.78
yU	m	32.500	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	2723.89	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	22005.39	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.6 基礎基礎データ

1.6.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-25.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値	単位重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 c (kN/m ²)	変形係数 αE_o (kN/m ²)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 数 ED (kN/m ³)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α : 内部計算

ひろがり角 β : 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_a) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_a = 0$ kN/m²

土質 : 硬岩 (亀裂多)

1.6.2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	c/c (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	35	180	134.0	1721.880

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	1. 000
横拘束筋の断面積	A _b (cm ²)	5. 067
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15. 0
横拘束筋の有効長	d (cm)	870. 0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	25
中間帯鉄筋の本数 n (本)	3. 000
中間帯鉄筋の断面積A _v ' (cm ²)	15. 201

2 許容応力度法

2. 1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水平変位	δ	mm	0. 0
	δ a	mm	25. 0
地盤反力度	qmax	kN/m ²	270
	qa	kN/m ²	2500
抵抗	H	kN	0. 0
	Ha	kN	5418. 6
せん断力	σ c	N/mm ²	0. 3
	σ ca	N/mm ²	8. 0
杭体応力度	判定		OK
	σ s	N/mm ²	-3. 8
	σ sa	N/mm ²	160. 0
	判定		OK
	σ s'	N/mm ²	-3. 8
	σ sa'	N/mm ²	200. 0
せん断照査	判定		OK
	τ m	N/mm ²	0. 00
	τ ac	N/mm ²	0. 11
	τ a2	N/mm ²	1. 70
	Aw	cm ²	25. 335
	Awreq	cm ²	0. 000
判定	判定		OK
	判定		OK

2. 2 弾塑性解析結果

2. 2. 1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0. 000	0. 00	0. 00	0. 00
101	2. 000	0. 00	0. 00	-2463. 01
102	2. 500	0. 00	0. 00	-3078. 76
103	3. 000	0. 00	0. 00	-3694. 51
104	3. 500	0. 00	0. 00	-4310. 27
105	4. 000	0. 00	0. 00	-4926. 02
106	4. 500	0. 00	0. 00	-5541. 77
107	5. 000	0. 00	0. 00	-6157. 52
108	5. 500	0. 00	0. 00	-6773. 27
109	6. 000	0. 00	0. 00	-7389. 03
110	6. 500	0. 00	0. 00	-8004. 78
111	7. 000	0. 00	0. 00	-8620. 53
112	7. 500	0. 00	0. 00	-9236. 28
113	8. 000	0. 00	0. 00	-9852. 03
114	8. 500	0. 00	0. 00	-10467. 79
115	9. 000	0. 00	0. 00	-11083. 54
116	9. 500	0. 00	0. 00	-11699. 29
117	10. 000	0. 00	0. 00	-12315. 04
118	10. 500	0. 00	0. 00	-12930. 80
119	11. 000	0. 00	0. 00	-13546. 55

水平変位

$\delta = 0. 0 \leq 25. 0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 d = 8. 000 m

$$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$

$$= 13546. 55/ 50. 265 + (0. 00/ 201. 0619) \cdot (8. 000/2 - 0. 000)$$
$$= 270 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_b = K_s \times \delta_s$$

$$= 1701385 \times 0. 000 \times 10^{-1}$$
$$= 0. 00 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\text{max}} = 0. 00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=11. 000 m)}$$

$$N = 13546. 55 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 0. 3 \leq 8. 0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -3. 8 \leq 160. 0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s' = -3. 8 \leq 200. 0 \text{ N/mm}^2$$
$$S_{\text{max}} = 0. 00 \text{ kN (Z=0. 000 m)} \quad N = 0. 00 \text{ kN} \quad M = 0. 00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\tau_n = 0. 00 \leq 0. 11 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$
$$\tau_n = 0. 00 \leq 1. 70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$

b = 7089. 8 mm, d = 7002. 1 mm, pt = 0. 173 %
Ce = 0. 560, Cpt = 0. 847, CN = 1. 000, τ a1 = 0. 23, τ ac = 0. 11, τ a2 = 1. 70

1/2M_{max}点
$$1/2M_{\text{max}} = 0. 00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=11. 000 m)}$$
$$N = 13546. 55 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 0. 3 \leq 8. 0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -3. 8 \leq 160. 0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s' = -3. 8 \leq 200. 0 \text{ N/mm}^2$$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	492.60	492.60	-2463.01
102	2.500	738.90	492.60	-3078.76
103	3.000	985.20	492.60	-3694.51
104	3.500	1231.50	492.60	-4310.27
105	4.000	1477.81	432.68	-4926.02
106	4.500	1664.18	316.34	-5541.77
107	5.000	1794.15	207.97	-6157.52
108	5.500	1872.15	109.16	-6773.27
109	6.000	1903.31	21.07	-7389.03
110	6.500	1893.22	-55.45	-8004.78
111	7.000	1847.86	-119.71	-8620.53
112	7.500	1773.51	-171.17	-9236.28
113	8.000	1676.69	-209.40	-9852.03
114	8.500	1564.11	-234.01	-10467.79
115	9.000	1442.68	-244.70	-11083.54
116	9.500	1319.42	-241.19	-11699.29
117	10.000	1201.49	-223.25	-12315.04
118	10.500	1096.17	-190.66	-12930.80
119	11.000	1010.83	-170.68	-13546.55

水平変位

$\delta = 0.2 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 8.000 \text{ m}$

$$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$
$$= 13546.55/ 50.265 + (1010.83/ 201.0619) \cdot (8.000/2 - 0.000)$$
$$= 290 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$S_b = K_b \times \delta_b$

$= 3402770 \times -0.042 \times 10^{-3}$

$= 143.23 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{r\text{max}} = 1010.83 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=11.000 \text{ m})$

$N = 13546.55 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -3.6 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s' = -4.1 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 492.60 \text{ kN} \quad (Z=3.500 \text{ m}) \quad N = 4310.27 \text{ kN} \quad M = 1231.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_n = 0.01 \leq 0.17 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_n = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 7089.8 \text{ mm}, d = 7002.1 \text{ mm}, p_t = 0.173 \%$

$C_e = 0.560, C_{pt} = 0.847, C_N = 1.000, \tau_{a1} = 0.35, \tau_{ac} = 0.17, \tau_{a2} = 2.55$

$1/2M_{\text{max}} \text{点}$

$1/2N_{\text{max}} = 1010.83 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=11.000 \text{ m})$

$N = 13546.55 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -3.6 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s' = -4.1 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

3 安定照査（レベル2地震時）

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸方向：タイプ1地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度

$C2z \cdot khco = 0.64$

設計水平震度

$khp = 0.83$

設計水平震度

$khg = 0.50$

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) $\alpha i \cdot C2z \cdot khco \leq khp$ のとき

鉛直力

$V_o = (RD + WP + Vd) \cdot \mu V$

$= (4900.00 + 14381.50 + 2723.89) \times 1.0000$

$= 22005.39 \text{ kN}$

水平力

$H_o = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco (WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H$

$= \{ \alpha i \times 0.6371 \times (3931.78 + 14381.50) + 0.00 \} \times 1.0000$

$= \alpha i \times 11667.56 + 0.00 \text{ kN}$

$= \alpha i \times 25049.73 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

領域(2) $\alpha i \cdot C2z \cdot khco > khp$ のとき

領域(2)は存在しない。

※yolは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

※xolは、底板中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$Wpr = Ap \cdot \gamma c$

$= 50.2655 \times 24.50 = 1231.504 \text{ kN/m}$

$qpr = \alpha i \cdot khg \cdot Wpr$

$= \alpha i \times 0.50 \times 1231.504$

$= \alpha i \times 615.752 \text{ kN/m}$

ここに、

qpr；杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

Wpr；杭突出部の杭長1m当り重量(kN/m)

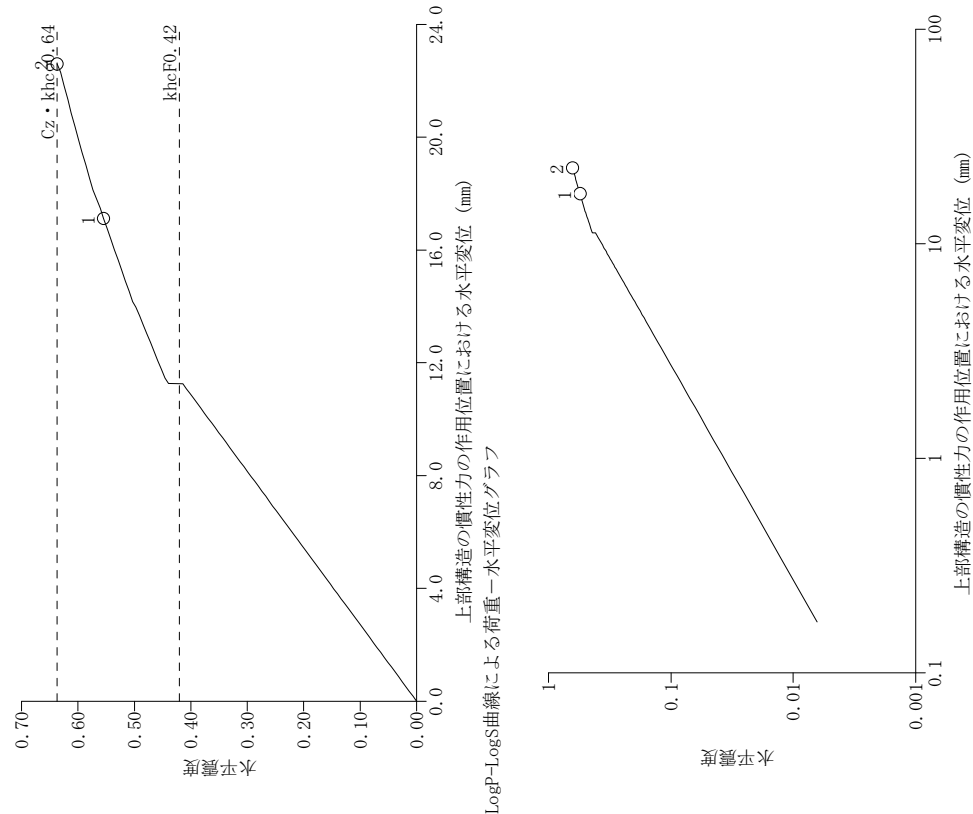
Ap；杭の断面積(m²)

γc；杭の単位体積重量(kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1=1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定	杭番号 1
S _{max} 位置	12899.06 (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定	11667.56 44348.01 OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 12899.06 (kN) せん断耐力P_s 44418.40 (kN) 判定OK
基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _s	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	b	mm	7090
部材高	h	mm	7090
有効高	d	mm	7002
補正係数	C _s	—	0.560
軸方向引張鉄筋比に関する補正	p _t	%	0.173
補正係数	C _{ps}	—	0.847
作用軸力	N	N	22005×10 ³
作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	288293×10 ⁶
断面積	A _c	mm ²	50.265×10 ³
断面二次モーメント	I _c	mm ⁴	201.062×10 ¹²
図心より引張縁までの距離	y	mm	4000
軸方向圧縮力による補正	M _c	N・mm	22005×10 ⁶
補正係数	C _s	—	1.076
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _{av}	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	8868×10 ³
帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	25.335×10 ³
帯鉄筋の間隔	s	mm	150
帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	35480×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	44348×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	— 0. 560
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	% 0. 173
	補正係数		C _{pc}	— 0. 847
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	24468×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm 288293×10 ⁶
	断面積		A _f	mm ² 50, 265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴ 201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm 4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm 24468×10 ⁶
	補正係数		C _s	— 1. 085
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ² 0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	8939×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ² 25, 335×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	mm 150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ² 345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	35480×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	44418×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	— 0. 560
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	% 0. 173
	補正係数		C _{pc}	— 0. 847
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	24468×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm 288293×10 ⁶
	断面積		A _f	mm ² 50, 265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴ 201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm 4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm 24468×10 ⁶
	補正係数		C _s	— 1. 085
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ² 0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	8939×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ² 25, 335×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	mm 150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ² 345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	35480×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	44418×10 ⁶

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	82109, 059 ≦ 229548, 201	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	35551, 941 ≦ 346079, 299	--
降伏点判定	-----		OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

		杭番号 1
曲げモーメント	M _{max}	82109
降伏モーメント	M _y	229548
判 定		M ≤ M _y
基礎は降伏しない OK		

せん断力の照査

		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力	S (kN)	杭番号 1
	せん断耐力	P _r (kN)	
	判定	11667.56 44348.01 OK	
S _{max} 位置	せん断力	S (kN)	
	せん断耐力	P _r (kN)	
	判定	12899.06 44418.40 OK	

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 12899.06(kN) せん断耐力P_r 44418.40(kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	6.908	46.144	50.265	346079.30

3. 1. 2 橋軸方向：タイプII地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.60
設計水平震度 khp = 0.83
設計水平震度 khg = 0.68
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α_i・C2z・khco ≦ khpのとき
鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (4900.00 + 14381.50 + 2723.89) \times 1.0000 \\ &= 22005.39 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (3931.78 + 14381.50) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 10987.97 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (3931.78 \times 10.000 + 14381.50 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 22005.39 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 23590.69 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α_i・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底板中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} W_{pr} &= A_p \cdot \gamma_c \\ &= 50.2655 \times 24.50 = 1231.504 \text{ kN/m} \\ q_{pr} &= \alpha_i \cdot khg \cdot W_{pr} \\ &= \alpha_i \times 0.68 \times 1231.504 \\ &= \alpha_i \times 837.423 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ここに、

q_{pr} ; 杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

W_{pr} ; 杭突出部の杭長1 m当り重量(kN/m)

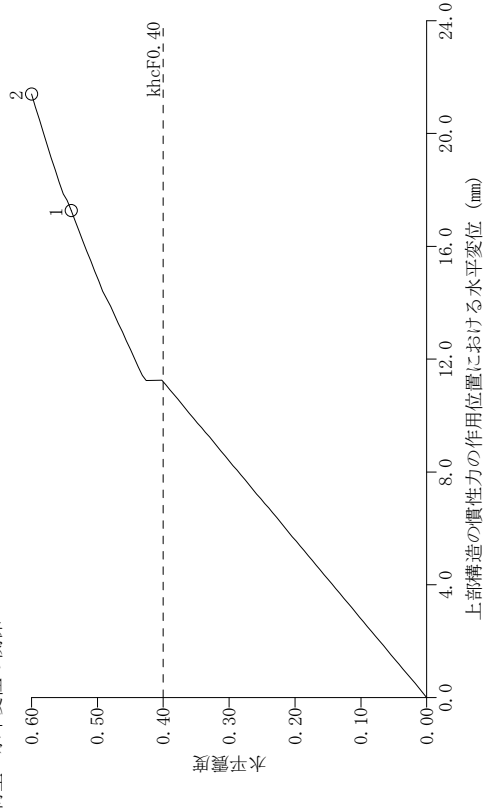
A_p ; 杭の断面積(m²)

γ_c ; 杭の単位体積重量(kN/m³)

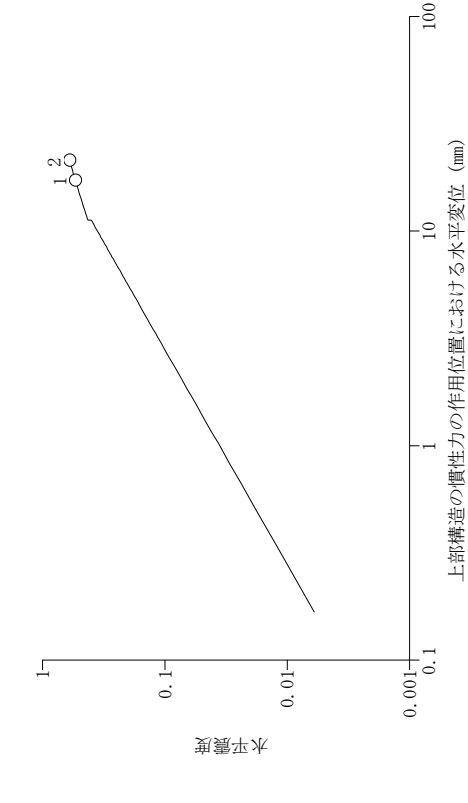
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径			D	mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数			C _c	—	1.000
	部材幅		b	mm	7090
	部材高		h	mm	7090
	有効高		d	mm	7002
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数		C _s	—	0.560
	軸方向引張鉄筋比		p _t	%	0.173
	補正係数		C _g	—	0.847
	作用軸力		N	N	22005×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm	288293×10 ⁶
	断面積		A _c	mm ²	50.265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _c	mm ⁴	201.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm	22005×10 ⁶
	補正係数		C _s	—	1.076
コンクリートが負担できる平均せん断応力度			τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力			S _c	N	8868×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²	25.335×10 ³
	帯鉄筋の間隔		s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力			S _s	N	35480×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力			P _s	N	44348×10 ³

深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス ラップ α ₁	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 (×10 ⁻³ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.900	0.540	0.9	17.3	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.600	1.1	21.4	α ₁ =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス ラップ α ₁	塑性化 領域 L _p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 A(m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.900	4.000	44.4	50.061	0.4	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	4.500	50.0	47.080	6.3	α ₁ =1で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 (α₁=1) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN)	10987.97
	せん断耐力 判定	P _s (kN)	44348.01 OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN)	12662.81
	せん断耐力 判定	P _s (kN)	44418.40 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 12662.81 (kN) せん断耐力P_s 44418.40 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	— 0. 560
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	% 0. 173
	補正係数		C _{pc}	— 0. 847
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	24468×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm 288293×10 ⁶
	断面積		A _f	mm ² 50, 265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴ 201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm 4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm 24468×10 ⁶
	補正係数		C _s	— 1. 085
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ² 0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	8939×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ² 25, 335×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	mm 150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ² 345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	35480×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	44418×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	— 0. 560
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	% 0. 173
	補正係数		C _{pc}	— 0. 847
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	24468×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm 288293×10 ⁶
	断面積		A _f	mm ² 50, 265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴ 201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm 4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm 24468×10 ⁶
	補正係数		C _s	— 1. 085
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ² 0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	8939×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ² 25, 335×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	mm 150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ² 345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	35480×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	44418×10 ⁶

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 78789. 193 ≦ 229548. 201	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 35551. 941 ≦ 353101. 447	--
降伏点判定	-----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	78789
降伏モーメント M _y	229548
判 定	M≦M _y
基礎は降伏しない、 OK	

せん断力の照査

杭番号 1		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 せん断耐力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号 1 10987.97 44348.01 OK
S _{max} 位置	せん断力 せん断耐力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号 1 12662.81 44418.40 OK

杭番号1

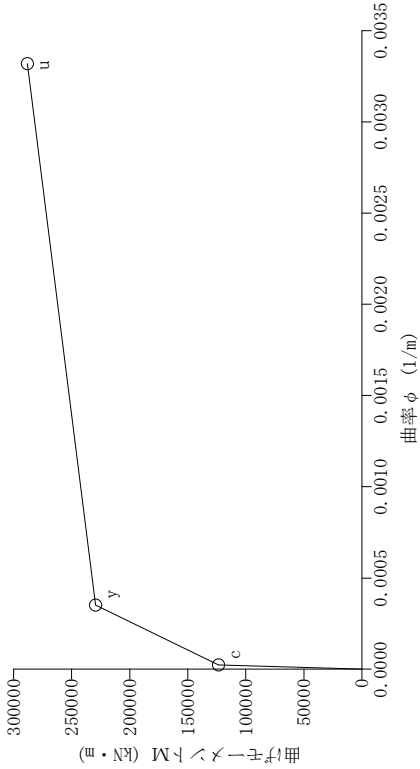
鉄筋区間1 せん断力S 12662.81 (kN) せん断耐力P_r 44418.40 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_u×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	7.085	47.080	50.265	353101.45

3.2 杭体のM-φ曲線

3.2.1 ケース1

杭番号-1 区間長 L1=20.000 m 作用軸力 N=22005.39 kN



Mc = 123551.08 kN・m	My = 229548.20 kN・m	Mu = 288293.41 kN・m
φc = 2.3398E-005 1/m	φy = 3.5229E-004 1/m	φu = 3.3190E-003 1/m

1 設計条件

1.1 基本データ

保存ファイル名： (橋脚の設計 連動データ)

工事名：

(1) 橋軸直角方向

(2) 橋軸方向

(3) 杭形状

(4) 適用基準

(5) 対象構造物

(6) 杭周面摩擦の考慮

(7) 杭径 (公称径)

杭径 (設計径)

(8) 使用材料 (深礎杭)

コンクリートの設計基準強度

鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)

(せん断補強筋)

単位体積重量

(9) 使用材料 (フーチング)

コンクリートの設計基準強度

鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)

(せん断補強筋)

単位体積重量

(10) 解析方向

(11) 荷重載荷方向

(12) 設計水平震度 (レベル1地震時)

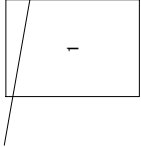
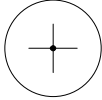
(13) フーチングタイプ

(14) 底版荷重の取扱い

(15) 荷重データを自動生成

(16) 作用位置自動設定の取扱い

構造図



1.2 構造寸法

柱寸法
形状 : 矩形
断面寸法 L= 4.000 m
B= 5.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行		11.000	

1.4 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時
安全率 : 常時
応力度 : 常時
底面せん断 : 常時
許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{ca} = 8.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sa} = 160.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sa} = 160.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma'_{sa} = 200.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{a1} = 0.23$ (N/mm²)
 $\tau_{a2} = 1.70$ (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	27005.39	0.00	0.00

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震
許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{ca} = 12.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma'_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{a1} = 0.35$ (N/mm²)
 $\tau_{a2} = 2.55$ (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	22005.39	5069.60	123917.93

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.5 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース1
○	—	○	—	—

慣性力の向き : +X (+Z) 方向
死荷重時上部工反力 RD = 4900.00 (kN)
橋脚躯体重量 WP = 14381.50 (kN)
底版下面からWp重心位置までの高さ yP = 14.590 (m)
慣性力を考慮する底版および土重量 WF = 0.00 (kN)
底版下面からWF重心位置までの高さ yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.63	0.60
khp	—	0.76	0.76
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	9159.44	9159.44
yU	m	30.200	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度
khg : 地盤面における設計水平震度
WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)
yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	2723.89	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	22005.39	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.6 基礎基礎データ

1.6.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-10.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値 (kN/m)	単位重量 γ (kN/m)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m)	変形係数 αE_0 (kN/m)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 ED (kN/m)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α : 内部計算

ひろがり角 β : 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_a) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_a = 0 \text{ kN/m}^2$

土質 : 硬岩 (亀裂多)

1.6.2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・区間長 $L1 = 20.000 \text{ m}$

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	35	180	134.0	1721.880

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A _s (cm ²)	5.067
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	870.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	25
中間帯鉄筋の本数 n (本)	3.000
中間帯鉄筋の断面積A _s ' (cm ²)	15.201

2 許容応力度法

2.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水 平 変 位	δ	mm	0.0
	δa	mm	25.0
		判定	OK
地 盤 反 力 度	qmax	kN/m ²	270
	qa	kN/m ²	2500
		判定	OK
せん 断 力	H	kN	0.0
	Ha	kN	5418.6
		判定	OK
杭 体 応 力 度	σc	N/mm ²	0.3
	σca	N/mm ²	8.0
		判定	OK
曲 げ 照 査	σs	N/mm ²	-3.8
	σsa	N/mm ²	160.0
		判定	OK
せん 断 照 査	$\sigma s'$	N/mm ²	-3.8
	$\sigma sa'$	N/mm ²	200.0
		判定	OK
せん 断 照 査	τm	N/mm ²	0.00
	τac	N/mm ²	0.11
せん 断 照 査	$\tau a2$	N/mm ²	1.70
	Aw	cm ²	25.335
せん 断 照 査	Awreq	cm ²	0.000
	判定	OK	OK
		判定	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-2463.01
102	2.500	0.00	0.00	-3078.76
103	3.000	0.00	0.00	-3694.51
104	3.500	0.00	0.00	-4310.27
105	4.000	0.00	0.00	-4926.02
106	4.500	0.00	0.00	-5541.77
107	5.000	0.00	0.00	-6157.52
108	5.500	0.00	0.00	-6773.27
109	6.000	0.00	0.00	-7389.03
110	6.500	0.00	0.00	-8004.78
111	7.000	0.00	0.00	-8620.53
112	7.500	0.00	0.00	-9236.28
113	8.000	0.00	0.00	-9852.03
114	8.500	0.00	0.00	-10467.79
115	9.000	0.00	0.00	-11083.54
116	9.500	0.00	0.00	-11699.29
117	10.000	0.00	0.00	-12315.04
118	10.500	0.00	0.00	-12930.80
119	11.000	0.00	0.00	-13546.55

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 8.000 \text{ m}$

$$\begin{aligned} q_{\text{max}} &= N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e) \\ &= 13546.55/ 50.265 + (0.00/ 201.0619) \cdot (8.000/2 - 0.000) \\ &= 270 \leq 2500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

底面せん断力

$$\begin{aligned} S_0 &= K_s \times \delta_s \\ &= 1701385 \times 0.000 \times 10^{-3} \\ &= 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

杭体応力度

$$\begin{aligned} M_{\text{amax}} &= 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=11.000 \text{ m}) \\ N &= 13546.55 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= -3.8 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s' &= -3.8 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2 \\ S_{\text{max}} &= 0.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \tau_n &= 0.00 \leq 0.11 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac} \\ \tau_n &= 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2} \\ b &= 7089.8 \text{ mm}, d = 7002.1 \text{ mm}, p_t = 0.173 \% \\ C_e &= 0.560, C_{pt} = 0.847, CN = 1.000, \tau_{a1} = 0.23, \tau_{ac} = 0.11, \tau_{a2} = 1.70 \end{aligned}$$

1/2M_{max}点

$$\begin{aligned} 1/2M_{\text{max}} &= 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=11.000 \text{ m}) \\ N &= 13546.55 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= -3.8 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s' &= -3.8 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	492.60	492.60	-2463.01
102	2.500	738.90	492.60	-3078.76
103	3.000	985.20	444.15	-3694.51
104	3.500	1183.06	348.05	-4310.27
105	4.000	1333.26	255.14	-4926.02
106	4.500	1438.20	167.92	-5541.77
107	5.000	1501.18	87.89	-6157.52
108	5.500	1526.09	16.05	-6773.27
109	6.000	1517.23	-46.88	-7389.03
110	6.500	1479.21	-100.39	-8004.78
111	7.000	1416.84	-144.05	-8620.53
112	7.500	1335.15	-177.56	-9236.28
113	8.000	1239.28	-200.64	-9852.03
114	8.500	1134.51	-213.09	-10467.79
115	9.000	1026.19	-214.72	-11083.54
116	9.500	919.79	-205.37	-11699.29
117	10.000	820.82	-184.91	-12315.04
118	10.500	734.88	-153.20	-12930.80
119	11.000	667.62	-134.52	-13546.55

水平変位

$\delta = 0.1 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 8.000 \text{ m}$

$$\begin{aligned} q_{\text{max}} &= N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e) \\ &= 13546.55/ 50.265 + (667.62/ 201.0619) \cdot (8.000/2 - 0.000) \\ &= 283 \leq 3750 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

底面せん断力

$$\begin{aligned} S_0 &= K_s \times \delta_s \\ &= 3402770 \times -0.032 \times 10^{-3} \\ &= 110.13 \text{ kN} \end{aligned}$$

杭体応力度

$$\begin{aligned} M_{\text{amax}} &= 667.62 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=11.000 \text{ m}) \\ N &= 13546.55 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= -3.7 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s' &= -4.0 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\ S_{\text{max}} &= 492.60 \text{ kN} \quad (Z=2.500 \text{ m}) \quad N = 3078.76 \text{ kN} \quad M = 738.90 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \tau_n &= 0.01 \leq 0.17 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac} \\ \tau_n &= 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2} \\ b &= 7089.8 \text{ mm}, d = 7002.1 \text{ mm}, p_t = 0.173 \% \\ C_e &= 0.560, C_{pt} = 0.847, CN = 1.000, \tau_{a1} = 0.35, \tau_{ac} = 0.17, \tau_{a2} = 2.55 \end{aligned}$$

1/2M_{max}点

$$\begin{aligned} 1/2M_{\text{max}} &= 763.07 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=10.336 \text{ m}) \\ N &= 12728.83 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= -3.4 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s' &= -3.8 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

3 安定照査（レベル2地震時）

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸直角方向：タイプI地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No : 1

C2z・khco = 0.63

khp = 0.76

khg = 0.50

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) αi・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

Vo = (RD + WP + Vd)・μV

= (4900.00 + 14381.50 + 2723.89) × 1.0000

= 22005.39 kN

水平力

Ho = {αi・C2z・khco(WU + WP) + Hd}・μH

= {αi × 0.6321 × (9159.44 + 14381.50) + 0.00} × 1.0000

= αi × 14881.10 + 0.00 kN

モーメント

Mo = {αi・C2z・khco(WU・yU + WP・yP) + Md}・μM - Hd・μH・yo - Vo・xo

= {αi × 0.6321 × (9159.44 × 10.000 + 14381.50 × 0.000) + 0.00} × 1.0000

= - 0.00 × 1.0000 × 0.000 - 22005.39 × 0.000

= αi × 57900.23 + 0.00 kN・m

領域(2) αi・C2z・khco > khpのとき

領域(2)は存在しない。

※yoは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※xoは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

Wpr = Ap・γc

= 50.2655 × 24.50 = 1231.504 kN/m

qpr = αi・khg・Wpr

= αi × 0.50 × 1231.504

= αi × 615.752 kN/m

ここに、

qpr ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

Wpr ; 杭突出部の杭長 1 m 当り重量 (kN/m)

Ap ; 杭の断面積 (m²)

γc ; 杭の単位体積重量 (kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係

-344-

LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ

深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス テップ α _i	水平 震度 k _h	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 (×10 ⁻³ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.810	0.512	7.8	1.0	17.5	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.632	11.9	1.4	26.0	α _i =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス テップ α _i	水平 震度 k _h	塑性化 領域 L _p (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 A (m ²)	底面り率 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.810	0.512	3.000	33.3	50.024	0.5	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.632	4.000	44.4	43.613	13.2	α _i =1で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 (α_i=1) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

-760-

杭頭位置			杭番号 1	
せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	14881.10 44348.01 OK		
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	17331.13 44664.77 OK	

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 17331.13 (kN) せん断耐力P_s 44664.77 (kN) 判定OK
基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	mm	8000	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	—	1.000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	7090
	部材高	h	mm	7090
	有効高	d	mm	7002
	補正係数	C _c	—	0.560
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _t	%	0.173
	補正係数	C _{ps}	—	0.847
	作用軸力	N	N	22005×10 ³
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	288293×10 ⁶
	断面積	A _c	mm ²	50.265×10 ⁴
	断面二次モーメント	I _c	mm ⁴	201.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	N・mm	22005×10 ⁶
	補正係数	C _s	—	1.076
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	8868×10 ³	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	25.335×10 ⁴
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	35480×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	44348×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径		D	mm	8000	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C _c	—	1.000	
	部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	7090
		部材高	h	mm	7090
		有効高	d	mm	7002
		補正係数	C _s	—	0.560
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	P _t	%	0.173	
	補正係数	C _{ps}	—	0.847	
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	N	N	33089×10 ⁶	
	作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	288293×10 ⁶	
	断面積	A _c	mm ²	50.265×10 ⁶	
	断面二次モーメント	I _c	mm ⁴	201.062×10 ¹²	
	図心より引張縁までの距離	y	mm	4000	
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	N・mm	33089×10 ⁶	
	補正係数	C _s	—	1.115	
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	N/mm ²	0.350		
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	9185×10 ³		
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	25.335×10 ⁴	
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150	
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345.0	
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	35480×10 ³	
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	44665×10 ³	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
	b		mm	7090
	h		mm	7090
	d		mm	7002
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数		C _c	—
	軸方向引張鉄筋比に関する補正		p _c	%
	補正係数		C _{pc}	—
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	33089×10 ³
	作用曲げモーメント (終局M)		M	288293×10 ⁶
	断面積		A _c	mm ²
	断面二次モーメント		I _c	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c		N/mm ²	0.350
	S _c		N	9185×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	35480×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	44665×10 ³

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	121247.786 ≦ 229548.201	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	35551.941 ≦ 327095.151	--
降伏点判定			OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

		杭番号 1
曲げモーメント	M _{max}	121248
降伏モーメント	M _l	229548
判 定	M ≤ M _l	
基礎は降伏しない OK		

せん断力の照査

杭頭位置	せん断力 P _c (kN) 判定	杭番号 1 14881.10 44348.01 OK
S _{max} 位置	せん断力 P _s (kN) 判定	17331.13 44664.77 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 17331.13 (kN) せん断耐力P_c 44664.77 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN_l = q_a × A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	6.479	43.613	50.265	327095.15

3. 1. 2 橋軸直角方向：タイプII地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.60

設計水平震度 khp = 0.76

設計水平震度 khg = 0.68

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域 (1) α i・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + Vd) \cdot \mu V \\ &= (4900.00 + 14381.50 + 2723.89) \times 1.0000 \\ &= 22005.39 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco (WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha i \times 0.6000 \times (9159.44 + 14381.50) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha i \times 14124.57 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco (WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha i \times 0.6000 \times (9159.44 \times 10.000 + 14381.50 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 22005.39 \times 0.000 \\ &= \alpha i \times 54956.67 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域 (2) α i・C2z・khco > khpのとき

領域 (2)は存在しない。

※yolは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

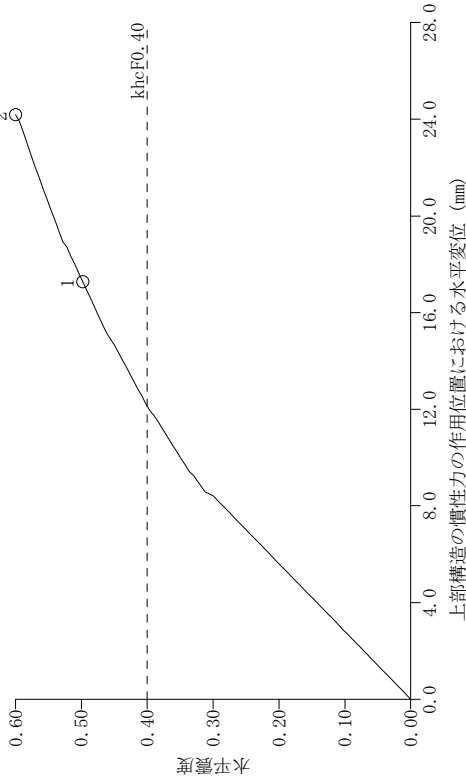
※xolは、底板中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

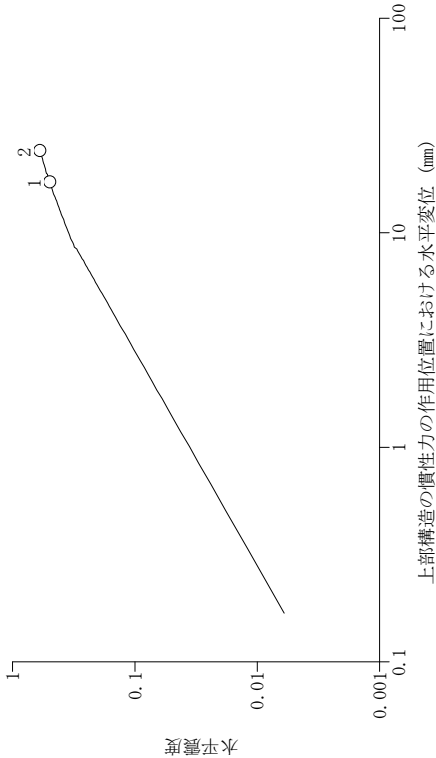
$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma c \\ &= 50.2655 \times 24.50 = 1231.504 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha i \cdot k_{hg} \cdot Wpr \\ &= \alpha i \times 0.68 \times 1231.504 \\ &= \alpha i \times 837.423 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

qpr ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)
 Wpr ; 杭突出部の杭長 1 m 当り重量 (kN/m)
 Ap ; 杭の断面積 (㎡)
 γc ; 杭の単位体積重量 (kN/㎡)
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、
基礎の荷重－水平変位の関係を求める。
荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ αi	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.830	0.498	7.7	1.0	17.3	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	11.0	1.3	24.2	$\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ αi	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 A (㎡)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.830	0.498	3.000	33.3	50.123	0.3	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	4.000	44.4	45.004	10.5	$\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_i = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定
S _{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 16485.86 (kN) せん断耐力P_s 44664.77 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		mm	8000	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数					
	C _c		—	1. 000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm	7090
	部材高		h	mm	7090
	有効高		d	mm	7002
	補正係数		C _c	—	0. 560
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		P _t	%	0. 173
	補正係数		C _{co}	—	0. 847
	作用軸力		N	N	22005×10 ³
	作用曲げモーメント（終局M）		M	N・mm	288293×10 ⁶
	断面積		A _f	mm ²	50. 265×10 ³
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴	201. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm	22005×10 ⁶
補正係数					
	C _s		—	1. 076	
コンクリートが負担できる平均せん断応力度					
	τ _c		N/mm ²	0. 350	
コンクリートの負担するせん断耐力					
	S _c		N	8868×10 ³	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²	25. 335×10 ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力					
	S _s		N	35480×10 ³	
杭1本あたりのせん断耐力					
	P _s		N	44348×10 ³	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	8000	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数					
	C _c		—	1. 000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm	7090
	部材高		h	mm	7090
	有効高		d	mm	7002
	補正係数		C _s	—	0. 560
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%	0. 173
	補正係数		C _{cs}	—	0. 847
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	N	33089×10 ³
	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm	288293×10 ⁶
	断面積		A _f	mm ²	50. 265×10 ³
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴	201. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm	33089×10 ⁶
	補正係数		C _{cs}	—	1. 115
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力					
帯鉄筋	S _c		N	9185×10 ³	
	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²	25. 335×10 ³
	帯鉄筋の間隔		s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力					
	S _s		N	35480×10 ³	
杭1本あたりのせん断耐力					
	P _s		N	44665×10 ³	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D	mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	7090
	部材高	h	7090
	有効高	d	7002
	補正係数	C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _t	0.173
	補正係数	C _{pc}	0.847
	作用軸力	N	33089×10 ³
	作用曲げモーメント (終局M)	M	288293×10 ³
軸方向圧縮力による補正	断面積	A _c	50,265×10 ³
	断面二次モーメント	I _c	201,062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	33089×10 ³
	補正係数	C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	0.350
	コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	9185×10 ³
	帯鉄筋の断面積	A _s	25,335×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の間隔	s	150
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	35480×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	44665×10 ³

基礎の状態

杭耐力 (kN・m)	杭 1	116138.317 ≦ 229548.201	判定
押込み支持力 (kN)	杭 1	35551.941 ≦ 337528.617	--
降伏点判定		----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

	杭番号 1
曲げモーメント	M _{max} 116138
降伏モーメント	M _l 229548
判 定	M ≦ M _l
基礎は降伏しない	OK

せん断力の照査

杭頭位置	せん断力 S (kN) 判定	杭番号 1 14124.57 44348.01 OK
S _{max} 位置	せん断力 S (kN) 判定	16485.86 44664.77 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 16485.86 (kN) せん断耐力P_s 44664.77 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。

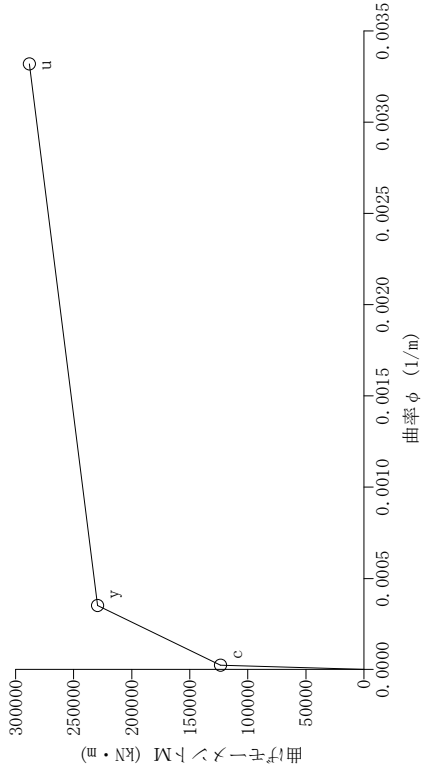
杭底面の押込み支持力 (PN_l=q_u×A')

杭番号	許容支持力度 q _c (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	6.708	45.004	50.265	337528.62

3.2 杭体のM－φ 曲線

3.2.1 ケース 1

杭番号-1 区間長 L1=20.000 m 作用軸力 N=22005.39 kN



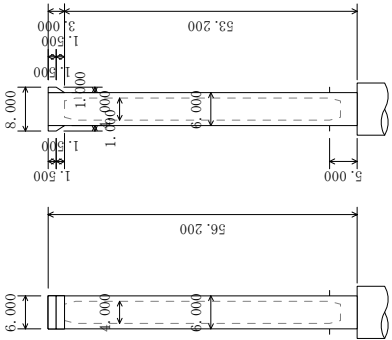
M _c =	123551.08 kN・m	M _y =	229548.20 kN・m	M _u =	288293.41 kN・m
φ _c =	2.3398E-005 1/m	φ _y =	3.5229E-004 1/m	φ _u =	3.3190E-003 1/m

§ 7. P3橋脚の設計

1 設計条件

1.1 形状寸法

形式 RC中空矩形柱橋脚(新設検討)
はり形状タイプ 張出し
基礎形式 深礎基礎
重要度の区分 B種の橋



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (mm)
橋軸方向はり幅	B _h	6,000
橋軸直角方向はり幅	B _r	8,000
はり高さ	H _h	3,000
先端絞り高さ	H _{h1}	1,500
先端絞り長	B _{h1}	1,000
柱高さ(柱基部～はり下)	H	53,200
橋軸方向柱幅	B _h	6,000
橋軸直角方向柱幅	B _r	6,000
中空部	H _{h1}	50,200
中空区間開始高さ	B _h	3,000
橋軸方向壁厚	t _h	1,000
直角方向壁厚	t _r	1,000
橋軸方向上側ハンチ幅	B _{h1}	0,500
橋軸方向下側ハンチ幅	B _{h2}	0,500
直角方向上側ハンチ幅	B _{h1}	0,500
直角方向下側ハンチ幅	B _{h2}	0,500
断面隅角部ハンチ幅	B _{h1}	0,500
上側ハンチ高	H _{h1}	2,000
下側ハンチ高	H _{h2}	2,000
地表面(柱下端から)	h ₀	5,000

1.2 上部工反力

1.2.1 死荷重反力および慣性力作用位置

上部工死荷重反力 R₀ 8700.00 (kN)

上部工慣性力の作用位置 h ₀ (mm)	橋軸	橋軸直角
4,500		2,700

1.2.2 許容応力度法

活荷重反力および地震時水平反力

上部工活荷重反力 R ₀ (kN)	橋軸	橋軸直角
5000.00		5000.00
地震時水平反力 R _e (kN)		
1700.00		3200.00

1.2.3 保有耐力法

死荷重水平力および偏心モーメント

死荷重水平力 H (kN)	橋軸	橋軸直角
死荷重偏心モーメント Me (kN・m)		
0.00		0.00
0.00		0.00

死荷重水平力は上部工慣性力作用位置に載荷。

1.3 設計水平震度

地域区分 B2地域

地盤種別 I種地盤

1.3.1 許容応力度法

	kh
橋軸方向	0.13
橋軸直角方向	0.13

kh: 許容応力度法による設計に用いる設計水平震度

1.3.2 保有耐力法

橋軸方向

	タイプIの設計震度, 分担重量			タイプIIの設計震度, 分担重量		
	CIzkhco	khg	khemin	Wu (kN)	CIzkhco	khemin
正方向	0.6371	0.50	0.54	1230.67	0.6000	0.51

橋軸直角方向

	タイプIの設計震度, 分担重量			タイプIIの設計震度, 分担重量		
	CIzkhco	khg	khemin	Wu (kN)	CIzkhco	khemin
正方向	0.6321	0.50	0.53	8290.49	0.6000	0.50

CIzkhco: 地域別補正係数×設計水平震度(タイプI)の標準値

CIIzkhco: 地域別補正係数×設計水平震度(タイプII)の標準値

khg: 地盤面における設計水平震度

khemin: 同一振動単位系における設計水平震度の最大値(本橋脚設計における設計水平震度の最小値)

Wu: 橋脚が支持している上部工重量

1.4 単位重量他

鉄筋のヤング係数 Es 2.00×10⁴ (N/mm²)

断面設計のヤング係数比 15

鉄筋コンクリートの単位重量 γ_c 24.50 (kN/m³)

水の単位重量 γ_w 9.80 (kN/m³)

土砂(埋戻し土)の単位重量 γ_t 18.00 (kN/m³)

土砂浮力算出時の水の単位重量 γ_w 9.00 (kN/m³)

1.5 柱

1.5.1 使用材料

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} 24.0 (N/mm²)

コンクリートのヤング係数 Ec 2.50×10⁴ (N/mm²)

主鉄筋材質 SD345

帯鉄筋材質 SD345

曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない。

柱の許容せん断応力度 τ_{al} に補正係数 c_N を考慮しない。

1.5.2 鉄筋

(1) 基部主鉄筋

背面側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160	D51	300	36@150	300
310	D51	450	34@150	450
840	D51	840	135+27@150+135	840

前面側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160	D51	300	36@150	300
310	D51	450	34@150	450
840	D51	840	135+27@150+135	840

右側

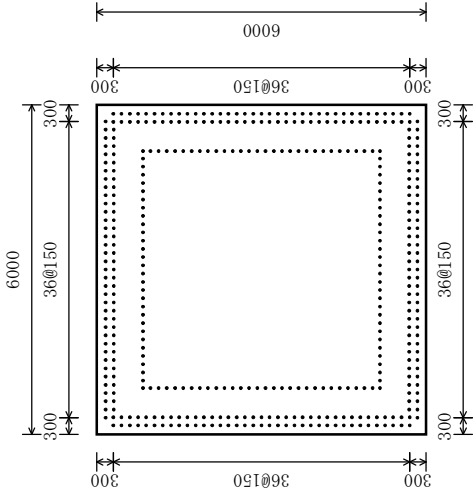
かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160	D51	300	36@150	300
310	D51	300	36@150	300
840	D51	975	27@150	975

左側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160	D51	300	36@150	300
310	D51	300	36@150	300
840	D51	975	27@150	975

※鉄筋量合計 827016.0mm²は、

- ・「 m あたり500mm²の鉄筋量(12000.0mm²)」以上を満足する。
- ・「断面積(36000000.0mm²)の6%となる鉄筋量(2160000.0mm²)」以下を満足する。



(2) 帯鉄筋

鉄筋径 D22

1) 横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (m)	高さ間隔 s (mm)	横拘束鉄筋 の断面積 A _b (mm ²)	横拘束鉄筋の有効長d (mm)		せん断補強鉄筋A _w (mm ²)	
				橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	150	506.70	1000.0	1000.0	3040.20	3040.20

2) 塑性ヒンジ長

軸方向鉄筋の本数n _s (本)			
区間	始端高さ h (m)	橋軸背面側	橋軸前面側
1	0.000	14	14

3) せん断耐力算定条件

区間	始端高さ h (m)	橋軸検討用	断面幅b (mm)	有効高d (mm)	引張主鉄筋比 ρ_t (%)
1	0.000	6000.0	橋軸検討用 直角検討用	橋軸検討用 直角検討用	橋軸検討用 直角検討用
			6000.0	5588.5	1.233

1.6 地表面の形状

地表面タイプ:水平

1.7 許容応力度法荷重ケース

柱の許容応力度法による検討は以下の荷重ケースについて行う。

1.7.1 橋軸方向

- (1) ケース: 常時(略称: 常時) 荷重状態: 常時(許容応力度の割増し係数 1.00)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	8700.00
活荷重反力R _l	5000.00
合計	13700.00

水平力 R _e (kN)	作用位置 h _e (m)	モーメント(kN・m)	
		R _e ・h _e	R _u
0.00	4.500	0.00	0.00
		合計	
		0.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 考慮しない

- (2) ケース: レベル1地震時(略称: Lv1地震時) 荷重状態: Lv1地震時(許容応力度の割増し係数 1.50)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	8700.00
合計	8700.00

水平力 R _e (kN)	作用位置 h _e (m)	モーメント(kN・m)	
		R _e ・h _e	R _u
1700.00	4.500	7650.00	0.00
		合計	
		7650.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 橋軸方向↑(正方向)
動水圧 考慮しない

1.7.2 橋軸直角方向

(1) ケース：常時(略称：常時) 荷重状態：常時(許容応力度の割増し係数 1.00)

設計水位：0.000m 土砂高さ：5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	8700.00
活荷重反力R _h	5000.00
合計	13700.00

水平力 R _h (kN)	作用位置 h _h (m)	モーメント(kN・m)	
		R _d ・h _h	R _h
0.00	2.700	0.00	0.00
		合計	
		0.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 考慮しない

(2) ケース：レベル1地震時(略称：Lv1地震時) 荷重状態：Lv1地震時(許容応力度の割増し係数 1.50)

設計水位：0.000m 土砂高さ：5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _d	8700.00
合計	8700.00

水平力 R _h (kN)	作用位置 h _h (m)	モーメント(kN・m)	
		R _d ・h _h	R _h
3200.00	2.700	8640.00	0.00
		合計	
		8640.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 直角方向→(正方向)

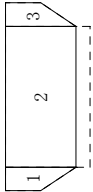
動水圧 考慮しない

2 柱の設計(許容応力度法)

2.1 柱基部の断面力

2.1.1 躯体自重

(1) はり部



No	ブロック名称	左高さ H1(m)	右高さ H2(m)	左下幅 W1(m)	右下幅 W2(m)	左下幅 B1(m)	右下幅 B2(m)	部材長 L(m)	体積 V(m ³)
1	左側絞り部	1.500	3.000	6.000	6.000	6.000	6.000	1.000	13.50000
2	はり下面から上の柱	3.000	1.500	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	108.00000
3	右側絞り部	3.000	3.000	6.000	6.000	6.000	6.000	1.000	13.50000

No	体積 V(m ³)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋軸図心 Z _g (m)	V・X _g (m ³)	V・Y _g (m ³)	V・Z _g (m ³)
1	13.50000	-3.4444	1.8333	0.0000	-46.5000	24.7500	0.0000
2	108.00000	0.0000	1.5000	0.0000	0.0000	162.0000	0.0000
3	13.50000	3.4444	1.8333	0.0000	46.5000	24.7500	0.0000
Σ	135.00000				0.0000	211.5000	0.0000

※表中の図心(X_g, Y_g, Z_g)は、はり下端位置の柱中心を(0, 0, 0)としたときの座標

柱基部からはり下端までの高さ PH = 53.200(m)

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 135.00000 \cdot 24.50 = 3307.50 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V + PH = 54.767 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1(m)	直角下幅 Br2(m)	橋軸上幅 Ba1(m)	橋軸下幅 Ba2(m)	柱高 H(m)	体積 V(m ³)
1	矩形柱	6.000	6.000	6.000	6.000	53.200	1915.20000
2	中空部	4.000	4.000	4.000	4.000	50.200	-803.20000
3	中空ハンチ部						38.10000

No	体積 V(m ³)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋軸図心 Z _g (m)	V・X _g (m ³)	V・Y _g (m ³)	V・Z _g (m ³)
1	1915.20000	0.0000	26.6000	0.0000	0.0000	50944.3200	0.0000
2	-803.20000	0.0000	28.1000	0.0000	0.0000	-22569.9200	0.0000
3	38.10000	0.0000	28.1000	0.0000	0.0000	1070.6100	0.0000
Σ	1150.10000				0.0000	29445.0100	0.0000

※表中の図心(X_g, Y_g, Z_g)は、柱基部の柱中心(デューパー幅無視)を(0, 0, 0)としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 1150.10000 \cdot 24.50 = 28177.45 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V = 25.602 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(3) 重量合計

$$\Sigma W = 31484.95 \text{ (kN)}$$

(4) 重心位置

$$Y = \frac{\Sigma W \cdot Y}{\Sigma W} = 28.666 \text{ (m)}$$

$$X_c = \frac{\Sigma W \cdot X_c}{\Sigma W} = 0.000 \text{ (m)}$$

2.1.2 各荷重ケース毎の断面力(橋軸方向)

ケース：常時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	13700.00	0.00	56.200	0.00	0.00
躯体	31484.95	0.00	28.666	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	45184.95	0.00	—	—	0.00

ケース：レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	8700.00	1700.00	56.200	7650.00	103190.00
躯体	31484.95	4093.04	28.666	0.00	117330.65
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	――	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	――	0.00
合計	40184.95	5793.04	――	――	220520.65

2. 1. 3 各荷重ケース毎の断面力(直角方向)

ケース：常時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	13700.00	0.00	56.200	0.00	0.00
躯体	31484.95	0.00	28.666	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	――	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	――	0.00
合計	45184.95	0.00	――	――	0.00

ケース：レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	8700.00	3200.00	56.200	8640.00	188480.00
躯体	31484.95	4093.04	28.666	0.00	117330.65
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	――	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	――	0.00
合計	40184.95	7293.04	――	――	305810.65

2. 1. 4 断面力一覧(柱中心位置で集計)

橋軸方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
常時	無し	45184.95	0.00	0.00
Lv1地震時	無し	40184.95	5793.04	220520.65

橋軸直角方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
常時	無し	45184.95	0.00	0.00
Lv1地震時	無し	40184.95	7293.04	305810.65

2. 2 柱基部断面の検討

2. 2. 1 橋軸方向

(1) 断面形状および鉄筋配置

断面幅 B = 6. 000 (m) 断面高さ H = 6. 000 (m)

主鉄筋 (位置は背面側からの距離) ※曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
1	160	D51	37	74999. 0
2	310	D51	35	70945. 0
3	840	D51	30	60810. 0
4	5160	D51	30	60810. 0
5	5690	D51	35	70945. 0
6	5840	D51	37	74999. 0
鉄筋量合計 ΣAs =				413508. 0

τ a l算出時に引張主鉄筋に算入する側面鉄筋

背面側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D51	18. 5	37499. 5
	2	D51	18. 5	37499. 5
	3	D51	18. 5	37499. 5
	4	D51	18. 5	37499. 5
	5	D51	14. 0	28378. 0
鉄筋量合計				ΣAss = 206754. 0

前面側引張時	番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ²)
	1	D51	18. 5	37499. 5
	2	D51	18. 5	37499. 5
	3	D51	18. 5	37499. 5
	4	D51	18. 5	37499. 5
	5	D51	14. 0	28378. 0
鉄筋量合計				ΣAss = 206754. 0

全鉄筋量As = 827016. 0 (mm²)

- ・最小鉄筋量「全鉄筋量As ≧ mあたり500mm²の鉄筋量(12000. 0mm²)」 OK
- ・最大鉄筋量「全鉄筋量As ≦ 断面積の6%となる鉄筋量(2160000. 0mm²)」 OK

(2) 断面照査

1) 曲げモーメントに対する検討

項目		単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
荷重状態		――	常時	Lv1地震時
軸力	N	kN	45184. 95	40184. 95
曲げモーメント	M	kN・m	0. 00	220520. 65
圧縮縁～中立軸	x	mm	――	2464
圧縮芯力度	σ_c	N/mm ²	1. 07	6. 65
引張芯力度	σ_s	N/mm ²	-16. 06	136. 58
割増し係数	α	――	1. 00	1. 50
許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8. 00	12. 00
許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	-200. 00	300. 00
ひびわれモーメント	Mc	kN・m	114077. 33	109077. 33
初降伏モーメント	My0	kN・m	444151. 18	433619. 18
終局曲げモーメント	Mu	kN・m	505708. 63	494194. 00
曲げ部材としての最小鉄筋量		――	1. 7%≧Mc	Mc≧Mu
軸力部材としての最小鉄筋量		――	44627. 1	26459. 2
軸力Nu		mm ²	40184. 95	40184. 95
0. 008A1' (軸力Na=N)		mm ²	44627. 1	26459. 2
0. 008A2' (軸力Nu)		mm ²	13880. 8	13880. 8
全鉄筋量As ≧ Asmin		――	OK	OK
最大鉄筋量照査 (My0≧Mu)		――	OK	OK

※Asmin (0. 008A') ： 軸方向力を受ける部材の最小鉄筋量(A' : 計算上必要なコンクリート断面積)

2)せん断力に対する検討

項目	単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
状態	—	常時	Lv1地震時
b	mm	6000	6000
d	mm	5589	5589
S	kN	0.00	5793.04
N	kN	45184.95	40184.95
M	kN・m	0.00	220620.65
α	—	1.00	1.50
pt	%	1.233	1.233
ce	—	0.588	0.588
cpt	—	1.500	1.500
CN	CN	1.000	1.000
τ m	N/mm ²	0.000	0.173
τ a ₁	N/mm ²	0.203	0.309
τ a ₂	N/mm ²	1.700	2.550

ここに、

- S：せん断力
N：軸力
M：曲げモーメント
b：部材断面幅
d：有効高
α：許容応力度の割増し係数
pt：引張主鉄筋比
ce：有効高hに関する許容せん断応力度の補正係数
cpt：引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数
CN：軸方向圧縮力による補正係数
τ m：平均せん断応力度
τ a₁：コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度
τ a₂：せん断補強鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度
- 2.2.2 種軸直角方向

(1) 断面形状および鉄筋配置

断面幅 B = 6,000 (m) 断面高さ H = 6,000 (m)
主鉄筋位置は右側からの距離) ※曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ³)
1	160	D51	37	74999.0
2	310	D51	37	74999.0
3	840	D51	30	60810.0
4	5160	D51	30	60810.0
5	5690	D51	37	74999.0
6	5840	D51	37	74999.0
鉄筋量合計 ΣAs =				421616.0

τ a1算出時に引張主鉄筋に算入する側面鉄筋

番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ³)
1	D51	18.5	37499.5
2	D51	18.5	37499.5
3	D51	17.5	35472.5
4	D51	17.5	35472.5
5	D51	14.0	28378.0
6	D51	14.0	28378.0
鉄筋量合計 ΣAss =			202700.0

番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ³)
1	D51	18.5	37499.5
2	D51	18.5	37499.5
3	D51	17.5	35472.5
4	D51	17.5	35472.5
5	D51	14.0	28378.0
6	D51	14.0	28378.0
鉄筋量合計 ΣAss =			202700.0

全鉄筋量As = 827016.0 (mm³)

- ・最小鉄筋量「全鉄筋量As ≧ mあたり500mm³の鉄筋量(12000.0mm³)」 OK
- ・最大鉄筋量「全鉄筋量As ≦ 断面積の6%となる鉄筋量(2160000.0mm³)」 OK

(2) 断面照査

1) 曲げモーメントに対する検討

項目	単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
荷重状態	—	常時	Lv1地震時
軸力	N	45184.95	40184.95
曲げモーメント	M	0.00	305810.65
圧縮縁へ中立軸	x	—	2231
圧縮応力度	σ c	N/mm ²	8.90
引張応力度	σ s	N/mm ²	-16.01
割増し係数	α	—	1.00
許容圧縮応力度	σ ca	N/mm ²	8.00
許容引張応力度	σ sa	N/mm ²	-200.00
ひびわれモーメント	Mc	kN・m	114077.33
初臨界モーメント	My0	kN・m	450929.72
終局曲げモーメント	Mu	kN・m	513233.12
曲げ部材としての最小鉄筋量	1.7M≦Mu	—	501718.48
軸力部材としての最小鉄筋量	44627.1	mm ²	26459.2
軸力Nu	kN	40184.95	40184.95
0.008A ₁ ' (軸力Na=N)	mm ²	44627.1	26459.2
0.008A ₂ ' (軸力Nu)	mm ²	13880.8	13880.8
全鉄筋量As ≧ Asmin	—	OK	OK
最大鉄筋量照査(My0≦Mu)	—	OK	OK

※Asmin (0.008A₁')：軸方向力を受ける部材の最小鉄筋量(A₁'：計算上必要なコンクリート断面積)

2) せん断力に対する検討

項目	単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
状態	—	常時	Lv1地震時
b	mm	6000	6000
d	mm	5590	5590
S	kN	0.00	7293.04
N	kN	45184.95	40184.95
M	kN・m	0.00	305810.65
α	—	1.00	1.50
pt	%	1.233	1.233
ce	—	0.588	0.588
cpt	—	1.500	1.500
CN	CN	1.000	1.000
τ m	N/mm ²	0.000	0.217
τ a ₁	N/mm ²	0.203	0.309
τ a ₂	N/mm ²	1.700	2.550

ここに、

- S：せん断力
N：軸力
M：曲げモーメント
b：部材断面幅
d：有効高
 α ：許容応力度の割増し係数
pt：引張主鉄筋比
ce：有効高dに関する許容せん断応力度の補正係数
cpt：引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数
CN：軸方向圧縮力による補正係数
 τ_m ：平均せん断応力度
 τ_{a1} ：コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度
 τ_{a2} ：せん断補強鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度
- 3 柱の設計(レベル2地震動に対する保有耐力法による照査)
- 3.1 保有耐力法中間データ
- 1) 設計対象
- RC新設橋脚
- 2) 柱基部鉄筋データ [配筋番号1]
- 橋軸方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ²)
1	直鉄筋	160.0	D51	37	74999.0
2	直鉄筋	310.0	D51	35	70945.0
3	直鉄筋	840.0	D51	30	60810.0
4	直鉄筋	5160.0	D51	30	60810.0
5	直鉄筋	5690.0	D51	35	70945.0
6	直鉄筋	5840.0	D51	37	74999.0
7	直鉄筋	300.0～5700.0	D51	204	413508.0

※ 鉄筋位置は、背面側からの距離。

直角方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ²)
1	直鉄筋	160.0	D51	37	74999.0
2	直鉄筋	310.0	D51	37	74999.0
3	直鉄筋	840.0	D51	30	60810.0
4	直鉄筋	5160.0	D51	30	60810.0
5	直鉄筋	5690.0	D51	37	74999.0
6	直鉄筋	5840.0	D51	37	74999.0
7	直鉄筋	300.0～5700.0	D51	200	405400.0

※ 鉄筋位置は、右側からの距離。

3) 分割位置・分割数

基本ビッチ算出用分割数：50

テーパー部の分割倍数 n：2

はり区間は直下の柱断面と同じとする(変位算出時には剛体として扱う)。

4) 横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (m)	高さ間隔 s (mm)	横拘束鉄筋の有効長d (mm)		せん断補強鉄筋Aw (mm ²)	
			橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	150	506.70	1000.0	3040.20	3040.20

5) 塑性ヒンジ長

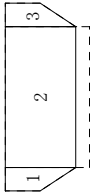
区間	始端高さ h (m)	横拘束鉄筋の有効長d' (mm)		軸方向鉄筋の本数ns (本)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	1000.0	1000.0	14	14

6) せん断耐力算定条件

区間	始端高さ h (m)	断面幅b (mm)		有効高d (mm)		引張主鉄筋比 ρ_{pt} (%)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	6000.0	6000.0	5588.5	5590.5	1.233	1.233

3.2 躯体自重

(1) はり部



No	ブロック名称	左高さ H1 (m)	右高さ H2 (m)	左上幅 W1 (m)	左下幅 B1 (m)	右上幅 W2 (m)	右下幅 B2 (m)	部材長 L (m)	体積 V (m ³)
1	左側絞り部	1.500	3.000	6.000	6.000	6.000	6.000	1.000	13.50000
2	はり下面から上の柱	3.000	3.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	108.00000
3	右側絞り部	3.000	1.500	6.000	6.000	6.000	6.000	1.000	13.50000

No	体積 V (m ³)	直角図心 Xg (m)	高さ図心 Yg (m)	橋軸図心 Zg (m)	V・Xg (m ⁴)	V・Yg (m ⁴)	V・Zg (m ⁴)
1	13.50000	-3.4444	1.8333	0.0000	-46.5000	24.7500	0.0000
2	108.00000	0.0000	1.5000	0.0000	0.0000	162.0000	0.0000
3	13.50000	3.4444	1.8333	0.0000	46.5000	24.7500	0.0000
Σ	135.00000				0.0000	211.5000	0.0000

※表中の図心(Xg, Yg, Zg)は、はり下端位置の柱中心を(0, 0, 0)としたときの座標

柱基部からはり下端までの高さ PH = 53.200 (m)

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 135.00000 \cdot 24.50 = 3307.50 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V = 54.767 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1 (m)	直角下幅 Br2 (m)	橋軸上幅 Ba1 (m)	橋軸下幅 Ba2 (m)	柱高 H (m)	体積 V (m ³)
1	矩形柱	6.000	6.000	6.000	6.000	53.200	1915.20000
2	中空部	4.000	4.000	4.000	4.000	50.200	-803.20000
3	中空ハンチ部						38.10000

No	体積 V (m ³)	直角図心 Xg (m)	高さ図心 Yg (m)	橋軸図心 Zg (m)	V・Xg (m ⁴)	V・Yg (m ⁴)	V・Zg (m ⁴)
1	1915.20000	0.0000	26.6000	0.0000	0.0000	50944.3200	0.0000
2	-803.20000	0.0000	28.1000	0.0000	0.0000	-22569.9200	0.0000
3	38.10000	0.0000	28.1000	0.0000	0.0000	1070.6100	0.0000
Σ	1150.10000				0.0000	29445.0100	0.0000

※表中の図心(Xg, Yg, Zg)は、柱基部の柱中心(テーパー幅無視)を(0, 0, 0)としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 1150.10000 \cdot 24.50 = 28177.45 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V = 25.602 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(3) 重量合計

$\Sigma W = 31484.95 \text{ (kN)}$

(4) 重心位置

$$Y = \frac{\Sigma W \cdot Y}{\Sigma W} = 28.666 \text{ (m)}$$

$$X_c = \frac{\Sigma W \cdot X_c}{\Sigma W} = 0.000 \text{ (m)}$$

3.3 橋軸 荷重正方向(↑：前面側引張)

3.3.1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK
水平耐力に対する判定		
終局位置	Pa ≧ khc ・ W	OK
地震時保有水平耐力 Pa	基部	Pa ≧ khc ・ W
破壊形態	基部	基部
終局水平耐力 Pu	13125.19 曲げ破壊型	13125.19 曲げ破壊型
せん断耐力 Ps0(係数1.0)	13125.19	13125.19
せん断耐力 Ps	44335.38	44335.38
khc ・ W	40193.36	42264.37
設計水平震度 khc	9165.50	8656.30
構造物特性補正係数 cs	0.54	0.51
許容塑性率 μa	0.845	0.845
c _z ・ khco	1.200	1.200
等価重量 W	0.6371	0.6000
等価重量算出係数 cp	16973.14	16973.14
基礎照査に用いる設計水平震度 khp	0.85	0.85
khp意定に用いる耐力	Pu	Pu
耐力に大きな余裕がある	ない	ある
1.5 ・ khc ・ W	13748.24	12984.45
判定に用いる耐力	Pu	Pu

残留変位に対する判定	弾性応答範囲	OK	弾性応答範囲	OK
許容残留変位 δ _{su}	(mm)	607.00	607.00	607.00
慣性力作用位置 h	(m)	60.700	60.700	60.700
残留変位 δ _s	(mm)	0.00	0.00	0.00
残留変位補正係数 c _s		0.6	0.6	0.6
最大応答塑性率 μ _r		0.839	0.801	0.801
降伏剛性に對する2次剛性の比 r		0.0	0.0	0.0
降伏変位 δ _y	(mm)	771.75	771.75	771.75

変位

降伏変位	δ _y (mm)	771.75	771.75
限界変位	δ _{ls} (mm)	1111.37	1111.37

降伏剛性

降伏剛性	K _y (kN/m)	17007.12	17007.12
柱部の断面2次モーメント	I (m ⁴)	50.61924	50.61924
はり部の断面2次モーメント		剛体	剛体

3.3.2 水平耐力および水平変位

(1) 応力度－ひずみ曲線(柱基部)

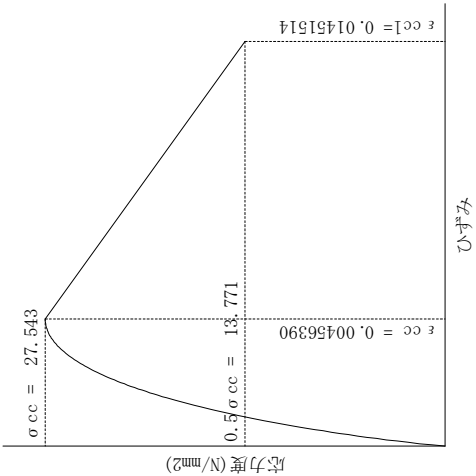
1) コンクリート

横拘束鋼材の断面積	Ah =	506.70 (mm ²)
横拘束鋼材の間隔	s =	150 (mm)
横拘束鋼材の有効長	d =	1000.0 (mm)
横拘束鋼材の体積比	ρ _s =	0.01351200
横拘束鋼材の降伏点強度	σ _{sy} =	345.0 (N/mm ²)
コンクリートの設計基準強度	σ _{ck} =	24.0 (N/mm ²)
コンクリートのヤング係数	E _c =	25000 (N/mm ²)
下降勾配	Edes =	1383.891 (N/mm ²)
断面補正係数	α =	0.20
	β =	0.40

最大圧縮応力時ひずみ

ε _{cc} =	0.00456390
σ _{cc} =	27.543 (N/mm ²)
n = E _c ・ ε _{cc} / (E _c ・ ε _{cc} - σ _{cc}) =	1.31821317
ε _{cc1} =	0.01451514

限界圧縮ひずみ



2) 鉄筋

$\epsilon_{st2} = 0.025 \cdot Lp^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta s^{0.2} \cdot \beta co^{0.22} = 0.03436873$

ここに

ϵ_{st2} : 耐震性能2の鉄筋の許容ひずみ

$$Lp : \text{塑性ヒンジ長 (mm)} = 9.5 \sigma sy^{1/6} \beta n^{-1/3} \phi' \leq 0.15h$$
$$= 830.22 \text{ (mm)}$$

σsy : 軸方向鉄筋の降伏点

ϕ : 許容ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径

βn : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta n = \beta s + \beta co = 1.781037$$

βs : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta s = \frac{384E0Ih}{nsd^3s} = 0.436037$$

E0 : 横拘束鉄筋のヤング係数

ϕh : 横拘束鉄筋の径

Ih : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長

s : 横拘束鉄筋の間隔

ns : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

βco : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数

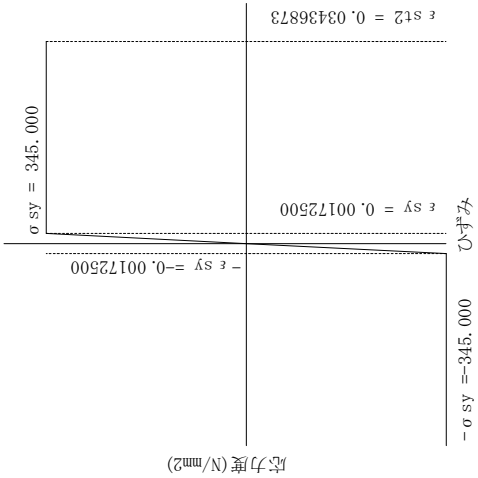
$$\beta co = 0.01c0$$

c0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に

配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離

ϕ' : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離



(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント (前面側引張となる向きを正とする)

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置からの距離 yi (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重によるモーメント Moi (kN.m)
0	0.000	60.700	40184.9	0.0
1	1.064	59.636	39246.5	0.0
2	2.128	58.572	38208.1	0.0
3	3.000	57.700	37538.9	0.0
4	3.192	57.508	37413.3	0.0
5	4.256	56.444	36770.1	0.0
6	5.320	55.380	36214.5	0.0
7	6.384	54.316	35680.1	0.0
8	7.448	53.252	35145.7	0.0
9	8.512	52.188	34611.3	0.0
10	9.576	51.124	34076.9	0.0
11	10.640	50.060	33542.5	0.0
12	11.704	48.996	33008.1	0.0
13	12.768	47.932	32473.7	0.0
14	13.832	46.868	31939.3	0.0
15	14.896	45.804	31404.9	0.0
16	15.960	44.740	30870.5	0.0
17	17.024	43.676	30336.1	0.0
18	18.088	42.612	29801.8	0.0
19	19.152	41.548	29267.4	0.0
20	20.216	40.484	28733.0	0.0
21	21.280	39.420	28198.6	0.0
22	22.344	38.356	27664.2	0.0
23	23.408	37.292	27129.8	0.0
24	24.472	36.228	26595.4	0.0
25	25.536	35.164	26061.0	0.0
26	26.600	34.100	25526.6	0.0
27	27.664	33.036	24992.2	0.0
28	28.728	31.972	24457.8	0.0
29	29.792	30.908	23923.4	0.0
30	30.856	29.844	23389.0	0.0
31	31.920	28.780	22854.6	0.0
32	32.984	27.716	22320.2	0.0
33	34.048	26.652	21785.8	0.0
34	35.112	25.588	21251.4	0.0
35	36.176	24.524	20717.1	0.0
36	37.240	23.460	20182.7	0.0
37	38.304	22.396	19648.3	0.0
38	39.368	21.332	19113.9	0.0
39	40.432	20.268	18579.5	0.0
40	41.496	19.204	18045.1	0.0
41	42.560	18.140	17510.7	0.0
42	43.624	17.076	16976.3	0.0
43	44.688	16.012	16441.9	0.0
44	45.752	14.948	15907.5	0.0
45	46.816	13.884	15373.1	0.0
46	47.880	12.820	14838.7	0.0
47	48.944	11.756	14304.3	0.0
48	50.008	10.692	13769.9	0.0
49	51.072	9.628	13235.5	0.0
50	52.136	8.564	12667.3	0.0
51	53.200	7.500	12007.5	0.0
52	54.264	6.436	11347.7	0.0
53	55.328	5.372	10687.9	0.0
54	56.392	4.308	10028.1	0.0
55	57.456	3.244	9368.3	0.0

(4) 各着目点のモーメント および 曲率

i	モーメント (kN.m)		引張限界 Msti	圧縮限界 Mccli	曲率 (1/m)			
	ひび割れ Mc1	初降伏 My0i			ひび割れ φci	初降伏 φyi	引張限界 φsti	圧縮限界 φccli
0	131329.7	582126.6	796699.2	780530.3	0.00003809	0.00047488	0.00743553	0.01298592
1	130317.3	580480.1	795007.8	778928.4	0.00003779	0.00047414	0.00742774	0.01304858
2	129304.9	578832.4	793310.2	777324.8	0.00003750	0.00047340	0.00741997	0.01311158
3	128475.2	577480.0	791911.6	776006.2	0.00003726	0.00047280	0.00741380	0.01316360
4	132499.0	580938.1	791911.6	776006.2	0.00004040	0.00047188	0.00741380	0.01316360
5	132277.3	581107.4	791682.3	775790.9	0.00004062	0.00047007	0.00741280	0.01321212
6	130206.2	581817.5	790509.2	774518.3	0.00004214	0.00048628	0.00740811	0.01305314
7	128100.3	581195.9	788479.3	768751.6	0.00004332	0.00049237	0.00747825	0.01163642
8	127323.3	580208.2	787558.4	767973.2	0.00004306	0.00049182	0.00747134	0.01169282
9	126546.3	579219.6	786633.5	767193.6	0.00004280	0.00049127	0.00746450	0.01174927
10	125769.4	578230.6	785704.2	766411.7	0.00004253	0.00049071	0.00745773	0.01180586
11	124992.4	577241.3	784771.4	765627.8	0.00004227	0.00049016	0.00745104	0.01186258
12	124215.4	576252.3	783834.7	764841.6	0.00004201	0.00048961	0.00744441	0.01191934
13	123438.4	575262.1	782893.3	764052.9	0.00004175	0.00048906	0.00743785	0.01197615
14	122661.5	574272.3	781949.4	763262.8	0.00004148	0.00048851	0.00743137	0.01203292
15	121884.5	573281.8	781002.1	762469.3	0.00004122	0.00048796	0.00742485	0.01208979
16	121107.5	572289.5	780050.6	761675.4	0.00004096	0.00048741	0.00741829	0.01215474
17	120330.5	571298.7	779090.3	760878.5	0.00004070	0.00048686	0.00741159	0.01222870
18	119553.6	570306.2	778126.4	760076.2	0.00004043	0.00048631	0.00740463	0.01230182
19	118776.6	569314.1	777160.7	759243.3	0.00004017	0.00048576	0.00740072	0.01236172
20	117999.6	568320.2	776191.8	758406.9	0.00003991	0.00048521	0.00739487	0.01242167
21	117222.6	567326.7	775214.9	757568.5	0.00003964	0.00048466	0.00738887	0.01248167
22	116445.7	566339.0	774234.2	756727.8	0.00003938	0.00048411	0.00738288	0.01254161
23	115668.7	565353.9	773250.4	755884.3	0.00003912	0.00048356	0.00737695	0.01260158
24	114891.7	564348.7	772263.8	755039.2	0.00003886	0.00048301	0.00737108	0.01266148
25	114114.8	563348.7	771274.5	754191.4	0.00003859	0.00048246	0.00736526	0.01272139
26	113337.8	562353.2	770281.8	753341.6	0.00003833	0.00048191	0.00735949	0.01278125
27	112560.8	561357.0	769286.8	752489.1	0.00003807	0.00048136	0.00735378	0.01284151
28	111783.8	560360.3	768288.8	751633.0	0.00003780	0.00048081	0.00734812	0.01290006
29	111006.9	559363.4	767288.8	750774.1	0.00003754	0.00048027	0.00734250	0.01295866
30	110229.9	558366.0	766285.2	749912.3	0.00003728	0.00047972	0.00733694	0.01301740
31	109452.9	557368.0	765279.0	749047.2	0.00003702	0.00047917	0.00733142	0.01311142
32	108675.9	556369.4	764270.4	748179.5	0.00003675	0.00047862	0.00732595	0.01317876
33	107899.0	555370.8	763259.1	747309.9	0.00003649	0.00047807	0.00732053	0.01324596
34	107122.0	554371.5	762245.8	746426.5	0.00003623	0.00047753	0.00731515	0.01330785
35	106345.0	553371.8	761229.0	745540.4	0.00003597	0.00047698	0.00730982	0.01336890
36	105568.0	552372.0	760208.0	744651.4	0.00003570	0.00047643	0.00730467	0.01342992
37	104791.1	551371.6	759179.3	743760.2	0.00003544	0.00047588	0.00729980	0.01349087
38	104014.1	550370.2	758149.1	742867.1	0.00003518	0.00047534	0.00729497	0.01355173
39	103237.1	549368.8	757116.4	741972.0	0.00003491	0.00047479	0.00729017	0.01361249
40	102460.2	548366.8	756082.3	741072.8	0.00003465	0.00047424	0.00728541	0.01367044
41	101683.2	547364.9	755045.8	740168.0	0.00003439	0.00047370	0.00728068	0.01372793
42	100906.2	546361.9	754007.1	739259.6	0.00003413	0.00047315	0.00727598	0.01378525
43	100129.2	545358.3	752967.3	738348.1	0.00003386	0.00047260	0.00727131	0.01384233
44	99352.3	544354.9	751916.7	737433.3	0.00003360	0.00047206	0.00726644	0.01389820
45	98575.3	543350.9	750861.6	736514.9	0.00003334	0.00047151	0.00726153	0.01406585
46	97798.3	542343.9	749804.7	735593.6	0.00003307	0.00047096	0.00725666	0.01414225
47	97021.3	541340.9	748745.7	734669.2	0.00003281	0.00047042	0.00725182	0.01421840
48	96244.4	540336.5	747685.1	733742.2	0.00003255	0.00046987	0.00724703	0.01429424
49	95467.4	539329.6	746622.1	732811.5	0.00003229	0.00046933	0.00724226	0.01436986
50	94690.4	538323.2	745557.1	731860.4	0.00003202	0.00046878	0.00723754	0.01443265
51	93913.4	537316.6	744486.5	730909.3	0.00003176	0.00046824	0.00723282	0.01449544
52	93136.4	536310.0	743535.9	730058.2	0.00003150	0.00046770	0.00722810	0.01455823
53	92359.4	535303.4	742685.3	729207.1	0.00003124	0.00046716	0.00722338	0.01462102
54	91582.4	534296.8	741834.7	728356.0	0.00003098	0.00046662	0.00721866	0.01468381
55	90805.4	533290.2	740984.1	727504.9	0.00003072	0.00046608	0.00721394	0.01474660

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{sti} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{ccli} に達する場合、 $M_{sti} = M_{ccli}$, $\phi_{sti} = \phi_{ccli}$ とする。

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s1 (mm)	鉄筋量 Ah1 (mm ²)	有効長 d1 (mm)	体積比 ρ_{s1}	有効長 d1 (mm)	軸方向鉄筋 本数 ns (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
50	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
51	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
52	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
53	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
54	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
55	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置までの高さyi (m)	ひび割れ時水平力 P-ci (kN)	初降伏時水平力 Py0i (kN)	終局時水平力 Pu (kN)	備考
0		60.700	2163.59	9590.22	13125.19	cyu
1	0.064	59.636	2185.21	9733.72	13255.19	
2	1.064	58.572	2207.62	9882.41	13331.01	
3	2.128	57.700	2226.61	10068.25	13441.19	
4	3.000	57.000	2266.34	10688.61	13724.64	
5	3.192	57.508	2300.16	10104.81	13766.47	
6	4.256	56.444	2306.82	10307.87	14005.19	
7	5.320	55.380	2313.11	10494.69	14237.62	
8	6.384	54.316	2344.12	10682.09	14499.57	
9	7.448	53.252	2376.37	10876.96	14771.91	
10	8.512	52.188	2409.93	11079.76	15055.27	
11	9.576	51.124	2444.89	11291.01	15350.35	
12	10.640	50.060	2481.33	11511.23	15657.90	
13	11.704	48.996	2519.36	11741.00	15978.72	
14	12.768	47.932	2559.07	11980.98	16313.72	
15	13.832	46.868	2600.59	12231.84	16663.87	
16	14.896	45.804	2644.04	12494.31	17030.18	
17	15.960	44.740	2689.55	12769.31	17413.73	
18	17.024	43.676	2737.28	13057.66	17815.88	
19	18.088	42.612	2787.40	13360.42	18238.07	
20	19.152	41.548	2840.08	13678.64	18681.81	
21	20.216	40.484	2895.53	14013.60	19148.67	
22	21.280	39.420	2953.97	14366.63	19640.64	
23	22.344	38.356	3015.66	14739.26	20159.83	
24	23.408	37.292	3080.87	15133.10	20708.56	
25	24.472	36.228	3149.90	15550.09	21289.46	
26	25.536	35.164	3223.12	15992.30	21905.41	
27	26.600	34.100	3300.90	16462.08	22559.73	
28	27.664	33.036	3383.70	16962.11	23256.11	
29	28.728	31.972	3472.02	17495.42	23998.77	
30	29.792	30.908	3566.39	18065.42	24792.45	
31	30.856	29.844	3667.50	18676.05	25642.64	
32	31.920	28.780	3776.09	19331.81	26555.61	
33	32.984	27.716	3893.02	20037.91	27538.58	
34	34.048	26.652	4019.29	20800.37	28599.95	
35	35.112	25.588	4156.05	21626.22	29749.45	
36	36.176	24.524	4304.68	22523.73	30998.53	
37	37.240	23.460	4466.80	23502.63	32360.59	
38	38.304	22.396	4644.32	24574.49	33851.99	
39	39.368	21.332	4839.54	25753.27	35492.05	
40	40.432	20.268	5055.27	27055.79	39317.11	
41	41.496	19.204	5294.90	28502.65	39317.11	
42	42.560	18.140	5562.64	30119.18	41565.99	
43	43.624	17.076	5863.74	31937.12	44095.06	
44	44.688	16.012	6204.86	33996.68	46959.58	
45	45.752	14.948	6594.55	36349.40	50231.58	
46	46.816	13.884	7043.96	39062.65	54004.95	
47	47.880	12.820	7567.97	42226.28	58404.50	
48	48.944	11.756	8186.83	45962.53	63600.30	
49	50.008	10.692	8928.86	50442.35	69829.97	
50	51.072	9.628	9834.90	55912.26	77436.35	
51	52.136	8.564	11351.48	62669.61	86920.42	
52	53.200	7.500	13238.78	71179.70	99074.30	
53	53.200	7.500				
54	56.200	4.500				
55	60.700	0.000				

備考欄 c:Pe最小位置, y:Py0最小位置, u:Pu最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000
水平力(kN)	2163.59	9590.22	13125.19

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

・Pu = 13125.19 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	yi (m)	φ ci (1/m)	φ ci・yi	φ y0i (1/m)	φ y0i・yi	Δ yi (m)
0	60.700	0.0003809	0.002311965	0.00047488	0.00047488	0.028925358
1	59.636	0.0003742	0.002231623	0.00046585	0.027781301	1.064
2	58.572	0.0003675	0.002152702	0.00045681	0.02656155	1.064
3	57.700	0.0003621	0.002080982	0.00044940	0.025930141	0.872
4	57.000	0.0003807	0.002196585	0.00045126	0.026037598	0.000
5	57.508	0.0003821	0.002197173	0.00045016	0.025887724	0.192
6	56.444	0.0003953	0.002230996	0.00044645	0.025199250	1.064
7	55.380	0.0004052	0.002244123	0.00044273	0.024518234	1.064
8	54.316	0.0003974	0.002158720	0.00043305	0.023521657	1.064
9	53.252	0.0003897	0.002074973	0.00042338	0.022545875	1.064
10	52.188	0.0003819	0.001992884	0.00041371	0.021590874	1.064
11	51.124	0.0003741	0.001912451	0.00040405	0.020656620	1.064
12	50.060	0.0003663	0.001833675	0.00039439	0.019743120	1.064
13	48.996	0.0003585	0.001756556	0.00038473	0.018850360	1.064
14	47.932	0.0003507	0.001681093	0.00037508	0.017978309	1.064
15	46.868	0.0003429	0.001607287	0.00036543	0.017126971	1.064
16	45.804	0.0003352	0.001535138	0.00035578	0.016296350	1.064
17	44.740	0.0003274	0.001464646	0.00034614	0.015486385	1.064
18	43.676	0.0003196	0.001395810	0.00033650	0.014697109	1.064
19	42.612	0.0003118	0.001328631	0.00032687	0.013928480	1.064
20	41.548	0.0003040	0.001263109	0.00031724	0.013180613	1.064
21	40.484	0.0002962	0.001199244	0.00030761	0.012453170	1.064
22	39.420	0.0002884	0.001137035	0.00029798	0.011746451	1.064
23	38.356	0.0002807	0.001076483	0.00028836	0.011060333	1.064
24	37.292	0.0002729	0.001017588	0.00027874	0.010394825	1.064
25	36.228	0.0002651	0.000960350	0.00026913	0.009749896	1.064
26	35.164	0.0002573	0.000904768	0.00025951	0.009125543	1.064
27	34.100	0.0002495	0.000850843	0.00024990	0.008521755	1.064
28	33.036	0.0002417	0.000798575	0.00024030	0.007938521	1.064
29	31.972	0.0002339	0.000747963	0.00023070	0.007375825	1.064
30	30.908	0.0002262	0.000699009	0.00022110	0.006833660	1.064
31	29.844	0.0002184	0.000651711	0.00021150	0.006332016	1.064
32	28.780	0.0002106	0.000606069	0.00020191	0.005810880	1.064
33	27.716	0.0002028	0.000562085	0.00019232	0.005309240	1.064
34	26.652	0.0001950	0.000519757	0.00018273	0.004870089	1.064
35	25.588	0.0001872	0.000479086	0.00017314	0.004430415	1.064
36	24.524	0.0001794	0.000440072	0.00016356	0.0040041207	1.064
37	23.460	0.0001717	0.000402714	0.00015398	0.003612457	1.064
38	22.396	0.0001639	0.000367013	0.00014441	0.003234155	1.064
39	21.332	0.0001561	0.000332969	0.00013483	0.002876290	1.064
40	20.268	0.0001483	0.000300582	0.00012526	0.002538852	1.064
41	19.204	0.0001405	0.000269851	0.00011570	0.002221832	1.064
42	18.140	0.0001327	0.000240777	0.00010613	0.001925223	1.064
43	17.076	0.0001249	0.000213360	0.00009657	0.001649013	1.064
44	16.012	0.0001172	0.000187600	0.00008701	0.001393193	1.064
45	14.948	0.0001094	0.000163496	0.00007745	0.001157756	1.064
46	13.884	0.0001016	0.000141049	0.00006790	0.000942691	1.064
47	12.820	0.0000938	0.000120259	0.00005835	0.000747992	1.064
48	11.756	0.0000860	0.000101125	0.00004880	0.000573648	1.064
49	10.692	0.0000782	0.000083649	0.00003925	0.000419652	1.064
50	9.628	0.0000704	0.0000667829	0.00003123	0.000300654	1.064
51	8.564	0.0000593	0.000050795	0.00002629	0.000225152	1.064
52	7.500	0.0000495	0.000037112	0.00002193	0.000164503	1.064
53	7.500	0.0000000	0.000000000	0.00000000	0.00000000	0.000
54	4.500	0.0000000	0.000000000	0.00000000	0.00000000	3.000
55	0.000	0.0000000	0.000000000	0.00000000	0.00000000	4.500

$\delta_c = \int \phi_c \cdot ydy = \Sigma (\phi_{c,i} \cdot y_i + \phi_{c,i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 53.08 \text{ (mm)}$

$\delta_{y0} = \int \phi_{y0} \cdot ydy = \Sigma (\phi_{y0,i} \cdot y_i + \phi_{y0,i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 563.89 \text{ (mm)}$

ここに、

δ_c : ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力Pcを作用させたときの曲率分布より求める。

δ_{y0} : 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力Py0を作用させたときの曲率分布より求める。

yi : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

φ ci : 慣性力作用位置にひび割れ水平力Pcを載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ y0i : 慣性力作用位置に初降伏水平力Py0を載荷したときの各断面の曲率 1/m

(8) 限界状態の変位

δls2: 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位 (mm)

Lp : 塑性ヒンジ長 (mm) = 830.22 (mm)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 60700 (mm)

Myo : 橋脚基部断面における初降伏モーメント = 582126.6 (kN・m)

φyo: 橋脚基部断面における初降伏曲率 = 0.00047488 (1/m)

δyo: 橋脚の初降伏変位 = 563.89 (mm)

δls2 = δy + (φls2 - φy)Lp(h - Lp / 2) = 1111.37 (mm)

ここに

φls2: 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率 = 0.00743553 (1/m)

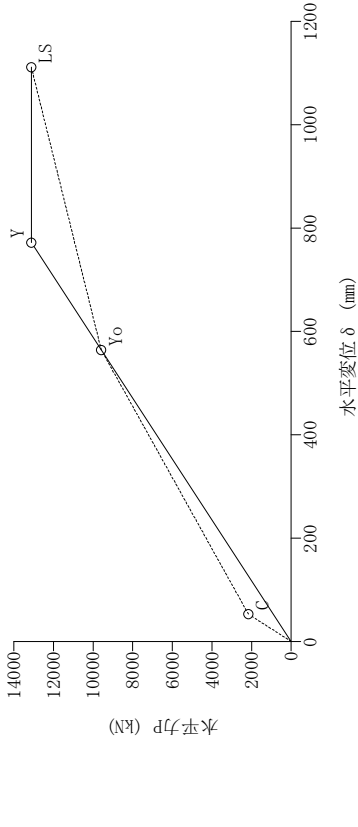
φy : 橋脚基部断面における降伏曲率

$$\phi_y = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \phi_{yo} = 0.00064992 \text{ (1/m)}$$

$$\delta_y \text{ : 橋脚の降伏変位} = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \delta_{yo} = 771.75 \text{ (mm)}$$

Mls2 : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント = 796699.2 (kN・m)

(9) 水平力－水平変位の関係



3.3.3 セン断耐力

(1) 破壊形態の判定に用いるせん断耐力

Ps : セン断耐力 (kN)
Pso : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (kN)
Sc : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)
Sco : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)
(正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合)
σck: コンクリートの設計基準強度 = 24.0 (N/mm²)
τc : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.350 (N/mm²)
σsy: セン断補強鉄筋の降伏点強度 = 345.0 (N/mm²)
hp : 橋脚の高さ(基部から天端) = 56200 (mm)
ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.588
cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.500
pt : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 1.233 (%)
b : 部材断面幅 = 6000.0 (mm)
d : 部材断面の有効高 = 5588.5 (mm)
Ss : セン断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)
Aw : セン断補強鉄筋の総断面積 = 3040.20 (mm²)
a : " の部材軸方向の間隔 = 150 (mm)
Pso = Sco + Ss = 44335.38 (kN)
Ps = Sc + Ss = 40193.36 (kN)
Sco = ce・cpt・τc・b・d×10⁻³ = 10355.07 (kN)
Sc = cc・ce・cpt・τc・b・d×10⁻³ = 6213.04 (kN)
Ss = Aw・σsy・d / (1.15・a)×10⁻³ = 33980.32 (kN)
ここに、
cc: 正負交番作用による補正係数 = 0.6
2) タイプII地震動
Pso = Sco + Ss = 44335.38 (kN)
Ps = Sc + Ss = 42264.37 (kN)
Sco = ce・cpt・τc・b・d×10⁻³ = 10355.07 (kN)
Sc = cc・ce・cpt・τc・b・d×10⁻³ = 8284.05 (kN)
Ss = Aw・σsy・d / (1.15・a)×10⁻³ = 33980.32 (kN)
ここに、
cc: 正負交番作用による補正係数 = 0.8

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基礎から の高さ h _i (m)	断面幅 b(mm)	有効高 d(mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	A _w (mm ²)	ce	cpt
0	0.000	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
1	1.064	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
2	2.128	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
3	3.000	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
4	3.192	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
5	4.256	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
6	5.320	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
7	6.384	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
8	7.448	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
9	8.512	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
10	9.576	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
11	10.640	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
12	11.704	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
13	12.768	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
14	13.832	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
15	14.896	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
16	15.960	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
17	17.024	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
18	18.088	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
19	19.152	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
20	20.216	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
21	21.280	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
22	22.344	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
23	23.408	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
24	24.472	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
25	25.536	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
26	26.600	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
27	27.664	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
28	28.728	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
29	29.792	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
30	30.856	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
31	31.920	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
32	32.984	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
33	34.048	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
34	35.112	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
35	36.176	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
36	37.240	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
37	38.304	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
38	39.368	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
39	40.432	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
40	41.496	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
41	42.560	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
42	43.624	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
43	44.688	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
44	45.752	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
45	46.816	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
46	47.880	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
47	48.944	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
48	49.008	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
49	50.072	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
50	51.136	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
51	52.200	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500
52	53.264	6000.0	5588.5	150	3040.20	0.588	1.500

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	S _{co} (kN)	S _s (kN)	P _{so} (kN)	S _c (kN)		P _s (kN)	
				タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
0	10355.07	33980.32	44335.38	6213.04	8284.05	40193.36	42264.37
1	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
2	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
3	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
4	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
5	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
6	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
7	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
8	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
9	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
10	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
11	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
12	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
13	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
14	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
15	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
16	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
17	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
18	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
19	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
20	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
21	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
22	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
23	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
24	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
25	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
26	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
27	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
28	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
29	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
30	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
31	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
32	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
33	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
34	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
35	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
36	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
37	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
38	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
39	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
40	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
41	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
42	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
43	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
44	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
45	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
46	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
47	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
48	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
49	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
50	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
51	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38
52	10355.07	33980.32	44335.38	10355.07	10355.07	44335.38	44335.38

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{IIz} \cdot k_{hco} &&= 0.51 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.6 &&= 0.51 \\k_{hc3} &= c_{IIz} \cdot 0.4 &&= 0.34 \\k_{hemin} &&&= 0.51 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.51\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}k_{hc} &: \text{設計水平震度} &&= 0.85 \\c_{IIz} &: \text{地域別補正係数} &&= 0.6000 \\c_{IIz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.845 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1.200 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} &&= 1.200 \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0} \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値が} 0.6 \text{を下回る」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が} 0.4 \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値を下回る」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \quad \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

(2) 等価重量

$$W: \text{地震時保有水平耐力法に用いる等価重量}$$
$$W_p: \text{橋脚の重量} \quad W_p = 31484.95 \text{ (kN)}$$

1) タイプI地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 16973.14 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 1230.67 \text{ (kN)}$$
$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

2) タイプII地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 16973.14 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 1230.67 \text{ (kN)}$$
$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

$$\begin{aligned}c_{IIz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 0.6371 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.845 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} &&= 1.200 \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0} \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値が} 0.4 \text{を下回る」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が} 0.4 \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値を下回る」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \quad \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

3.3.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプI地震動

$P_u \leq P_s$ より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 13125.19 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a2 = \frac{\delta \text{ } l s2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.200$$

とする。

(2) タイプII地震動

$P_u \leq P_s$ より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 13125.19 \text{ (kN)}$$

$$\mu_a2 = \frac{\delta \text{ } l s2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.200$$

とする。

ここに、

P_a : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

μ_a2 : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

$\alpha 2$: 安全係数 = 1.2

3.3.5 作用荷重

(1) 設計水平震度

1) タイプI地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{IIz} \cdot k_{hco} &&= 0.54 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.4 &&= 0.34 \\k_{hc3} &= c_{IIz} \cdot 0.4 &&= 0.40 \\k_{hemin} &&&= 0.54 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.54\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}k_{hc} &: \text{設計水平震度} \\c_{IIz} &: \text{地域別補正係数} &&= 1.00 \\c_{IIz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 0.6371 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.845 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} &&= 1.200 \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0} \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値が} 0.4 \text{を下回る」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が} 0.4 \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値を下回る」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \quad \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

3.3.7 残留変位による判定 (B種橋)

$$\delta_{\text{h}} \text{ : 橋脚の許容残留変位}$$
$$= 607.00 \text{ (mm)}$$

$$\alpha_k \text{ : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$$
$$= 0.6$$

$$r \text{ : 橋脚の降伏剛性にに対する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$$
$$= 0.0$$

(1)タイプI地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$$
$$= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 771.75 \text{ (mm)}$$

(2)タイプII地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$$
$$= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 0.801$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 771.75 \text{ (mm)}$$

3.3.8 基礎設計用水平震度

(1)タイプI地震動

$$Pu = 13125.19 \text{ (kN)}$$
$$W = 16973.14 \text{ (kN)}$$

$$khp = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$
$$= 0.85$$

(2)タイプII地震動

$$Pu = 13125.19 \text{ (kN)}$$
$$W = 16973.14 \text{ (kN)}$$

$$khp = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$
$$= 0.85$$

ここに、

khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

CdF : khp算出のための補正係数で1.1とする

Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

3.3.9 固有周期算定用剛性

はり下端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$$I_y = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E)$$
$$= 50.61924 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$K = Py / \delta y = Pyo / \delta yo$$
$$= 17007.12 \text{ (kN/m)}$$

ここに

Iy : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

Py : 降伏水平耐力

δ y : 降伏変位

Pyo : 橋脚の初降伏水平耐力

$$= 9590.22 \text{ (kN)}$$

δ yo: 橋脚の初降伏変位

$$= 563.89 \text{ (mm)}$$

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離

$$= 60.700 \text{ (m)}$$

hu : はり下端から上部工慣性力作用位置までの距離

$$= 7.500 \text{ (m)}$$

E : コンクリートのヤング係数

$$= 2.50 \times 10^4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

3.3.10 主要断面のMc、Myo、MIs

(1) 基部断面

1) 条件

$$\text{断面幅}$$
$$6000.0 \text{ (mm)}$$

$$\text{断面高}$$
$$6000.0 \text{ (mm)}$$

$$\text{コンクリート設計基準強度}$$
$$\sigma ck = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{作用軸力}$$
$$40184.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{主鉄筋}$$
$$\Sigma As = 827016.0 \text{ mm}^2$$

$$\text{軸方向鉄筋比} = 2.30 (\%)$$

$$\text{※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。}$$

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ y (N/mm ²)
1	5840	74999.0	345.0	2	5700	8108.0	345.0
3	5690	70945.0	345.0	4	5550	8108.0	345.0
5	5400	8108.0	345.0	6	5250	8108.0	345.0
7	5160	60810.0	345.0	8	5100	8108.0	345.0
9	5025	4054.0	345.0	10	4950	8108.0	345.0
11	4875	4054.0	345.0	12	4800	8108.0	345.0
13	4725	4054.0	345.0	14	4650	8108.0	345.0
15	4575	4054.0	345.0	16	4500	8108.0	345.0
17	4425	4054.0	345.0	18	4350	8108.0	345.0
19	4275	4054.0	345.0	20	4200	8108.0	345.0
21	4125	4054.0	345.0	22	4050	8108.0	345.0
23	3975	4054.0	345.0	24	3900	8108.0	345.0
25	3825	4054.0	345.0	26	3750	8108.0	345.0
27	3675	4054.0	345.0	28	3600	8108.0	345.0
29	3525	4054.0	345.0	30	3450	8108.0	345.0
31	3375	4054.0	345.0	32	3300	8108.0	345.0
33	3225	4054.0	345.0	34	3150	8108.0	345.0
35	3075	4054.0	345.0	36	3000	8108.0	345.0
37	2925	4054.0	345.0	38	2850	8108.0	345.0
39	2775	4054.0	345.0	40	2700	8108.0	345.0
41	2625	4054.0	345.0	42	2550	8108.0	345.0
43	2475	4054.0	345.0	44	2400	8108.0	345.0
45	2325	4054.0	345.0	46	2250	8108.0	345.0
47	2175	4054.0	345.0	48	2100	8108.0	345.0
49	2025	4054.0	345.0	50	1950	8108.0	345.0
51	1875	4054.0	345.0	52	1800	8108.0	345.0
53	1725	4054.0	345.0	54	1650	8108.0	345.0
55	1575	4054.0	345.0	56	1500	8108.0	345.0
57	1425	4054.0	345.0	58	1350	8108.0	345.0
59	1275	4054.0	345.0	60	1200	8108.0	345.0
61	1125	4054.0	345.0	62	1050	8108.0	345.0
63	975	4054.0	345.0	64	900	8108.0	345.0
65	840	60810.0	345.0	66	750	8108.0	345.0
67	600	8108.0	345.0	68	450	8108.0	345.0
69	310	70945.0	345.0	70	300	8108.0	345.0
71	160	74999.0	345.0	—	—	—	—

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) M _c (kN・m) φ (1/m)	42.616 45.974 137.921 1.9137 131329.7 0.00003809
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 圧縮伏時曲げモーメント (図心) 曲率	ε _c (mm) X _o (mm) M _{yo} (kN・m) φ _{yo} = ε _c /X _o (1/m)	0.00104831 2207.52 582126.6 0.00047488
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ccl} X _{ccl} (mm) M _{ccl} (kN・m) φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	0.01451514 1117.76 780530.3 0.01298592
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{st} X _{st} (mm) M _{st} (kN・m) φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	0.00786510 0.03436873 4622.23 796699.2 0.00743553
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ls} X _{ls} (mm) M _{ls} (kN・m) φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	0.03436873 4622.23 796699.2 0.00743553

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
830.2	50.80	0.43603738	1.34500000	0.03436873

柱基部の軸圧縮応力度

	(N/mm ²)
軸方向圧縮応力度 σ _c	1.116

(2) 基部より3.000 m

1) 条件

断面幅 6000.0 (mm) 断面高 6000.0 (mm)
コンクリート設計基準強度 σ_{ck} = 24.0 (N/mm²)
作用軸力 37538.9 (kN)
主鉄筋 ΣA_s = 827016.0 mm² ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。
軸方向鉄筋比 = 3.06 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)
1	5840	74999.0	345.0	2	5700	8108.0	345.0
3	5690	70945.0	345.0	4	5550	8108.0	345.0
5	5400	8108.0	345.0	6	5250	8108.0	345.0
7	5160	60810.0	345.0	8	5100	8108.0	345.0
9	5025	4054.0	345.0	10	4950	8108.0	345.0
11	4875	4054.0	345.0	12	4800	8108.0	345.0
13	4725	4054.0	345.0	14	4650	8108.0	345.0
15	4575	4054.0	345.0	16	4500	8108.0	345.0
17	4425	4054.0	345.0	18	4350	8108.0	345.0
19	4275	4054.0	345.0	20	4200	8108.0	345.0
21	4125	4054.0	345.0	22	4050	8108.0	345.0
23	3975	4054.0	345.0	24	3900	8108.0	345.0
25	3825	4054.0	345.0	26	3750	8108.0	345.0
27	3675	4054.0	345.0	28	3600	8108.0	345.0
29	3525	4054.0	345.0	30	3450	8108.0	345.0
31	3375	4054.0	345.0	32	3300	8108.0	345.0
33	3225	4054.0	345.0	34	3150	8108.0	345.0
35	3075	4054.0	345.0	36	3000	8108.0	345.0
37	2925	4054.0	345.0	38	2850	8108.0	345.0
39	2775	4054.0	345.0	40	2700	8108.0	345.0
41	2625	4054.0	345.0	42	2550	8108.0	345.0
43	2475	4054.0	345.0	44	2400	8108.0	345.0
45	2325	4054.0	345.0	46	2250	8108.0	345.0
47	2175	4054.0	345.0	48	2100	8108.0	345.0
49	2025	4054.0	345.0	50	1950	8108.0	345.0
51	1875	4054.0	345.0	52	1800	8108.0	345.0
53	1725	4054.0	345.0	54	1650	8108.0	345.0
55	1575	4054.0	345.0	56	1500	8108.0	345.0
57	1425	4054.0	345.0	58	1350	8108.0	345.0
59	1275	4054.0	345.0	60	1200	8108.0	345.0
61	1125	4054.0	345.0	62	1050	8108.0	345.0
63	975	4054.0	345.0	64	900	8108.0	345.0
65	840	60810.0	345.0	66	750	8108.0	345.0
67	600	8108.0	345.0	68	450	8108.0	345.0
69	310	70945.0	345.0	70	300	8108.0	345.0
71	160	74999.0	345.0				

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) M _c (kN・m) φ (1/m)	33.616 43.724 131.171 1.9137 132499.0 0.00004040
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮鉄筋から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント (図心) 曲率	ε _c (mm) X _o (mm) M _{yo} (kN・m) φ _{yo} = ε _c /X _o (1/m)	0.00106760 2232.61 580938.1 0.00047818
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ccl} X _{ccl} (mm) M _{ccl} (kN・m) φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	0.01451514 1102.67 776006.2 0.01316360
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{st} X _{st} (mm) M _{st} (kN・m) φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	0.00774166 0.03436873 4635.78 791911.6 0.00741380
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ls} X _{ls} (mm) M _{ls} (kN・m) φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	0.03436873 4635.78 791911.6 0.00741380

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
830.2	50.80	0.43603738	1.34500000	0.03436873

3.4 橋軸直角 荷重正方向 (→: 左面側引張)

3.4.1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK
水平耐力に対する判定	Pa ≧ khc ・ W	OK
終局位置	基部	基部
地震時保有水平耐力 Pa	13525.83	13525.83
破壊形態	曲げ破壊型	曲げ破壊型
終局水平耐力 Pu	13525.83	13525.83
せん断耐力 Ps0 (係数1.0)	44350.55	44350.55
せん断耐力 Ps	40207.32	42278.93
khc ・ W	12737.47	12016.48
設計水平震度 khc	0.53	0.50
構造物特性補正係数 cs	0.838	0.838
許容塑性率 μ _a	1.211	1.211
等価重量 W _{eq}	0.6321	0.6000
等価重量算出係数 cp	24032.96	24032.96
	0.5	0.5
基礎照査に用いる設計水平震度 khp	0.62	0.62
khp算定に用いる耐力	Pu	Pu
耐力に大きな余裕 1.5 ・ khc ・ W	ない	ない
判定に用いる耐力	19106.21	18024.72
	Pu	Pu

残留変位に対する判定	δ _u ≦ δ _m OK	δ _u ≧ δ _m OK
許容残留変位 δ _u	589.00	589.00
慣性力作用位置 h	58.900	58.900
残留変位 δ _u	56.99	29.75
残留変位補正係数 c _u	0.6	0.6
最大応答塑性率 μ _r	1.131	1.068
降伏剛性に対する2次剛性の比 r	0.0	0.0
降伏変位 δ _y	726.28	726.28

変位

降伏変位	δ _y (mm)	726.28
限界変位	δ _{ls} (mm)	1055.76
		726.28 1055.76

降伏剛性

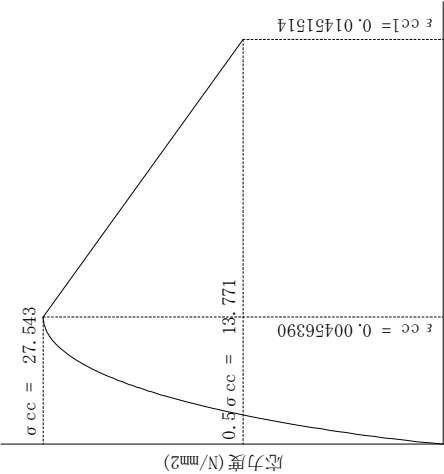
降伏剛性	K _y (kN/m)	18623.38
柱部の断面2次モーメント I (m ⁴)	50.69316	50.69316
はり部の断面2次モーメント	剛体	剛体

3.4.2 水平耐力および水平変位

(1) 応力度－ひずみ曲線 (柱基部)

1) コンクリート

横拘束鋼材の断面積	A _h =	506.70 (mm ²)
横拘束鋼材の間隔	s =	150 (mm)
横拘束鋼材の有効長	d =	1000.0 (mm)
横拘束鋼材の体積比	ρ _s =	0.01351200
横拘束鋼材の降伏点強度	σ _{sy} =	345.0 (N/mm ²)
コンクリートの設計基準強度	σ _{ck} =	24.0 (N/mm ²)
コンクリートのヤング係数	E _c =	25000 (N/mm ²)
下降勾配	Edes =	1383.891 (N/mm ²)
断面補正係数	α =	0.20
	β =	0.40
最大圧縮応力時ひずみ	ε _{cc} =	0.00456390
帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度	σ _{cc} =	27.543 (N/mm ²)
n = E _c ・ ε _{cc} / (E _c ・ ε _{cc} - σ _{cc}) =		1.31821317
限界圧縮ひずみ	ε _{ccl} =	0.01451514



ひずみ

2) 鉄筋

$\epsilon_{st2} = 0.025 \cdot Lp^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta s^{0.2} \cdot \beta co^{0.22} = 0.03436873$

ここに

ϵ_{st2} : 耐震性能2の鉄筋の許容ひずみ

$$Lp : \text{塑性ヒンジ長 (mm)} = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta n^{-1/3} \phi' \leq 0.15h$$
$$= 830.22 \text{ (mm)}$$

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点

ϕ : 許容ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径

βn : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta n = \beta s + \beta co = 1.781037$$

βs : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²)

$$\beta s = \frac{384E0Ih}{nsd^3s} = 0.436037$$

E0 : 横拘束鉄筋のヤング係数

ϕh : 横拘束鉄筋の径

Ih : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長

s : 横拘束鉄筋の間隔

ns : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数

βco : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数

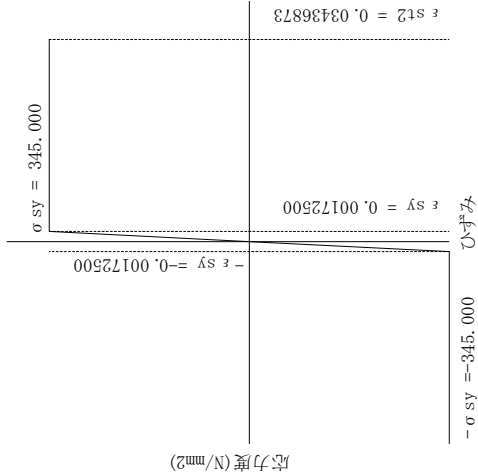
$$\beta co = 0.01c0$$

c0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に

配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離

ϕ' : d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離



(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント(左側引張となる向きを正とする)

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置からの距離 yi (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重によるモーメント Moi (kN・m)
0	0.000	58.900	40184.9	0.0
1	1.064	57.836	39246.5	0.0
2	2.128	56.772	38208.1	0.0
3	3.000	55.900	37538.9	0.0
4	3.192	55.708	37413.3	0.0
5	4.256	54.644	36770.1	0.0
6	5.320	53.580	36214.5	0.0
7	6.384	52.516	35680.1	0.0
8	7.448	51.452	35145.7	0.0
9	8.512	50.388	34611.3	0.0
10	9.576	49.324	34076.9	0.0
11	10.640	48.260	33542.5	0.0
12	11.704	47.196	33008.1	0.0
13	12.768	46.132	32473.7	0.0
14	13.832	45.068	31939.3	0.0
15	14.896	44.004	31404.9	0.0
16	15.960	42.940	30870.5	0.0
17	17.024	41.876	30336.1	0.0
18	18.088	40.812	29801.8	0.0
19	19.152	39.748	29267.4	0.0
20	20.216	38.684	28733.0	0.0
21	21.280	37.620	28198.6	0.0
22	22.344	36.556	27664.2	0.0
23	23.408	35.492	27129.8	0.0
24	24.472	34.428	26595.4	0.0
25	25.536	33.364	26061.0	0.0
26	26.600	32.300	25526.6	0.0
27	27.664	31.236	24992.2	0.0
28	28.728	30.172	24457.8	0.0
29	29.792	29.108	23923.4	0.0
30	30.856	28.044	23389.0	0.0
31	31.920	26.980	22854.6	0.0
32	32.984	25.916	22320.2	0.0
33	34.048	24.852	21785.8	0.0
34	35.112	23.788	21251.4	0.0
35	36.176	22.724	20717.1	0.0
36	37.240	21.660	20182.7	0.0
37	38.304	20.596	19648.3	0.0
38	39.368	19.532	19113.9	0.0
39	40.432	18.468	18579.5	0.0
40	41.496	17.404	18045.1	0.0
41	42.560	16.340	17510.7	0.0
42	43.624	15.276	16976.3	0.0
43	44.688	14.212	16441.9	0.0
44	45.752	13.148	15907.5	0.0
45	46.816	12.084	15373.1	0.0
46	47.880	11.020	14838.7	0.0
47	48.944	9.956	14304.3	0.0
48	50.008	8.892	13769.9	0.0
49	51.072	7.828	13235.5	0.0
50	52.136	6.764	12667.3	0.0
51	53.200	5.700	12007.5	0.0
52	54.264	4.636	11347.7	0.0
53	55.328	3.572	10687.9	0.0
54	56.392	2.508	10028.1	0.0
55	57.456	1.444	9368.3	0.0

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s1 (mm)	鉄筋量 Ahi (mm ²)	有効長 di (mm)	体積比 ρ s1	有効長 d' i (mm)	軸方向鉄筋 本数 ns (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
50	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
51	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
52	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
53						
54						
55						

(4) 各着目点のモーメント および 曲率

i	モーメント (kN.m)			曲率 (1/m)		
	ひび割れ Mc1	初降伏 My01	引張限界 Msti	圧縮限界 Mccli	ひび割れ φ ci	初降伏 φ y01
				圧縮限界 Mccli	引張限界 φ sti	圧縮限界 φ ccli
0	131326.4	582085.1	796671.2	780502.3	0.00003809	0.00047488
1	130314.0	580438.6	794979.9	778900.5	0.00003779	0.00047414
2	129301.6	578791.0	793282.2	777296.8	0.00003759	0.00047197
3	128472.0	577438.7	791883.7	775978.3	0.00003726	0.00047380
4	132495.4	580896.3	791883.7	775978.3	0.00004040	0.00041380
5	132273.8	581065.6	791654.3	775762.9	0.00004062	0.00047007
6	130202.5	581775.0	790481.2	774490.4	0.00004214	0.00040811
7	128096.5	581152.9	788451.3	768723.6	0.00004332	0.00046428
8	127319.5	580165.2	787530.4	767945.3	0.00004392	0.00049237
9	126542.6	579176.8	786605.6	767165.6	0.00004280	0.00049127
10	125765.6	578187.7	785676.3	766383.7	0.00004253	0.00049773
11	124988.7	577199.0	784743.5	765599.8	0.00004016	0.00049016
12	124211.7	576209.5	783806.7	764813.6	0.00004201	0.00049134
13	123434.8	575219.4	782865.4	764025.0	0.00004175	0.00048906
14	122657.8	574229.6	781921.4	763234.8	0.00004148	0.00048851
15	121880.9	573239.1	780974.2	762441.3	0.00004122	0.00048796
16	121103.9	572246.9	780022.6	761647.4	0.00004096	0.00048741
17	120327.0	571256.2	779062.3	760850.5	0.00004070	0.00048686
18	119550.0	570263.7	778098.4	760048.2	0.00004043	0.00048631
19	118773.1	569271.6	777132.7	759215.3	0.00004017	0.00048576
20	117996.1	568277.8	776163.8	758378.9	0.00003991	0.00048521
21	117219.2	567284.4	775187.0	757540.6	0.00003964	0.00048466
22	116442.2	566290.3	774206.2	756699.9	0.00003938	0.00048411
23	115665.3	565296.7	773222.5	755856.4	0.00003912	0.00048356
24	114888.3	564301.4	772235.8	755011.2	0.00003886	0.00048301
25	114111.4	563306.6	771246.5	754163.5	0.00003859	0.00048246
26	113334.4	562311.1	770253.8	753313.7	0.00003833	0.00048191
27	112557.5	561315.0	769258.9	752461.1	0.00003807	0.00048136
28	111780.5	560318.2	768260.8	751605.1	0.00003780	0.00048081
29	111003.6	559321.5	767260.8	750746.1	0.00003754	0.00048027
30	110226.6	558324.1	766257.2	749884.3	0.00003728	0.00047972
31	109449.7	557326.1	765251.0	749019.2	0.00003702	0.00047917
32	108672.7	556327.6	764242.5	748151.5	0.00003675	0.00047862
33	107895.8	555329.0	763231.2	747281.9	0.00003649	0.00047807
34	107118.8	554329.8	762217.8	746398.5	0.00003623	0.00047753
35	106341.9	553330.1	761201.0	745512.4	0.00003597	0.00047698
36	105564.9	552330.3	760180.0	744623.4	0.00003570	0.00047643
37	104788.0	551330.0	759151.4	743732.2	0.00003544	0.00047588
38	104011.0	550328.7	758121.2	742839.1	0.00003518	0.00047534
39	103234.1	549327.3	757088.4	741944.0	0.00003491	0.00047479
40	102457.1	548325.4	756054.3	741044.8	0.00003465	0.00047424
41	101680.2	547323.5	755017.9	740140.1	0.00003439	0.00047370
42	100903.2	546320.5	753979.1	739231.6	0.00003413	0.00047315
43	100126.3	545317.0	752939.3	738320.1	0.00003386	0.00047260
44	99349.3	544313.6	751898.7	737405.3	0.00003360	0.00047206
45	98572.4	543309.7	750853.6	736487.0	0.00003334	0.00047151
46	97795.4	542304.7	749776.8	735565.6	0.00003307	0.00047096
47	97018.5	541299.8	748717.7	734641.2	0.00003281	0.00047042
48	96241.5	540294.4	747657.1	733714.2	0.00003255	0.00046987
49	95464.6	539288.6	746594.1	732783.5	0.00003229	0.00046933
50	94687.6	538282.3	745529.2	731832.4	0.00003202	0.00046878
51	93911.4	536662.2	744358.5	731465.6	0.00003176	0.00046812
52	93134.2	535041.1	743187.8	730698.9	0.00003150	0.00046746
53	92357.0	533419.6	742017.1	729932.2	0.00003124	0.00046680
54	91580.8	531798.1	740846.4	729165.5	0.00003098	0.00046614
55	90803.6	530176.6	739675.7	728398.8	0.00003072	0.00046548

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{sti} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{ccli} に達する場合、 $Msti = Mccli$, $\phi_{sti} = \phi_{ccli}$ とする。

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置までの高さyi (m)	ひび割れ時水平力 P-ci (kN)	初降伏時水平力 Py0i (kN)	終局時水平力 Pu (kN)	備考
0		58,900	2229.65	9882.60	13525.83	cyu
1	0.064	57,836	2253.16	10035.94	13745.42	
2	1.064	56,772	2277.56	10195.01	13973.12	
3	2.128	55,900	2298.25	10329.85	14166.08	
4	3.000	55,900	10391.70	10430.56	14210.78	
5	3.192	55,708	2374.41	10646.64	14466.02	
6	4.256	54,644	2382.74	10846.45	14715.40	
7	5.320	53,580	2390.75	11047.40	14996.01	
8	6.384	52,516	2424.04	11256.64	15288.14	
9	7.448	51,452	2459.43	11474.71	15592.53	
10	8.512	50,388	2495.94	11699.97	15909.97	
11	9.576	49,324	2534.03	11939.69	16291.33	
12	10.640	48,260	2573.80	12187.58	16587.54	
13	11.704	47,196	2615.37	12447.53	16949.65	
14	12.768	46,132	2658.84	12719.43	17328.80	
15	13.832	45,068	2704.38	13004.43	17726.17	
16	14.896	44,004	2752.11	13303.59	18143.04	
17	15.960	42,940	2802.21	13617.91	18581.01	
18	17.024	41,876	2854.86	13948.63	19041.77	
19	18.088	40,812	2910.25	14297.02	19527.12	
20	19.152	39,748	2968.61	14664.57	20038.96	
21	20.216	38,684	3030.17	15052.91	20579.64	
22	21.280	37,620	3095.22	15463.86	21151.72	
23	22.344	36,556	3164.06	15899.40	21758.02	
24	23.408	35,492	3237.02	16361.87	22401.72	
25	24.472	34,428	3314.49	16853.83	23086.38	
26	25.536	33,364	3396.91	17378.17	23816.06	
27	26.600	32,300	3484.75	17938.22	24595.37	
28	27.664	31,236	3578.58	18537.77	25429.56	
29	28.728	30,172	3679.03	19181.12	26324.63	
30	29.792	29,108	3786.82	19873.27	27287.51	
31	30.856	28,044	3902.78	20620.00	28326.26	
32	31.920	26,980	4027.90	21428.04	29450.19	
33	32.984	25,916	4163.29	22305.24	30670.28	
34	34.048	24,852	4310.27	23260.89	31999.37	
35	35.112	23,788	4470.40	24306.03	33452.74	
36	36.176	22,724	4645.53	25453.83	35048.54	
37	37.240	21,660	4837.86	26720.17	36809.15	
38	38.304	20,596	5050.06	28124.48	38761.44	
39	39.368	19,532	5285.83	29690.57	40938.61	
40	40.432	18,468	5547.82	31448.14	43381.86	
41	41.496	17,404	5842.34	33434.55	46143.15	
42	42.560	16,340	6175.23	35697.63	49289.03	
43	43.624	15,276	6554.48	38299.58	52905.20	
44	44.688	14,212	6990.52	41322.61	57106.50	
45	45.752	13,148	7497.14	44877.91	62047.07	
46	46.816	12,084	8092.97	48911.77	67941.72	
47	47.880	11,020	8803.85	54268.22	75096.14	
48	48.944	9,956	9666.69	60648.74	83962.45	
49	50.008	8,892	10736.01	68763.70	95238.78	
50	51.072	7,828	12096.02	79340.96	110047.09	
51	52.136	6,764	14371.88	93650.51	130356.02	
52	53.200	5,700	17418.98			
53	53.200	5,700				
54	56.200	2,700				
55	58,900	0,000				

備考欄 c:Pe最小位置, y:Py0最小位置, u:Pu最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000
水平力(kN)	2229.65	9882.60	13525.83

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

• Pu = 13525.83 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	yi (m)	φ ci (1/m)	φ ci・yi	φ y0i (1/m)	φ y0i・yi	Δ yi (mm)
0	58,900	0.0003809	0.002243406	0.00047488	0.027970570	1.064
1	57,836	0.0003740	0.002163086	0.00046555	0.026925290	1.064
2	56,772	0.0003671	0.002084230	0.00045620	0.025890559	1.064
3	55,900	0.0003615	0.002020695	0.00044854	0.025073543	0.872
4	55,900	0.0003801	0.002124882	0.00045040	0.025177351	0.000
5	55,708	0.0003814	0.002115479	0.00044924	0.025026629	0.192
6	54,644	0.0003943	0.002154879	0.00044522	0.024328635	1.064
7	53,580	0.0004040	0.002164818	0.00044118	0.023638573	1.064
8	52,516	0.0003960	0.002079693	0.00043120	0.022644835	1.064
9	51,452	0.0003880	0.001996275	0.00042122	0.021672549	1.064
10	50,388	0.0003800	0.001914565	0.00041124	0.020721699	1.064
11	49,324	0.0003719	0.001834567	0.00040127	0.019792251	1.064
12	48,260	0.0003639	0.001756267	0.00039130	0.018884213	1.064
13	47,196	0.0003559	0.001679679	0.00038134	0.017997568	1.064
14	46,132	0.0003479	0.001604798	0.00037138	0.017132288	1.064
15	45,068	0.0003398	0.001531625	0.00036142	0.016288375	1.064
16	44,004	0.0003318	0.001460159	0.00035146	0.015465831	1.064
17	42,940	0.0003238	0.001390401	0.00034151	0.014664508	1.064
18	41,876	0.0003158	0.001322350	0.00033157	0.013884706	1.064
19	40,812	0.0003078	0.001256006	0.00032162	0.013126115	1.064
20	39,748	0.0002997	0.001191370	0.00031168	0.012388837	1.064
21	38,684	0.0002917	0.001128440	0.00030175	0.011672536	1.064
22	37,620	0.0002837	0.001067219	0.00029182	0.010978110	1.064
23	36,556	0.0002757	0.001007705	0.00028189	0.010304638	1.064
24	35,492	0.0002676	0.000949898	0.00027196	0.009652427	1.064
25	34,428	0.0002596	0.000893798	0.00026204	0.009021446	1.064
26	33,364	0.0002516	0.000839406	0.00025212	0.008411692	1.064
27	32,300	0.0002436	0.000786721	0.00024220	0.007823154	1.064
28	31,236	0.0002355	0.000735744	0.00023229	0.007255818	1.064
29	30,172	0.0002275	0.000686474	0.00022238	0.006709672	1.064
30	29,108	0.0002195	0.000638911	0.00021247	0.006184707	1.064
31	28,044	0.0002115	0.000593056	0.00020257	0.005680911	1.064
32	26,980	0.0002035	0.000548908	0.00019267	0.005198273	1.064
33	25,916	0.0001954	0.000506468	0.00018277	0.004736781	1.064
34	24,852	0.0001874	0.000465735	0.00017288	0.004296426	1.064
35	23,788	0.0001794	0.000426709	0.00016299	0.003877196	1.064
36	22,724	0.0001714	0.000389391	0.00015310	0.003479082	1.064
37	21,660	0.0001633	0.000353780	0.00014322	0.003102072	1.064
38	20,596	0.0001553	0.000319876	0.00013333	0.002746160	1.064
39	19,532	0.0001473	0.000287680	0.00012346	0.002411331	1.064
40	18,468	0.0001393	0.000257191	0.00011358	0.002097578	1.064
41	17,404	0.0001312	0.000228409	0.00010371	0.001804890	1.064
42	16,340	0.0001232	0.000201335	0.00009383	0.001532359	1.064
43	15,276	0.0001152	0.000175969	0.00008397	0.001282675	1.064
44	14,212	0.0001072	0.000152309	0.00007410	0.001053128	1.064
45	13,148	0.0000991	0.000130357	0.00006424	0.000846410	1.064
46	12,084	0.0000911	0.000110113	0.00005438	0.000657112	1.064
47	11,020	0.0000831	0.000091575	0.00004452	0.000490624	1.064
48	9,956	0.0000751	0.000074746	0.00003467	0.000345138	1.064
49	8,892	0.0000671	0.000059623	0.00002472	0.000264271	1.064
50	7,828	0.0000590	0.000046208	0.00002616	0.000204810	1.064
51	6,764	0.0000483	0.000032655	0.00002140	0.000144739	1.064
52	5,700	0.0000388	0.000022091	0.00001718	0.000097916	1.064
53	5,700	0.0000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	0.000
54	2,700	0.0000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	3.000
55	0,000	0.00000000	0.000000000	0.00000000	0.000000000	2.700

$\delta_c = \int \phi_c \cdot ydy = \Sigma (\phi_{c,i} \cdot y_i + \phi_{c,i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 50.00 \text{ (mm)}$

$\delta_{y0} = \int \phi_{y0} \cdot ydy = \Sigma (\phi_{y0,i} \cdot y_i + \phi_{y0,i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 530.66 \text{ (mm)}$

ここに、

δ_c : ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力Pcを作用させたときの曲率分布より求める。

δ_{y0} : 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力Py0を作用させたときの曲率分布より求める。

yi : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

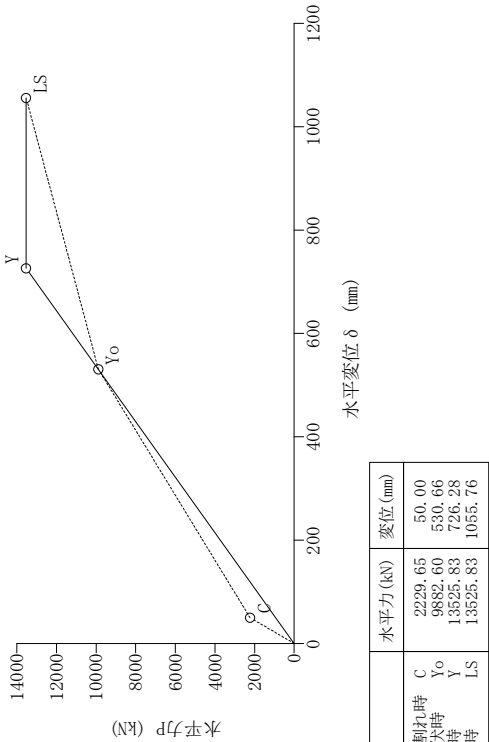
φ ci : 慣性力作用位置にひび割れ水平力Pcを載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ y0i: 慣性力作用位置に初降伏水平力Py0を載荷したときの各断面の曲率 1/m

Ps : せん断耐力 (kN)
Pso : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (kN)
Sc : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)
Sco : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)
(正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合)
σck: コンクリートの設計基準強度 = 24.0 (N/mm²)
τc : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.350 (N/mm²)
σsy: せん断補強鉄筋の降伏点強度 = 345.0 (N/mm²)
hp : 橋脚の高さ(基部から天端) = 56200 (mm)
ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.588
cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.500
pt : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 1.233 (%)
b : 部材断面幅 = 6000.0 (mm)
d : 部材断面の有効高 = 5590.5 (mm)
Ss : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)
Aw : せん断補強鉄筋の総断面積 = 3040.20 (mm²)
a : " の部材軸方向の間隔 = 150 (mm)
Pso = Sco + Ss = 44350.55 (kN)
Ps = Sc + Ss = 40207.32 (kN)
Sco = ce・cpt・τc・b・d×10⁻³ = 10358.07 (kN)
Sc = cc・ce・cpt・τc・b・d×10⁻³ = 6214.84 (kN)
Ss = Aw・σsy・d / (1.15・a)×10⁻³ = 33992.48 (kN)
ここに、
cc: 正負交番作用による補正係数 = 0.6
2) タイプII地震動
Pso = Sco + Ss = 44350.55 (kN)
Ps = Sc + Ss = 42278.93 (kN)
Sco = ce・cpt・τc・b・d×10⁻³ = 10358.07 (kN)
Sc = cc・ce・cpt・τc・b・d×10⁻³ = 8286.46 (kN)
Ss = Aw・σsy・d / (1.15・a)×10⁻³ = 33992.48 (kN)
ここに、
cc: 正負交番作用による補正係数 = 0.8

(8) 限界状態の変位
δls2: 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位(mm)
Lp : 塑性ヒンジ長 (mm) = 830.22 (mm)
h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 58900 (mm)
Myo : 橋脚基部断面における初降伏モーメント = 582085.1 (kN・m)
φyo: 橋脚基部断面における初降伏曲率 = 0.00047488 (1/m)
δyo: 橋脚の初降伏変位 = 530.66 (mm)
δls2 = δy + (φls2 - φy)Lp(h - Lp / 2) = 1055.76 (mm)
ここに
φls2: 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率 = 0.00743553 (1/m)
φy : 橋脚基部断面における降伏曲率
$$\phi_{ls2} = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \phi_{yo} = 0.00064995 \text{ (1/m)}$$
$$\delta_y : \text{橋脚の降伏変位} = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \delta_{yo} = 726.28 \text{ (mm)}$$

Mls2 : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント = 796671.2 (kN・m)
(9) 水平力ー水平変位の関係



3.4.3 せん断耐力
(1) 破壊形態の判定に用いるせん断耐力

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基礎から の高さ h _i (m)	断面幅 b(mm)	有効高 d(mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	Aw (mm ²)	ce	cpt
0	0.000	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
1	1.064	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
2	2.128	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
3	3.000	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
4	3.192	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
5	4.256	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
6	5.320	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
7	6.384	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
8	7.448	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
9	8.512	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
10	9.576	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
11	10.640	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
12	11.704	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
13	12.768	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
14	13.832	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
15	14.896	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
16	15.960	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
17	17.024	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
18	18.088	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
19	19.152	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
20	20.216	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
21	21.280	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
22	22.344	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
23	23.408	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
24	24.472	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
25	25.536	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
26	26.600	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
27	27.664	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
28	28.728	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
29	29.792	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
30	30.856	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
31	31.920	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
32	32.984	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
33	34.048	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
34	35.112	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
35	36.176	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
36	37.240	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
37	38.304	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
38	39.368	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
39	40.432	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
40	41.496	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
41	42.560	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
42	43.624	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
43	44.688	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
44	45.752	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
45	46.816	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
46	47.880	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
47	48.944	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
48	49.008	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
49	50.072	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
50	51.136	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
51	52.200	6000.0	5590.5	150	3040.20	0.588	1.500
52							

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	Seco (kN)	Ss (kN)	Pso (kN)	Sc (kN)		Ps (kN)	
				タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
0	10358.07	33992.48	44350.55	6214.84	8286.46	40207.32	42278.93
1	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
2	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
3	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
4	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
5	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
6	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
7	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
8	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
9	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
10	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
11	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
12	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
13	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
14	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
15	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
16	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
17	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
18	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
19	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
20	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
21	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
22	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
23	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
24	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
25	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
26	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
27	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
28	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
29	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
30	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
31	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
32	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
33	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
34	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
35	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
36	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
37	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
38	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
39	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
40	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
41	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
42	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
43	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
44	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
45	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
46	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
47	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
48	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
49	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
50	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
51	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55
52	10358.07	33992.48	44350.55	10358.07	10358.07	44350.55	44350.55

3.4.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1)タイプI地震動

$P_u \leq P_s$ より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 13525.83 \text{ (kN)}$$

$$\mu a2 = \frac{\delta \text{ } 1s2}{\alpha \text{ } 2 \cdot \delta \text{ } y} = 1.211$$

とする。

(2)タイプII地震動

$P_u \leq P_s$ より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$P_a = P_u = 13525.83 \text{ (kN)}$$

$$\mu a2 = \frac{\delta \text{ } 1s2}{\alpha \text{ } 2 \cdot \delta \text{ } y} = 1.211$$

とする。

ここに、

P_a : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

$\mu a2$: 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

$\alpha \text{ } 2$: 安全係数 = 1.2

3.4.5 作用荷重

(1)設計水平震度

1)タイプI地震動

$$khc1 = cs \cdot cIz \cdot khco = 0.53$$

$$khc2 = cs \cdot 0.6 = 0.34$$

$$khc3 = cIz \cdot 0.4 = 0.40$$

$$khemin = 0.53$$

$$khc = \max(khc1, khc2, khc3, khemin) = 0.53$$

ここに、

khc : 設計水平震度

cIz : 地域別補正係数 = 1.00

$$cIz \cdot Khco: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 0.6321$$

$$cs = 6.4.4\text{に規定する構造物特性補正係数} = 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu a - 1)}) = 0.838$$

$$\mu a = \text{許容塑性率} = 1.211$$

$khc1$: 設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

$khc2$: 例外規定「 $khc0$ に cIz を乗じた値が0.4を下回る」ときの震度

$khc3$: 例外規定「設計水平震度が0.4に cIz を乗じた値を下回る」ときの震度

$khemin$: 同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

2)タイプII地震動

$$khc1 = cs \cdot cIz \cdot khco = 0.50$$

$$khc2 = cs \cdot 0.6 = 0.50$$

$$khc3 = cIz \cdot 0.4 = 0.34$$

$$khemin = 0.50$$

$$khc = \max(khc1, khc2, khc3, khemin) = 0.50$$

ここに、

khc : 設計水平震度

cIz : 地域別補正係数 = 0.85

$$cIz \cdot Khco: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 0.6000$$

$$cs = 6.4.4\text{に規定する構造物特性補正係数} = 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu a - 1)}) = 0.838$$

$$\mu a = \text{許容塑性率} = 1.211$$

$khc1$: 設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

$khc2$: 例外規定「 $khc0$ に cIz を乗じた値が0.6を下回る」ときの震度

$khc3$: 例外規定「設計水平震度が0.4に cIz を乗じた値を下回る」ときの震度

$khemin$: 同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

(2)等価重量

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

$$Wp: \text{橋脚の重量} \quad Wp = 31484.95 \text{ (kN)}$$

1)タイプI地震動

$$W = Wu + cp \cdot Wp = 24032.96 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$Wu: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad Wu = 8290.49 \text{ (kN)}$$

$$cp: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

2)タイプII地震動

$$W = Wu + cp \cdot Wp = 24032.96 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$Wu: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad Wu = 8290.49 \text{ (kN)}$$

$$cp: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

3.4.6 水平耐力の照査

(1)タイプI地震動

$$Pa = 13525.83 \geq khc \times W = 12737.47 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

Pa : 地震時保有水平耐力 (kN)

$$khc: \text{設計水平震度} = 0.53$$

$$W : \text{等価重量} = 24032.96 \text{ (kN)}$$

(2)タイプII地震動

$$Pa = 13525.83 \geq khc \times W = 12016.48 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

Pa : 地震時保有水平耐力 (kN)

$$khc: \text{設計水平震度} = 0.50$$

$$W : \text{等価重量} = 24032.96 \text{ (kN)}$$

3.4.7 残留変位による判定 (B種橋)

$$\delta_{\text{B}} \text{ : 橋脚の許容残留変位}$$
$$= 589.00 \text{ (mm)}$$

$$c_k \text{ : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$$
$$= 0.6$$

$$r \text{ : 橋脚の降伏剛性にに対する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$$
$$= 0.0$$

(1)タイプI地震動

$\delta_R \leq \delta_{\text{B}}$ なので残留変位による照査を満足している。
ここに、

$$\delta_R \text{ : 橋脚の残留変位}$$
$$= c_k (\mu r - 1) (1 - r) \delta y$$

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$$
$$= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 726.28 \text{ (mm)}$$

(2)タイプII地震動

$\delta_R \leq \delta_{\text{B}}$ なので残留変位による照査を満足している。
ここに、

$$\delta_R \text{ : 橋脚の残留変位}$$
$$= c_k (\mu r - 1) (1 - r) \delta y$$

$$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$$
$$= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\}$$

$$\delta y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= 726.28 \text{ (mm)}$$

3.4.8 基礎設計用水平震度

(1)タイプI地震動

$$Pu = 13525.83 \text{ (kN)}$$
$$W = 24032.96 \text{ (kN)}$$
$$k_{\text{hp}} = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$
$$= 0.62$$

(2)タイプII地震動

$$Pu = 13525.83 \text{ (kN)}$$
$$W = 24032.96 \text{ (kN)}$$
$$k_{\text{hp}} = \frac{CdF \cdot Pu}{W}$$
$$= 0.62$$

ここに、

k_{hp} : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

CdF : k_{hp}算出のための補正係数で1.1とする

Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

3.4.9 固有周期算定用剛性

はり下端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$$I_y = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E)$$
$$= 50.69316 \text{ (m}^4\text{)}$$

$$K = P_y / \delta y = P_{yo} / \delta y_o$$
$$= 18623.38 \text{ (kN/m)}$$

ここに

I_y : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

P_y : 降伏水平耐力

δ_y : 降伏変位

$$P_{yo} \text{ : 橋脚の初降伏水平耐力}$$
$$= 9882.60 \text{ (kN)}$$

$$\delta y_o \text{ : 橋脚の初降伏変位}$$
$$= 530.66 \text{ (mm)}$$

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離

hu : はり下端から上部工慣性力作用位置までの距離

$$E \text{ : コンクリートのヤング係数}$$
$$= 2.50 \times 10^4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

3.4.10 主要断面のMc、Myo、MIs

(1) 基部断面

1) 条件

$$\text{断面幅}$$
$$6000.0 \text{ (mm)}$$

$$\text{断面高}$$
$$6000.0 \text{ (mm)}$$

$$\text{コンクリート設計基準強度}$$
$$\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{作用軸力}$$
$$40184.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{主鉄筋}$$
$$\Sigma As = 827016.0 \text{ mm}^2$$

$$\text{※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。}$$

$$\text{軸方向鉄筋比}$$
$$= 2.30 \text{ (\%)}$$

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)
1	5840	74999.0	345.0	2	5700	4054.0	345.0
3	5690	74999.0	345.0	4	5550	8108.0	345.0
5	5400	8108.0	345.0	6	5250	8108.0	345.0
7	5160	60810.0	345.0	8	5100	8108.0	345.0
9	5025	4054.0	345.0	10	4950	8108.0	345.0
11	4875	4054.0	345.0	12	4800	8108.0	345.0
13	4725	4054.0	345.0	14	4650	8108.0	345.0
15	4575	4054.0	345.0	16	4500	8108.0	345.0
17	4425	4054.0	345.0	18	4350	8108.0	345.0
19	4275	4054.0	345.0	20	4200	8108.0	345.0
21	4125	4054.0	345.0	22	4050	8108.0	345.0
23	3975	4054.0	345.0	24	3900	8108.0	345.0
25	3825	4054.0	345.0	26	3750	8108.0	345.0
27	3675	4054.0	345.0	28	3600	8108.0	345.0
29	3525	4054.0	345.0	30	3450	8108.0	345.0
31	3375	4054.0	345.0	32	3300	8108.0	345.0
33	3225	4054.0	345.0	34	3150	8108.0	345.0
35	3075	4054.0	345.0	36	3000	8108.0	345.0
37	2925	4054.0	345.0	38	2850	8108.0	345.0
39	2775	4054.0	345.0	40	2700	8108.0	345.0
41	2625	4054.0	345.0	42	2550	8108.0	345.0
43	2475	4054.0	345.0	44	2400	8108.0	345.0
45	2325	4054.0	345.0	46	2250	8108.0	345.0
47	2175	4054.0	345.0	48	2100	8108.0	345.0
49	2025	4054.0	345.0	50	1950	8108.0	345.0
51	1875	4054.0	345.0	52	1800	8108.0	345.0
53	1725	4054.0	345.0	54	1650	8108.0	345.0
55	1575	4054.0	345.0	56	1500	8108.0	345.0
57	1425	4054.0	345.0	58	1350	8108.0	345.0
59	1275	4054.0	345.0	60	1200	8108.0	345.0
61	1125	4054.0	345.0	62	1050	8108.0	345.0
63	975	4054.0	345.0	64	900	8108.0	345.0
65	840	60810.0	345.0	66	750	8108.0	345.0
67	600	8108.0	345.0	68	450	8108.0	345.0
69	310	74999.0	345.0	70	300	4054.0	345.0
71	160	74999.0	345.0	—	—	—	—

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) M _c (kN.m) φ (1/m)	42.616 45.972 137.917 1.9137 131326.4 0.00003809
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 曲率	ε _c (mm) X _o (mm) M _{yo} (kN.m) φ _{yo} = ε _c /X _o (1/m)	0.00104831 2207.52 582085.1 0.00047488
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ccl} X _{ccl} (mm) M _{ccl} (kN.m) φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	0.01451514 1117.76 780502.3 0.01298592
引張限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{sc} ε _{st} X _{st} (mm) M _{st} (kN.m) φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	0.00786510 0.03436873 4622.23 796671.2 0.00743553
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ls} X _{ls} (mm) M _{ls} (kN.m) φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	0.03436873 4622.23 796671.2 0.00743553

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
830.2	50.80	0.43603738	1.34500000	0.03436873

柱基部の軸圧縮応力度

	(N/mm ²)
軸方向圧縮応力度 σ _c	1.116

(2) 基部より3.000 m

1) 条件

断面幅	6000.0 (mm)	断面高	6000.0 (mm)
コンクリート設計基準強度	σ _{ck} = 24.0 (N/mm ²)		
作用軸力	37538.9 (kN)		
主鉄筋	ΣA _s = 827016.0 mm ²	※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。	
軸方向鉄筋比	= 3.06 (%)		

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ _y (N/mm ²)
1	5840	74999.0	345.0	2	5700	4054.0	345.0
3	5690	74999.0	345.0	4	5550	8108.0	345.0
5	5400	8108.0	345.0	6	5250	8108.0	345.0
7	5160	60810.0	345.0	8	5100	8108.0	345.0
9	5025	4054.0	345.0	10	4950	8108.0	345.0
11	4875	4054.0	345.0	12	4800	8108.0	345.0
13	4725	4054.0	345.0	14	4650	8108.0	345.0
15	4575	4054.0	345.0	16	4500	8108.0	345.0
17	4425	4054.0	345.0	18	4350	8108.0	345.0
19	4275	4054.0	345.0	20	4200	8108.0	345.0
21	4125	4054.0	345.0	22	4050	8108.0	345.0
23	3975	4054.0	345.0	24	3900	8108.0	345.0
25	3825	4054.0	345.0	26	3750	8108.0	345.0
27	3675	4054.0	345.0	28	3600	8108.0	345.0
29	3525	4054.0	345.0	30	3450	8108.0	345.0
31	3375	4054.0	345.0	32	3300	8108.0	345.0
33	3225	4054.0	345.0	34	3150	8108.0	345.0
35	3075	4054.0	345.0	36	3000	8108.0	345.0
37	2925	4054.0	345.0	38	2850	8108.0	345.0
39	2775	4054.0	345.0	40	2700	8108.0	345.0
41	2625	4054.0	345.0	42	2550	8108.0	345.0
43	2475	4054.0	345.0	44	2400	8108.0	345.0
45	2325	4054.0	345.0	46	2250	8108.0	345.0
47	2175	4054.0	345.0	48	2100	8108.0	345.0
49	2025	4054.0	345.0	50	1950	8108.0	345.0
51	1875	4054.0	345.0	52	1800	8108.0	345.0
53	1725	4054.0	345.0	54	1650	8108.0	345.0
55	1575	4054.0	345.0	56	1500	8108.0	345.0
57	1425	4054.0	345.0	58	1350	8108.0	345.0
59	1275	4054.0	345.0	60	1200	8108.0	345.0
61	1125	4054.0	345.0	62	1050	8108.0	345.0
63	975	4054.0	345.0	64	900	8108.0	345.0
65	840	60810.0	345.0	66	750	8108.0	345.0
67	600	8108.0	345.0	68	450	8108.0	345.0
69	310	74999.0	345.0	70	300	4054.0	345.0
71	160	74999.0	345.0				

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ _{bt} (N/mm ²) M _c (kN・m) φ (1/m)	33.616 43.722 131.167 1.9137 132495.4 0.00004040
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮鉄筋から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント (図心) 曲率	ε _c (mm) X _{co} (mm) M _{yo} (kN・m) φ _{yo} = ε _c /X _o (1/m)	0.00106760 2232.61 580896.3 0.00047818
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ccl} X _{ccl} (mm) M _{ccl} (kN・m) φ _{ccl} = ε _{ccl} /X _{ccl} (1/m)	0.01451514 1102.67 775978.3 0.01316360
引張限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{sc} ε _{st} X _{st} (mm) M _{st} (kN・m) φ _{st} = ε _{st} /X _{st} (1/m)	0.00774166 0.03436873 4635.78 791883.7 0.00741380
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率	ε _{ls} X _{ls} (mm) M _{ls} (kN・m) φ _{ls} = ε _{ls} /X _{ls} (1/m)	0.03436873 4635.78 791883.7 0.00741380

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ _s	σ _{cc} (N/mm ²)	ε _{cc}	ε _{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L _p (mm)	φ (mm)	β _s (N/mm ²)	β _{co} (N/mm ²)	ε _{st}
830.2	50.80	0.43603738	1.34500000	0.03436873

1 設計条件

1.1 適用基準

道路橋示方書IV下部構造編 (平成24年3月) 日本道路協会
道路橋示方書V耐震設計編 (平成24年3月) 日本道路協会
斜面上の基礎基礎設計施工便覧 (平成24年4月) 日本道路協会
杭基礎設計便覧 (平成19年1月) 日本道路協会

1.2 基本データ

保存ファイル名： (橋脚の設計 連動データ)

工事名：

- (1) 橋軸直角方向
- (2) 橋軸方向
- (3) 杭形状
- (4) 適用基準
- (5) 対象構造物
- (6) 抗周面摩擦の考慮
- (7) 杭径 (公称径)
- (8) 使用材料 (深礎杭)

杭列数 1 列 入力対象杭列 A 列
杭列数 1 列 入力対象杭列 1 列
円形
斜面上の深礎基礎設計施工便覧

橋脚基礎

考慮しない

D = 9.500 m

D_s = 9.500 m

σ_{sk}= 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_e= 24.50 kN/m³

σ_{sk}= 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_e= 24.50 kN/m³

[設計方向 1]

面内解析

+X(+Z)方向

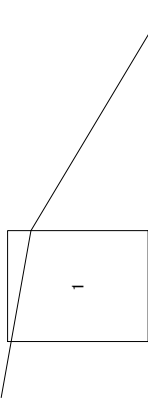
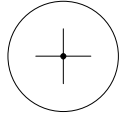
k_{ei} = 0.20

フーチングなし

作用格点に載荷

行わない

自動設定しない



1.3 構造寸法

柱寸法
形状 : 矩形
断面寸法 L= 6.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.4 杭配置及び杭長

1.4.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.4.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行		12.000	

1.5 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時
安全率 : 常時
応力度 : 常時
底面せん断 : 常時
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 8.00 (N/mm²)

σ_{ss} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{ss} = 160.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{ss}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.23 (N/mm²)
τ_{a2} = 1.70 (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底版下面作用力	48324.35	0.00	0.00

	杭列I
荷重分担率 μ _V	1.0000
荷重分担率 μ _H	1.0000
荷重分担率 μ _M	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 12.00 (N/mm²)
σ_{ss} = 300.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{ss} = 300.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{ss}' = 300.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.35 (N/mm²)
τ_{a2} = 2.55 (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底版下面作用力	43324.35	7293.04	305810.65

	杭列I
荷重分担率 μ _V	1.0000
荷重分担率 μ _H	1.0000
荷重分担率 μ _M	1.0000

1.6 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース1
○	—	○	—	—

慣性力の向き :+X(+Z)方向

死荷重時上部工反力

橋脚躯体重量 RD = 8700.00 (kN)
底版下面からW_p重心位置までの高さ WP = 31484.95 (kN)
慣性力を考慮する底版および土載土重量 yP = 28.666 (m)
底版下面からWP重心位置までの高さ WF = 0.00 (kN)
yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.63	0.60
khp	—	0.62	0.62
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	8290.49	8290.49
yU	m	58.900	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	3139.40	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	43324.35	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.7 基礎基礎データ

1.7.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-10.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値 (kN/m ²)	単位重量 γ (kN/m ³)	内部重量 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m ²)	変形係数 αE_0 (kN/m ²)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 ED (kN/m ²)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α ： 内部計算

ひろがり角 β ： 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_u) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_u = 0$ kN/m²

土質 ： 硬岩 (亀裂多)

1.7.2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・ 区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	ctc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	10.0	32	180	162.3	1429.560

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A _s (cm ²)	5.067
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	920.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	25
中間帯鉄筋の本数 n (本)	3.000
中間帯鉄筋の断面積A _s ' (cm ²)	15.201

2 許容応力度法

2.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水 平 変 位	δ	mm	0.0
	δa	mm	25.0
	判定	OK	OK
地 盤 反 力 度	qmax	kN/m ²	294
	qa	kN/m ²	2500
	判定	OK	OK
せん 断 力	H	kN	0.0
	Ha	kN	8335.7
	判定	OK	OK
杭 体 応 力 度	σc	N/mm ²	0.3
	σca	N/mm ²	8.0
	判定	OK	OK
曲 げ 照 査	σs	N/mm ²	-4.3
	σsa	N/mm ²	160.0
	判定	OK	OK
せん 断 照 査	$\sigma s'$	N/mm ²	-4.3
	$\sigma sa'$	N/mm ²	200.0
	判定	OK	OK
せん 断 照 査	τm	N/mm ²	0.00
	τac	N/mm ²	0.09
	$\tau a2$	N/mm ²	1.70
	Aw	cm ²	25.335
	Awreq	cm ²	0.000
	判定	OK	OK
	判 定	OK	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-3473.23
102	2.500	0.00	0.00	-4341.53
103	3.000	0.00	0.00	-5209.84
104	3.500	0.00	0.00	-6078.15
105	4.000	0.00	0.00	-6946.45
106	4.500	0.00	0.00	-7814.76
107	5.000	0.00	0.00	-8683.07
108	5.500	0.00	0.00	-9551.37
109	6.000	0.00	0.00	-10419.68
110	6.500	0.00	0.00	-11287.99
111	7.000	0.00	0.00	-12156.29
112	7.500	0.00	0.00	-13024.60
113	8.000	0.00	0.00	-13892.91
114	8.500	0.00	0.00	-14761.21
115	9.000	0.00	0.00	-15629.52
116	9.500	0.00	0.00	-16497.83
117	10.000	0.00	0.00	-17366.14
118	10.500	0.00	0.00	-18234.44
119	11.000	0.00	0.00	-19102.75
120	11.500	0.00	0.00	-19971.06
121	12.000	0.00	0.00	-20839.36

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.500 \text{ m}$

$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 20839.36/70.882 + (0.00/399.8198) \cdot (9.500/2 - 0.000)$

$= 294 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = k_s \times \delta_s$

$= 2109087 \times 0.000 \times 10^{-3}$

$= 0.00 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{\sigma\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=12.000 \text{ m})$

$N = 20839.36 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.3 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -4.3 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_n = 0.00 \leq 0.09 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_a = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 8419.2 \text{ mm}, d = 8396.0 \text{ mm}, pt = 0.101 \%$

$Ce = 0.532, Cpt = 0.702, CN = 1.000, \tau_{a1} = 0.23, \tau_{ac} = 0.09, \tau_{a2} = 1.70$

1/2M_{max}点

$1/2M_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=12.000 \text{ m})$

$N = 20839.36 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.3 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -4.3 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	694.65	694.65	-3473.23
102	2.500	1041.97	694.65	-4341.53
103	3.000	1389.29	638.05	-5209.84
104	3.500	1680.02	524.89	-6078.15
105	4.000	1914.18	413.67	-6946.45
106	4.500	2093.69	307.31	-7814.76
107	5.000	2221.49	207.57	-8683.07
108	5.500	2301.26	115.65	-9551.37
109	6.000	2337.14	32.39	-10419.68
110	6.500	2333.64	-41.57	-11287.99
111	7.000	2296.57	-105.73	-12156.29
112	7.500	2227.91	-159.68	-13024.60
113	8.000	2135.88	-203.11	-13892.91
114	8.500	2024.80	-235.74	-14761.21
115	9.000	1900.14	-257.34	-15629.52
116	9.500	1767.46	-267.72	-16497.83
117	10.000	1632.42	-266.71	-17366.14
118	10.500	1500.76	-254.15	-18234.44
119	11.000	1378.27	-229.92	-19102.75
120	11.500	1270.84	-193.89	-19971.06
121	12.000	1184.39	-172.91	-20839.36

水平変位

$\delta = 0.1 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.500 \text{ m}$

$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 20839.36/70.882 + (1184.39/399.8198) \cdot (9.500/2 - 0.000)$

$= 308 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = k_s \times \delta_s$

$= 4218174 \times -0.035 \times 10^{-3}$

$= 145.95 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{\sigma\text{max}} = 1184.39 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=12.000 \text{ m})$

$N = 20839.36 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.1 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -4.5 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 694.65 \text{ kN} \quad (Z=2.500 \text{ m}) \quad N = 4341.53 \text{ kN} \quad M = 1041.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_n = 0.01 \leq 0.13 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_a = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 8419.2 \text{ mm}, d = 8396.0 \text{ mm}, pt = 0.101 \%$

$Ce = 0.532, Cpt = 0.702, CN = 1.000, \tau_{a1} = 0.35, \tau_{ac} = 0.13, \tau_{a2} = 2.55$

1/2M_{max}点

$1/2M_{\text{max}} = 1184.39 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=12.000 \text{ m})$

$N = 20839.36 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.1 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma'_s = -4.5 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

3 安定照査（レベル2地震時）

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸直角方向：タイプI地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 $C2z \cdot khco = 0.63$

設計水平震度 $khp = 0.62$

設計水平震度 $khg = 0.50$

作用格点からWU作用位置までの高さ $yU = 10.000 \text{ m}$

作用格点からWP作用位置までの高さ $yP = 0.000 \text{ m}$

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) $\alpha i \cdot C2z \cdot khco \leq khp$ のとき

鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + Vd) \cdot \mu V \\ &= (8700.00 + 31484.95 + 3139.40) \times 1.0000 \\ &= 43324.35 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{\alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd\} \cdot \mu H \\ &= \{\alpha i \times 0.6321 \times (8290.49 + 31484.95) + 0.00\} \times 1.0000 \\ &= \alpha i \times 25143.53 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{\alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md\} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{\alpha i \times 0.6321 \times (8290.49 \times 10.000 + 31484.95 \times 0.000) + 0.00\} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 43324.35 \times 0.000 \\ &= \alpha i \times 52407.24 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) $\alpha i \cdot C2z \cdot khco > khp$ のとき

鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= \{RD + WP + Vd\} \cdot \mu V \\ &= (8700.00 + 31484.95 + 3139.40) \times 1.0000 \\ &= 43324.35 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{khp(WU + WP) + Hd\} \cdot \mu H \\ &= \{0.62 \times (8290.49 + 31484.95) + 0.00\} \times 1.0000 \\ &= \alpha i \times 0.00 + 24660.77 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{khp(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md\} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{0.62 \times (8290.49 \times 10.000 + 31484.95 \times 0.000) + 0.00\} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 43324.35 \times 0.000 \\ &= \alpha i \times 0.00 + 51401.03 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

※yoは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

※xoは、底板中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma c \\ &= 70.8822 \times 24.50 = 1736.614 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha i \cdot khg \cdot Wpr \\ &= \alpha i \times 0.50 \times 1736.614 \\ &= \alpha i \times 868.307 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

qpr ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

Wpr ; 杭突出部の杭長 1 m 当り 重量 (kN/m)

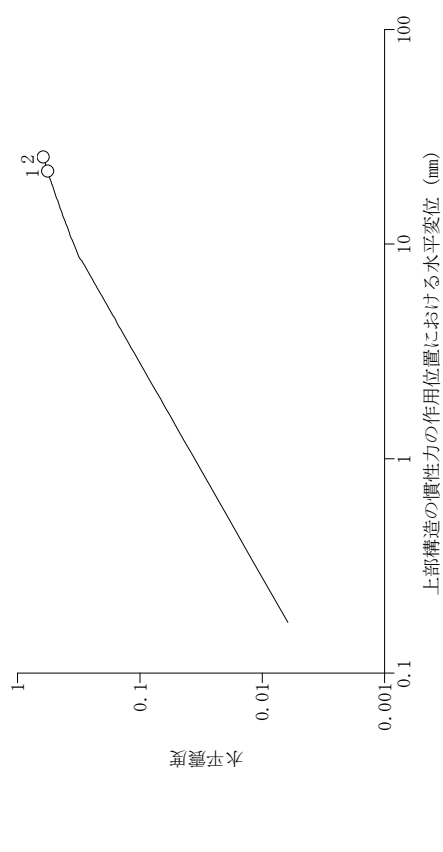
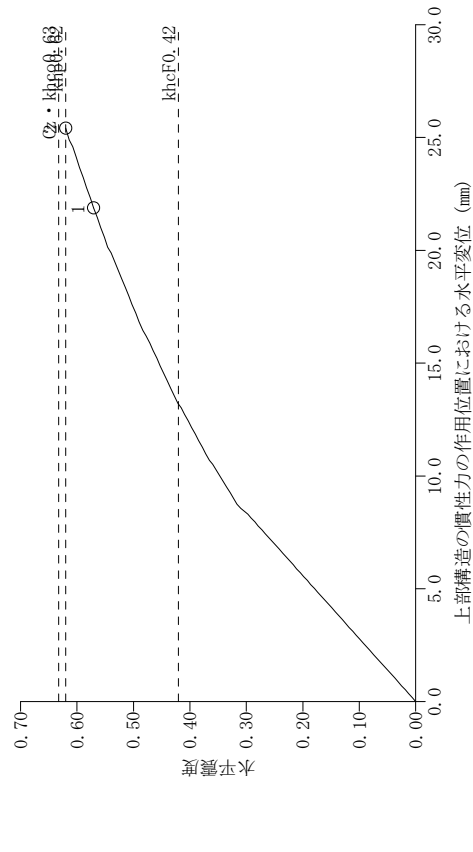
Ap ; 杭の断面積 (m²)

γc ; 杭の単位体積重量 (kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径					D	mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数					C _ε	—	1. 000
	部材幅				b	mm	8419
	部材高				h	mm	8419
	有効高				d	mm	8396
	補正係数				C _ε	—	0. 532
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比				p _t	%	0. 101
	補正係数				C _{ε₀}	—	0. 702
	作用軸力				N	N	43324×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント（終局M）				M	N・mm	393845×10 ⁶
	断面積				A _f	mm ²	70. 882×10 ⁶
	断面二次モーメント				I _x	mm ⁴	399. 820×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離				y	mm	4750
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント				M _c	N・mm	51448×10 ⁶
	補正係数				C _{ε₀}	—	1. 131
コンクリートが負担できる平均せん断応力度					τ _ε	N/mm ²	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力					S _c	N	10452×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積				A _s	mm ²	25. 335×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔				s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点				σ _{sy}	N/mm ²	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力					S _s	N	42543×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力					P _s	N	52995×10 ⁶

深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 (×10 ⁻³ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0. 920	0. 570	10. 5	1. 1	21. 9	logP～logS法で求まる急変点
2	1. 000	0. 620	12. 3	1. 3	25. 4	α ₁ =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス ラップ α ₁	水平 震度 k _h	塑性化 領域 L _p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 A(m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0. 920	0. 570	4. 000	40. 0	70. 571	0. 4	logP～logS法で求まる急変点
2	1. 000	0. 620	4. 500	45. 0	67. 862	4. 3	α ₁ =1で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 (α₁=1) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭番号 1			
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	24660. 77 52994. 58 OK
	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	26397. 39 53091. 39 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 26397. 39 (kN) せん断耐力P_s 53091. 39 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	42543×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	53091×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	42543×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	53091×10 ³

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 170118.865 ≦ 323729.960	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 64163.709 ≦ 508964.217	--
降伏点判定	----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	170119
降伏モーメント M _y	323730
判定	M≦M _y
基礎は降伏しない、OK	

せん断力の照査

杭番号1		杭番号1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号1
		24660.77 52994.58	OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	
		26397.39 53091.39	OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 26397.39 (kN) せん断耐力P_r 53091.39 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.671	67.862	70.882	508964.22

3. 1. 2 橋軸直角方向：タイプII地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.60
設計水平震度 khp = 0.62
設計水平震度 khg = 0.68
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α_i・C2z・khco ≦ khpのとき
鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (8700.00 + 31484.95 + 3139.40) \times 1.0000 \\ &= 43324.35 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (8290.49 + 31484.95) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 23865.26 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (8290.49 \times 10.000 + 31484.95 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 43324.35 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 49742.93 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α_i・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} W_{pr} &= A_p \cdot \gamma_c \\ &= 70.8822 \times 24.50 = 1736.614 \text{ kN/m} \\ q_{pr} &= \alpha_i \cdot khg \cdot W_{pr} \\ &= \alpha_i \times 0.68 \times 1736.614 \\ &= \alpha_i \times 1180.897 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

q_{pr}；杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

W_{pr}；杭突出部の杭長1 m当り重量(kN/m)

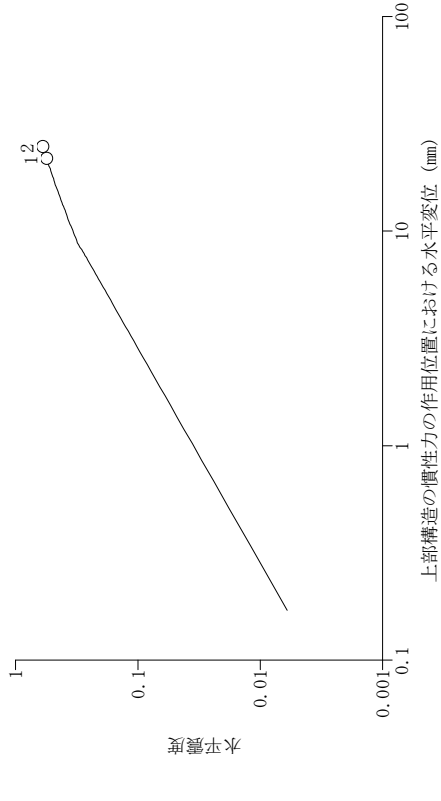
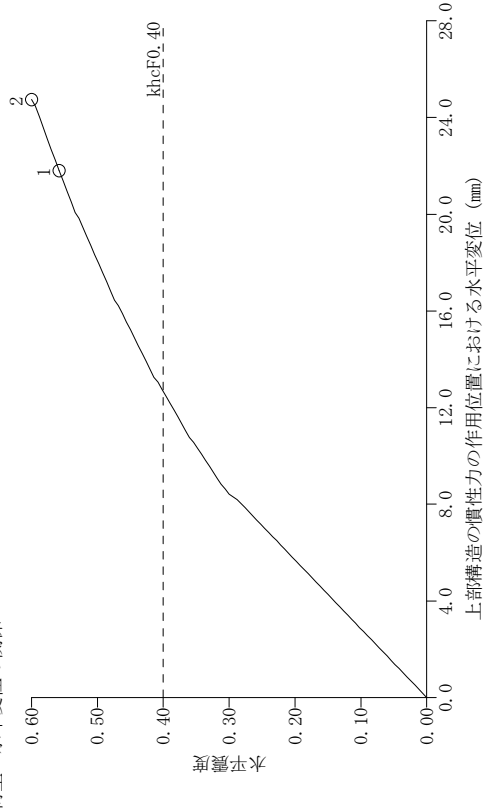
A_p；杭の断面積(m²)

γ_c；杭の単位体積重量(kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.930	0.558	10.5	1.1	21.8	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	12.0	1.3	24.7	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 $A(m^2)$	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.930	0.558	4.000	40.0	70.618	0.4	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	4.500	45.0	68.452	3.4	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1			
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	23865.26 52994.58 OK
	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	26227.06 53091.39 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 26227.06 (kN) せん断耐力P_s 53091.39 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c		—	1.000
	b		mm	8419
	h		mm	8419
	d		mm	8396
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数		C_c	—
	軸方向引張鉄筋比		p_t	%
	補正係数		$C_{c\theta}$	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	$N \cdot mm$
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	$N \cdot mm$
	補正係数		C_{θ}	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ_c	N/mm ²
コンクリートの負担するせん断耐力	S _s		N	10452×10 ³
	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ_{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	42543×10 ³
	P _s		N	52995×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	42543×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	53091×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	42543×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	53091×10 ³

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	166813.619 ≦ 323729.960	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	64163.709 ≦ 513388.956	--
降伏点判定			OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	166814
降伏モーメント M _y	323730
判 定	M≦M _y
基礎は降伏しない、 OK	

せん断力の照査

杭番号 1		杭番号 1
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN) OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN) OK

杭番号1

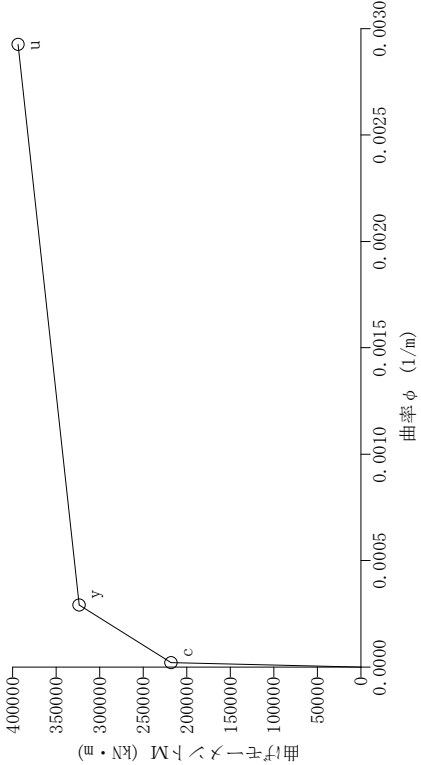
鉄筋区間1 せん断力S 26227.06 (kN) せん断耐力P_r 53091.39 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN = q_u × A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.784	68.452	70.882	513388.96

3.2 杭体のM-φ曲線

3.2.1 ケース1

杭番号-1 区間長 L1=20.000 m 作用軸力 N=4324.35 kN



M _c = 218256.97 kN・m	M _y = 323729.96 kN・m	M _u = 393844.54 kN・m
φ _c = 2.1181E-005 1/m	φ _y = 2.9248E-004 1/m	φ _u = 2.9262E-003 1/m

1 設計条件

1.1 適用基準

道路橋示方書IV下部構造編 (平成24年3月) 日本道路協会
道路橋示方書V耐震設計編 (平成24年3月) 日本道路協会
斜面上の基礎基礎設計施工便覧 (平成24年4月) 日本道路協会
杭基礎設計便覧 (平成19年1月) 日本道路協会

1.2 基本データ

保存ファイル名: (橋脚の設計 連動データ)

工事名:

- (1) 橋軸直角方向
- (2) 橋軸方向
- (3) 杭形状
- (4) 適用基準
- (5) 対象構造物
- (6) 杭周面摩擦の考慮
- (7) 杭径 (公称径)
杭径 (設計径)
- (8) 使用材料 (深礎杭)
コンクリートの設計基準強度
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
(せん断補強筋)

単位体積重量

- (9) 使用材料 (フーチング)
コンクリートの設計基準強度
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
(せん断補強筋)

単位体積重量

- (10) 解析方向

- (11) 荷重載荷方向
- (12) 設計水平震度 (レベル1地震時)
- (13) フーチングタイプ

- (14) 底板荷重の取扱い

- (15) 荷重データを自動生成

- (16) 作用位置自動設定の取扱い

杭列数 1 列 入力対象杭列 A 列
杭列数 1 列 入力対象杭列 1 列
円形

斜面上の基礎基礎設計施工便覧

橋脚基礎

考慮しない

D = 9.500 m

D_s = 9.500 m

σ_{ak} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_c = 24.50 kN/m³

σ_{ak} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_c = 24.50 kN/m³

[設計方向2]

面内解析

+X(+Z)方向

k_{ei} = 0.20

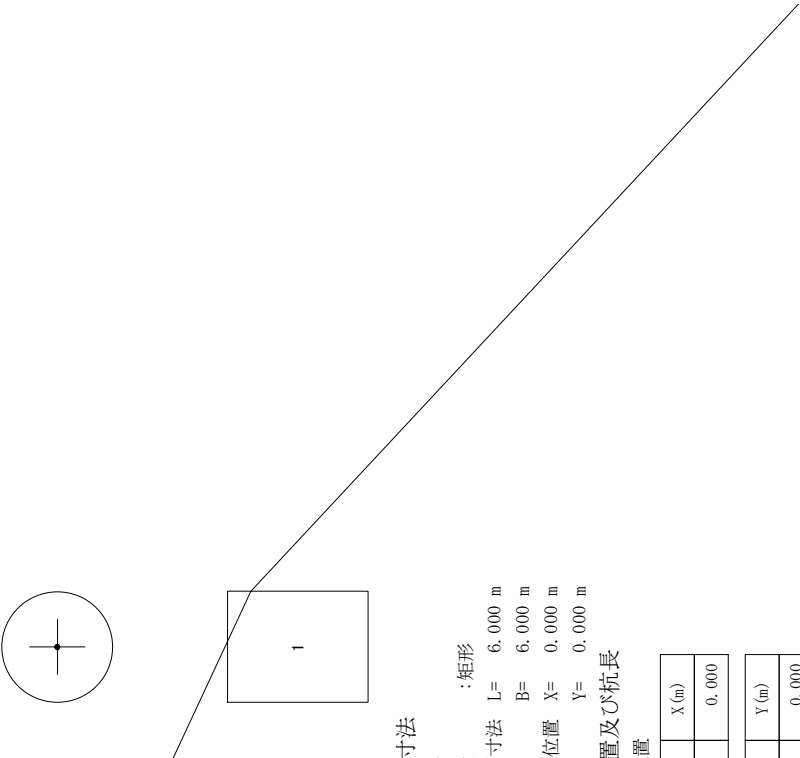
フーチングなし

作用格点に載荷

行わない

自動設定しない

構造図



1.3 構造寸法

柱寸法

形状 : 矩形

断面寸法 L= 6.000 m

B= 6.000 m

中心位置 X= 0.000 m

Y= 0.000 m

1.4 杭配置及び杭長

1.4.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.4.2 杭長

1行	杭全長	L(m)	1列	12.000

1.5 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時

安全率 : 常時

応力度 : 常時

底面せん断 : 常時

許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)

許容応力度 $\sigma_{ca} = 8.00$ (N/mm²)

$\sigma_{sa} = 160.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)

$\sigma_{sb} = 160.00$ (N/mm²) (上記以外)

$\sigma'_{sa} = 200.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)

$\tau_{a1} = 0.23$ (N/mm²)

$\tau_{a2} = 1.70$ (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底版下面作用力	48324.35	0.00	0.00

	杭列1
荷重分担率 μV	1. 0000
荷重分担率 μH	1. 0000
荷重分担率 μM	1. 0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時

安全率 : 地震時

応力度 : 地震時

底面せん断 : 暴風・地震

許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)

許容応力度 $\sigma_{ca} = 12.00$ (N/mm²)

$\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)

$\sigma_{sb} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)

$\sigma'_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)

$\tau_{a1} = 0.35$ (N/mm²)

$\tau_{a2} = 2.55$ (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底版下面作用力	43324.35	5793.04	220520.65

	杭列1
荷重分担率 μV	1. 0000
荷重分担率 μH	1. 0000
荷重分担率 μM	1. 0000

1.6 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止	
ケース 1	ケース 2	ケース 1	ケース 2	ケース 1	ケース 2
○	—	○	—	—	—

ひろがり角 β : 内部計算
杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_h) = 0.6000$
杭底面と地盤との間の粘着力 $C_h = 0 \text{ kN/m}^2$
土質 : 硬岩 (亀裂多)
1.7.2 杭配筋
※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

号 1					
L1 = 20.000 m					
主鉄筋					
段	かぶり d (mm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	etc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	10.0	32	180	162.3	1429.560

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	25
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A _s (cm ²)	5.067
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	920.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	25
中間帯鉄筋の本数 n (本)	3.000
中間帯鉄筋の断面積A _s ' (cm ²)	15.201

慣性力の向き :+X(+Z)方向
死荷重時上部工反力
橋脚躯体重量
底版下面からWp重心位置までの高さ
慣性力を考慮する底版および土重量
底版下面からWP重心位置までの高さ

RD = 8700.00 (kN)
WP = 31484.95 (kN)
yP = 28.666 (m)
WF = 0.00 (kN)
yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.64	0.60
khp	—	0.85	0.85
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	1230.67	1230.67
yU	m	60.700	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度
khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度
khg : 地盤面における設計水平震度
WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)
yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	3139.40	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	43324.35	—

■ 荷重分担率

	杭列1
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.7 深礎基礎データ

1.7.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-25.0

設計地盤面の折れ点 : なし

層 No	地盤 種別	土質	N値	単位重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (kN/m ²)	変形係数 αE_o (kN/m ²)	動的ポアソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{SD} (m/s)	動的変形係 数 ED (kN/m)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α : 内部計算

2 許容応力度法

2.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2		
水 平 変 位	δ	mm	0.0		
	δ a	mm	25.0		
判定		OK	OK		
地 盤 反 力 度	qmax	kN/m ²	294		
	qa	kN/m ²	2500		
判定		OK	OK		
せん断 力	H	kN	0.0		
	Ha	kN	8335.7		
判定		OK	OK		
杭体応力度	曲げ照査	σ c	N/mm ²	0.3	0.3
		σ ca	N/mm ²	8.0	12.0
		判定		OK	OK
		σ s	N/mm ²	-4.3	-4.0
		σ sa	N/mm ²	160.0	300.0
	判定		OK	OK	
	せん断照査	σ s'	N/mm ²	-4.3	-4.6
		σ sa'	N/mm ²	200.0	300.0
		判定		OK	OK
		τ m	N/mm ²	0.00	0.01
τ ac		N/mm ²	0.09	0.13	
せん断照査	τ a2	N/mm ²	1.70	2.55	
	Aw	cm ²	25.335	25.335	
	Awreq	cm ²	0.000	0.000	
判定		OK	OK		
判 定		OK	OK		

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-3473.23
102	2.500	0.00	0.00	-4341.53
103	3.000	0.00	0.00	-5209.84
104	3.500	0.00	0.00	-6078.15
105	4.000	0.00	0.00	-6946.45
106	4.500	0.00	0.00	-7814.76
107	5.000	0.00	0.00	-8683.07
108	5.500	0.00	0.00	-9551.37
109	6.000	0.00	0.00	-10419.68
110	6.500	0.00	0.00	-11287.99
111	7.000	0.00	0.00	-12156.29
112	7.500	0.00	0.00	-13024.60
113	8.000	0.00	0.00	-13892.91
114	8.500	0.00	0.00	-14761.21
115	9.000	0.00	0.00	-15629.52
116	9.500	0.00	0.00	-16497.83
117	10.000	0.00	0.00	-17366.14
118	10.500	0.00	0.00	-18234.44
119	11.000	0.00	0.00	-19102.75
120	11.500	0.00	0.00	-19871.06
121	12.000	0.00	0.00	-20639.36

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.500 \text{ m}$

$q_{\text{bot}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$
 $= 20839.36 / 70.882 + (0.00 / 399.8198) \cdot (9.500 / 2 - 0.000)$
 $= 294 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_a$
 $= 2109087 \times 0.000 \times 10^{-3}$
 $= 0.00 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{a\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=12.000 m)}$
 $N = 20839.36 \text{ kN}$
 $\sigma_c = 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = -4.3 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s' = -4.3 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$
 $S_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \text{ (Z=0.000 m)} \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $\tau_m = 0.00 \leq 0.09 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$
 $\tau_n = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$
 $b = 8419.2 \text{ mm}, d = 8396.0 \text{ mm}, pt = 0.101 \%$
 $Ce = 0.532, C_{pt} = 0.702, CN = 1.000, \tau_{a1} = 0.23, \tau_{ac} = 0.09, \tau_{a2} = 1.70$
 $1/2M_{\text{max}} \text{点}$
 $1/2M_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=12.000 m)}$
 $N = 20839.36 \text{ kN}$
 $\sigma_c = 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = -4.3 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s' = -4.3 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	694.65	694.65	-3473.23
102	2.500	1041.97	694.65	-4341.53
103	3.000	1389.29	694.65	-5209.84
104	3.500	1736.61	694.65	-6078.15
105	4.000	2083.94	694.65	-6946.45
106	4.500	2431.26	618.93	-7814.76
107	5.000	2702.87	471.82	-8683.07
108	5.500	2903.08	334.19	-9551.37
109	6.000	3037.06	207.54	-10419.68
110	6.500	3110.62	93.00	-11287.99
111	7.000	3130.06	-8.54	-12156.29
112	7.500	3102.07	-96.37	-13024.60
113	8.000	3033.69	-169.89	-13892.91
114	8.500	2932.19	-228.60	-14761.21
115	9.000	2805.08	-272.10	-15629.52
116	9.500	2660.09	-300.01	-16497.83
117	10.000	2505.07	-312.02	-17366.14
118	10.500	2348.06	-307.86	-18234.44
119	11.000	2197.21	-287.27	-19102.75
120	11.500	2060.79	-250.03	-19971.06
121	12.000	1947.18	-227.23	-20839.36

水平変位

$\delta = 0.2 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.500 \text{ m}$

$q_{\text{bas}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 20839.36 / 70.882 + (1947.18 / 399.8198) \cdot (9.500 / 2 - 0.000)$

$= 317 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_b \times \delta_s$

$= 4218174 \times -0.046 \times 10^{-3}$

$= 195.94 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{\text{rmax}} = 1947.18 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=12.000 m)}$

$N = 20839.36 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.0 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s' = -4.6 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 694.65 \text{ kN} \text{ (Z=4.000 m)} \quad N = 6946.45 \text{ kN} \quad M = 2083.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_n = 0.01 \leq 0.13 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_n = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 8419.2 \text{ mm}, d = 8396.0 \text{ mm}, p_t = 0.101 \%$

$C_e = 0.532, C_{pt} = 0.702, CN = 1.000, \tau_{a1} = 0.35, \tau_{ac} = 0.13, \tau_{a2} = 2.55$

1/2M_{max}点

$1/2M_{\text{max}} = 1947.18 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=12.000 m)}$

$N = 20839.36 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.0 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s' = -4.6 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

3 安定照査（レベル2地震時）

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸方向：タイプI地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度

$C2z \cdot khco = 0.64$

設計水平震度

$khp = 0.85$

設計水平震度

$khg = 0.50$

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域 (1) $\alpha i \cdot C2z \cdot khco \leq khp$ のとき

鉛直力

$V_o = (RD + WP + Vd) \cdot \mu V$

$= (8700.00 + 31484.95 + 3139.40) \times 1.0000$

$= 43324.35 \text{ kN}$

水平力

$H_o = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco (WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H$

$= \{ \alpha i \times 0.6371 \times (1230.67 + 31484.95) + 0.00 \} \times 1.0000$

$= \alpha i \times 20843.41 + 0.00 \text{ kN}$

モーメント

$M_o = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco (WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o$

$= \{ \alpha i \times 0.6371 \times (1230.67 \times 10.000 + 31484.95 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000$

$- 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 43324.35 \times 0.000$

$= \alpha i \times 7840.69 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

領域 (2) $\alpha i \cdot C2z \cdot khco > khp$ のとき

領域 (2) は存在しない。

※yolは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

※xolは、底板中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$Wpr = Ap \cdot \gamma c$

$= 70.8822 \times 24.50 = 1736.614 \text{ kN/m}$

$qpr = \alpha i \cdot khg \cdot Wpr$

$= \alpha i \times 0.50 \times 1736.614$

$= \alpha i \times 868.307 \text{ kN/m}$

ここに、

qpr；杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

Wpr；杭突出部の杭長 1 m 当り重量 (kN/m)

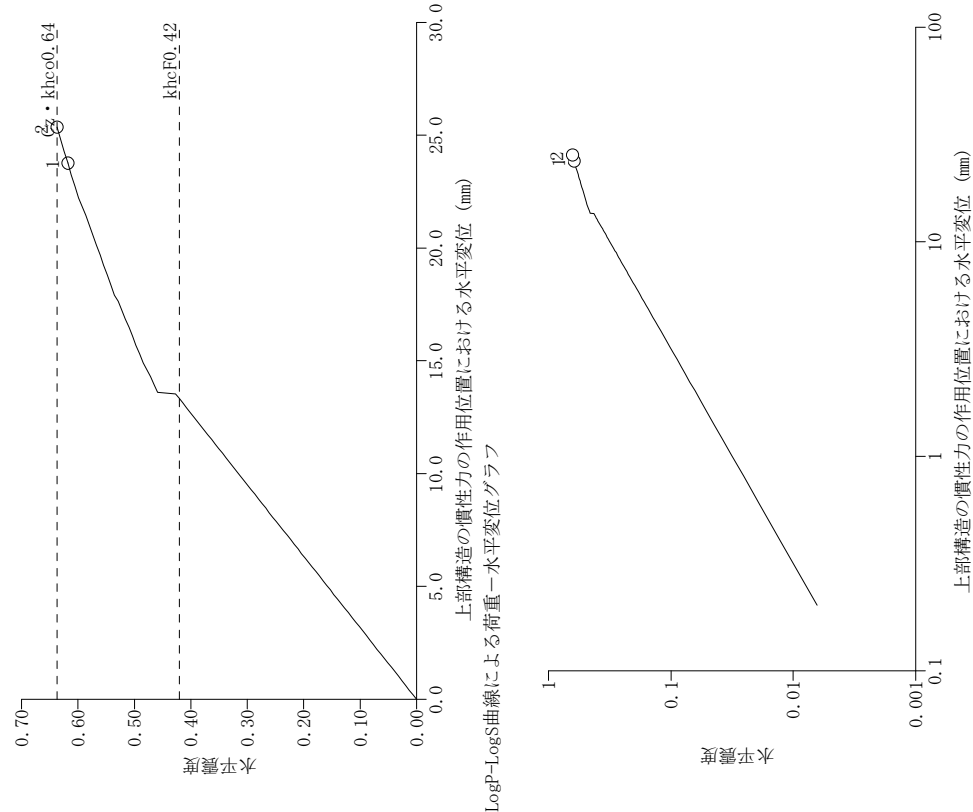
Ap；杭の断面積 (m²)

γc；杭の単位体積重量 (kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1=1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定	杭番号 1
S _{max} 位置	22580.03 (kN) 53091.39 (kN) 判定 OK	20843.41 52994.58 OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 22580.03 (kN) せん断耐力P_s 53091.39 (kN) 判定OK
基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _s	—	1.000
部材幅	b	mm	8419
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	h	mm	8419
有効高	d	mm	8396
補正係数	C _s	—	0.532
軸方向引張鉄筋比に関する補正	p _t	%	0.101
補正係数	C _{ps}	—	0.702
作用軸力	N	N	43324×10 ³
作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	393845×10 ⁶
断面積	A _c	mm ²	70.882×10 ⁶
断面二次モーメント	I _c	mm ⁴	399.820×10 ¹²
図心より引張縁までの距離	y	mm	4750
軸方向圧縮力による補正	M _c	N・mm	51448×10 ⁶
補正係数	C _s	—	1.131
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _{av}	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	10452×10 ³
帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	25.335×10 ³
帯鉄筋の間隔	s	mm	150
帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	42543×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	52995×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
軸方向圧縮力による補正	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
軸方向圧縮力による補正	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _u	N・mm
	補正係数		C _s	—
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _o		N/mm ²	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _u		N	10549×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	42543×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	53091×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
軸方向圧縮力による補正	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
軸方向圧縮力による補正	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _u	N・mm
	補正係数		C _s	—
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _o		N/mm ²	0. 350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _u		N	10549×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	42543×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	53091×10 ³

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 126768. 859 ≦ 323729. 960	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 64163. 709 ≦ 510098. 020	--
降伏点判定	-----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _u	126769
降伏モーメント M _e	323730
判 定	M≦M _e
基礎は降伏しない、 OK	

せん断力の照査

杭番号 1		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号 1
		20843.41 52994.58	OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	
		22580.03 53091.39	OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 22580.03 (kN) せん断耐力P_r 53091.39 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.699	68.013	70.882	510098.02

3. 1. 2 橋軸方向：タイプII地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.60
設計水平震度 khp = 0.85
設計水平震度 khg = 0.68
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α_i・C2z・khco ≦ khpのとき
鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (8700.00 + 31484.95 + 3139.40) \times 1.0000 \\ &= 43324.35 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (1230.67 + 31484.95) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 19629.37 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6000 \times (1230.67 \times 10.000 + 31484.95 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 43324.35 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 7384.00 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α_i・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

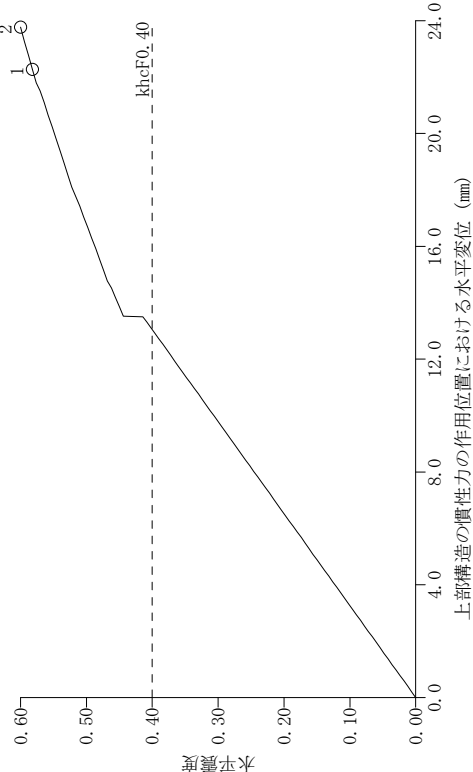
$$\begin{aligned} W_{pr} &= A_p \cdot \gamma_c \\ &= 70.8822 \times 24.50 = 1736.614 \text{ kN/m} \\ q_{pr} &= \alpha_i \cdot khg \cdot W_{pr} \\ &= \alpha_i \times 0.68 \times 1736.614 \\ &= \alpha_i \times 1180.897 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

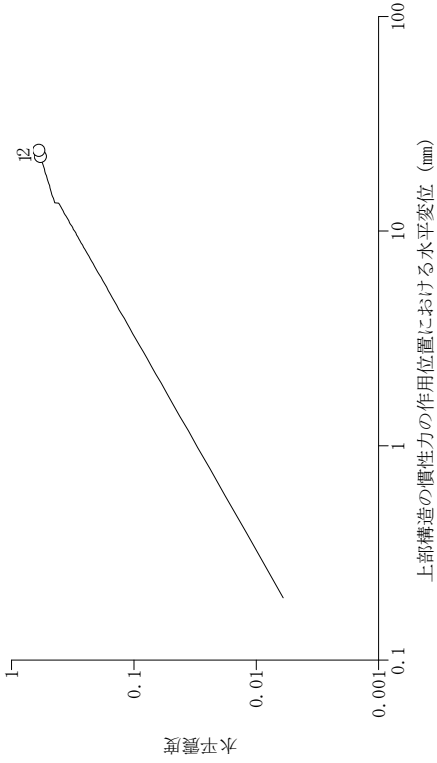
q_{pr}；杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)
W_{pr}；杭突出部の杭長 1 m 当り 重量 (kN/m)
A_p；杭の断面積 (m²)
γ_c；杭の単位体積重量 (kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、
基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.970	0.582	11.2	1.1	22.3	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	12.0	1.2	23.8	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 $A(m^2)$	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.970	0.582	5.500	55.0	70.392	0.7	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	5.500	55.0	69.334	2.2	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1			
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	19629.37 52994.58 OK
	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	21991.16 53091.39 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 21991.16 (kN) せん断耐力P_s 53091.39 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c		—	1.000
	b	部材幅	mm	8419
	h	部材高	mm	8419
	d	有効高	mm	8396
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)		補正係数	C_c	—
		軸方向引張鉄筋比	p _t	%
		補正係数	$C_{c\theta}$	—
		作用軸力	N	N
軸方向圧縮力による補正		作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm
		断面積	A _f	mm ²
		断面二次モーメント	I _c	mm ⁴
		図心より引張縁までの距離	y	mm
軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M	N・mm	51448×10 ⁶
		補正係数	C_{λ}	—
		コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²
		コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N
帯鉄筋		帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²
		帯鉄筋の間隔	s	mm
		帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²
		帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	52995×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	42543×10 ⁹
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	53091×10 ⁹

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9500
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	42543×10 ⁹
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	53091×10 ⁹

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 121270. 511 ≦ 323729. 960	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 64163. 709 ≦ 520001. 700	--
降伏点判定	-----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _{max}	121271
降伏モーメント M _y	323730
判定	M≦M _y
基礎は降伏しない、OK	

せん断力の照査

§ 8. P4橋脚の設計

1. 設計条件
1-1 基本条件

- (1) 橋梁名 : 2号橋
- (2) 適用基準 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (平成24年)
- (3) 上部構造
 - ・ブロック 1 (ブロック名称: 鋼箱桁)
- 支間数 : 4
- 支間割 : 84.000m + 65.000m + 82.500m + 81.500m
- 支承の種類 : 分散支承

(4) 下部構造

橋脚名	P3	P4	P5	P6	A2
橋脚形式	形状入力 単柱式 RC橋脚	形状入力 単柱式 RC橋脚	形状入力 単柱式 RC橋脚	形状入力 単柱式 RC橋脚	線形 コンクリート橋脚

- (5) 重要度区分 : B種
- (6) 地域区分 : B2地域
- (7) 地盤種別 : I 種
- (8) 検討条件 : 新設橋
- (9) 解析モデル : 2次元モデル
- (10) 単位系 : SI

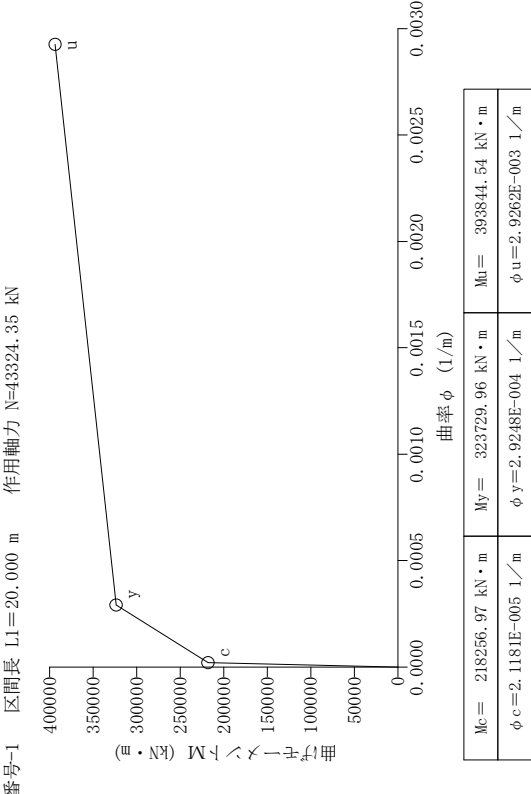
杭番号 1		
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN) OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN) OK

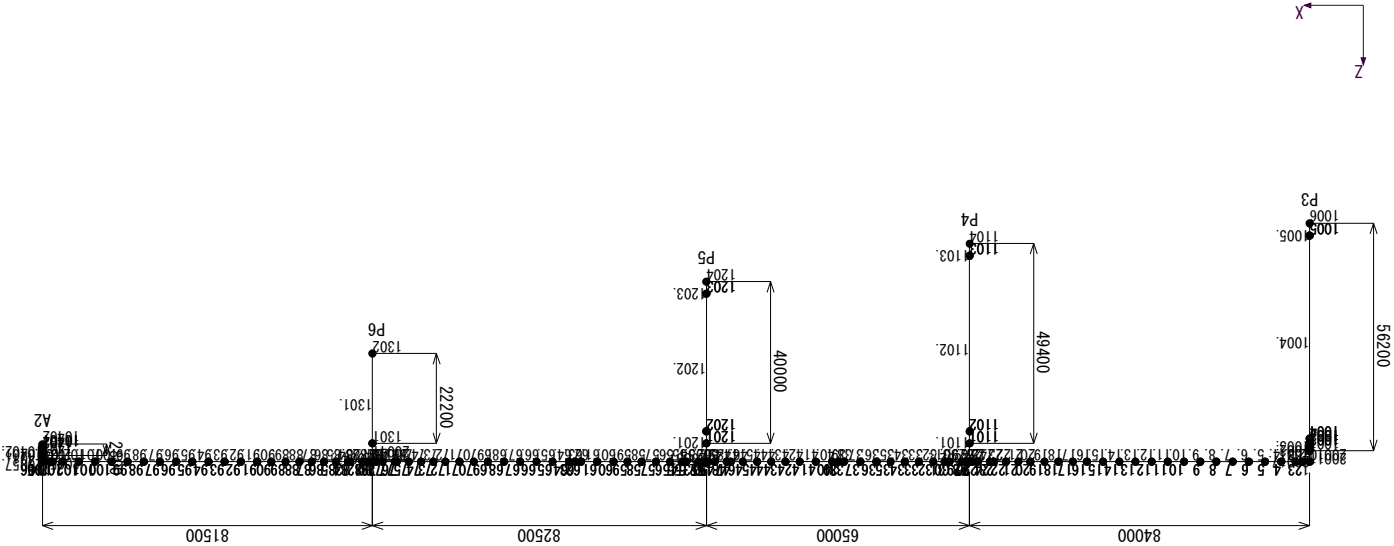
杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 21991.16 (kN) せん断耐力P_r 53091.39 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN = q_u × A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.972	69.334	70.882	520001.70

3.2 杭体のM-φ曲線

3.2.1 ケース 1





単位：mm

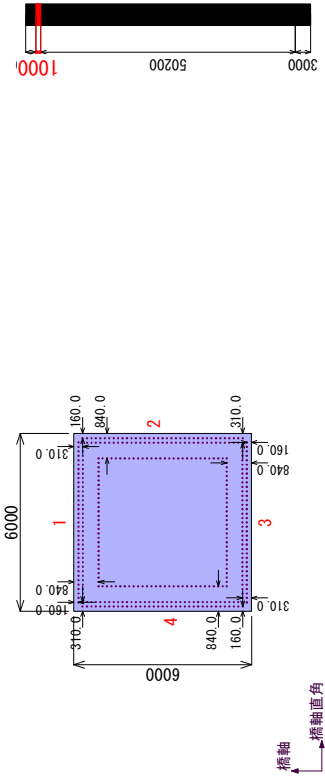
(3) 使用材料

主桁	材料	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性 係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	線膨張係数 (1/°C)
	コンクリート (40.0)	31000.00	13478.26	24.50	1.00e-005

(2) 支承条件

支承線名	P3	P4	P5	P6	A2
橋軸方向	分散	剛結	剛結	分散	分散
橋軸直角方向	固定	剛結	剛結	固定	固定
鉛直方向	固定	固定	固定	固定	固定

- (2) 断面情報
- 1) 柱-1
- ・ブロック2 (基部からの距離 54.2000 (m)～53.2000 (m))



＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
4	310.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
2	840.0	D51	28	2027.0	○	975.0	975.0
4	840.0	D51	28	2027.0	○	975.0	975.0

鉄筋総断面積 = 827016.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント (mm ⁴)
橋軸方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3

＜ セン断補強筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	5139.2
橋軸直角方向	150.0	5139.2

＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

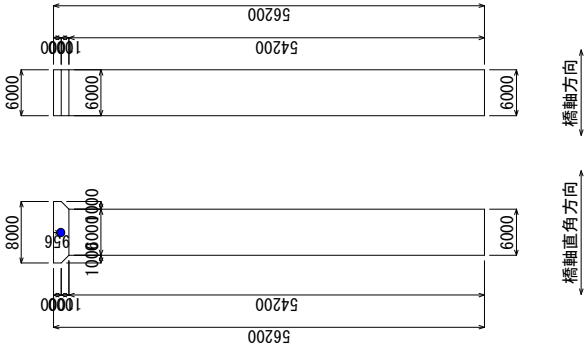
＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

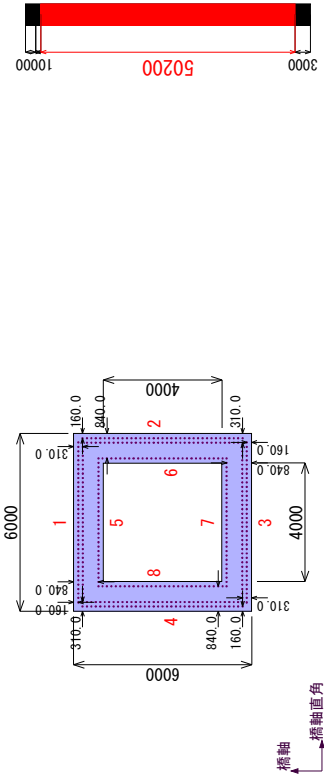
解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}		軸方向鉄筋の 純かぶりc0 (mm)	軸方向鉄筋の 直径φ' ≦ 40.0 (mm)	
		+方向	-方向		+方向	-方向
橋軸方向	1000.0	14	14	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	14	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)

塑性ヒンジ長算出の対象断面：当該断面



< 断面有効高 >
自動計算

・ブロック3 (基部からの距離 53.2000 (m)～3.0000 (m))



< 軸方向鉄筋 >

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
4	310.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
2	840.0	D51	28	2027.0	○	975.0	975.0
4	840.0	D51	28	2027.0	○	975.0	975.0

鉄筋総断面積 = 827016.0 (mm²)

< 横拘束筋 >

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント (mm ⁴)
橋軸方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3

< セン断補強筋 >

解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	5139.2
橋軸直角方向	150.0	5139.2

< 限界圧縮ひずみの評価位置 >

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

< 断面補正係数 >

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

< 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ >

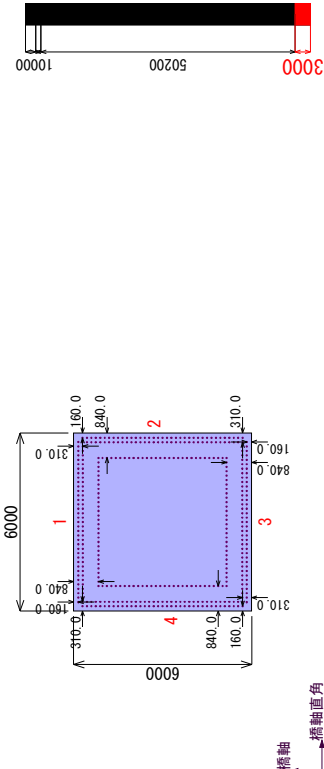
塑性ヒンジ長算出の対象断面：当該断面

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}		軸方向鉄筋の 純ひずり _{c0} (mm)		軸方向鉄筋の 直径 ϕ' $\leq$ 40.0 (mm)	
		+方向	-方向	+方向	-方向	+方向	-方向
橋軸方向	1000.0	14	14	14.0	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	14	14.0	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)

< 断面有効高 >

自動計算

・ブロック4（基部からの距離 3.0000 (m)～0.0000 (m)



(3) 使用材料

		柱-1
コンクリート	基準強度 (N/mm ²) ヤング係数 (N/mm ²)	24.0 25000
主鉄筋	呼び名 降伏点 (N/mm ²)	SD345 345.0
横拘束・帯鉄筋	呼び名 降伏点 (N/mm ²)	SD345 345.0

＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
4	310.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
2	840.0	D51	28	2027.0	○	975.0	975.0
4	840.0	D51	28	2027.0	○	975.0	975.0

鉄筋総断面積 = 827016.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次モーメント (mm ⁴)	解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸方向	150.0	5139.2
橋軸直角方向	150.0	1000.0	642.4	32842.3	橋軸直角方向	150.0	5139.2

＜ せん断補強筋 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

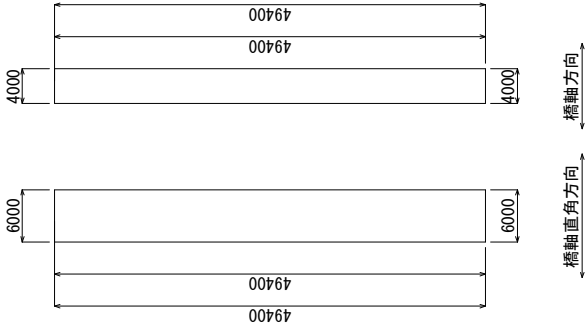
＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋の有効長の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋の本数ns		軸方向鉄筋の純かぶりc0 (mm)		軸方向鉄筋の直径 ϕ' ≤ 40.0 (mm)	
		+方向	-方向	+方向	-方向	+方向	-方向
橋軸方向	1000.0	14	14	14.0	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	14	14.0	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)

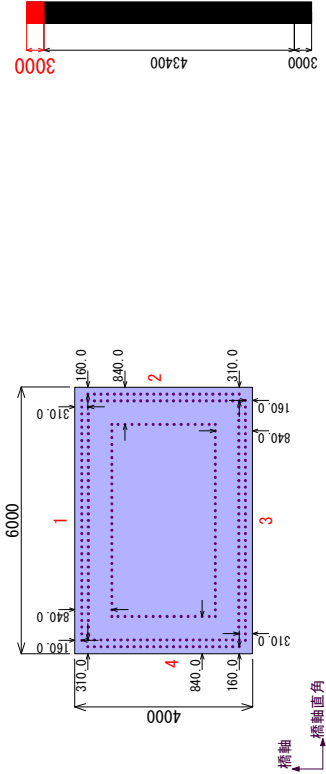
＜ 断面有効高 ＞

自動計算

1-3-2 P4橋脚
(1) 橋脚形状図



- (2) 断面情報
- 1) 柱-1
- ・ブロック1 (基部からの距離 49.4000 (m)～46.4000 (m))



＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	310.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	975.0	975.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	975.0	975.0

鉄筋総断面積 = 664856.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント (mm ⁴)
橋軸方向	150.0	750.0	642.4	32842.3
橋軸直角方向	150.0	750.0	642.4	32842.3

＜ セン断補強筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	5781.6
橋軸直角方向	150.0	3854.4

＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

＜ 断面補正係数 ＞

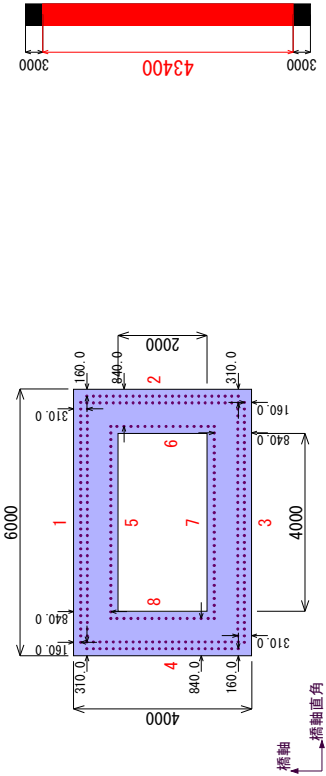
解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}		軸方向鉄筋の 純かぶりc0 (mm)	軸方向鉄筋の 直径 ϕ' $\leq$ 40.0 (mm)	
		+方向	-方向		+方向	-方向
橋軸方向	750.0	14	14	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	750.0	14	14	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)

< 断面有効高 >
自動計算

・ブロック2 (基部からの距離 46.4000 (m)～3.0000 (m))



< 軸方向鉄筋 >

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	310.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	975.0	975.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	975.0	975.0

鉄筋総断面積 = 664856.0 (mm²)

< 横拘束筋 >

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント (mm ⁴)
橋軸方向	150.0	750.0	642.4	32842.3
橋軸直角方向	150.0	750.0	642.4	32842.3

< セン断補強筋 >

解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	5781.6
橋軸直角方向	150.0	3854.4

< 限界圧縮ひずみの評価位置 >

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

< 断面補正係数 >

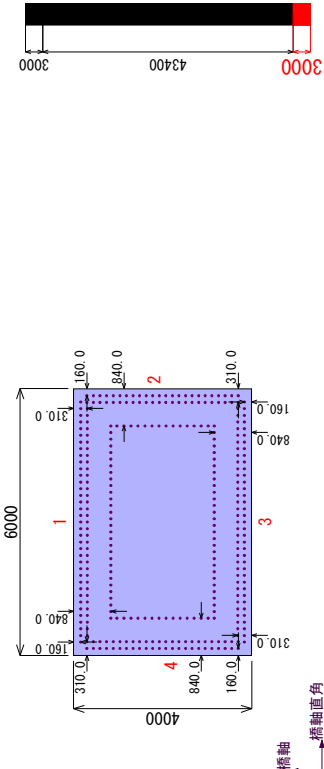
解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

< 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ >

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}		軸方向鉄筋の 純かぶり c0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径 ϕ' $\leq$ 40.0 (mm)	
		+方向	-方向	+方向	-方向	+方向	-方向
橋軸方向	750.0	14	14	14.0	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	750.0	14	14	14.0	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)

< 断面有効高 >
自動計算

・ブロック3（基部からの距離 3.0000 (m)～0.0000 (m)



(3) 使用材料

		柱-1
コンクリート	基準強度 (N/mm ²) ヤング係数 (N/mm ²)	24.0 25000
主鉄筋	呼び名 降伏点 (N/mm ²)	SD345 345.0
横拘束・帯鉄筋	呼び名 降伏点 (N/mm ²)	SD345 345.0

＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
3	310.0	D51	35	2027.0	○	450.0	450.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	310.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	975.0	975.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	975.0	975.0

鉄筋総断面積 = 664856.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次モーメント (mm ⁴)	解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	750.0	642.4	32842.3	橋軸方向	150.0	5781.6
橋軸直角方向	150.0	750.0	642.4	32842.3	橋軸直角方向	150.0	3854.4

＜ せん断補強筋 ＞

＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

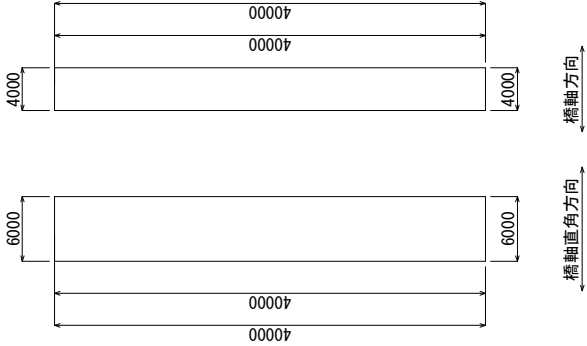
＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋の有効長の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋の本数n _{cs}		軸方向鉄筋の純かぶりc0 (mm)		軸方向鉄筋の直径 ϕ' ≤ 40.0 (mm)	
		+方向	-方向	+方向	-方向	+方向	-方向
橋軸方向	750.0	14	14	14.0	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	750.0	14	14	14.0	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)

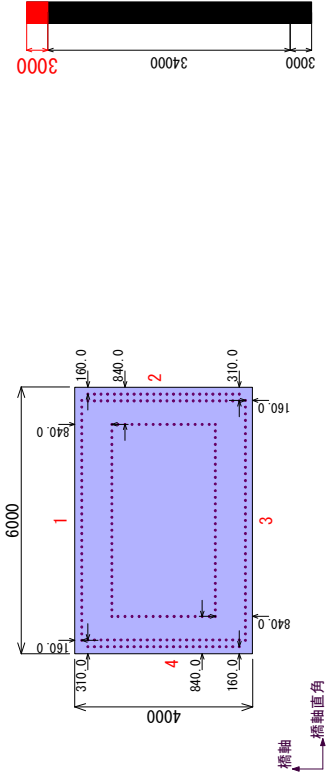
＜ 断面有効高 ＞

自動計算

1-3-3 P5橋脚
(1) 橋脚形状図



- (2) 断面情報
- 1) 柱-1
- ・ブロック1 (基部からの距離 40.0000 (m)～37.0000 (m))



< 軸方向鉄筋 >

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	310.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	975.0	975.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	975.0	975.0

鉄筋総断面積 = 522966.0 (mm²)

< 横拘束筋 >

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント(mm ⁴)
橋軸方向	150.0	1000.0	506.7	20431.7
橋軸直角方向	150.0	1000.0	506.7	20431.7

< セン断補強筋 >

解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	4053.6
橋軸直角方向	150.0	3546.9

< 限界圧縮ひずみの評価位置 >

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

< 断面補正係数 >

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

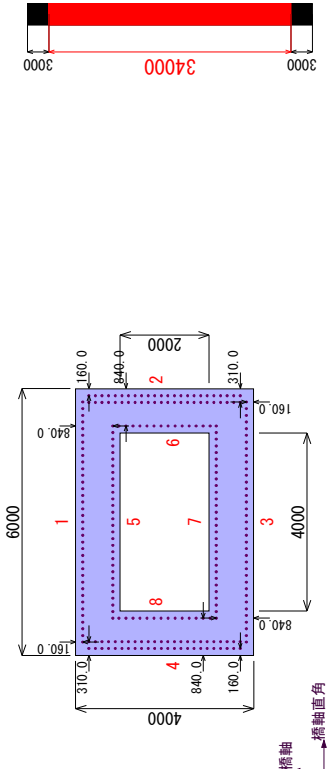
< 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ >

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}		軸方向鉄筋の 純かぶり c0 (mm)		軸方向鉄筋の 直径 ϕ' ≦ 40.0 (mm)	
		+方向	-方向	+方向	-方向	+方向	-方向
橋軸方向	1000.0	14	14	14.0	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	14	14.0	14.0	40.00 (D51)	40.00 (D51)

< 断面有効高 >

自動計算

- ブロック2（基部からの距離 37.0000 (m)～3.0000 (m)



＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	310.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	975.0	975.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	975.0	975.0

鉄筋総断面積 = 522966.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント (mm ⁴)	解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	1000.0	506.7	20431.7	橋軸方向	150.0	4053.6
橋軸直角方向	150.0	1000.0	506.7	20431.7	橋軸直角方向	150.0	3546.9

＜ セン断補強筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	4053.6
橋軸直角方向	150.0	3546.9

＜ 限界圧縮ひずみの評価位置 ＞

解析方向	+方向	-方向
橋軸方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋
橋軸直角方向	最外縁鉄筋	最外縁鉄筋

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

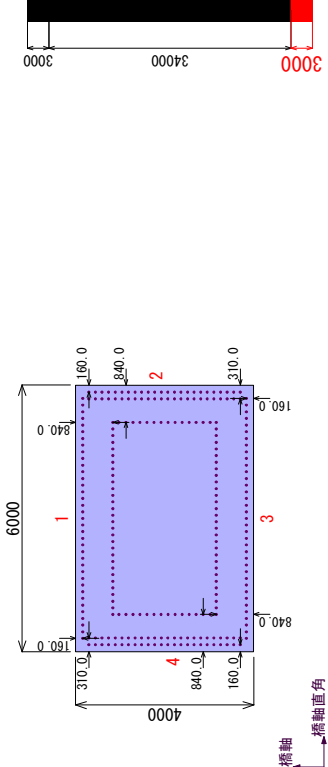
塑性ヒンジ長算出の対象断面：当該断面

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の 純かぶり c0 (mm)	軸方向鉄筋の 直径 ϕ' ≦ 40.0 (mm)
橋軸方向	1000.0	14	+方向 14.0	+方向 40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	-方向 14.0	-方向 40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

- ブロック3（基部からの距離 3.0000 (m)～0.0000 (m)



＜ 軸方向鉄筋 ＞

基準辺	かぶり (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋 断面積 (mm ²)	定着	はなれ	
						始点側 (mm)	終点側 (mm)
1	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
3	160.0	D51	37	2027.0	○	300.0	300.0
1	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
3	840.0	D51	30	2027.0	○	840.0	840.0
2	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	160.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	310.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
4	310.0	D51	24	2027.0	○	300.0	300.0
2	840.0	D51	14	2027.0	○	975.0	975.0
4	840.0	D51	14	2027.0	○	975.0	975.0

鉄筋総断面積 = 522966.0 (mm²)

＜ 横拘束筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	有効長 (mm)	断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント (mm ⁴)	解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	1000.0	506.7	20431.7	橋軸方向	150.0	4053.6
橋軸直角方向	150.0	1000.0	506.7	20431.7	橋軸直角方向	150.0	3546.9

＜ セン断補強筋 ＞

解析方向	間隔 (mm)	断面積 (mm ²)
橋軸方向	150.0	4053.6
橋軸直角方向	150.0	3546.9

＜ 断面補正係数 ＞

解析方向	α	β
橋軸方向	0.20	0.40
橋軸直角方向	0.20	0.40

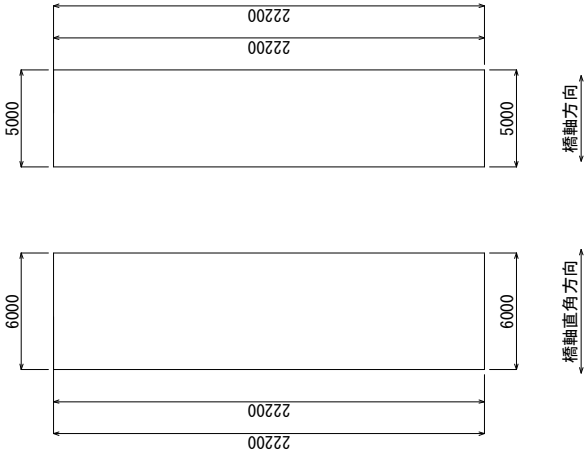
＜ 塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の許容引張ひずみ算出用パラメータ ＞

解析方向	横拘束筋 の有効長 d' (mm)	圧縮側軸方向鉄筋 の本数 _{ns}	軸方向鉄筋の 純かぶり c0 (mm)	軸方向鉄筋の 直径 ϕ' ≦ 40.0 (mm)
橋軸方向	1000.0	14	+方向 14.0	+方向 40.00 (D51)
橋軸直角方向	1000.0	14	-方向 14.0	-方向 40.00 (D51)

＜ 断面有効高 ＞

自動計算

1-3-4 PG 橋脚
(1) 橋脚形状図



(3) 使用材料

		柱-1
コンクリート	基準強度 (N/mm ²)	24.0
	ヤング係数 (N/mm ²)	25000
主鉄筋	呼び名	SD345
	降伏点 (N/mm ²)	345.0
横拘束・帯鉄筋	呼び名	SD345
	降伏点 (N/mm ²)	345.0

2. 静的照査(レベル2地震動)
2-1 レベル2地震動に対する保有水平耐力の下限値の照査(橋軸方向 設計振動単位1)

1-3-5 A2橋脚
(1) 使用材料

		柱-1	
コンクリート	基準強度 (N/mm ²) ヤング係数 (N/mm ²)	24.0 25000	
主鉄筋	呼び名		---
	降伏点 (N/mm ²)		
横拘束・帯鉄筋	呼び名		---
	降伏点 (N/mm ²)		

2-1-1 全体系モデルによる照査
(1) 十方向

1) セン断耐力と破壊形態の判定

a) タイプ I

- ・ セン断耐力

<< P3橋脚 >>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1001	1001	----	----	----	----	----	----
	1002	----	----	----	----	----	----
	1002	----	----	----	----	----	----
1003	1003	6000.0	5573.1	1.237	6199.2	57282.9	63482.1
	1004	6000.0	5573.1	1.237	6199.2	57282.9	63482.1
	1004	2000.0	5573.1	3.710	2066.4	57282.9	59349.3
1005	1005	2000.0	5573.1	3.710	2066.4	57282.9	59349.3
	1005	6000.0	5573.1	1.237	6199.2	57282.9	63482.1
	1006	6000.0	5573.1	1.237	6199.2	57282.9	63482.1
1006	1006	6000.0	5573.1	1.237	6199.2	57282.9	63482.1
	1007	6000.0	5573.1	1.237	6199.2	57282.9	63482.1
	1008	6000.0	5573.1	1.237	6199.2	57282.9	63482.1
1009	1009	6000.0	5573.1	1.237	6199.2	57282.9	63482.1

<< P4橋脚 >>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1101	1101	6000.0	3573.6	1.550	4534.1	41322.0	45856.1
	1102	6000.0	3573.6	1.550	4534.1	41322.0	45856.1
	1103	6000.0	3573.6	1.550	4534.1	41322.0	45856.1
1104	1104	6000.0	3573.6	1.550	4534.1	41322.0	45856.1
	1104	6000.0	3573.6	1.550	4534.1	41322.0	45856.1
	1105	6000.0	3573.6	1.550	4534.1	41322.0	45856.1
1105	1105	2000.0	3573.6	4.651	1511.4	41322.0	42833.4
	1106	2000.0	3573.6	4.651	1511.4	41322.0	42833.4
	1106	6000.0	3573.6	1.550	4534.1	41322.0	45856.1
1107	1107	6000.0	3573.6	1.550	4534.1	41322.0	45856.1
	1107	6000.0	3573.6	1.550	4534.1	41322.0	45856.1
	1107	6000.0	3573.6	1.550	4534.1	41322.0	45856.1
1108	1108	6000.0	3573.6	1.550	4534.1	41322.0	45856.1
	1109	6000.0	3573.6	1.550	4534.1	41322.0	45856.1
	1110	6000.0	3573.6	1.550	4534.1	41322.0	45856.1

<< P5橋脚 >>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1201	1201	6000.0	3524.5	1.237	4488.2	28573.7	33061.9
	1202	6000.0	3524.5	1.237	4488.2	28573.7	33061.9
	1203	6000.0	3524.5	1.237	4488.2	28573.7	33061.9
1204	1204	6000.0	3524.5	1.237	4488.2	28573.7	33061.9
	1204	6000.0	3524.5	1.237	4488.2	28573.7	33061.9
	1205	6000.0	3524.5	1.237	4488.2	28573.7	33061.9
1206	1206	2000.0	3524.5	3.710	1496.1	28573.7	30069.8
	1206	2000.0	3524.5	3.710	1496.1	28573.7	30069.8
	1206	6000.0	3524.5	1.237	4488.2	28573.7	33061.9
1207	1207	6000.0	3524.5	1.237	4488.2	28573.7	33061.9

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1207	1207	6000.0	3524.5	1.237	4488.2	28573.7	33061.9
	1208	6000.0	3524.5	1.237	4488.2	28573.7	33061.9
	1209	6000.0	3524.5	1.237	4488.2	28573.7	33061.9
1210	1210	6000.0	3524.5	1.237	4488.2	28573.7	33061.9
	1210	6000.0	3524.5	1.237	4488.2	28573.7	33061.9

<< P6 橋脚 >>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1301	1301	6000.0	4763.6	0.936	5367.6	43446.5	48814.1
	1302	6000.0	4763.6	0.936	5367.6	43446.5	48814.1
	1302	6000.0	4763.6	0.936	5367.6	43446.5	48814.1
1303	1303	6000.0	4763.6	0.936	5367.6	43446.5	48814.1
	1304	6000.0	4763.6	0.936	5367.6	43446.5	48814.1
	1305	6000.0	4763.6	0.936	5367.6	43446.5	48814.1

・ 破壊形態の判定

※ 発生せん断耐力S_tには、最大せん断力の発生した解析履歴番号（「kh- δ関係」参照）と、
最大せん断力を表示。

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S(kN)	せん断耐力			判定	
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)	P _s /S		
1001	1001						
	1002						
1002	1002						
	1003						
1003	1003	21	1865.0	63482.1	67614.9	34.04	OK
	1004	21	2308.2	63482.1	67614.9	27.50	OK
1004	1004	21	2308.2	59349.3	60726.9	25.71	OK
	1005	21	14668.9	59349.3	60726.9	4.05	OK
1005	1005	21	14668.9	63482.1	67614.9	4.33	OK
	1006	21	15593.9	63482.1	67614.9	4.07	OK
1006	1006	21	15593.9	63482.1	67614.9	4.07	OK
	1007	21	15796.2	63482.1	67614.9	4.02	OK
1008	1008	21	15796.2	63482.1	67614.9	4.02	OK
	1009	21	15998.6	63482.1	67614.9	3.97	OK
1101	1101	16	13266.6	45856.1	48878.9	3.46	OK
	1102	16	13358.8	45856.1	48878.9	3.43	OK
1103	1103	16	13358.8	45856.1	48878.9	3.43	OK
	1104	16	13451.0	45856.1	48878.9	3.41	OK
1104	1104	16	13451.0	45856.1	48878.9	3.41	OK
	1105	16	14058.1	45856.1	48878.9	3.26	OK
1105	1105	16	14058.1	42833.4	43841.0	3.05	OK
	1106	21	22151.4	42833.4	43841.0	1.93	OK
1106	1106	21	22151.4	45856.1	48878.9	2.07	OK
	1107	21	22831.3	45856.1	48878.9	2.01	OK
1107	1107	21	22831.3	45856.1	48878.9	2.01	OK
	1108	21	22934.5	45856.1	48878.9	2.00	OK
1109	1109	21	22934.5	45856.1	48878.9	2.00	OK
	1110	21	23037.8	45856.1	48878.9	1.99	OK
1201	1201	18	17352.0	33061.9	36054.0	1.91	OK
	1202	18	17497.4	33061.9	36054.0	1.89	OK

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S (kN)	せん断耐力		判定				
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)					
1203	1203	18	17497.4	33061.9	36054.0	1.89	OK	2.06	OK
	1204	18	17642.8	33061.9	36054.0	1.87	OK	2.04	OK
1204	1204	18	17642.8	33061.9	36054.0	1.87	OK	2.04	OK
	1205	18	18185.2	33061.9	36054.0	1.82	OK	1.98	OK
1205	1205	18	18185.2	30069.8	31067.1	1.65	OK	1.71	OK
	1206	21	24682.9	30069.8	31067.1	1.22	OK	1.26	OK
1206	1206	21	24682.9	33061.9	36054.0	1.34	OK	1.46	OK
	1207	21	25260.0	33061.9	36054.0	1.31	OK	1.43	OK
1207	1207	21	25260.0	33061.9	36054.0	1.31	OK	1.43	OK
	1208	21	25414.6	33061.9	36054.0	1.30	OK	1.42	OK
1209	1209	21	25414.6	33061.9	36054.0	1.30	OK	1.42	OK
	1210	21	25569.3	33061.9	36054.0	1.29	OK	1.41	OK
1301	1301	21	1812.1	48814.1	52392.5	26.94	OK	28.91	OK
	1302	21	9624.8	48814.1	52392.5	5.07	OK	5.44	OK
1302	1302	21	9624.8	48814.1	52392.5	5.07	OK	5.44	OK
	1303	21	9818.2	48814.1	52392.5	4.97	OK	5.34	OK
1304	1304	21	9818.2	48814.1	52392.5	4.97	OK	5.34	OK
	1305	21	10011.6	48814.1	52392.5	4.88	OK	5.23	OK

全体系としての破壊形態は、曲げ破壊型と判定される。

b) タイプⅡ

- ・せん断耐力

<P3橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)			
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _s	P _{s0}
1001	1001							
	1002							
1002	1002							
	1003							
1003	1003	6000.0	5573.1	1.237	8265.6	57282.9	65548.5	67614.9
	1004	6000.0	5573.1	1.237	8265.6	57282.9	65548.5	67614.9
1004	1004	2000.0	5573.1	3.710	2755.2	57282.9	60038.1	60726.9
	1005	2000.0	5573.1	3.710	2755.2	57282.9	60038.1	60726.9
1005	1005	6000.0	5573.1	1.237	8265.6	57282.9	65548.5	67614.9
	1006	6000.0	5573.1	1.237	8265.6	57282.9	65548.5	67614.9
1006	1006	6000.0	5573.1	1.237	8265.6	57282.9	65548.5	67614.9
	1007	6000.0	5573.1	1.237	8265.6	57282.9	65548.5	67614.9
1008	1008	6000.0	5573.1	1.237	8265.6	57282.9	65548.5	67614.9
	1009	6000.0	5573.1	1.237	8265.6	57282.9	65548.5	67614.9

<P4橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)			
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _s	P _{s0}
1101	1101	6000.0	3573.6	1.550	6045.5	41322.0	47367.5	48878.9
	1102	6000.0	3573.6	1.550	6045.5	41322.0	47367.5	48878.9
	1103	6000.0	3573.6	1.550	6045.5	41322.0	47367.5	48878.9
1104	1104	6000.0	3573.6	1.550	6045.5	41322.0	47367.5	48878.9
	1105	6000.0	3573.6	1.550	6045.5	41322.0	47367.5	48878.9
	1105	2000.0	3573.6	4.651	2015.2	41322.0	43337.2	43841.0
	1106	2000.0	3573.6	4.651	2015.2	41322.0	43337.2	43841.0

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)			
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _s	
1106	1106	6000.0	3573.6	1.550	6045.5	41322.0	47367.5	48878.9
	1107	6000.0	3573.6	1.550	6045.5	41322.0	47367.5	48878.9
	1107	6000.0	3573.6	1.550	6045.5	41322.0	47367.5	48878.9
1107	1107	6000.0	3573.6	1.550	6045.5	41322.0	47367.5	48878.9
	1108	6000.0	3573.6	1.550	6045.5	41322.0	47367.5	48878.9
	1109	6000.0	3573.6	1.550	6045.5	41322.0	47367.5	48878.9
1109	1109	6000.0	3573.6	1.550	6045.5	41322.0	47367.5	48878.9
	1110	6000.0	3573.6	1.550	6045.5	41322.0	47367.5	48878.9

<P5橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)			
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}	
1201	1201	6000.0	3524.5	1.237	5984.3	28573.7	34558.0	36054.0
	1202	6000.0	3524.5	1.237	5984.3	28573.7	34558.0	36054.0
1203	1203	6000.0	3524.5	1.237	5984.3	28573.7	34558.0	36054.0
	1204	6000.0	3524.5	1.237	5984.3	28573.7	34558.0	36054.0
1204	1204	6000.0	3524.5	1.237	5984.3	28573.7	34558.0	36054.0
	1205	6000.0	3524.5	1.237	5984.3	28573.7	34558.0	36054.0
1205	1205	2000.0	3524.5	3.710	1994.8	28573.7	30568.5	31067.1
	1206	2000.0	3524.5	3.710	1994.8	28573.7	30568.5	31067.1
1206	1206	6000.0	3524.5	1.237	5984.3	28573.7	34558.0	36054.0
	1207	6000.0	3524.5	1.237	5984.3	28573.7	34558.0	36054.0
1207	1207	6000.0	3524.5	1.237	5984.3	28573.7	34558.0	36054.0
	1208	6000.0	3524.5	1.237	5984.3	28573.7	34558.0	36054.0
1209	1209	6000.0	3524.5	1.237	5984.3	28573.7	34558.0	36054.0
	1210	6000.0	3524.5	1.237	5984.3	28573.7	34558.0	36054.0

<P6 橋脚>

部材 番号	格点 番号	断面幅 b(mm)	有効高 d(mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力(kN)			
					コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _s	P _{s0}
1301	1301	6000.0	4763.6	0.936	7156.8	43446.5	50603.3	52392.5
	1302	6000.0	4763.6	0.936	7156.8	43446.5	50603.3	52392.5
1302	1302	6000.0	4763.6	0.936	7156.8	43446.5	50603.3	52392.5
	1303	6000.0	4763.6	0.936	7156.8	43446.5	50603.3	52392.5
1304	1304	6000.0	4763.6	0.936	7156.8	43446.5	50603.3	52392.5
	1305	6000.0	4763.6	0.936	7156.8	43446.5	50603.3	52392.5

- ・破壊形態の判定

※ 発生せん断力Sには、最大せん断力の発生した解析履歴番号（「kh-δ関係」参照）と、最大せん断力を表示。

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S (kN)	せん断耐力		判定				
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)		P _s /S	P _{s0} /S		
1001	1001	せん断力 0kN	せん断耐力 0kN	せん断耐力 0kN	せん断力 0kN	せん断力 0kN			
	1002	せん断力 0kN	せん断耐力 0kN	せん断耐力 0kN	せん断力 0kN	せん断力 0kN			
	1002	せん断力 0kN	せん断耐力 0kN	せん断耐力 0kN	せん断力 0kN	せん断力 0kN			
1003	1003	せん断力 0kN	せん断耐力 0kN	せん断耐力 0kN	せん断力 0kN	せん断力 0kN			
	1003	21	1750.5	65548.5	67614.9	37.45	OK	38.63	OK
	1004	21	2152.9	65548.5	67614.9	30.45	OK	31.41	OK
1004	1004	21	2152.9	60038.1	60726.9	27.89	OK	28.21	OK
	1005	21	13376.1	60038.1	60726.9	4.49	OK	4.54	OK

部材 番号	格点 番号	発生 せん断力 S (kN)	せん断耐力		判定	
			P _s (kN)	P _{s0} (kN)	P _s /S	P _{s0} /S
1005	1005	21 13376.1	65548.5	67614.9	4.90	OK
	1006	21 14216.0	65548.5	67614.9	4.61	OK
1006	1006	21 14216.0	65548.5	67614.9	4.61	OK
	1007	21 14399.7	65548.5	67614.9	4.55	OK
1008	1008	21 14399.7	65548.5	67614.9	4.55	OK
	1009	21 14583.4	65548.5	67614.9	4.49	OK
1101	1101	17 13537.7	47367.5	48878.9	3.50	OK
	1102	17 13624.5	47367.5	48878.9	3.48	OK
1103	1103	17 13624.5	47367.5	48878.9	3.48	OK
	1104	17 13711.2	47367.5	48878.9	3.45	OK
1104	1104	17 13711.2	47367.5	48878.9	3.45	OK
	1105	17 14282.6	47367.5	48878.9	3.32	OK
1105	1105	17 14282.6	43337.2	43841.0	3.03	OK
	1106	21 21757.6	43337.2	43841.0	1.99	OK
1106	1106	21 21757.6	47367.5	48878.9	2.18	OK
	1107	21 22374.9	47367.5	48878.9	2.12	OK
1107	1107	21 22374.9	47367.5	48878.9	2.12	OK
	1108	21 22468.7	47367.5	48878.9	2.11	OK
1109	1109	21 22468.7	47367.5	48878.9	2.11	OK
	1110	21 22562.4	47367.5	48878.9	2.10	OK
1201	1201	15 13918.4	34558.0	36054.0	2.48	OK
	1202	15 14044.1	34558.0	36054.0	2.46	OK
1203	1203	15 14044.1	34558.0	36054.0	2.46	OK
	1204	15 14169.8	34558.0	36054.0	2.44	OK
1204	1204	15 14169.8	34558.0	36054.0	2.44	OK
	1205	15 14638.9	34558.0	36054.0	2.36	OK
1205	1205	15 14638.9	30568.5	31067.1	2.09	OK
	1206	21 20402.8	30568.5	31067.1	1.50	OK
1206	1206	21 20402.8	34558.0	36054.0	1.69	OK
	1207	21 20926.8	34558.0	36054.0	1.65	OK
1207	1207	21 20926.8	34558.0	36054.0	1.65	OK
	1208	21 21067.2	34558.0	36054.0	1.64	OK
1209	1209	21 21067.2	34558.0	36054.0	1.64	OK
	1210	21 21207.7	34558.0	36054.0	1.63	OK
1301	1301	21 1710.7	50603.3	52392.5	29.58	OK
	1302	21 8804.4	50603.3	52392.5	5.75	OK
1302	1302	21 8804.4	50603.3	52392.5	5.75	OK
	1303	21 8980.0	50603.3	52392.5	5.64	OK
1304	1304	21 8980.0	50603.3	52392.5	5.64	OK
	1305	21 9155.5	50603.3	52392.5	5.53	OK

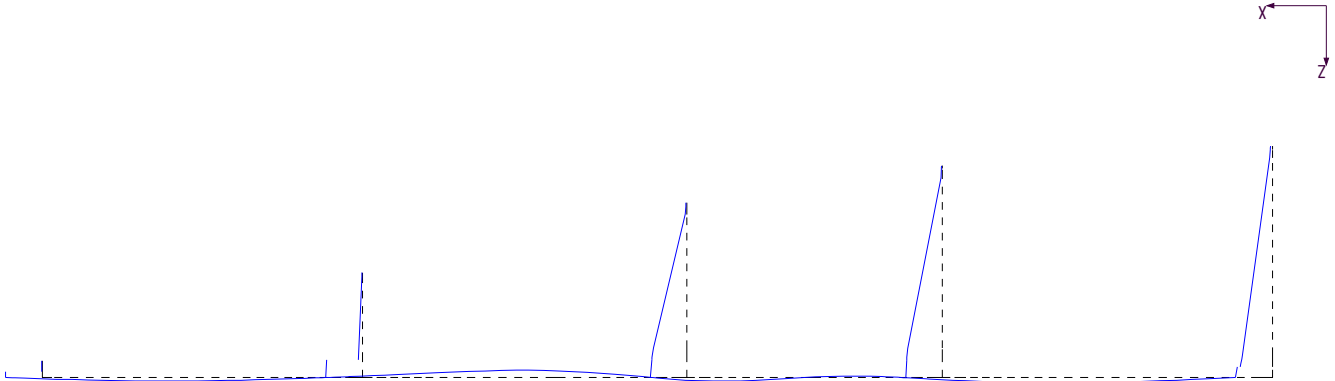
全体系としての破壊形態は、曲げ破壊型と判定される。

2) 保有水平耐力の下限値の照査

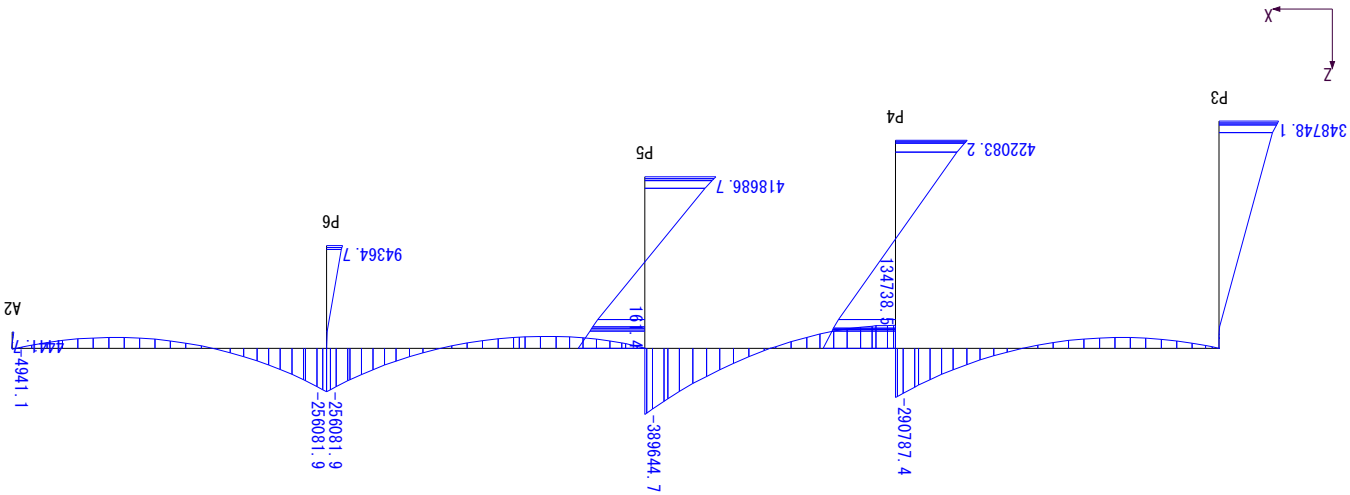
破壊形態	タイプⅠ	タイプⅡ
水平震度 降伏限界 k_{lv}	曲げ破壊型	曲げ破壊型
〃 せん断破壊時 k_{hs}	----	----
地域別補正係数 C_{2z}	1.00	0.85
$0.4 \cdot C_{2z}$	0.40	0.34
$k_{lv} \geq 0.4 \cdot C_{2z}$	OK	OK
$k_{hs} \geq 0.4 \cdot C_{2z}$	----	----

- 1) 設計水平震度の下限値時の発生断面力・変位
(1) + 方向
a) 変位図、断面力図
・ タイプ I

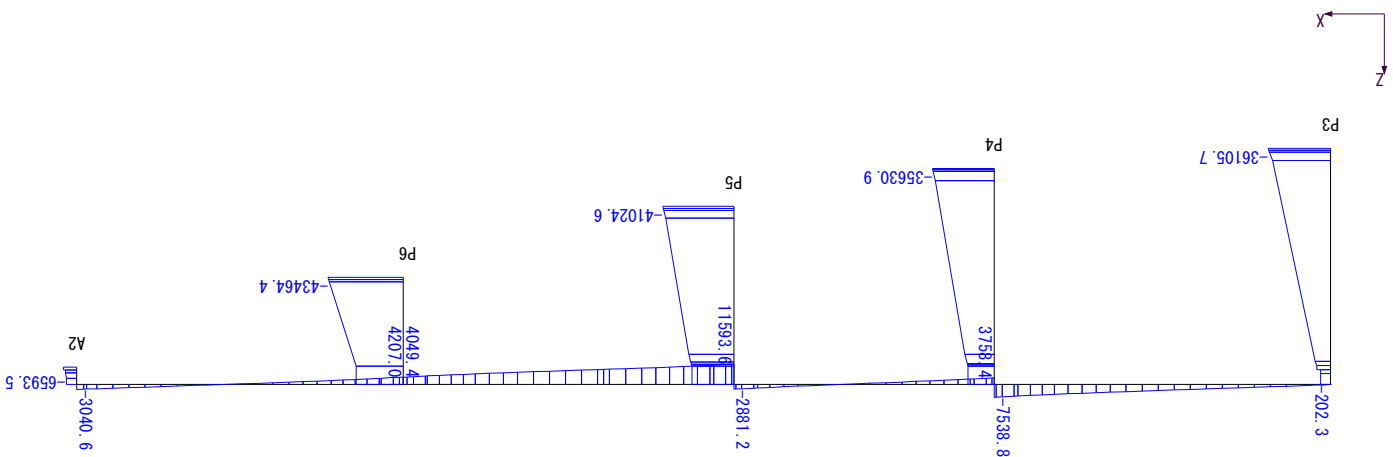
【変位】



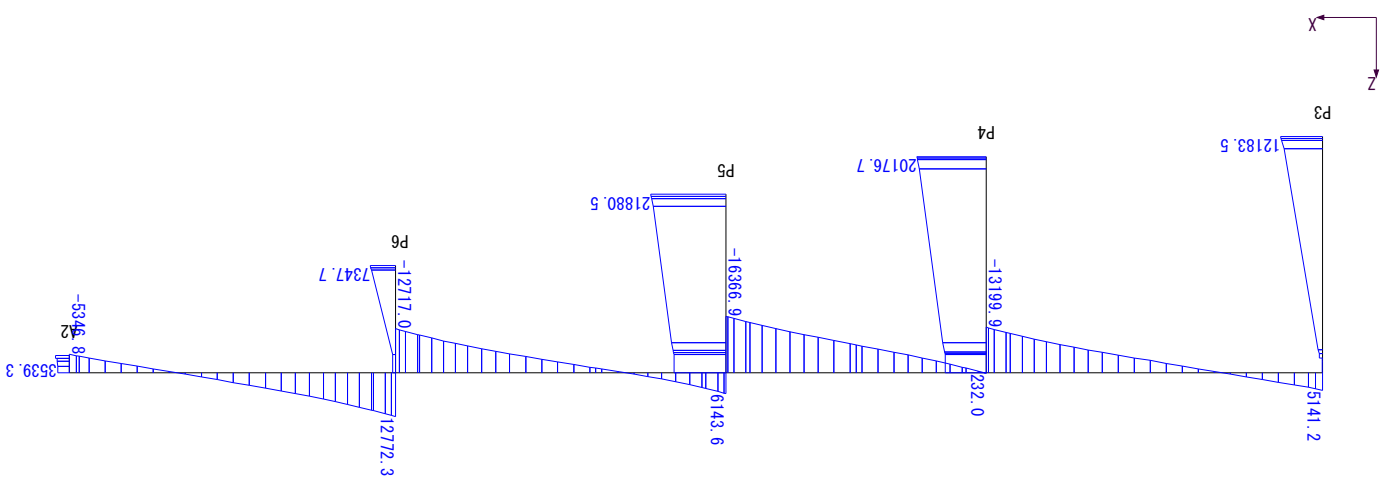
・ 鋼箱桁
【曲げモーメント】

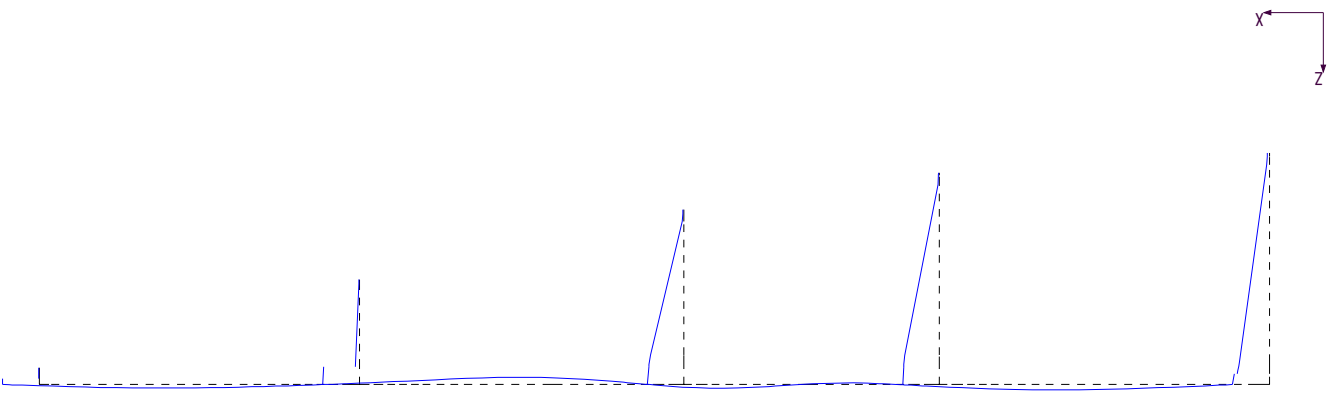


[軸力]

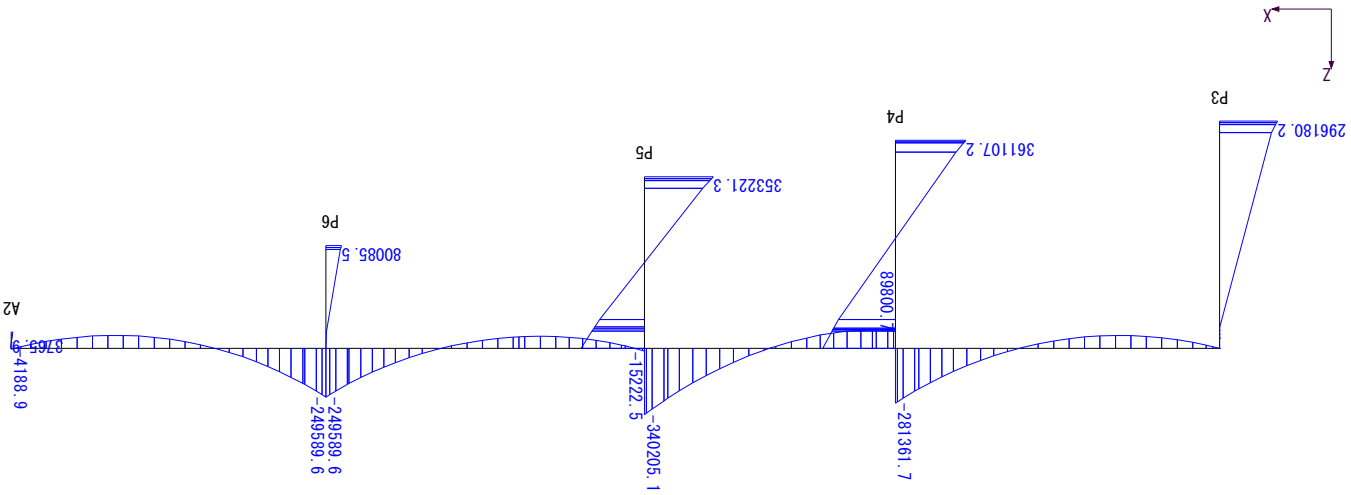


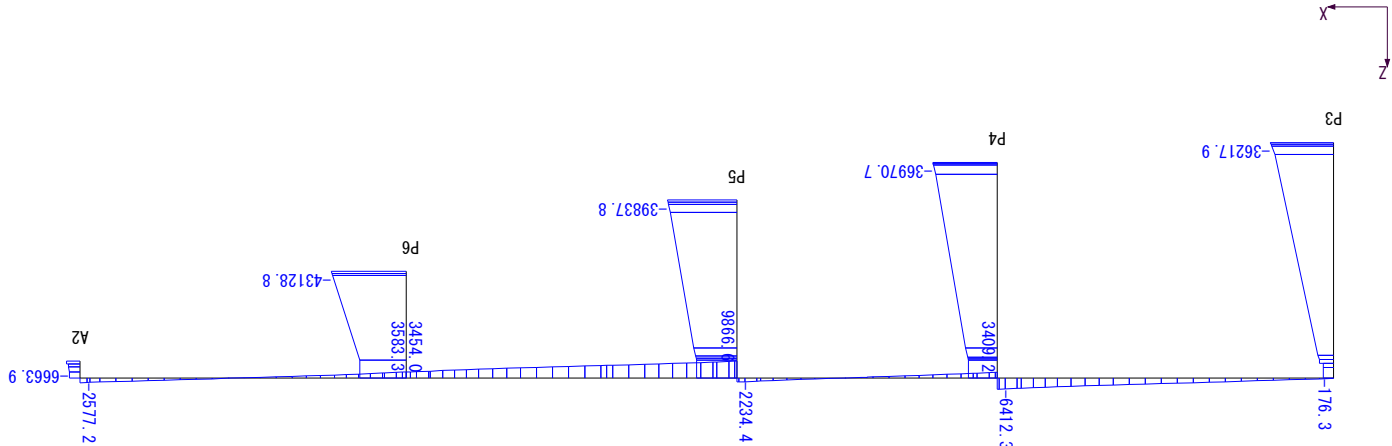
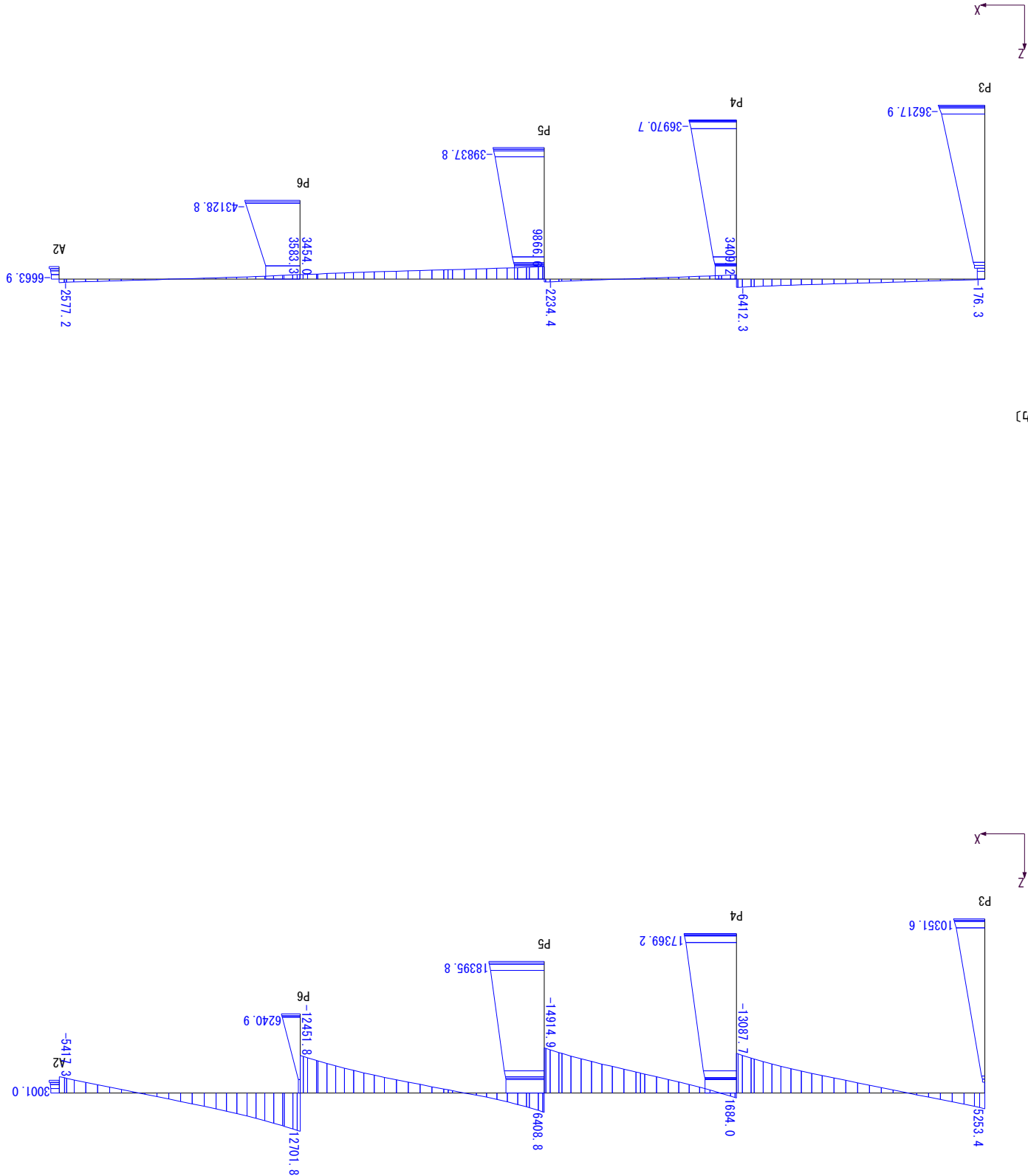
[せん断力]





・鋼箱桁
[曲げモーメント]





2-2 レベル2地震動に対する保有水平耐力の下限値の照査(橋軸直角方向)
2-2-2 P4の照査
(1) +方向

1) セン断耐力と破壊形態の判定

a) タイプⅠ

・ セン断耐力

ブロック 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
				コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1	4000.0	5583.1	1.489	4138.8	43038.8	47177.6
2	2000.0	5583.1	2.977	2069.4	43038.8	45108.2
3	4000.0	5583.1	1.489	4138.8	43038.8	47177.6

・ 破壊形態の判定

終局水平耐力 P_u = 11755.7 (kN)
破壊形態は、曲げ破壊型と判定される。

b) タイプⅡ

・ セン断耐力

ブロック 番号	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	引張 鉄筋比 P _t (%)	せん断耐力 (kN)		
				コンクリート S _c	帯鉄筋 S _s	P _{s0}
1	4000.0	5583.1	1.489	5518.4	43038.8	48557.2
2	2000.0	5583.1	2.977	2759.2	43038.8	45798.0
3	4000.0	5583.1	1.489	5518.4	43038.8	48557.2

・ 破壊形態の判定

終局水平耐力 P_u = 11755.7 (kN)
破壊形態は、曲げ破壊型と判定される。

2) 保有水平耐力の下限値の照査

破壊形態		タイプⅠ	タイプⅡ
せん断耐力	P _s (cc考慮) (kN)	曲げ破壊型	曲げ破壊型
	P _{s0} (cc=1.0) (kN)	45108.2	45798.0
終局水平耐力 P _u	(kN)	46487.8	46487.8
	(kN)	11755.7	11755.7
P-δ 算出時の断面耐力位置		基部	基部
地震時保有水平耐力 P _a		11755.7	11755.7
地域別補正係数 C _{2z}		1.00	0.85
等価重量 W		26916.2	26916.2
0.4・C _{2z} ・W		10766.5	9151.5
P _a ≧ 0.4・C _{2z} ・W		OK	OK

2) 各種耐震性能限界時の柱下端断面力

a) タイプⅠ

橋脚名称	柱名称	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	軸力 N (kN)
P3	柱-1	804636.1	24728.5	-36114.1
P4	柱-1	454410.9	22811.3	-33535.8
P5	柱-1	428065.6	24917.9	-42526.0
P6	柱-1	491958.0	27710.1	-42618.8

b) タイプⅡ

橋脚名称	柱名称	曲げモーメント M (kN・m)	せん断力 S (kN)	軸力 N (kN)
P3	柱-1	804526.9	24374.6	-35875.9
P4	柱-1	454273.3	22413.8	-35036.1
P5	柱-1	358330.5	20949.2	-42072.1
P6	柱-1	491816.2	27433.6	-41624.9

2-2-5 橋脚単独系の解析結果

- (1) + 方向
1) 各橋脚耐震性能限界時の柱下端断面力
a) タイプⅠ

橋脚名称	柱名称	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)	備考
P3	柱-1	793332.0	22428.6	-36855.6 Wp = 30331.0[kN] hp = 28.4973[m]	
P4	柱-1	633633.3	16775.8	-44463.3 Wp = 20540.8[kN] hp = 24.7000[m]	
P5	柱-1	521272.4	15677.6	-33178.6 Wp = 16856.0[kN] hp = 20.0000[m]	
P6	柱-1	569035.7	27345.5	-41268.2 Wp = 16317.0[kN] hp = 11.1000[m]	

- b) タイプⅡ

橋脚名称	柱名称	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)	備考
P3	柱-1	793332.0	22428.6	-36855.6 Wp = 30331.0[kN] hp = 28.4973[m]	
P4	柱-1	633633.3	16775.8	-44463.3 Wp = 20540.8[kN] hp = 24.7000[m]	
P5	柱-1	521272.4	15677.6	-33178.6 Wp = 16856.0[kN] hp = 20.0000[m]	
P6	柱-1	569035.7	27345.5	-41268.2 Wp = 16317.0[kN] hp = 11.1000[m]	

ここにではせん断力を以下のよう算出している。

$$S = (W_u + W_p) \cdot M_{1S} / (W_u \cdot h_u + W_p \cdot h_p)$$

S : せん断力(kN)

W_u : 上部構造分担重量(kN)

W_p : フーチングを除いた下部構造重量(kN)

M_{1S} : 橋脚下端断面の限界曲げモーメント(kN・m)

h_u : 橋脚下端へ上部構造慣性力作用位置の高さ(m)

h_p : 橋脚下端へ橋脚重心位置までの高さ(m)

基礎のレベル2地震時 (P4)

本橋梁はラーメン形式であるため、基礎のレベル2地震時照査時の作用力は、終局限界時の発生断面力を保有水平耐力として用いることとする。

橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

$$k_{hp} = 1.1 \times k_{hu}$$

地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

$$W = S_u / k_{hu} \quad (\text{kN})$$

橋脚下端からのWの作用位置

$$y = M_u / S_u \quad (\text{m})$$

《橋軸方向》

地震力方向 左→右

	水平震度 k _{hu}	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S (kN)	軸力 N (kN)	Cz・k _{hc} 0
タイプⅠ	0.460	454410.9	22811.3	33535.8	0.59
タイプⅡ	0.460	454273.3	22413.8	35036.1	0.37

	水平震度 k _{hp}	等価重量 W(kN)	作用位置 y (m)	軸力 N (kN)	Cz・k _{hc} 0
タイプⅠ	0.51	49600	19.920	33500	0.59
タイプⅡ	0.51	48700	20.268	35000	0.37

《直角方向》

	水平震度 k _{hu}	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S (kN)	軸力 N (kN)	Cz・k _{hc} 0
タイプⅠ	0.44	633633.3	16775.8	44463.3	0.57
タイプⅡ	0.44	633633.3	16775.8	44463.3	0.35

	水平震度 k _{hp}	等価重量 W(kN)	作用位置 y (m)	軸力 N (kN)	Cz・k _{hc} 0
タイプⅠ	0.48	38400	37.771	44500	0.57
タイプⅡ	0.48	38400	37.771	44500	0.35

※基礎の照査は、発生曲げモーメント最大時で行う。

1 設計条件

1.1 基本データ

保存ファイル名：70P4-深礎

工事名：

- (1)橋軸直角方向
- (2)橋軸方向
- (3)杭形状
- (4)適用基準
- (5)対象構造物
- (6)杭周面摩擦の考慮
- (7)杭径（公称径）
杭径（設計径）
- (8)使用材料（深礎杭）
コンクリートの設計基準強度
鉄筋の材質（軸方向鉄筋）
（せん断補強筋）
- 単位体積重量
- (9)使用材料（フーチング）
コンクリートの設計基準強度
鉄筋の材質（軸方向鉄筋）
（せん断補強筋）
- 単位体積重量
- (10)解析方向
- (11)荷重載荷方向
- (12)設計水平震度（レベル1地震時）
- (13)フーチングタイプ
- (14)底版荷重の取扱い
- (15)荷重データを自動生成
- (16)作用位置自動設定の取扱い
- 構造図

杭列数1列

入力対象杭列A列

杭列数1列

入力対象杭列1列

円形

斜面上の深礎基礎設計施工便覧

橋脚基礎

考慮しない

D = 8.000 m

D_s = 8.000 m

σ_{sk} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_c = 24.50 kN/m³

σ_{sk} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_c = 24.50 kN/m³

[設計方向2]
面内解析

+X(+Z)方向

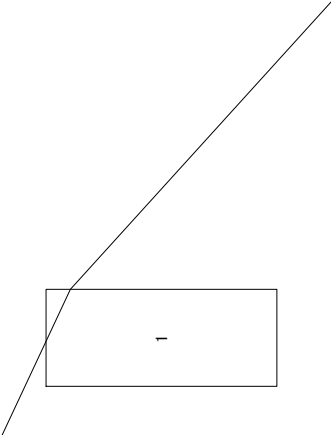
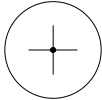
k_{eq} = 0.20

フーチングなし

作用格点に載荷

行わない

自動設定しない



1.2 構造寸法

柱寸法

形状：矩形
断面寸法 L= 4.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行		19.000	

1.4 荷重ケース（許容応力度法）

◇荷重ケース〔1〕：常時

荷重状態：常時
安全率：常時
応力度：常時
底面せん断：常時
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度
 σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (上記以外)
 σ_{sa}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 τ_{a1} = 0.23 (N/mm²)
 τ_{a2} = 1.70 (N/mm²)

	V(kN)	H(kN)	M(kN・m)
底版下面作用力	49256.84	0.00	0.00

	杭列1
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震

許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{sa} = 12.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma'_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{sa} = 0.35$ (N/mm²)
 $\tau_{sa} = 2.55$ (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	44256.84	4681.01	165261.02

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.5 荷重ケース (レベル2 地震時)

計算対象

地震動タイプI	地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2
○	—	○	—

慣性力の向き :+X(+Z) 方向

死荷重時上部工反力

橋脚躯体重量 RD = 49600.00 (kN)
底版下面からWp重心位置までの高さ WP = 0.00 (kN)
慣性力を考慮する底版および土載土重量 yP = 19.920 (m)
底版下面からWF重心位置までの高さ WF = 0.00 (kN)
yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.59	0.37
khp	—	0.51	0.51
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	49600.00	48700.00
yU	m	19.920	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	49600.00	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	99200.00	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.6 基礎基礎データ

1.6.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-25.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値	単位重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 c (kN/m ²)	変形係数 αE_o (kN/m ²)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 数 ED (kN/m ³)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α : 内部計算

ひろがり角 β : 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_a) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_a = 0$ kN/m²

土質 : 硬岩 (亀裂多)

1.6.2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	etc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	35	180	134.0	1721.880

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	29
帯鉄筋の本数	n (本)	1. 000
横拘束筋の断面積	A _b (cm ²)	6. 424
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15. 0
横拘束筋の有効長	d (cm)	770. 0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	29
中間帯鉄筋の本数 n (本)	3. 000
中間帯鉄筋の断面積A _b ' (cm ²)	19. 272

2 許容応力度法

2. 1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース			
		1	2
水平変位	δ	mm	0. 0
	δ a	mm	25. 0
地盤反力度	判定	OK	OK
	q _{max}	kN/m ²	466
抵抗	qa	kN/m ²	2500
	判定	OK	OK
せん断	H	kN	0. 0
	H _a	kN	9359. 4
杭体応力度	判定	OK	OK
	σ c	N/mm ²	0. 4
曲げ照査	σ ca	N/mm ²	8. 0
	判定	OK	OK
せん断照査	σ s	N/mm ²	-6. 6
	σ sa	N/mm ²	160. 0
杭体応力度	判定	OK	OK
	σ s'	N/mm ²	-6. 6
せん断照査	σ sa'	N/mm ²	200. 0
	判定	OK	OK
せん断照査	τ m	N/mm ²	0. 00
	τ ac	N/mm ²	0. 11
せん断照査	τ a2	N/mm ²	1. 70
	Aw	cm ²	32. 120
せん断照査	Awreq	cm ²	0. 000
	判定	OK	OK
杭体応力度	判定	OK	OK

2. 2 弾塑性解析結果

2. 2. 1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0. 000	0. 00	0. 00	0. 00
101	2. 000	0. 00	0. 00	-2463. 01
102	2. 500	0. 00	0. 00	-3078. 76
103	3. 000	0. 00	0. 00	-3694. 51
104	3. 500	0. 00	0. 00	-4310. 27
105	4. 000	0. 00	0. 00	-4926. 02
106	4. 500	0. 00	0. 00	-5541. 77
107	5. 000	0. 00	0. 00	-6157. 52
108	5. 500	0. 00	0. 00	-6773. 27
109	6. 000	0. 00	0. 00	-7389. 03
110	6. 500	0. 00	0. 00	-8004. 78
111	7. 000	0. 00	0. 00	-8620. 53
112	7. 500	0. 00	0. 00	-9236. 28
113	8. 000	0. 00	0. 00	-9852. 03
114	8. 500	0. 00	0. 00	-10467. 79
115	9. 000	0. 00	0. 00	-11083. 54
116	9. 500	0. 00	0. 00	-11699. 29
117	10. 000	0. 00	0. 00	-12315. 04
118	10. 500	0. 00	0. 00	-12930. 80
119	11. 000	0. 00	0. 00	-13546. 55
120	11. 500	0. 00	0. 00	-14162. 30
121	12. 000	0. 00	0. 00	-14778. 05
122	12. 500	0. 00	0. 00	-15393. 80
123	13. 000	0. 00	0. 00	-16009. 56
124	13. 500	0. 00	0. 00	-16625. 31
125	14. 000	0. 00	0. 00	-17241. 06
126	14. 500	0. 00	0. 00	-17856. 81
127	15. 000	0. 00	0. 00	-18472. 56
128	15. 500	0. 00	0. 00	-19088. 32
129	16. 000	0. 00	0. 00	-19704. 07
130	16. 500	0. 00	0. 00	-20319. 82
131	17. 000	0. 00	0. 00	-20935. 57
132	17. 500	0. 00	0. 00	-21551. 33
133	18. 000	0. 00	0. 00	-22167. 08
134	18. 500	0. 00	0. 00	-22782. 83
135	19. 000	0. 00	0. 00	-23398. 58

水平変位

$\delta = 0. 0 \leq 25. 0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 d = 8. 000 m

$$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$
$$= 23398. 58/ 50. 265 + (0. 00/ 201. 0619) \cdot (8. 000/2 - 0. 000)$$
$$= 466 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_b = k_s \times \delta_s$$
$$= 1701385 \times 0. 000 \times 10^{-3}$$
$$= 0. 00 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{\text{max}} = 0. 00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=19. 000 \text{ m})$$
$$N = 23398. 58 \text{ kN}$$
$$\sigma_c = 0. 4 \leq 8. 0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -6. 6 \leq 160. 0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s' = -6. 6 \leq 200. 0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{max} = 0.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\tau_n = 0.00 \leq 0.11 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$
$$\tau_a = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$
$$b = 7089.8 \text{ mm}, d = 7002.1 \text{ mm}, pt = 0.173 \%$$
$$Ce = 0.560, Cpt = 0.847, CN = 1.000, \tau a1 = 0.23, \tau ac = 0.11, \tau a2 = 1.70$$

$$1/2M_{max} \text{点}$$
$$1/2M_{max} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z = 19.000 \text{ m})$$
$$N = 23398.58 \text{ kN}$$
$$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -6.6 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s' = -6.6 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$$

荷重ケース 2：レベール1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	492.60	492.60	-2463.01
102	2.500	738.90	492.60	-3078.76
103	3.000	985.20	492.60	-3694.51
104	3.500	1231.50	492.60	-4310.27
105	4.000	1477.81	458.20	-4926.02
106	4.500	1689.71	390.11	-5541.77
107	5.000	1867.91	323.84	-6157.52
108	5.500	2013.55	260.12	-6773.27
109	6.000	2128.03	199.40	-7389.03
110	6.500	2212.95	142.03	-8004.78
111	7.000	2270.06	88.22	-8620.53
112	7.500	2301.17	38.13	-9236.28
113	8.000	2308.19	-8.14	-9852.03
114	8.500	2293.03	-50.53	-10467.79
115	9.000	2257.65	-89.02	-11083.54
116	9.500	2204.01	-123.58	-11699.29
117	10.000	2134.07	-154.25	-12315.04
118	10.500	2049.76	-181.04	-12930.80
119	11.000	1953.03	-204.00	-13546.55
120	11.500	1845.77	-223.16	-14162.30
121	12.000	1729.87	-238.57	-14778.05
122	12.500	1607.20	-250.28	-15393.80
123	13.000	1479.59	-258.34	-16009.56
124	13.500	1348.86	-262.79	-16625.31
125	14.000	1216.80	-263.68	-17241.06
126	14.500	1085.18	-261.05	-17856.81
127	15.000	955.75	-254.93	-18472.56
128	15.500	830.25	-245.36	-19088.32
129	16.000	710.39	-232.36	-19704.07
130	16.500	597.89	-215.95	-20319.82
131	17.000	494.44	-196.14	-20935.57
132	17.500	401.75	-172.94	-21551.33
133	18.000	321.50	-146.36	-22167.08
134	18.500	255.39	-116.39	-22782.83
135	19.000	205.11	-100.56	-23398.58

水平変位

$$\delta = 0.1 \leq 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 d = 8.000 m

$$q_{bm} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$
$$= 23398.58/50.265 + (-205.11/201.0619) \cdot (8.000/2 - 0.000)$$
$$= 470 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_b = K_b \times \delta_a$$
$$= 3402770 \times -0.024 \times 10^{-3}$$
$$= 83.03 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{max} = 205.11 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z = 19.000 \text{ m})$$
$$N = 23398.58 \text{ kN}$$
$$\sigma_c = 0.4 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -6.6 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s' = -6.7 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$
$$S_{max} = 492.60 \text{ kN} \quad (Z = 3.500 \text{ m}) \quad N = 4310.27 \text{ kN} \quad M = 1231.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\tau_n = 0.01 \leq 0.17 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$
$$\tau_a = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$
$$b = 7089.8 \text{ mm}, d = 7002.1 \text{ mm}, pt = 0.173 \%$$
$$Ce = 0.560, Cpt = 0.847, CN = 1.000, \tau a1 = 0.35, \tau ac = 0.17, \tau a2 = 2.55$$

1/2M_{max}点

$$1/2M_{max} = 1154.15 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z = 14.238 \text{ m})$$
$$N = 17534.16 \text{ kN}$$
$$\sigma_c = 0.4 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -4.7 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s' = -5.3 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$

3 安定照査（レベール2地震時）

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸方向：タイプI地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

$$\text{荷重作用格点} N_o : 1$$
$$\text{設計水平震度} \quad C2z \cdot khco = 0.59$$
$$\text{設計水平震度} \quad khp = 0.51$$
$$\text{設計水平震度} \quad khg = 0.50$$
$$\text{作用格点から} WU \text{作用位置までの高さ } yU = 10.000 \text{ m}$$
$$\text{作用格点から} WP \text{作用位置までの高さ } yP = 0.000 \text{ m}$$
$$\text{水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。}$$

$$\text{領域(1)} \quad \alpha i \cdot C2z \cdot khco \leq khp \text{ のとき}$$

鉛直力

$$V_o = (RD + WP + Vd) \cdot \mu V$$
$$= (49600.00 + 0.00 + 49600.00) \times 1.0000$$
$$= 99200.00 \text{ kN}$$

水平力

$$H_o = \{\alpha i \cdot C2z \cdot khco (WU + WP) + Hd\} \cdot \mu H$$
$$= \{\alpha i \times 0.5900 \times (49600.00 + 0.00) + 0.00\} \times 1.0000$$
$$= \alpha i \times 29264.00 + 0.00 \text{ kN}$$

モーメント

$$M_o = \{\alpha i \cdot C2z \cdot khco (WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md\} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o$$
$$= \{\alpha i \times 0.5900 \times (49600.00 \times 10.000 + 0.00 \times 0.000) + 0.00\} \times 1.0000$$
$$= -0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 99200.00 \times 0.000$$
$$= \alpha i \times 292640.00 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

領域(2) α i・C2z・khco＞khp のとき

鉛直力

$$V_o = \{RD + WP + Vd\} \cdot \mu V$$
$$= (49600.00 + 0.00 + 49600.00) \times 1.0000$$
$$= 99200.00 \text{ kN}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{khp(WU + WP) + Hd\} \cdot \mu H \\ &= \{0.51 \times (49600.00 + 0.00) + 0.00\} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 0.00 + 25296.00 \text{ kN} \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} M_o &= \{khp(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md\} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{0.51 \times (49600.00 \times 10.000 + 0.00 \times 0.000) + 0.00\} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 99200.00 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 0.00 + 252960.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

※yoは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。
※xoは、底板中心から作用格点までの水平距離。
杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma c \\ &= 50.2655 \times 24.50 = 1231.504 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha_i \cdot khg \cdot Wpr \\ &= \alpha_i \times 0.50 \times 1231.504 \\ &= \alpha_i \times 615.752 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

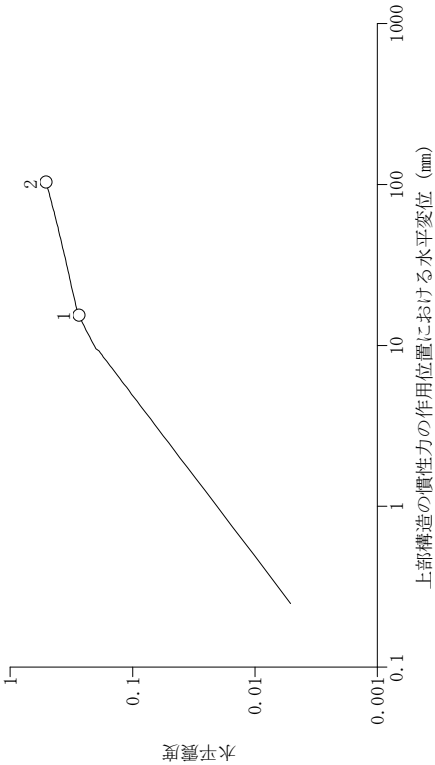
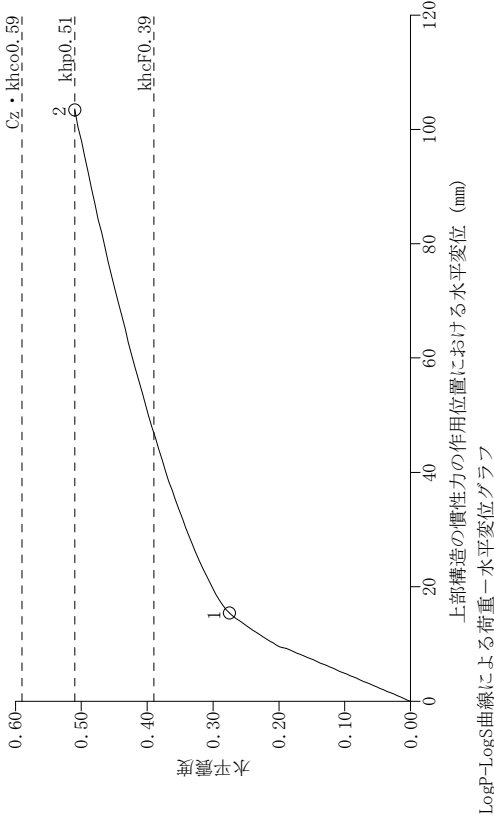
qpr ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

Wpr ; 杭突出部の杭長 1 m 当り重量 (kN/m)

Ap ; 杭の断面積 (㎡)

γc ; 杭の単位体積重量 (kN/㎡)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、
基礎の荷重－水平変位の関係を求める。
荷重－水平変位の関係



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス テップ α_i	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-4}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.540	0.275	7.5	0.8	15.4	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.510	49.5	5.4	103.4	$\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス テップ α_i	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 $A(m^2)$	底面り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.540	0.275	5.000	29.4	50.265	0.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.510	9.500	55.9	50.265	0.0	$\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_i = 1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭頭位置	杭番号 1	
	せん断力 判定	S (kN) P. (kN) OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P. (kN) OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 49538.28 (kN) せん断耐力P_r. 55090.14 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 173
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	99200×10 ³
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	515992×10 ⁶
	断面積		A _f	50, 265×10 ³
	断面二次モーメント		I _x	201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	99200×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	9823×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32, 120×10 ³
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54805×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 173
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	117057×10 ³
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	515992×10 ⁶
	断面積		A _f	50, 265×10 ³
	断面二次モーメント		I _x	201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	117057×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	10109×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32, 120×10 ³
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	55090×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
	b		mm	7090
	h		mm	7090
	d		mm	7002
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数		C _c	—
	軸方向引張鉄筋比に関する補正		p _c	%
	補正係数		C _{pc}	—
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	117057×10 ³
	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _c	mm ²
	断面二次モーメント		I _c	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
補正係数		C _s	—	1.227
コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N	10109×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	55090×10 ³

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 409233.735 ≦ 430220.758	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 122598.582 ≦ 376991.118	--
降伏点判定	----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント	M _{max} 409234
降伏モーメント	M _l 430221
判定	M≦M _l
基礎は降伏しない OK	

せん断力の照査

杭頭位置	せん断力 P _c (kN) 判定	杭番号 1 25296.00 54805.00 OK
S _{max} 位置	せん断力 P _s (kN) 判定	49538.28 55090.14 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 49538.28 (kN) せん断耐力P_c 55090.14 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN)=q_a×A'

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.000	50.265	50.265	376991.12

3. 1. 2 橋軸方向：タイプII地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.37

設計水平震度 khp = 0.51

設計水平震度 khg = 0.68

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域 (1) α i・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

Vo = (RD + WP + Vd)・μ V

= (49600.00 + 0.00 + 49600.00) ×1.0000

= 99200.00 kN

水平力

Ho = {α i・C2z・khco(WU + WP) + Hd}・μ H

= {α i×0.3700×(48700.00 + 0.00) + 0.00} ×1.0000

= α i×18019.00 + 0.00 kN

モーメント

Mo = {α i・C2z・khco(WU・yU + WP・yP) + Md}・μ M - Hd・μ H・yo - Vo・xo

= {α i×0.3700×(48700.00×10.000 + 0.00×0.000) + 0.00} ×1.0000

- 0.00×1.0000×0.000 - 99200.00×0.000

= α i×180190.00 + 0.00 kN・m

領域 (2) α i・C2z・khco>khpのとき

領域 (2)は存在しない。

※yolは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

※xolは、底板中心から作用格点までの水平距離。

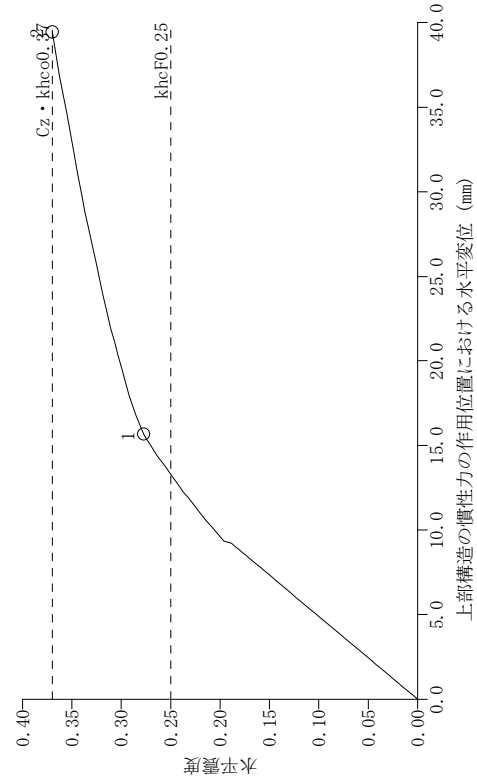
杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma c \\ &= 50.2655 \times 24.50 = 1231.504 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha i \cdot khg \cdot Wpr \\ &= \alpha i \times 0.68 \times 1231.504 \\ &= \alpha i \times 837.423 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

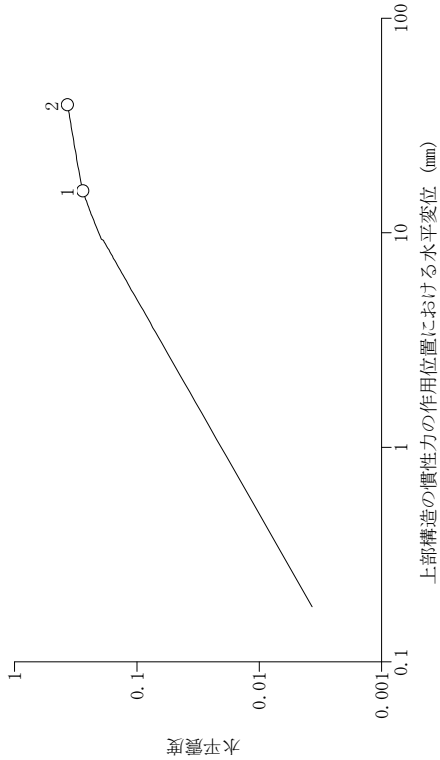
ここに、

- qpr ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)
- Wpr ; 杭突出部の杭長 1 m 当り重量 (kN/m)
- Ap ; 杭の断面積 (㎡)
- γc ; 杭の単位体積重量 (kN/㎡)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、
基礎の荷重－水平変位の関係を求める。
荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ αi	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.750	0.277	7.7	0.8	15.7	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.370	18.7	2.1	39.4	$\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ αi	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 A (㎡)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.750	0.277	5.000	29.4	50.265	0.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.370	7.000	41.2	50.265	0.0	$\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_i = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定
S _{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 31807.70 (kN) せん断耐力P_s 55080.31 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		mm	8000	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数					
	C _c		—	1. 000	
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm	7090
	部材高		h	mm	7090
	有効高		d	mm	7002
	補正係数		C _c	—	0. 560
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%	0. 173
	補正係数		C _{co}	—	0. 847
	作用軸力		N	N	99200×10 ³
	作用曲げモーメント（終局M）		M	N・mm	515992×10 ⁶
	断面積		A _f	mm ²	50. 265×10 ³
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴	201. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm	99200×10 ⁶
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	補正係数		C _s	—	1. 192
	τ _c		N/mm ²	0. 350	
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N	9823×10 ³
	帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
帯鉄筋の間隔		s	mm	150	
帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²	345. 0	
帯鉄筋の負担するせん断耐力					
	S _s		N	44982×10 ³	
杭1本あたりのせん断耐力					
	P _s		N	54805×10 ³	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	8000		
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数						
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm	7090	
	部材高		h	mm	7090	
	有効高		d	mm	7002	
	補正係数		C _s	—	0. 560	
	軸方向引張鉄筋比に関する補正		p _t	%	0. 173	
軸方向圧縮力による補正	補正係数		C _{pc}	—	0. 847	
	作用軸力		N	N	116441×10 ³	
	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm	515992×10 ⁶	
	断面積		A _f	mm ²	50. 265×10 ³	
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴	201. 062×10 ¹²	
	図心より引張縁までの距離		y	mm	4000	
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm	116441×10 ⁶	
	補正係数		C _s	—	1. 226	
コンクリートが負担できる平均せん断応力度						
τ _c		N/mm ²			0. 350	
コンクリートの負担するせん断耐力						
帯鉄筋	S _c		N			10099×10 ³
	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²		32. 120×10 ³
	帯鉄筋の間隔		s	mm		150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²		345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力						
S _s		N			44982×10 ³	
杭1本あたりのせん断耐力						
P _s		N			55080×10 ³	

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
	b		mm	7090
	h		mm	7090
	d		mm	7002
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数		C _s	—
	軸方向引張鉄筋比に関する補正		P _r	%
	補正係数		C _{ss}	—
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	N
	作用曲げモーメント（終局M）		M	N・mm
	断面積		A _c	mm ²
	断面二次モーメント		I _c	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
	帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s
帯鉄筋の間隔		s	mm	
帯鉄筋の降伏点		σ _{ss}	N/mm ²	
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	55080×10 ³

基礎の状態

杭耐力 (kN・m)		杭 1	282764.638 ≦ 430220.758	判定
押込み支持力 (kN)		杭 1	122598.582 ≦ 376991.118	—
降伏点判定		—		OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

曲げモーメント		M _{max}	282765
降伏モーメント		M _l	430221
判 定		M ≦ M _l	
基礎は降伏しない		OK	

せん断力の照査

杭頭位置	せん断力 P _r (kN) 判定	杭番号 1 18019.00 54805.00 OK
S _{max} 位置	せん断力 P _r (kN) 判定	31807.70 55080.31 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 31807.70 (kN) せん断耐力P_r 55080.31 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。

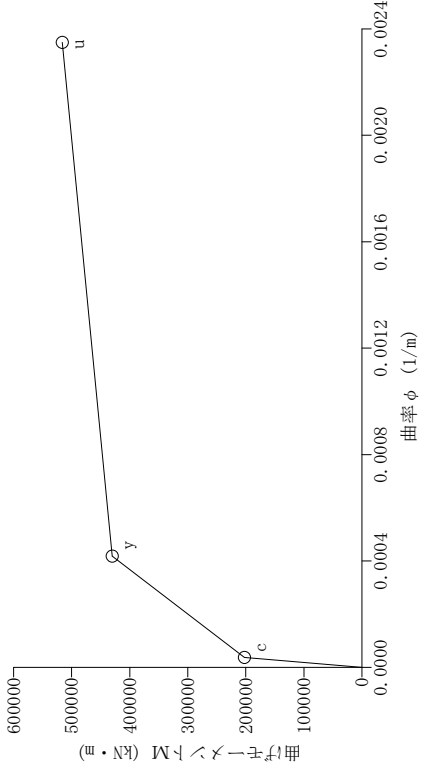
杭底面の押込み支持力 (PN_l=q_u×A')

杭番号	許容支持力度 q _c (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.000	50.265	50.265	376991.12

3.2 杭体のM－φ 曲線

3.2.1 ケース 1

杭番号-1 区間長 L1=20.000 m 作用軸力 N=99200.00 kN



M _c =	202481.88 kN・m	M _y =	430220.76 kN・m	M _u =	515992.46 kN・m
φ c =	3.8346E-005 1/m	φ y =	4.1929E-004 1/m	φ u =	2.3488E-003 1/m

1 設計条件

1.1 基本データ

保存ファイル名：70P4-深礎

工事名：

- (1)橋軸直角方向

(2)橋軸方向

(3)杭形状

(4)適用基準

(5)対象構造物

(6)杭周面摩擦の考慮

(7)杭径（公称径）
杭径（設計径）

(8)使用材料（深礎杭）
コンクリートの設計基準強度
鉄筋の材質（軸方向鉄筋）
（せん断補強筋）

単位体積重量

(9)使用材料（フーチング）
コンクリートの設計基準強度
鉄筋の材質（軸方向鉄筋）
（せん断補強筋）

単位体積重量

(10)解析方向

(11)荷重載荷方向

(12)設計水平震度（レベル1地震時）

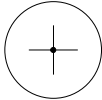
(13)フーチングタイプ

(14)底版荷重の取扱い

(15)荷重データを自動生成

(16)作用位置自動設定の取扱い

構造図



杭列数 1 列 入力対象杭列 A 列
杭列数 1 列 入力対象杭列 1 列
円形

斜面上の深礎基礎設計施工便覧

橋脚基礎

考慮しない

D = 8.000 m

D_s = 8.000 m

σ_{sk} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_s = 24.50 kN/m³

σ_{sk} = 24 N/mm²

SD345

SD345

γ_s = 24.50 kN/m³

[設計方向 1]

面内解析

+X (+Z) 方向

k_{st} = 0.20

フーチングなし

作用格点に載荷

行わない

自動設定しない

1.2 構造寸法

柱寸法

形状 : 矩形

断面寸法 L= 4.000 m

B= 6.000 m

中心位置 X= 0.000 m

Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

			1列
1行	杭全長	L(m)	19.000

1.4 荷重ケース（許容応力度法）

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時

安全率 : 常時

応力度 : 常時

底面せん断 : 常時

許容変位 δ_a = 25 (mm)

許容応力度

σ_{sa} = 8.00 (N/mm²)

σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)

σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (上記以外)

σ_{sa}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)

τ_{a1} = 0.23 (N/mm²)

τ_{a2} = 1.70 (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	49256.84	0.00	0.00

	杭列1
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震

許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{sa} = 12.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma'_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{sa} = 0.35$ (N/mm²)
 $\tau_{sa} = 2.55$ (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	44256.84	5968.08	240851.66

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.5 荷重ケース (レベル2 地震時)

計算対象

地震動タイプI	地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2
○	—	○	—

慣性力の向き :+X(+Z)方向

死荷重時上部工反力

橋脚躯体重量 RD = 38400.00 (kN)
底版下面からWp重心位置までの高さ WP = 0.00 (kN)
慣性力を考慮する底版および土載土重量 yP = 37.771 (m)
底版下面からWF重心位置までの高さ WF = 0.00 (kN)
底版下面からWF重心位置までの高さ yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.57	0.35
khp	—	0.48	0.48
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	38400.00	38400.00
yU	m	37.771	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	38400.00	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	76800.00	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.6 基礎基礎データ

1.6.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-10.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値	単位重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 c (kN/m ²)	変形係数 αE_o (kN/m ²)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 数 ED (kN/m ³)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α : 内部計算

ひろがり角 β : 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_a) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_a = 0$ kN/m²

土質 : 硬岩 (亀裂多)

1.6.2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	c/c (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	35	180	134.0	1721.880

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	29
帯鉄筋の本数	n (本)	1. 000
横拘束筋の断面積	A _b (cm ²)	6. 424
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15. 0
横拘束筋の有効長	d (cm)	770. 0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	29
中間帯鉄筋の本数 n (本)	3. 000
中間帯鉄筋の断面積A _b ' (cm ²)	19. 272

2 許容応力度法

2. 1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水平変位	δ	mm	0. 0
	δ a	mm	25. 0
地盤反力度	判定	OK	OK
	q _{max}	kN/m ²	466
抵抗	qa	kN/m ²	2500
	判定	OK	OK
せん断力	H	kN	0. 0
	H _a	kN	9359. 4
杭体応力度	判定	OK	OK
	σ c	N/mm ²	0. 4
曲げ照査	σ ca	N/mm ²	8. 0
	判定	OK	OK
せん断照査	σ s	N/mm ²	-6. 6
	σ sa	N/mm ²	160. 0
杭体応力度	判定	OK	OK
	σ s'	N/mm ²	-6. 6
せん断照査	σ sa'	N/mm ²	200. 0
	判定	OK	OK
せん断照査	τ m	N/mm ²	0. 00
	τ ac	N/mm ²	0. 11
せん断照査	τ a2	N/mm ²	1. 70
	Aw	cm ²	32. 120
せん断照査	Awreq	cm ²	0. 000
	判定	OK	OK
判定		OK	OK

2. 2 弾塑性解析結果

2. 2. 1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0. 000	0. 00	0. 00	0. 00
101	2. 000	0. 00	0. 00	-2463. 01
102	2. 500	0. 00	0. 00	-3078. 76
103	3. 000	0. 00	0. 00	-3694. 51
104	3. 500	0. 00	0. 00	-4310. 27
105	4. 000	0. 00	0. 00	-4926. 02
106	4. 500	0. 00	0. 00	-5541. 77
107	5. 000	0. 00	0. 00	-6157. 52
108	5. 500	0. 00	0. 00	-6773. 27
109	6. 000	0. 00	0. 00	-7389. 03
110	6. 500	0. 00	0. 00	-8004. 78
111	7. 000	0. 00	0. 00	-8620. 53
112	7. 500	0. 00	0. 00	-9236. 28
113	8. 000	0. 00	0. 00	-9852. 03
114	8. 500	0. 00	0. 00	-10467. 79
115	9. 000	0. 00	0. 00	-11083. 54
116	9. 500	0. 00	0. 00	-11699. 29
117	10. 000	0. 00	0. 00	-12315. 04
118	10. 500	0. 00	0. 00	-12930. 80
119	11. 000	0. 00	0. 00	-13546. 55
120	11. 500	0. 00	0. 00	-14162. 30
121	12. 000	0. 00	0. 00	-14778. 05
122	12. 500	0. 00	0. 00	-15393. 80
123	13. 000	0. 00	0. 00	-16009. 56
124	13. 500	0. 00	0. 00	-16625. 31
125	14. 000	0. 00	0. 00	-17241. 06
126	14. 500	0. 00	0. 00	-17856. 81
127	15. 000	0. 00	0. 00	-18472. 56
128	15. 500	0. 00	0. 00	-19088. 32
129	16. 000	0. 00	0. 00	-19704. 07
130	16. 500	0. 00	0. 00	-20319. 82
131	17. 000	0. 00	0. 00	-20935. 57
132	17. 500	0. 00	0. 00	-21551. 33
133	18. 000	0. 00	0. 00	-22167. 08
134	18. 500	0. 00	0. 00	-22782. 83
135	19. 000	0. 00	0. 00	-23398. 58

水平変位

$$\delta = 0. 0 \leq 25. 0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 d = 8. 000 m

$$\begin{aligned} q_{\text{max}} &= N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e) \\ &= 23398. 58/ 50. 265 + (0. 00/ 201. 0619) \cdot (8. 000/2 - 0. 000) \\ &= 466 \leq 2500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

底面せん断力

$$\begin{aligned} S_b &= k_s \times \delta_s \\ &= 1701385 \times 0. 000 \times 10^{-3} \\ &= 0. 00 \text{ kN} \end{aligned}$$

杭体応力度

$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= 0. 00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z=19. 000 \text{ m}) \\ N &= 23398. 58 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 0. 4 \leq 8. 0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= -6. 6 \leq 160. 0 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s' &= -6. 6 \leq 200. 0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$S_{max} = 0.00 \text{ kN} \quad (Z=0.000 \text{ m}) \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\tau_a = 0.00 \leq 0.11 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$
$$\tau_n = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$
$$b = 7089.8 \text{ mm}, d = 7002.1 \text{ mm}, pt = 0.173 \%$$
$$Ce = 0.560, Cpt = 0.847, CN = 1.000, \tau a1 = 0.23, \tau ac = 0.11, \tau a2 = 1.70$$

$$1/2M_{max} \text{点}$$
$$1/2M_{max} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z = 19.000 \text{ m})$$
$$N = 23398.58 \text{ kN}$$
$$\sigma_c = 0.4 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -6.6 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s' = -6.6 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN.m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	492.60	492.60	-2463.01
102	2.500	738.90	492.60	-3078.76
103	3.000	985.20	463.32	-3694.51
105	3.500	1202.22	404.38	-4310.27
106	4.000	1389.58	346.54	-4926.02
107	4.500	1547.76	288.12	-5541.77
108	5.000	1677.70	232.88	-6157.52
109	5.500	1780.64	180.29	-6773.27
110	6.000	1857.99	130.66	-7389.03
111	6.500	1911.30	84.20	-8004.78
112	7.000	1942.19	41.01	-8620.53
113	7.500	1952.31	1.18	-9236.28
114	8.000	1943.37	-35.26	-9852.03
115	8.500	1917.06	-68.31	-10467.79
116	9.000	1875.07	-97.98	-11083.54
117	9.500	1819.08	-124.30	-11699.29
118	10.000	1750.76	-147.34	-12315.04
119	10.500	1671.74	-167.12	-12930.80
120	11.000	1583.64	-183.73	-13546.55
121	11.500	1488.02	-197.20	-14162.30
122	12.000	1386.43	-207.62	-14778.05
123	12.500	1280.40	-215.04	-15393.80
124	13.000	1171.40	-219.51	-16009.56
125	13.500	1060.89	-221.10	-16625.31
126	14.000	950.29	-219.86	-17241.06
127	14.500	841.03	-215.83	-17856.81
128	15.000	734.47	-209.05	-18472.56
129	15.500	631.98	-199.56	-19088.32
130	16.000	534.91	-187.39	-19704.07
131	16.500	444.59	-172.59	-20319.82
132	17.000	362.82	-155.22	-20935.57
133	17.500	289.37	-135.33	-21551.33
134	18.000	226.99	-112.94	-22167.08
135	18.500	176.43	-88.06	-22782.83
	19.000	138.93	-75.01	-23398.58

水平変位

$$\delta = 0.1 \leq 25.0 \text{ mm}$$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 d = 8.000 m

$$q_{bm} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$$
$$= 23398.58/50.265 + (138.93/201.0619) \cdot (8.000/2 - 0.000)$$
$$= 468 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$$

底面せん断力

$$S_b = K_b \times \delta_a$$
$$= 3402770 \times -0.018 \times 10^{-3}$$
$$= 60.73 \text{ kN}$$

杭体応力度

$$M_{dmax} = 138.93 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z = 19.000 \text{ m})$$
$$N = 23398.58 \text{ kN}$$
$$\sigma_c = 0.4 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s = -6.6 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_s' = -6.7 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$
$$S_{max} = 492.60 \text{ kN} \quad (Z = 2.500 \text{ m}) \quad N = 3078.76 \text{ kN} \quad M = 738.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
$$\tau_n = 0.01 \leq 0.17 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$
$$\tau_n = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$
$$b = 7089.8 \text{ mm}, d = 7002.1 \text{ mm}, pt = 0.173 \%$$
$$Ce = 0.560, Cpt = 0.847, CN = 1.000, \tau a1 = 0.35, \tau ac = 0.17, \tau a2 = 2.55$$

1/2M_{dmax}点

$$1/2M_{dmax} = 976.17 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (Z = 13.883 \text{ m})$$

$$N = 17096.97 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -4.6 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s' = -5.1 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$$

3 安定照査（レベル2地震時）

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸直角方向：タイプI地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

$$\text{設計水平震度} \quad C2z \cdot khco = 0.57$$

$$\text{設計水平震度} \quad khp = 0.48$$

$$\text{設計水平震度} \quad khg = 0.50$$

$$\text{作用格点からWU作用位置までの高さ yU} = 10.000 \text{ m}$$

$$\text{作用格点からWP作用位置までの高さ yP} = 0.000 \text{ m}$$

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

$$\text{領域(1)} \quad \alpha i \cdot C2z \cdot khco \leq khp \text{ のとき}$$

鉛直力

$$V_o = (RD + WP + Vd) \cdot \mu V$$

$$= (38400.00 + 0.00 + 38400.00) \times 1.0000$$

$$= 76800.00 \text{ kN}$$

水平力

$$H_o = \{\alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd\} \cdot \mu H$$

$$= \{\alpha i \times 0.5700 \times (38400.00 + 0.00) + 0.00\} \times 1.0000$$

$$= \alpha i \times 21888.00 + 0.00 \text{ kN}$$

モーメント

$$M_o = \{\alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md\} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o$$

$$= \{\alpha i \times 0.5700 \times (38400.00 \times 10.000 + 0.00 \times 0.000) + 0.00\} \times 1.0000$$

$$= -0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 76800.00 \times 0.000$$

$$= \alpha i \times 218880.00 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

領域(2) α i・C2z・khco＞khpのとき

鉛直力

$$V_o = \{RD + WP + Vd\} \cdot \mu V$$

$$= \{38400.00 + 0.00 + 38400.00\} \times 1.0000$$

$$= 76800.00 \text{ kN}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{khp(WU + WP) + Hd\} \cdot \mu H \\ &= \{0.48 \times (38400.00 + 0.00) + 0.00\} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 0.00 + 18432.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{khp(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md\} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{0.48 \times (38400.00 \times 10.000 + 0.00 \times 0.000) + 0.00\} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 76800.00 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 0.00 + 184320.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

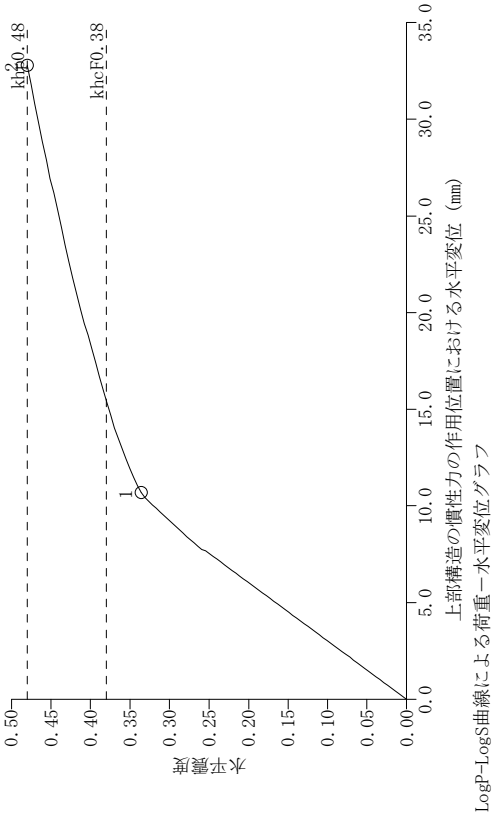
※yoは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。
※xoは、底板中心から作用格点までの水平距離。
杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma c \\ &= 50.2655 \times 24.50 = 1231.504 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha_i \cdot kgc \cdot Wpr \\ &= \alpha_i \times 0.50 \times 1231.504 \\ &= \alpha_i \times 615.752 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

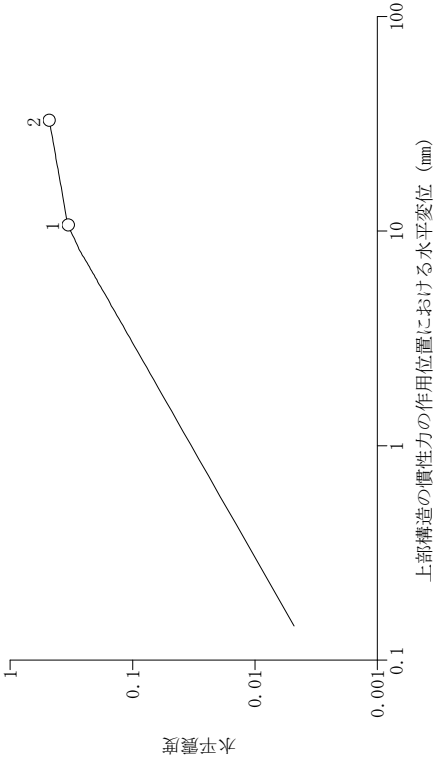
ここに、

qpr ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)
Wpr ; 杭突出部の杭長 1 m 当り重量 (kN/m)
Ap ; 杭の断面積 (㎡)
γc ; 杭の単位体積重量 (kN/㎡)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、
基礎の荷重－水平変位の関係を求める。
荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深基礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス テップ α_i	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-4}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.700	0.336	4.8	0.6	10.7	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.480	13.5	1.9	32.8	$\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス テップ α_i	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 A (㎡)	底面り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.700	0.336	2.500	14.7	50.265	0.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.480	4.000	23.5	50.265	0.0	$\alpha_i = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_i = 1$) を作用させたときのせん断力及びせん断耐力

杭頭位置	杭番号 1	
	せん断力 判定	S (kN) P. (kN) OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P. (kN) OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 27431.57 (kN) せん断耐力P. 54892.55 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 173
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	76800×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	454435×10 ⁶
	断面積		A _f	50, 265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	76800×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	9632×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32, 120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54613×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 173
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	92194×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	454435×10 ⁶
	断面積		A _f	50, 265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	92194×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	9911×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32, 120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54893×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.173
	補正係数		C _{pc}	0.847
	作用軸力		N	92194×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	454435×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	断面積		A _f	50,265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	201,062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	92194×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0.350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	9911×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32,120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54893×10 ⁶

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	267282.682 ≦ 374997.070	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	100198.582 ≦ 376991.118	--
降伏点判定	-----		OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

		杭番号 1
曲げモーメント	M _{max}	267283
降伏モーメント	M _l	374997
判 定	M ≤ M _l	
基礎は降伏しない OK		

せん断力の照査

杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) 54613.44 OK	杭番号 1
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) 27431.57 54892.55 OK	

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 27431.57 (kN) せん断耐力P_s 54892.55 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN)=q_a×A'

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.000	50.265	50.265	376991.12

3. 1. 2 橋軸直角方向：タイプII地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.35

設計水平震度 khp = 0.48

設計水平震度 khg = 0.68

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域 (1) α i・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

$$V_o = (RD + WP + V_d) \cdot \mu V$$

$$= (38400.00 + 0.00 + 38400.00) \times 1.0000$$

$$= 76800.00 \text{ kN}$$

水平力

$$H_o = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco (WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H$$

$$= \{ \alpha i \times 0.3500 \times (38400.00 + 0.00) + 0.00 \} \times 1.0000$$

$$= \alpha i \times 13440.00 + 0.00 \text{ kN}$$

モーメント

$$M_o = \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco (WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o$$

$$= \{ \alpha i \times 0.3500 \times (38400.00 \times 10.000 + 0.00 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000$$

$$- 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 76800.00 \times 0.000$$

$$= \alpha i \times 134400.00 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

領域 (2) α i・C2z・khco＞khpのとき

領域 (2)は存在しない。

※yolは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

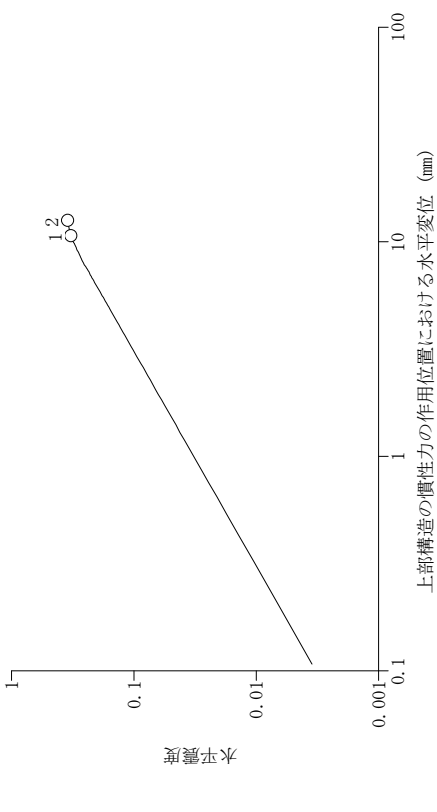
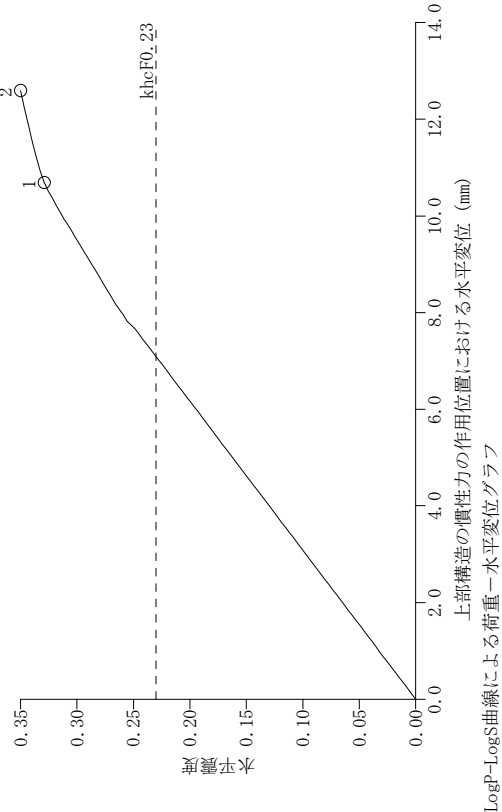
※xolは、底板中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} W_{pr} &= A_p \cdot \gamma_c \\ &= 50.2655 \times 24.50 = 1231.504 \text{ kN/m} \\ q_{pr} &= \alpha_i \cdot k_h g \cdot W_{pr} \\ &= \alpha_i \times 0.68 \times 1231.504 \\ &= \alpha_i \times 837.423 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

q_{pr} ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)
 W_{pr} ; 杭突出部の杭長 1 m 当り重量 (kN/m)
 A_p ; 杭の断面積 (㎡)
 γ_c ; 杭の単位体積重量 (kN/㎡)
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、
基礎の荷重－水平変位の関係を求める。
荷重－水平変位の関係



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス ラップ α_i	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深礎基礎の状 態
1	0.940	0.329	4.9	0.6	10.7	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.350	5.7	0.7	12.6	$\alpha_i=1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス ラップ α_i	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 A (㎡)	底面 浮上り率 (%)	深礎基礎の状 態
1	0.940	0.329	2.500	14.7	50.265	0.0	logP～logS法で求まる急変点
2	1.000	0.350	2.500	14.7	50.265	0.0	$\alpha_i=1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_i=1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定
S _{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 19427.37 (kN) せん断耐力P_s 54892.55 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 173
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	76800×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	454435×10 ⁶
	断面積		A _f	50, 265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	76800×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	9632×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32, 120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54613×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7090
	部材高		h	7090
	有効高		d	7002
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 173
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	92194×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	454435×10 ⁶
	断面積		A _f	50, 265×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	201, 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4000
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	92194×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	9911×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32, 120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	44982×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	54893×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	8000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
	b		mm	7090
	h		mm	7090
	d		mm	7002
	C _s		—	0.560
軸方向引張鉄筋比に関する補正	P _t		%	0.173
	C _{pc}		—	0.847
	N		N	92194×10 ⁶
	M		N・mm	454435×10 ⁶
	A _c		mm ²	50.265×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	I _c		mm ⁴	201.062×10 ¹²
	y		mm	4000
	M _c		N・mm	92194×10 ⁶
	C _s		—	1.203
	τ _c		N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	9911×10 ³
	A _s		mm ²	32.120×10 ³
	s		mm	150
	σ _{sy}		N/mm ²	345.0
	S _s		N	44982×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	54893×10 ³

基礎の状態

杭耐力 (kN・m)		杭 1	193660.881 ≦ 374997.070	判定
押込み支持力 (kN)	杭 1	100198.582 ≦ 376991.118	—	OK
降伏点判定				OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

	杭番号 1	
曲げモーメント	M _{max}	193661
降伏モーメント	M _l	374997
判 定	M ≤ M _l	
基礎は降伏しない、OK		

せん断力の照査

杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _t (kN) 判定	杭番号 1	13440.00 54613.44 OK
S _{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _t (kN) 判定		19427.37 54892.55 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 19427.37 (kN) せん断耐力P_t 54892.55 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。

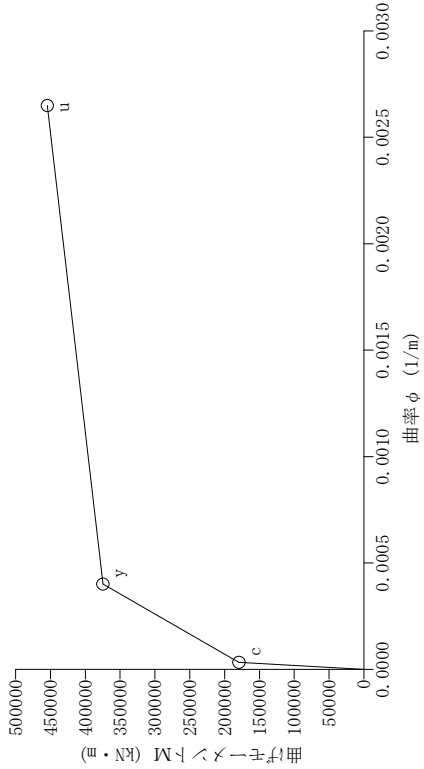
杭底面の押込み支持力 (PN_l=q_u×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.000	50.265	50.265	376991.12

3.2 杭体のM－φ 曲線

3.2.1 ケース 1

杭番号-1 区間長 L1=20.000 m 作用軸力 N=76800.00 kN



Mc = 179578.08 kN・m	My = 374997.07 kN・m	Mu = 454435.01 kN・m
φ c=3.4008E-005 1/m	φ y=4.0167E-004 1/m	φ u=2.6493E-003 1/m

S 9. P6橋脚の設計

1 設計条件

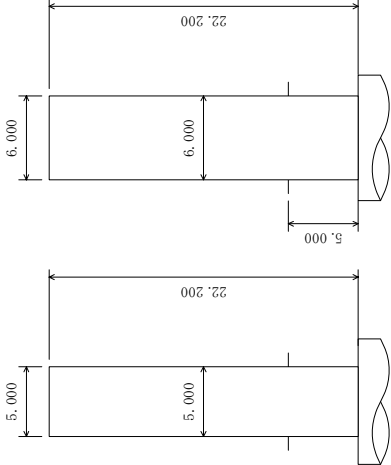
1.1 形状寸法

形式 RC矩形柱橋脚(新設検討)

はり形状タイプ はり無し

基礎形式 深礎基礎

重要度の区分 B種の橋



(右側が背面側となります)

項目	記号	寸法 (mm)
柱高さ(柱基部～はり下面)	H	22,200
橋軸方向柱幅	B _h	5,000
橋軸直角方向柱幅	B _r	6,000
地表面(柱下端から)	h _s	5,000

1.2 上部工反力

1.2.1 死荷重反力および慣性力作用位置

上部工死荷重反力 R_o 25500.00 (kN)

	橋軸	橋軸直角
上部工慣性力の作用位置 h _i (m)	4.500	4.500

1.2.2 許容応力度法

活荷重反力および地震時水平反力

	橋軸	橋軸直角
上部工活荷重反力 R _h (kN)	5000.00	5000.00
地震時水平反力 R _e (kN)	1700.00	3200.00

1.2.3 保有耐力法

死荷重水平力および偏心モーメント

	橋軸	橋軸直角
死荷重水平力 H (kN)	0.00	0.00
死荷重偏心モーメント Me (kN・m)	0.00	0.00

死荷重水平力は上部工慣性力作用位置に載荷。

1.3 設計水平震度

地域区分 B2地域

地盤種別 I種地盤

1.3.1 許容応力度法

	kh
橋軸方向	0.13
橋軸直角方向	0.13

kh: 許容応力度法による設計に用いる設計水平震度

1.3.2 保有耐力法

橋軸方向

	タイプIの設計震度,分担重量			タイプIIの設計震度,分担重量		
	CI ₁ zkhco	khg	khcmin	Wu (kN)	CI ₁ zkhco	khg
正方向	0.6371	0.50	0.54	10143.56	0.6000	0.68

橋軸直角方向

	タイプIの設計震度,分担重量			タイプIIの設計震度,分担重量		
	CI ₁ zkhco	khg	khcmin	Wu (kN)	CI ₁ zkhco	khg
正方向	0.6321	0.50	0.53	27806.87	0.6000	0.68

CI₁zkhco: 地域別補正係数×設計水平震度(タイプI)の標準値

CI₁zkhco: 地域別補正係数×設計水平震度(タイプII)の標準値

khg: 地盤面における設計水平震度

khcmin: 同一振動単位系における設計水平震度の最大値(本橋脚設計における設計水平震度の最小値)

Wu: 橋脚が支持している上部工重量

1.4 単位重量他

鉄筋のヤング係数 E_s 2.00×10⁴ (N/mm²)

断面設計のヤング係数比 15

鉄筋コンクリートの単位重量 γ_c 24.50 (kN/m³)

水の単位重量 γ_w 9.80 (kN/m³)

土砂(埋戻し土)の単位重量 γ_t 18.00 (kN/m³)

土砂浮力算出時の水の単位重量 γ_w 9.00 (kN/m³)

1.5 柱

1.5.1 使用材料

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} 24.0 (N/mm²)

コンクリートのヤング係数 E_c 2.50×10⁴ (N/mm²)

主鉄筋材質 SD345

帯鉄筋材質 SD345

曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない。

柱の許容せん断応力度 τ_{al}に補正係数c_Nを考慮しない。

1.5.2 鉄筋

(1) 基部主鉄筋

背面側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160	D51	300	3φ@150	300
310	D51	450	3φ@150	450

前面側

3) セン断耐力算定条件

区間	始端高さ h (m)	断面幅b (mm)		有効高d (mm)		引張主鉄筋比 ρ_t (%)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	6000.0	5000.0	4767.1	5765.0	0.935	0.928

1.6 地表面の形状

地表面タイプ:水平

1.7 許容応力度法荷重ケース

柱の許容応力度法による検討は以下の荷重ケースについて行う。

1.7.1 橋軸方向

- (1) ケース: 常時(略称: 常時) 荷重状態: 常時(許容応力度の割増し係数 1.00)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力 (kN)
死荷重反力 R_d	25500.00
活荷重反力 R_L	5000.00
合計	30500.00

水平力 R_h (kN)	作用位置 h_h (m)	モーメント (kN・m)	
		$R_h \cdot h_h$	R_u
0.00	4.500	0.00	0.00
		合計	
		0.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 考慮しない

- (2) ケース: レベル1地震時(略称: Lv1地震時) 荷重状態: Lv1地震時(許容応力度の割増し係数 1.50)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力 (kN)
死荷重反力 R_d	25500.00
合計	25500.00

水平力 R_h (kN)	作用位置 h_h (m)	モーメント (kN・m)	
		$R_h \cdot h_h$	R_u
1700.00	4.500	7650.00	0.00
		合計	
		7650.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。

地震時慣性力 橋軸方向↑(正方向)

動水圧

考慮しない

- 1.7.2 橋軸直角方向

- (1) ケース: 常時(略称: 常時) 荷重状態: 常時(許容応力度の割増し係数 1.00)

設計水位: 0.000m 土砂高さ: 5.000m (それぞれ柱下端から)

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 310	D51 D51	300 450	36@150 34@150	300 450

右側

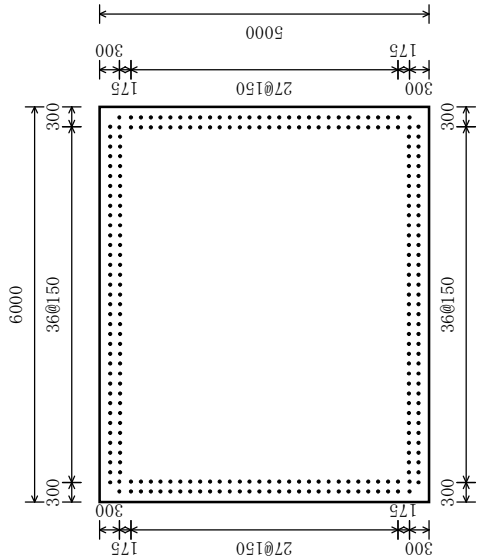
かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 310	D51 D51	300 300	175+27@150+175 175+27@150+175	300 300

左側

かぶり (mm)	径	縁端 (mm)	配筋	縁端 (mm)
160 310	D51 D51	300 300	175+27@150+175 175+27@150+175	300 300

※鉄筋量合計 535128.0mm³は、

- ・「 m あたり500mm²の鉄筋量(11000.0mm²)」以上を満足する。
- ・「断面積(30000000.0mm²)の6%となる鉄筋量(1800000.0mm²)」以下を満足する。



(2) 帯鉄筋

鉄筋径 D22

1) 横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (m)	高さ間隔 s (mm)	横拘束鉄筋 の断面積 A_h (mm ²)		せん断補強鉄筋 A_w (mm ²)	
			橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	150	506.70	1000.0	3040.20	3040.20

2) 塑性ヒンジ長

区間	始端高さ h (m)	軸方向鉄筋の本数 n_s (本)		
		橋軸前面側	橋軸前面側	直角左側
1	0.000	14	14	14

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _o	25500.00
活荷重反力R _h	5000.00
合計	30500.00

水平力 R _h (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント(kN・m)	
		R _h ・h _i	R _h
0.00	4.500	0.00	0.00
		合計	
		0.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。
地震時慣性力 考慮しない

(2) ケース：レベル1地震時(略称：Lv1地震時) 荷重状態：Lv1地震時(許容応力度の割増し係数 1.50)

設計水位： 0.000m 土砂高さ： 5.000m (それぞれ柱下端から)

1) 荷重

上部工反力(はり天端・はり中心に作用)

	鉛直力(kN)
死荷重反力R _o	25500.00
合計	25500.00

水平力 R _h (kN)	作用位置 h _i (m)	モーメント(kN・m)	
		R _h ・h _i	R _h
3200.00	4.500	14400.00	0.00
		合計	
		14400.00	

橋脚天端から上部工慣性力の作用位置までの水平力によるモーメントは偏心モーメントとして加算。
地震時慣性力 直角方向→(正方向)
動水圧 考慮しない

2 柱の設計(許容応力度法)

2.1 柱基部の断面力

2.1.1 躯体自重

(1) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1(m)	直角下幅 Br2(m)	橋軸上幅 Ba1(m)	橋軸下幅 Ba2(m)	柱高 H(m)	体積 V(m ³)
1	矩形柱	6.000	6.000	5.000	5.000	22.200	666.00000

No	体積 V(m ³)	直角図心 X _g (m)	高さ図心 Y _g (m)	橋軸図心 Z _g (m)	V・X _g (m)	V・Y _g (m)	V・Z _g (m)
1	666.00000	0.0000	11.1000	0.0000	0.0000	7392.6000	0.0000
Σ	666.00000				0.0000	7392.6000	0.0000

※表中の図心(X_g, Y_g, Z_g)は、柱基部の柱中心(テーパー幅無視)を(0, 0, 0)としたときの座標

$$W = \Sigma V \cdot \gamma_c = 666.00000 \cdot 24.50 = 16317.00 \text{ (kN)}$$

$$Y = \Sigma (V \cdot Y_g) / \Sigma V = 11.100 \text{ (m)}$$

$$X_c = \Sigma (V \cdot X_g) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 重量合計

$$\Sigma W = 16317.00 \text{ (kN)}$$

(3) 重心位置

$$Y = \frac{\Sigma W \cdot Y}{\Sigma W} = 11.100 \text{ (m)}$$

$$X_c = \frac{\Sigma W \cdot X_c}{\Sigma W} = 0.000 \text{ (m)}$$

2.1.2 各荷重ケース毎の断面力(橋軸方向)

ケース：常時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	30500.00	0.00	22.200	0.00	0.00
躯体	16317.00	0.00	11.100	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	46817.00	0.00	0.000	0.00	0.00

ケース：レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	25500.00	1700.00	22.200	7650.00	45390.00
躯体	16317.00	2121.21	11.100	0.00	23545.43
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	41817.00	3821.21	0.000	0.00	68935.43

2.1.3 各荷重ケース毎の断面力(直角方向)

ケース：常時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	30500.00	0.00	22.200	0.00	0.00
躯体	16317.00	0.00	11.100	0.00	0.00
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	46817.00	0.00	0.000	0.00	0.00

ケース：レベル1地震時

	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	作 用 高 (m)	偏心モーメント (kN・m)	曲げモーメント (kN・m)
上部工反力	25500.00	3200.00	22.200	14400.00	85440.00
躯体	16317.00	2121.21	11.100	0.00	23545.43
はり天端に作用する荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する集中荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
柱に作用する分布荷重	0.00	0.00	0.000	0.00	0.00
合計	41817.00	5321.21	0.000	0.00	108985.43

2.1.4 断面力一覧(柱中心位置で集計)

橋軸方向

ケース	水位	鉛直力 (kN)	水 平 力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)
常時	無し	46817.00	0.00	0.00
Lv1地震時	無し	41817.00	3821.21	68935.43

2.2.2 橋軸直角方向

(1) 断面形状および鉄筋配置

断面幅 B = 5.000 (m) 断面高さ H = 6.000 (m)
主鉄筋(位置は右側からの距離) ※曲げ照査において側面鉄筋を考慮しない

番号	鉄筋位置(mm)	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ³)
1	160	D51	30	60810.0
2	310	D51	30	60810.0
3	560	D51	30	60810.0
4	5840	D51	30	60810.0
鉄筋量合計 ΣAs =				243240.0

τ al 算出時に引張主鉄筋に算入する側面鉄筋

番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ³)
1	D51	18.5	37499.5
2	D51	18.5	37499.5
3	D51	17.5	35472.5
4	D51	17.5	35472.5
鉄筋量合計 ΣAss =			145944.0

番号	鉄筋径	本数(本)	鉄筋量 (mm ³)
1	D51	18.5	37499.5
2	D51	18.5	37499.5
3	D51	17.5	35472.5
4	D51	17.5	35472.5
鉄筋量合計 ΣAss =			145944.0

全鉄筋量As = 535128.0 (mm³)

- ・最小鉄筋量「全鉄筋量As ≧ mあたり500mm²の鉄筋量(11000.0mm³)」 OK
- ・最大鉄筋量「全鉄筋量As ≦ 断面積の6%となる鉄筋量(1800000.0mm³)」 OK

(2) 断面照査

1) 曲げモーメントに対する検討

項目	単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
荷重状態	――	常時	Lv1地震時
軸力 曲げモーメント	N M	kN kN.m	41817.00 108985.43
圧縮縁～中立軸	x	mm	――
圧縮応力度 引張応力度	σ c σ s	N/mm ² N/mm ²	1.39 -20.87
割増し係数 許容圧縮応力度 許容引張応力度	α σ ca σ sa	―― N/mm ² N/mm ²	1.00 8.00 -200.00
ひびわれモーメント 初降伏モーメント 終局曲げモーメント 曲げ部材としての最小鉄筋量 軸力部材としての最小鉄筋量	Mc My0 Mu ――	kN.m kN.m kN.m mm ²	104227.31 327241.94 361251.97 46239.0
軸力Nu 0.008A' (軸力Na=N) 0.008A2 (軸力Nu) 全鉄筋量As ≧ Asmin 最大鉄筋量照査 (My0 ≦ Mu)	kN mm ² mm ² ――	41817.00 46239.0 14444.6 OK	99227.31 316534.41 348320.16 27533.8 41817.00 27533.8 14444.6 OK OK

※Asmin(0.008A')：軸方向力を受ける部材の最小鉄筋量(A'：計算上必要なコンクリート断面積)

2) セン断力に対する検討

項目	単位	常時 水位無し	Lv1地震時 水位無し
状態	――	常時	Lv1地震時
b d	mm mm	5000 5765	5000 5765
S N M	kN kN kN.m	0.00 46817.00 0.00	5321.21 41817.00 108985.43
α pt ce cpt CN	―― % ―― ―― ――	1.00 0.928 0.585 1.457 1.000	1.50 0.928 0.585 1.457 1.000
τ m τ a1 τ a2	N/mm ² N/mm ² N/mm ²	0.000 0.196 1.700	0.185 0.298 2.550

ここに、

- S：せん断力
- N：軸力
- M：曲げモーメント
- b：部材断面幅
- d：有効高
- α：許容応力度の割増し係数
- pt：引張主鉄筋比
- ce：有効高dに関する許容せん断応力度の補正係数
- cpt：引張鉄筋比に関する許容せん断応力度の補正係数
- CN：軸方向圧縮力による補正係数
- τ m：平均せん断応力度
- τ a1：コンクリートのみでせん断力を負担するときの許容せん断応力度
- τ a2：せん断補強鉄筋と共同でせん断力を負担するときの許容せん断応力度

3 柱の設計(レベル2地震動に対する保有耐力法による照査)

3.1 保有耐力法中間データ

1) 設計対象

RC新設橋脚

2) 柱基部鉄筋データ[配筋番号1]

橋軸方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ³)
1	直鉄筋	160.0	D51	37	74999.0
2	直鉄筋	310.0	D51	35	70945.0
3	直鉄筋	4690.0	D51	35	70945.0
4	直鉄筋	4840.0	D51	37	74999.0
5	直鉄筋	300.0～4700.0	D51	120	243240.0

※ 鉄筋位置は、背面側からの距離。

直角方向

番号	種 別	鉄筋位置 (mm)	径	本 数 (本)	鉄 筋 量 (mm ³)
1	直鉄筋	160.0	D51	30	60810.0
2	直鉄筋	310.0	D51	30	60810.0
3	直鉄筋	5690.0	D51	30	60810.0
4	直鉄筋	5840.0	D51	30	60810.0
5	直鉄筋	300.0～5700.0	D51	144	291888.0

※ 鉄筋位置は、右側からの距離。

3) 分割位置・分割数

基本ピッチ算出用分割数： 50

テーパー部の分割/倍数 n： 2

4) 横拘束鉄筋、せん断補強鉄筋

区間	始端高さ h (m)	高 さ 間 隔 s (mm)	横拘束鉄筋AH (mm ²)		横拘束鉄筋の有効長d (mm)		せん断補強鉄筋Aw (mm ²)	
			橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	150	506.70	506.70	1000.0	1000.0	3040.20	3040.20

5) 塑性ヒンジ長

区間	始端高さ h (m)	横拘束鉄筋の有効長d' (mm)		軸方向鉄筋の本数ns (本)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	1000.0	1000.0	14	14

6) せん断耐力算定条件

区間	始端高さ h (m)	断面幅b (mm)		有効高d (mm)		引張主鉄筋比ρt (%)	
		橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用	橋軸検討用	直角検討用
1	0.000	6000.0	5000.0	4767.1	5765.0	0.935	0.928

3. 2 躯体自重

(1) 柱部

No	ブロック名称	直角上幅 Br1 (m)	直角下幅 Br2 (m)	橋軸上幅 Ba1 (m)	橋軸下幅 Ba2 (m)	柱高 H (m)	体積 V (m ³)
1	矩形柱	6.000	6.000	5.000	5.000	22.200	666.00000

No	体積 V (m ³)	直角図心 Xg (m)	高さ図心 Yg (m)	橋軸図心 Zg (m)	V ・ Xg (m ⁴)	V ・ Yg (m ⁴)	V ・ Zg (m ⁴)
1	666.00000	0.0000	11.1000	0.0000	0.0000	7392.6000	0.0000
Σ	666.00000	-----	-----	-----	0.0000	7392.6000	0.0000

※表中の図心(Xg, Yg, Zg)は、柱基部の柱中心(テーパー幅無視)を(0, 0, 0)としたときの座標

$W = \Sigma V \cdot \gamma \cdot c = 666.00000 \cdot 24.50 = 16317.00 \text{ (kN)}$

$Y = \Sigma (V \cdot Yg) / \Sigma V = 11.100 \text{ (m)}$

$Xc = \Sigma (V \cdot Xg) / \Sigma V = 0.000 \text{ (m)}$

(2) 重量合計

$\Sigma W = 16317.00 \text{ (kN)}$

(3) 重心位置

$Y = \frac{\Sigma W \cdot Y}{\Sigma W} = 11.100 \text{ (m)}$

$Xc = \frac{\Sigma W \cdot Xc}{\Sigma W} = 0.000 \text{ (m)}$

3. 3 橋軸 荷重正方向(↑：前面側引張)

3. 3. 1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK
水平耐力に対する判定	Pa ≥ khc ・ W OK	Pa ≥ khc ・ W OK
終局位置	基部	基部
地震時保有水平耐力 Pa (kN)	17925.65 曲げ破壊型	17925.65 曲げ破壊型
破壊形態	17925.65 終局水平耐力 Pu (kN)	17925.65 終局水平耐力 Pu (kN)
せん断耐力 Ps (kN)	37931.76 Ps0(係数1.0)	37931.76 Ps0(係数1.0)
せん断耐力 Ps (kN)	34353.40	36142.58
khc ・ W 設計水平震度 khc 構造物特性補正係数 cs 許容塑性率 μ a α z ・ khco 等価重量 W 等価重量算出係数 cp	9883.11 0.54 0.630 1.759 0.6371 18302.06 0.5	9834.05 0.51 0.630 1.759 0.6000 18302.06 0.5
基礎照査に用いる設計水平震度 khp khp算定に用いる耐力 1.5 ・ khc ・ W 判定に用いる耐力	1.08 Pu ある 14824.67 Pu	1.08 Pu ある 14001.08 Pu
残留変位に対する判定	弾性応答範囲 OK	弾性応答範囲 OK
許容残留変位 δ s (mm) 慣性力作用位置 h	267.00 26.700	267.00 26.700
残留変位 δ s (mm) 残留変位補正係数 cs 最大応答塑性率 μ p r 降伏剛性に対する2次剛性の比 r 降伏変位 δ y (mm)	0.00 0.6 0.712 0.0 158.22	0.00 0.6 0.688 0.0 158.22
降伏変位 限界変位	δ y (mm) δ 1s (mm)	158.22 334.02
降伏剛性	Ky (kN/m)	113293.93
柱部の断面2次モーメント	I (m ⁴)	28.61508

変位

降伏剛性

3. 3. 2 水平耐力および水平変位

(1)応力度－ひずみ曲線(柱基部)

1) コンクリート

横拘束鋼材の断面積
横拘束鋼材の間隔
横拘束鋼材の有効長
横拘束鋼材の体積比
横拘束鋼材の降伏点強度
コンクリートの設計基準強度
コンクリートのヤング係数
下降勾配
断面補正係数

Ah = 506.70 (mm²)
s = 150 (mm)
d = 1000.0 (mm)
ρ s = 0.01351200
σ sy = 345.0 (N/mm²)
σ ck = 24.0 (N/mm²)
Ec = 25000 (N/mm²)
Edes = 1383.891 (N/mm²)
α = 0.20
β = 0.40
ε cc = 0.00456390
σ cc = 27.543 (N/mm²)
n = Ec・ε cc/(Ec・ε cc - σ cc) = 1.31821317
ε ccl = 0.01451514

最大圧縮応力時ひずみ
帯鉄筋で拘束されたコンクリートの強度
限界圧縮ひずみ

σ cc = 27.543
0.5σ cc = 13.771
ε cc = 0.00456390
ε ccl = 0.01451514

ひずみ

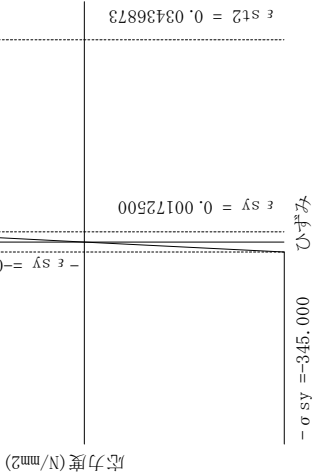
2) 鉄筋

ε st2 = 0.025・Lp^{0.15}・φ^{-0.15}・β s・β cc^{0.22} = 0.03436873
ここに
ε st2: 耐震性能2の鉄筋の許容ひずみ
Lp : 塑性ヒンジ長(mm) = 9.5σ sy^{1/6}・β n^{1/3}・φ' ≤ 0.15h
= 830.22 (mm)
σ sy: 軸方向鉄筋の降伏点
φ : 許容ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径
β n : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数(N/mm²)
β n = β s+β co = 1.781037
β s : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数(N/mm²)
β s = $\frac{384E0Ih}{nsd^3s}$ = 0.436037
E0 : 横拘束鉄筋のヤング係数
φ h : 横拘束鉄筋の径
Ih : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント
d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長
s : 横拘束鉄筋の間隔
ns : d'が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数
β co: かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数
β co = 0.01c0
c0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長d'が最も大きいコンクリート部分の最外縁に配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリート表面までの距離
φ' : d'が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径
h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離

= 345.0 (N/mm²)
= 50.80 (mm)

= 200000 (N/mm²)
= 22.20 (mm)
= 11922.90 (mm⁴)
= 1000.0 (mm)
= 150 (mm)
= 14 (本)
= 1.345 (N/mm²)

= 134.50 (mm)
= 40.00 (mm)
= 26700 (mm)



(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント(前面側引張となる向きを正とする)

i	基部からの 高さ h1 (m)	慣性力作用位置 からの距離 y1 (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重による モーメント Moi (kN.m)
0	0.000	26.700	41817.0	0.0
1	0.444	26.256	41490.7	0.0
2	0.888	25.812	41164.3	0.0
3	1.332	25.368	40838.0	0.0
4	1.776	24.924	40511.6	0.0
5	2.220	24.480	40185.3	0.0
6	2.664	24.036	39859.0	0.0
7	3.108	23.592	39532.6	0.0
8	3.552	23.148	39206.3	0.0
9	3.996	22.704	38879.9	0.0
10	4.440	22.260	38553.6	0.0
11	4.884	21.816	38227.3	0.0
12	5.328	21.372	37900.9	0.0
13	5.772	20.928	37574.6	0.0
14	6.216	20.484	37248.2	0.0
15	6.660	20.040	36921.9	0.0
16	7.104	19.596	36595.6	0.0
17	7.548	19.152	36269.2	0.0
18	7.992	18.708	35942.9	0.0
19	8.436	18.264	35616.5	0.0
20	8.880	17.820	35290.2	0.0
21	9.324	17.376	34963.9	0.0
22	9.768	16.932	34637.5	0.0
23	10.212	16.488	34311.2	0.0
24	10.656	16.044	33984.8	0.0
25	11.100	15.600	33658.5	0.0
26	11.544	15.156	33332.2	0.0
27	11.988	14.712	33005.8	0.0
28	12.432	14.268	32679.5	0.0
29	12.876	13.824	32353.1	0.0
30	13.320	13.380	32026.8	0.0
31	13.764	12.936	31700.5	0.0
32	14.208	12.492	31374.1	0.0
33	14.652	12.048	31047.8	0.0
34	15.096	11.604	30721.4	0.0
35	15.540	11.160	30395.1	0.0
36	15.984	10.716	30068.8	0.0
37	16.428	10.272	29742.4	0.0
38	16.872	9.828	29416.1	0.0
39	17.316	9.384	29089.7	0.0
40	17.760	8.940	28763.4	0.0
41	18.204	8.496	28437.1	0.0
42	18.648	8.052	28110.7	0.0
43	19.092	7.608	27784.4	0.0
44	19.536	7.164	27458.0	0.0
45	19.980	6.720	27131.7	0.0
46	20.424	6.276	26805.4	0.0
47	20.868	5.832	26479.0	0.0
48	21.312	5.388	26152.7	0.0
49	21.756	4.944	25826.3	0.0
50	22.200	4.500	25500.0	0.0
51	22.200	4.500	25500.0	0.0
52	26.700	0.000	25500.0	0.0

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s1 (mm)	鉄筋量 Ahi (mm ²)	有効長 di (mm)	体積比 ρs1	有効長 d1 (mm)	有効長 d1 (mm)	軸方向鉄筋 本数 ns (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
50	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
51	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	1000.0	14
52							

(4) 各着目点のモーメント、および 曲率

i	モーメント (kN.m)		初降伏 Myoi	引張限界 Msti	圧縮限界 Mceli	曲率 (1/m)		ひび割れ φ ci	初降伏 φ yoi	引張限界 φ sti	圧縮限界 φ celi
	ひび割れ Mc i	初降伏 Myoi									
0	97526.1	373295.0	0.00005014	0.00057055	0.00057014	0.00005014	0.00057055	0.00057014	0.00057055	0.00057014	0.01787525
1	97229.8	372790.8	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01792349
2	96933.5	372286.2	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01797185
3	96637.0	371781.1	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01802042
4	96340.9	371276.6	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01806922
5	96044.4	370771.6	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01811823
6	95748.4	370266.1	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01816751
7	95452.1	369761.0	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01821692
8	95155.8	369255.3	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01826663
9	94859.5	368748.1	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01831654
10	94563.3	368240.9	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01836661
11	94267.0	367734.3	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01841696
12	93970.7	367227.2	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01846759
13	93674.4	366720.2	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01851835
14	93378.1	366212.8	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01856939
15	93081.8	365704.4	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01862056
16	92785.6	365196.6	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01867209
17	92489.3	364688.4	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01872375
18	92193.0	364179.8	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01877571
19	91896.7	363670.8	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01882787
20	91600.4	363161.3	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01888025
21	91304.1	362652.2	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01893285
22	91007.9	362143.2	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01898574
23	90711.6	361632.6	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01903885
24	90415.3	361122.5	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01909218
25	90119.0	360612.4	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01914573
26	89822.7	360101.2	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01919958
27	89526.4	359590.9	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01925358
28	89230.2	359079.3	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01930796
29	88933.9	358567.3	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01936249
30	88637.6	358055.9	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01941724
31	88341.3	357544.1	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01947231
32	88045.0	357032.0	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01952753
33	87748.7	356519.4	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01958306
34	87452.5	356006.5	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01963883
35	87156.2	355493.3	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01969491
36	86859.9	354979.6	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01975115
37	86563.6	354465.6	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01980771
38	86267.3	353952.3	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01986443
39	85971.0	353437.7	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01992147
40	85674.8	352923.3	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.01997884
41	85378.5	352408.1	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.02003637
42	85082.2	351893.3	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.02009415
43	84785.9	351378.2	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.02015226
44	84489.6	350862.8	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.02021062
45	84193.3	350347.0	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.02026914
46	83897.1	349831.4	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.02032801
47	83600.8	349314.4	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.02038721
48	83304.5	348797.7	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.02044659
49	83008.2	348280.6	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.02050622
50	82711.9	347763.2	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00049983	0.00057014	0.00057014	0.02056620
51			0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
52			0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{sti} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{celi} に達する場合、Msti = Mceli, $\phi_{sti} = \phi_{celi}$ とする。

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ (m)	慣性力作用 位置までの 高さyi (m)	ひび割れ時 水平力 Pci (kN)	初降伏時 水平力 Pyoi (kN)	終局時 水平力 Pu (kN)	備考
0	0.000	26.700	3652.66	13981.09	17925.65	cyu
1	0.444	26.256	3703.15	14198.31	18208.42	
2	0.888	25.812	3755.37	14422.99	18500.87	
3	1.332	25.368	3809.41	14655.51	18803.58	
4	1.776	24.924	3865.39	14896.35	19117.04	
5	2.220	24.480	3923.54	15145.90	19441.83	
6	2.664	24.036	3983.54	15404.65	19778.64	
7	3.108	23.592	4045.95	15673.12	20128.02	
8	3.552	23.148	4110.76	15951.87	20490.83	
9	4.000	22.704	4178.10	16241.55	20867.78	
10	4.440	22.260	4248.12	16542.72	21259.80	
11	4.884	21.816	4321.00	16856.17	21667.65	
12	5.328	21.372	4396.91	17182.63	22092.48	
13	5.772	20.928	4476.03	17522.92	22535.29	
14	6.216	20.484	4558.59	17877.99	22997.24	
15	6.660	20.040	4644.80	18248.72	23479.66	
16	7.104	19.596	4734.92	18636.28	23983.89	
17	7.548	19.152	4829.22	19041.79	24511.48	
18	7.992	18.708	4928.00	19466.53	25064.07	
19	8.436	18.264	5031.58	19911.89	25643.51	
20	8.880	17.820	5140.32	20379.42	26251.78	
21	9.324	17.376	5254.61	20870.88	26891.12	
22	9.768	16.932	5374.90	21388.09	27563.88	
23	10.212	16.488	5501.67	21933.08	28272.92	
24	10.656	16.044	5635.46	22508.26	29021.08	
25	11.100	15.600	5776.86	23116.16	29811.88	
26	11.544	15.156	5926.55	23759.65	30648.89	
27	11.988	14.712	6085.27	24442.02	31536.42	
28	12.432	14.268	6253.87	25166.76	32479.17	
29	12.876	13.824	6433.30	25938.03	33482.94	
30	13.320	13.380	6624.63	26760.53	34552.16	
31	13.764	12.936	6828.11	27639.46	35695.26	
32	14.208	12.492	7048.11	28580.85	36919.43	
33	14.652	12.048	7283.26	29591.59	38233.47	
34	15.096	11.604	7536.41	30679.64	39647.98	
35	15.540	11.160	7809.69	31854.23	41174.93	
36	15.984	10.716	8105.63	33126.13	42828.39	
37	16.428	10.272	8427.14	34507.95	44624.76	
38	16.872	9.828	8777.71	36014.68	46583.31	
39	17.316	9.384	9161.45	37663.85	48727.18	
40	17.760	8.940	9583.31	39476.90	51083.86	
41	18.204	8.496	10049.26	41479.29	53686.72	
42	18.648	8.052	10566.59	43702.60	56576.71	
43	19.092	7.608	11144.31	46185.36	59803.75	
44	19.536	7.164	11793.64	48975.82	63430.87	
45	19.980	6.720	12528.77	52134.97	67537.12	
46	20.424	6.276	13367.92	55741.06	72224.19	
47	20.868	5.832	14334.84	59896.17	77624.88	
48	21.312	5.388	15461.12	64736.02	83915.45	
49	21.756	4.944	16789.69	70445.10	91335.83	
50	22.200	4.500	18380.43	77280.71	100220.43	
51	22.600	4.000				
52	26.700	0.000				

備考欄 c:Pe最小位置, y:Py0最小位置, u:Pu最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000
水平力 (kN)	3652.66	13981.09	17925.65

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

・Pu = 17925.65 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	y _i (m)	φ _{c i} (1/m)	φ _{c i} ・y _i	φ _{y0 i} (1/m)	φ _{y0 i} ・y _i	Δ y _i (m)
0	26.700	0.00005014	0.001338634	0.00057055	0.015233653	0.444
1	26.256	0.00004930	0.001294483	0.00055937	0.014686928	0.444
2	25.812	0.00004847	0.001251073	0.00054819	0.014149997	0.444
3	25.368	0.00004763	0.001208403	0.00053701	0.013622865	0.444
4	24.924	0.00004680	0.001166473	0.00052582	0.013105510	0.444
5	24.480	0.00004597	0.001125284	0.00051462	0.012597967	0.444
6	24.036	0.00004513	0.001084635	0.00050342	0.012100241	0.444
7	23.592	0.00004430	0.001043126	0.00049222	0.011612338	0.444
8	23.148	0.00004347	0.001001658	0.00048100	0.011134263	0.444
9	22.704	0.00004263	0.000967930	0.00046979	0.010666001	0.444
10	22.260	0.00004180	0.000933043	0.00045856	0.010207601	0.444
11	21.816	0.00004097	0.000898699	0.00044733	0.009759029	0.444
12	21.372	0.00004013	0.000863789	0.00043610	0.009320311	0.444
13	20.928	0.00003930	0.000828422	0.00042486	0.008891453	0.444
14	20.484	0.00003846	0.000787896	0.00041361	0.008472445	0.444
15	20.040	0.00003763	0.000747110	0.00040236	0.008063328	0.444
16	19.596	0.00003680	0.000706544	0.00039110	0.007664075	0.444
17	19.152	0.00003596	0.000665759	0.00037984	0.007274710	0.444
18	18.708	0.00003513	0.000625195	0.00036857	0.006895239	0.444
19	18.264	0.00003430	0.000584670	0.00035730	0.006525668	0.444
20	17.820	0.00003346	0.000543866	0.00034602	0.006166006	0.444
21	17.376	0.00003263	0.000503692	0.00033473	0.005816247	0.444
22	16.932	0.00003179	0.000463339	0.00032344	0.005476411	0.444
23	16.488	0.00003096	0.000423076	0.00031214	0.005146514	0.444
24	16.044	0.00003013	0.000383353	0.00030083	0.004826545	0.444
25	15.600	0.00002929	0.000343691	0.00028952	0.004516519	0.444
26	15.156	0.00002846	0.0003041329	0.00027820	0.004216445	0.444
27	14.712	0.00002763	0.000264627	0.00026688	0.003926323	0.444
28	14.268	0.00002679	0.000225555	0.00025555	0.003646175	0.444
29	13.824	0.00002596	0.000188845	0.00024421	0.003376002	0.444
30	13.380	0.00002512	0.0001536164	0.00023287	0.003115804	0.444
31	12.936	0.00002429	0.0001194224	0.00022152	0.002865597	0.444
32	12.492	0.00002346	0.0000853024	0.00021017	0.002625388	0.444
33	12.048	0.00002262	0.0000512564	0.00019880	0.002395185	0.444
34	11.604	0.00002179	0.0000179	0.00018744	0.002174996	0.444
35	11.160	0.00002096	0.000013866	0.00017606	0.001964830	0.444
36	10.716	0.00002012	0.000015628	0.00016468	0.001764693	0.444
37	10.272	0.00001929	0.000198130	0.00015329	0.001574596	0.444
38	9.828	0.00001845	0.000181372	0.00014189	0.001394543	0.444
39	9.384	0.00001762	0.000165354	0.00013049	0.001224549	0.444
40	8.940	0.00001679	0.000150077	0.00011908	0.001064616	0.444
41	8.496	0.00001595	0.000135540	0.00010767	0.000914758	0.444
42	8.052	0.00001512	0.000121744	0.00009625	0.000774981	0.444
43	7.608	0.00001429	0.000108688	0.00008482	0.000645294	0.444
44	7.164	0.00001345	0.000096372	0.00007338	0.000525706	0.444
45	6.720	0.00001262	0.000084796	0.00006194	0.000416227	0.444
46	6.276	0.00001178	0.000073961	0.00005049	0.000316865	0.444
47	5.832	0.00001095	0.000063867	0.00004192	0.000244459	0.444
48	5.388	0.00001012	0.000054512	0.00003873	0.000208654	0.444
49	4.944	0.00000928	0.000045898	0.00003553	0.000175982	0.444
50	4.500	0.00000845	0.000038025	0.00003234	0.000145544	0.444
51	4.056	0.00000762	0.000030800	0.00002915	0.000115544	0.000
52	0.000	0.00000000	0.000000000	0.000000000	0.000000000	4.500

$$\delta_c = \int \phi_c \cdot y dy = \Sigma (\phi_{c i} \cdot y_i + \phi_{c i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 11.86 \text{ (mm)}$$
$$\delta_y = \int \phi_y \cdot y dy = \Sigma (\phi_{y0 i} \cdot y_i + \phi_{y0 i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 123.41 \text{ (mm)}$$

ここに、

δ_c : ひび割れ変位

慣性力の作用位置

δ_{y0} : 初降伏変位

慣性力の作用位置

y_i : 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

φ_{c i} : 慣性力作用位置にひび割れ水平力P_cを載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ_{y0 i}: 慣性力作用位置に初降伏水平力P_{y0}を載荷したときの各断面の曲率 1/m

(8) 限界状態の変位

δ_{ls2}: 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位 (mm)

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm) = 830.22 (mm)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 26700 (mm)

M_{yo} : 橋脚基部断面における初降伏モーメント = 373295.0 (kN.m)

φ_{y0}: 橋脚基部断面における初降伏曲率 = 0.00057055 (1/m)

δ_{y0}: 橋脚の初降伏変位 = 123.41 (mm)

δ_{ls2} = δ_y + (φ_{ls2} - φ_{y0})L_p / 2 = 334.02 (mm)

ここに

φ_{ls2}: 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率 = 0.000878750 (1/m)

φ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率

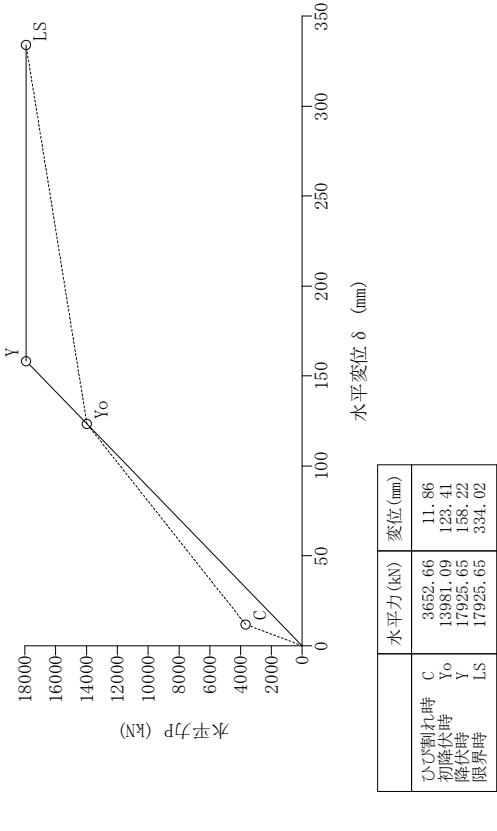
$$= \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \phi_{y0} = 0.00073152 \text{ (1/m)}$$

δ_y : 橋脚の降伏変位

$$= \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \delta_{y0} = 158.22 \text{ (mm)}$$

M_{ls2} : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント = 478615.0 (kN.m)

(9) 水平力ー水平変位の関係



3.3.3 セン断耐力

(1) 破壊形態の判定に用いるせん断耐力

Ps : せん断耐力 (kN)
Pso : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (kN)
Sc : コングリートが負担するせん断耐力 (kN)
Sco : コングリートが負担するせん断耐力 (kN)

(正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合)

σ_{ck} : コングリートの設計基準強度 = 24.0 (N/mm²)
 τ_c : コングリートが負担できる平均せん断応力度 = 0.350 (N/mm²)
 σ_{sy} : せん断補強鉄筋の降伏点強度 = 345.0 (N/mm²)
hp : 橋脚の高さ(基部から天端) = 22200 (mm)
ce : 有効高さdに関する補正係数 = 0.612
cpt : 引張主鉄筋比に関する補正係数 = 1.461
pt : 引張主鉄筋比(図心から引張側) = 0.935 (%)
b : 部材断面幅 = 6000.0 (mm)
d : 部材断面の有効高 = 4767.1 (mm)
Ss : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)
Aw : せん断補強鉄筋の総断面積 = 3040.20 (mm²)
a : " の部材軸方向の間隔 = 150 (mm)
ここに、
Pso = Sco + Ss
Ps = Sc + Ss
Sco = ce • cpt • τ_c • b • d × 10⁻³
Sc = cc • ce • cpt • τ_c • b • d × 10⁻³
Ss = Aw • σ_{sy} • d / (1.15 • a) × 10⁻³
ここに、
cc: 正負交番作用による補正係数
2) タイプII地震動
ここに、
Pso = Sco + Ss
Ps = Sc + Ss
Sco = ce • cpt • τ_c • b • d × 10⁻³
Sc = cc • ce • cpt • τ_c • b • d × 10⁻³
Ss = Aw • σ_{sy} • d / (1.15 • a) × 10⁻³
ここに、
cc: 正負交番作用による補正係数

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基部から の高さ h1 (m)	断面幅 b (mm)	有効高 d (mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	Aw (mm ²)	ce	cpt
0	0.000	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
1	0.444	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
2	0.888	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
3	1.332	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
4	1.776	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
5	2.220	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
6	2.664	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
7	3.108	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
8	3.552	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
9	3.996	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
10	4.440	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
11	4.884	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
12	5.328	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
13	5.772	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
14	6.216	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
15	6.660	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
16	7.104	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
17	7.548	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
18	7.992	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
19	8.436	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
20	8.880	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
21	9.324	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
22	9.768	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
23	10.212	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
24	10.656	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
25	11.100	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
26	11.544	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
27	11.988	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
28	12.432	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
29	12.876	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
30	13.320	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
31	13.764	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
32	14.208	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
33	14.652	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
34	15.096	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
35	15.540	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
36	15.984	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
37	16.428	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
38	16.872	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
39	17.316	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
40	17.760	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
41	18.204	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
42	18.648	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
43	19.092	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
44	19.536	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
45	19.980	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
46	20.424	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
47	20.868	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
48	21.312	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
49	21.756	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461
50	22.200	6000.0	4767.1	150	3040.20	0.612	1.461

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	S _{co} (kN)	S _s (kN)	P _{so} (kN)	S _c (kN)		P _s (kN)	
				タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
0	8945.88	28985.87	37931.76	5367.53	7156.71	34353.40	36142.58
1	8945.88	28985.87	37931.76	5367.53	7156.71	34353.40	36142.58
2	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
3	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
4	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
5	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
6	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
7	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
8	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
9	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
10	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
11	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
12	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
13	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
14	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
15	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
16	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
17	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
18	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
19	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
20	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
21	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
22	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
23	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
24	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
25	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
26	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
27	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
28	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
29	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
30	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
31	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
32	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
33	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
34	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
35	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
36	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
37	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
38	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
39	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
40	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
41	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
42	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
43	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
44	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
45	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
46	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
47	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
48	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
49	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76
50	8945.88	28985.87	37931.76	8945.88	8945.88	37931.76	37931.76

3.3.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプⅠ地震動

Pu ≤ Ps より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 17925.65 \text{ (kN)}$$

$$\mu a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.759$$

とする。

(2) タイプⅡ地震動

Pu ≤ Ps より 曲げ破壊型 となる。よって、

$$Pa = Pu = 17925.65 \text{ (kN)}$$

$$\mu a2 = \frac{\delta \text{ ls}2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.759$$

とする。

ここに、

Pa：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力

μ a2：鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

α 2：安全係数 = 1.2

3.3.5 作用荷重

(1) 設計水平震度

1) タイプⅠ地震動

$$khc1 = cs \cdot cIz \cdot khco = 0.40$$

$$khc2 = cs \cdot 0.4 = 0.25$$

$$khc3 = cIz \cdot 0.4 = 0.40$$

$$khemin = 0.54$$

$$khc = \max(khc1, khc2, khc3, khemin) = 0.54$$

ここに、

khc：設計水平震度

$$= 1.00$$

cIz：地域別補正係数

$$cIz \cdot Khco: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} = 0.6371$$

$$cs = 6.4.4 \text{に規定する構造物特性補正係数} = 1 / (\sqrt{2 \cdot \mu a - 1}) = 0.630$$

μ a：許容塑性率

$$= 1.759$$

khc1：設計水平震度を求める基本式によって求めた震度

khc2：例外規定「khc0にcIzを乗じた値が0.4を下回る」ときの震度

khc3：例外規定「設計水平震度が0.4にcIzを乗じた値を下回る」ときの震度

khemin：同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned} khc1 &= cs \cdot cIIz \cdot khco &= 0.38 \\ khc2 &= cs \cdot 0.6 &= 0.38 \\ khc3 &= cIIz \cdot 0.4 &= 0.34 \\ khemin &&= 0.51 \\ khc &= \max(khc1, khc2, khc3, khemin) &= 0.51 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} khc &: \text{設計水平震度} &= 0.85 \\ cIIz &: \text{地域別補正係数} &= 0.6000 \\ cIIz \cdot khco &: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu a - 1)}) = 0.630 \\ cs &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &= 1.759 \\ \mu a &: \text{許容塑性率} &= 1.759 \\ khc1 &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} & \\ khc2 &: \text{例外規定「khco0にcIIzを乗じた値が0.6を下回る」ときの震度} & \\ khc3 &: \text{例外規定「設計水平震度が0.4にcIIzを乗じた値を下回る」ときの震度} & \\ khemin &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} & \end{aligned}$$

(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)

(2)等価重量

$$\begin{aligned} W &: \text{地震時保有水平耐力法に用いる等価重量} \\ Wp &: \text{橋脚の重量} &= 16317.00 \text{ (kN)} \\ W &= Wu + cp \cdot Wp &= 18302.06 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Wu &: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} &= 10143.56 \text{ (kN)} \\ cp &: \text{等価重量算出係数} &= 0.5(\text{曲げ破壊型}) \end{aligned}$$

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned} W &= Wu + cp \cdot Wp &= 18302.06 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Wu &: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} &= 10143.56 \text{ (kN)} \\ cp &: \text{等価重量算出係数} &= 0.5(\text{曲げ破壊型}) \end{aligned}$$

3. 3. 6 水平耐力の照査

(1)タイプI地震動

$$Pa = 17925.65 \geq khc \times W = 9883.11 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Pa &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\ khc &: \text{設計水平震度} &= 0.54 \\ W &: \text{等価重量} &= 18302.06 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2)タイプII地震動

$$Pa = 17925.65 \geq khc \times W = 9334.05 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Pa &: \text{地震時保有水平耐力 (kN)} \\ khc &: \text{設計水平震度} &= 0.51 \\ W &: \text{等価重量} &= 18302.06 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

3. 3. 7 残留変位による判定 (B種橋)

$$\begin{aligned} \delta_{ba} &: \text{橋脚の許容残留変位} &= 267.00 \text{ (mm)} \\ c_k &: \text{残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので} &= 0.6 \\ r &: \text{橋脚の降伏剛性に對する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので} &= 0.0 \end{aligned}$$

(1)タイプI地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\begin{aligned} \mu r: \text{橋脚の応答塑性率} &= \frac{1}{2} \left\{ c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right\}^2 + 1 \Bigg\} &= 0.712 \\ \delta y: \text{橋脚の降伏変位} &&= 158.22 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

(2)タイプII地震動

以下のように、 $\mu r < 1$ なので弾性応答をする。したがって残留変位は生じない。
ここに、

$$\begin{aligned} \mu r: \text{橋脚の応答塑性率} &= \frac{1}{2} \left\{ c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right\}^2 + 1 \Bigg\} &= 0.688 \\ \delta y: \text{橋脚の降伏変位} &&= 158.22 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

3. 3. 8 基礎設計用水平震度

(1)タイプI地震動

$$\begin{aligned} Pu &= 17925.65 \text{ (kN)} \\ W &= 18302.06 \text{ (kN)} \\ khp &= \frac{CdF \cdot Pu}{W} \end{aligned}$$

$$= 1.08$$

(2)タイプII地震動

$$\begin{aligned} Pu &= 17925.65 \text{ (kN)} \\ W &= 18302.06 \text{ (kN)} \\ khp &= \frac{CdF \cdot Pu}{W} \end{aligned}$$

$$= 1.08$$

ここに、

khp : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度
CdF : khp算出のための補正係数で1.1とする
Pu : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)
W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

3. 3. 9 固有周期算定用剛性

橋脚天端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$I_y = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E) = 28.61508 \text{ (m}^4\text{)}$

$K = P_y / \delta y = P_{yo} / \delta y_o = 113293.93 \text{ (kN/m)}$

ここに

I_y : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

P_y : 降伏水平耐力

δy : 降伏変位

$P_{yo} = \text{橋脚の初降伏水平耐力} = 13981.09 \text{ (kN)}$

$\delta y_o = \text{橋脚の初降伏変位} = 123.41 \text{ (mm)}$

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 26.700 (m)

hu : 橋脚天端から上部工慣性力作用位置までの距離 = 4.500 (m)

E : コンクリートのヤング係数 = $2.50 \times 10^7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

3. 3. 10 主要断面のMc、Myo、Mls

(1) 基部断面

1) 条件

断面幅 6000.0 (mm) 断面高 5000.0 (mm)

コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

作用軸力 41817.0 (kN)

主鉄筋 $\Sigma A_s = 535128.0 \text{ mm}^2$ ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。

軸方向鉄筋比 = 1.78 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)
1	4840	74999.0	345.0	2	4700	8108.0	345.0
3	4690	70945.0	345.0	4	4525	8108.0	345.0
5	4375	8108.0	345.0	6	4225	8108.0	345.0
7	4075	8108.0	345.0	8	3925	8108.0	345.0
9	3775	8108.0	345.0	10	3625	8108.0	345.0
11	3475	8108.0	345.0	12	3325	8108.0	345.0
13	3175	8108.0	345.0	14	3025	8108.0	345.0
15	2875	8108.0	345.0	16	2725	8108.0	345.0
17	2575	8108.0	345.0	18	2425	8108.0	345.0
19	2275	8108.0	345.0	20	2125	8108.0	345.0
21	1975	8108.0	345.0	22	1825	8108.0	345.0
23	1675	8108.0	345.0	24	1525	8108.0	345.0
25	1375	8108.0	345.0	26	1225	8108.0	345.0
27	1075	8108.0	345.0	28	925	8108.0	345.0
29	775	8108.0	345.0	30	625	8108.0	345.0
31	475	8108.0	345.0	32	310	70945.0	345.0
33	300	8108.0	345.0	34	160	74999.0	345.0

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面種 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ_{bt} (N/mm ²) Mc (kN.m) ϕ (1/m)	34.281 31.124 77.809 1.9137 97526.1 0.00005014
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント (図心) 曲率 $\phi_{yo} = \epsilon_c / \lambda_o$ (1/m)	ϵ_c (mm) Xo (mm) Myo (kN.m)	0.00103646 1816.60 373295.0 0.00057055
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率 $\phi_{ccl} = \epsilon_{ccl} / \lambda_{ccl}$ (1/m)	ϵ_{ccl} Xccl (mm) Mccl (kN.m)	0.01451514 812.02 469560.3 0.01787525
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率 $\phi_{st} = \epsilon_{st} / \lambda_{st}$ (1/m)	ϵ_{sc} ϵ_{st} Xst (mm) Mst (kN.m)	0.00675676 0.03436873 3911.09 478615.0 0.00878750
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) 許容曲率 $\phi_{ls} = \epsilon_{ls} / \lambda_{ls}$ (1/m)	ϵ_{ls} Xls (mm) Mls (kN.m)	0.03436873 3911.09 478615.0 0.00878750

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ_s	σ_{cc} (N/mm ²)	ϵ_{cc}	ϵ_{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

Lp (mm)	ϕ (mm)	β_s (N/mm ²)	β_{co} (N/mm ²)	ϵ_{st}
830.2	50.80	0.43603738	1.34500000	0.03436873

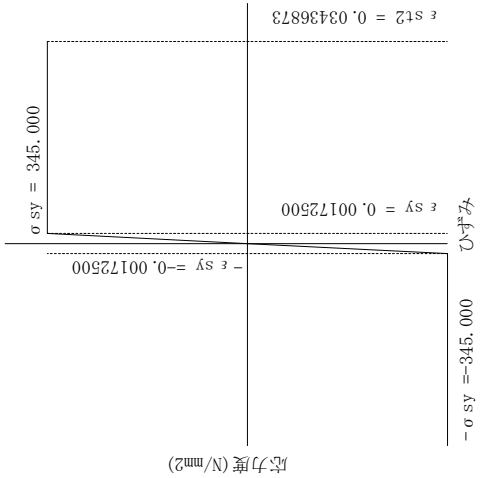
柱基部の軸圧縮応力度

軸方向圧縮応力度	σ_c	(N/mm ²)
	1.394	

3. 4 橋軸直角 荷重正方向 (→: 左面側引張)

3. 4. 1 結果一覧

地震動の種類	レベル2 タイプI	レベル2 タイプII
耐震性の判定	OK	OK



(2) 各着目点に作用する軸力、モーメント(左側引張となる向きを正とする)

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置からの距離 yi (m)	軸力 Ni (kN)	主荷重によるモーメント Moi (kN.m)
0	0.000	26.700	41817.0	0.0
1	0.444	26.256	41490.7	0.0
2	0.888	25.812	41164.3	0.0
3	1.332	25.368	40838.0	0.0
4	1.776	24.924	40511.6	0.0
5	2.220	24.480	40185.3	0.0
6	2.664	24.036	39859.0	0.0
7	3.108	23.592	39532.6	0.0
8	3.552	23.148	39206.3	0.0
9	3.996	22.704	38879.9	0.0
10	4.440	22.260	38553.6	0.0
11	4.884	21.816	38227.3	0.0
12	5.328	21.372	37900.9	0.0
13	5.772	20.928	37574.6	0.0
14	6.216	20.484	37248.2	0.0
15	6.660	20.040	36921.9	0.0
16	7.104	19.596	36595.6	0.0
17	7.548	19.152	36269.2	0.0
18	7.992	18.708	35942.9	0.0
19	8.436	18.264	35616.5	0.0
20	8.880	17.820	35290.2	0.0
21	9.324	17.376	34963.9	0.0
22	9.768	16.932	34637.5	0.0
23	10.212	16.488	34311.2	0.0
24	10.656	16.044	33984.8	0.0
25	11.100	15.600	33658.5	0.0
26	11.544	15.156	33332.2	0.0
27	11.988	14.712	33005.8	0.0
28	12.432	14.268	32679.5	0.0
29	12.876	13.824	32353.1	0.0
30	13.320	13.380	32026.8	0.0
31	13.764	12.936	31700.5	0.0
32	14.208	12.492	31374.1	0.0
33	14.652	12.048	31047.8	0.0
34	15.096	11.604	30721.4	0.0
35	15.540	11.160	30395.1	0.0
36	15.984	10.716	30068.8	0.0
37	16.428	10.272	29742.4	0.0
38	16.872	9.828	29416.1	0.0
39	17.316	9.384	29089.7	0.0
40	17.760	8.940	28763.4	0.0
41	18.204	8.496	28437.1	0.0
42	18.648	8.052	28110.7	0.0
43	19.092	7.608	27784.4	0.0
44	19.536	7.164	27458.0	0.0
45	19.980	6.720	27131.7	0.0
46	20.424	6.276	26805.4	0.0
47	20.868	5.832	26479.0	0.0
48	21.312	5.388	26152.7	0.0
49	21.756	4.944	25826.3	0.0
50	22.200	4.500	25500.0	0.0
51	22.200	4.500	25500.0	0.0
52	26.700	0.000	25500.0	0.0

(4) 各着目点のモーメント および 曲率

i	モーメント (kN・m)		引張限界 M _{sti}	圧縮限界 M _{ccli}	曲率 (1/m)		初降伏 φ _{y0i}	引張限界 φ _{sti}	圧縮限界 φ _{ccli}
	ひび割れ M _{ci}	初降伏 M _{y0i}			ひび割れ φ _{ci}	初降伏 φ _{yi}			
0	115491.7	427415.6	569660.4	557382.5	0.00004178	0.00047151	0.00735020	0.01363376	0.01363376
1	115140.8	426825.6	569348.2	556810.8	0.00004165	0.00047118	0.00734690	0.01366499	0.01366499
2	114789.9	426234.3	568735.6	556234.8	0.00004153	0.00047084	0.00734362	0.01369809	0.01369809
3	114439.1	425643.7	568121.7	555659.3	0.00004140	0.00047050	0.00734033	0.01373327	0.01373327
4	114088.2	425052.7	567507.4	555081.6	0.00004127	0.00047016	0.00733705	0.01376767	0.01376767
5	113737.3	424461.4	566891.8	554504.3	0.00004115	0.00046983	0.00733378	0.01380214	0.01380214
6	113386.5	423869.8	566274.8	553925.8	0.00004102	0.00046949	0.00733051	0.01383678	0.01383678
7	113035.6	423276.8	565658.3	553347.7	0.00004089	0.00046915	0.00732725	0.01387151	0.01387151
8	112684.8	422684.6	565039.6	552767.5	0.00004076	0.00046881	0.00732399	0.01390645	0.01390645
9	112333.9	422092.0	564420.5	552187.7	0.00004064	0.00046848	0.00732074	0.01394147	0.01394147
10	111983.0	421499.1	563801.0	551605.8	0.00004051	0.00046814	0.00731750	0.01397672	0.01397672
11	111632.2	420905.8	563180.2	551024.3	0.00004038	0.00046780	0.00731425	0.01401205	0.01401205
12	111281.3	420312.3	562558.1	550441.5	0.00004026	0.00046746	0.00731102	0.01404756	0.01404756
13	110930.4	419717.5	561935.6	549857.5	0.00004013	0.00046713	0.00730779	0.01408324	0.01408324
14	110579.6	419123.3	561309.8	549273.8	0.00004000	0.00046679	0.00730470	0.01411901	0.01411901
15	110228.7	418528.9	560682.1	548688.9	0.00003988	0.00046645	0.00730172	0.01415496	0.01415496
16	109877.9	417933.1	560053.2	548103.6	0.00003975	0.00046611	0.00729874	0.01419104	0.01419104
17	109527.0	417339.1	559422.2	547517.0	0.00003962	0.00046577	0.00729576	0.01422731	0.01422731
18	109176.1	416742.8	558792.2	546930.8	0.00003950	0.00046543	0.00729279	0.01426366	0.01426366
19	108825.3	416147.2	558161.2	546343.3	0.00003937	0.00046510	0.00728983	0.01430019	0.01430019
20	108474.4	415551.3	557529.0	545755.4	0.00003924	0.00046476	0.00728686	0.01433686	0.01433686
21	108123.5	414954.1	556895.8	545165.3	0.00003911	0.00046442	0.00728390	0.01437335	0.01437335
22	107772.7	414357.7	556262.5	544568.7	0.00003899	0.00046408	0.00728095	0.01441016	0.01441016
23	107421.8	413760.0	555628.2	543972.7	0.00003886	0.00046374	0.00727800	0.01444701	0.01444701
24	107071.0	413163.0	554993.9	543375.4	0.00003873	0.00046340	0.00727505	0.01448390	0.01448390
25	106720.1	412564.8	554358.4	542778.7	0.00003861	0.00046306	0.00727211	0.01452017	0.01452017
26	106369.2	411967.2	553719.5	542178.7	0.00003848	0.00046272	0.00726909	0.01455654	0.01455654
27	106018.4	411368.5	553075.5	541580.6	0.00003835	0.00046239	0.00726595	0.01459294	0.01459294
28	105667.5	410769.4	552430.3	540980.6	0.00003823	0.00046205	0.00726282	0.01462944	0.01462944
29	105316.6	410171.1	551784.9	540381.5	0.00003810	0.00046171	0.00725969	0.01466600	0.01466600
30	104965.8	409571.6	551139.2	539780.1	0.00003797	0.00046137	0.00725657	0.01470283	0.01470283
31	104614.9	408971.8	550492.3	539179.4	0.00003785	0.00046103	0.00725345	0.01473967	0.01473967
32	104264.1	408371.8	549844.1	538578.3	0.00003772	0.00046069	0.00725033	0.01477642	0.01477642
33	103913.2	407771.6	549195.6	537975.8	0.00003759	0.00046035	0.00724722	0.01481333	0.01481333
34	103562.3	407170.1	548546.0	537374.0	0.00003746	0.00046001	0.00724412	0.01485027	0.01485027
35	103211.5	406569.4	547896.1	536770.9	0.00003734	0.00045967	0.00724102	0.01488735	0.01488735
36	102860.6	405968.4	547244.9	536167.4	0.00003721	0.00045933	0.00723793	0.01492453	0.01492453
37	102509.8	405366.3	546593.6	535563.5	0.00003708	0.00045899	0.00723484	0.01496180	0.01496180
38	102158.9	404764.9	545941.0	534958.3	0.00003696	0.00045865	0.00723175	0.01499923	0.01499923
39	101808.0	404162.3	545288.2	534353.8	0.00003683	0.00045831	0.00722868	0.01503668	0.01503668
40	101457.2	403559.5	544633.1	533747.9	0.00003670	0.00045797	0.00722560	0.01507429	0.01507429
41	101106.3	402956.5	543978.9	533142.7	0.00003658	0.00045763	0.00722253	0.01511193	0.01511193
42	100755.4	402353.2	543323.4	532536.1	0.00003645	0.00045729	0.00721946	0.01514962	0.01514962
43	100404.6	401749.8	542668.7	531929.9	0.00003632	0.00045695	0.00721640	0.01518734	0.01518734
44	100053.7	401146.2	542009.9	531320.9	0.00003620	0.00045661	0.00721335	0.01522506	0.01522506
45	99702.9	400542.4	541351.8	530713.3	0.00003607	0.00045627	0.00721029	0.01526279	0.01526279
46	99352.0	399937.4	540693.5	530104.8	0.00003594	0.00045592	0.00720725	0.01529994	0.01529994
47	99001.1	399332.2	540034.0	529496.0	0.00003581	0.00045558	0.00720421	0.01533724	0.01533724
48	98650.3	398726.9	539373.3	528886.4	0.00003569	0.00045524	0.00720117	0.01537456	0.01537456
49	98299.4	398121.3	538712.4	528276.4	0.00003556	0.00045490	0.00719813	0.01541188	0.01541188
50	97948.5	397515.6	538051.3	527666.0	0.00003543	0.00045456	0.00719511	0.01544920	0.01544920
51					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
52					0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000

※最引張縁の鉄筋のひずみが ϵ_{sti} に達する前に最圧縮縁の軸方向鉄筋位置のコンクリートのひずみが ϵ_{ccli} に達する場合、M*sti* = M*ccli*, φ*sti* = φ*ccli*とする。

(3) 各着目点の横拘束情報

i	高さ間隔 s1 (mm)	鉄筋量 A <i>h</i> 1 (mm ²)	有効長 d1 (mm)	体積比 ρ s1	有効長 d1 (mm)	軸方向鉄筋 本数 n <i>s</i> (本)
0	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
1	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
2	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
3	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
4	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
5	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
6	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
7	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
8	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
9	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
10	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
11	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
12	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
13	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
14	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
15	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
16	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
17	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
18	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
19	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
20	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
21	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
22	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
23	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
24	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
25	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
26	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
27	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
28	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
29	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
30	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
31	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
32	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
33	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
34	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
35	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
36	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
37	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
38	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
39	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
40	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
41	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
42	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
43	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
44	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
45	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
46	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
47	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
48	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
49	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
50	150	506.70	1000.0	0.01351200	1000.0	14
51						
52						

(5) 各着目点が各状態に達する水平力

i	基部からの高さ hi (m)	慣性力作用位置までの高さyi (m)	ひび割れ時水平力 P-ci (kN)	初降伏時水平力 Py0i (kN)	終局時水平力 Pu (kN)	備考
0	0.000	26.700	4325.53	16008.07	21346.83	cyu
1	0.444	26.256	4385.31	16256.31	21684.50	
2	0.888	25.812	4447.15	16513.03	22033.77	
3	1.332	25.368	4511.16	16778.76	22395.21	
4	1.776	24.924	4577.44	17053.95	22789.52	
5	2.220	24.480	4646.13	17339.11	23157.34	
6	2.664	24.036	4717.36	17634.79	23559.44	
7	3.108	23.592	4791.27	17941.54	23976.70	
8	3.552	23.148	4868.01	18260.09	24409.87	
9	3.996	22.704	4947.76	18591.08	24859.96	
10	4.440	22.260	5030.68	18935.27	25327.99	
11	4.884	21.816	5116.99	19293.45	25815.01	
12	5.328	21.372	5206.87	19666.49	26322.20	
13	5.772	20.928	5300.58	20055.31	26850.90	
14	6.216	20.484	5398.34	20461.01	27402.35	
15	6.660	20.040	5500.44	20884.68	27978.15	
16	7.104	19.596	5607.16	21327.47	28579.98	
17	7.548	19.152	5718.83	21790.89	29209.60	
18	7.992	18.708	5835.80	22276.18	29869.16	
19	8.436	18.264	5958.46	22785.11	30560.73	
20	8.880	17.820	6087.23	23319.38	31286.70	
21	9.324	17.376	6222.58	23880.88	32049.71	
22	9.768	16.932	6365.03	24471.87	32852.74	
23	10.212	16.488	6515.15	25094.61	33698.94	
24	10.656	16.044	6673.58	25751.87	34591.99	
25	11.100	15.600	6841.03	26446.46	35535.80	
26	11.544	15.156	7018.29	27181.79	36534.67	
27	11.988	14.712	7206.25	27961.42	37593.50	
28	12.432	14.268	7405.91	28789.56	38718.93	
29	12.876	13.824	7618.39	29670.94	39914.99	
30	13.320	13.380	7844.98	30610.73	41191.27	
31	13.764	12.936	8087.12	31615.01	42555.06	
32	14.208	12.492	8346.47	32690.67	44015.69	
33	14.652	12.048	8624.93	33845.58	45583.97	
34	15.096	11.604	8924.71	35088.77	47272.14	
35	15.540	11.160	9248.34	36430.95	49094.63	
36	15.984	10.716	9598.79	37894.32	51068.02	
37	16.428	10.272	9979.53	39463.23	53211.99	
38	16.872	9.828	10394.68	41184.87	55549.55	
39	17.316	9.384	10849.11	43069.30	58108.29	
40	17.760	8.940	11348.68	45140.88	60920.93	
41	18.204	8.496	11900.46	47428.96	64027.65	
42	18.648	8.052	12513.09	49969.35	67476.83	
43	19.092	7.608	13197.24	52806.23	71328.44	
44	19.536	7.164	13966.18	55994.72	75657.44	
45	19.980	6.720	14836.73	59604.52	80558.30	
46	20.424	6.276	15830.46	63724.89	86152.56	
47	20.868	5.832	16975.50	68472.60	92598.42	
48	21.312	5.388	18309.26	74002.76	100106.39	
49	21.756	4.944	19882.57	80526.16	108962.86	
50	22.200	4.500	21766.34	88336.81	119566.96	
51	22.600	4.500				
52	26.700	0.000				

備考欄 c:Pe最小位置, y:Py0最小位置, u:Pu最小位置

(6) 終局水平耐力

最初に各状態に達する位置および水平力(水平耐力)は下表のようになる。

	ひび割れ時	初降伏時	終局時
柱基部からの高さ(m)	0.000	0.000	0.000
水平力(kN)	4325.53	16008.07	21346.83

よって、終局水平耐力Puは次のようになる。

• Pu = 21346.83 (kN)

(7) ひび割れ変位、初降伏変位

i	yi (m)	φ ci (1/m)	φ ci・yi	φ y0i (1/m)	φ y0i・yi	Δ yi (m)
0	26.700	0.00004178	0.001115528	0.00047151	0.00047151	0.012589397
1	26.256	0.00004109	0.001078736	0.00046219	0.012135376	0.444
2	25.812	0.00004039	0.001042561	0.00045287	0.011689529	0.444
3	25.368	0.00003970	0.001007002	0.00044354	0.011251823	0.444
4	24.924	0.00003900	0.000972061	0.00043421	0.010822282	0.444
5	24.480	0.00003831	0.000937737	0.00042487	0.010406912	0.444
6	24.036	0.00003761	0.000904029	0.00041553	0.009987719	0.444
7	23.592	0.00003692	0.000870939	0.00040619	0.009582724	0.444
8	23.148	0.00003622	0.000838465	0.00039683	0.009185900	0.444
9	22.704	0.00003553	0.000806609	0.00038748	0.008797269	0.444
10	22.260	0.00003483	0.000775369	0.00037811	0.008416837	0.444
11	21.816	0.00003414	0.000744746	0.00036875	0.008044609	0.444
12	21.372	0.00003344	0.000714141	0.00035938	0.007680592	0.444
13	20.928	0.00003275	0.000683552	0.00035000	0.007324804	0.444
14	20.484	0.00003205	0.000652680	0.00034062	0.006977225	0.444
15	20.040	0.00003136	0.000621845	0.00033123	0.006637575	0.444
16	19.596	0.00003066	0.000591087	0.00032184	0.006306770	0.444
17	19.152	0.00002997	0.000560366	0.00031244	0.005983884	0.444
18	18.708	0.00002927	0.000529662	0.00030304	0.005669266	0.444
19	18.264	0.00002858	0.000511975	0.00029363	0.005362890	0.444
20	17.820	0.00002788	0.000494905	0.00028422	0.005064775	0.444
21	17.376	0.00002719	0.000478166	0.00027480	0.004774933	0.444
22	16.932	0.00002650	0.000461416	0.00026538	0.004493356	0.444
23	16.488	0.00002580	0.000444657	0.00025595	0.004220065	0.444
24	16.044	0.00002511	0.000427994	0.00024651	0.003955052	0.444
25	15.600	0.00002441	0.000411338	0.00023707	0.003698338	0.444
26	15.156	0.00002372	0.000394641	0.00022763	0.003449917	0.444
27	14.712	0.00002302	0.000377955	0.00021818	0.0032029807	0.444
28	14.268	0.00002233	0.000361268	0.00020872	0.002978009	0.444
29	13.824	0.00002163	0.000344581	0.00019926	0.002754526	0.444
30	13.380	0.00002094	0.000327894	0.00018979	0.002539575	0.444
31	12.936	0.00002024	0.000311207	0.00018032	0.00232556	0.444
32	12.492	0.00001955	0.000294520	0.00017084	0.002134079	0.444
33	12.048	0.00001885	0.000277833	0.00016135	0.001943949	0.444
34	11.604	0.00001816	0.000261146	0.00015186	0.001762177	0.444
35	11.160	0.00001746	0.000244459	0.00014236	0.001588765	0.444
36	10.716	0.00001677	0.000227772	0.00013286	0.001423723	0.444
37	10.272	0.00001607	0.000211085	0.00012335	0.001267061	0.444
38	9.828	0.00001538	0.000194398	0.00011384	0.001118781	0.444
39	9.384	0.00001468	0.000175711	0.00010432	0.000978896	0.444
40	8.940	0.00001399	0.000157024	0.00009479	0.000847411	0.444
41	8.496	0.00001329	0.000138337	0.00008526	0.000724334	0.444
42	8.052	0.00001260	0.000119650	0.00007572	0.000609672	0.444
43	7.608	0.00001190	0.000100963	0.00006617	0.000503434	0.444
44	7.164	0.00001121	0.000082276	0.00005662	0.000405628	0.444
45	6.720	0.00001052	0.000063589	0.00004706	0.000316262	0.444
46	6.276	0.00000982	0.000044902	0.00003750	0.000235343	0.444
47	5.832	0.00000913	0.000026215	0.00002797	0.000196967	0.444
48	5.388	0.00000843	0.000007528	0.00001840	0.000168118	0.444
49	4.944	0.00000774	0.000000000	0.000002863	0.000141552	0.444
50	4.500	0.00000704	0.000000000	0.000002606	0.000117269	0.444
51	4.500	0.00000000	0.000000000	0.000000000	0.000000000	0.000
52	0.000	0.00000000	0.000000000	0.000000000	0.000000000	4.500

$$\delta c = \int \phi c \cdot ydy = \Sigma (\phi c_i \cdot y_i + \phi c_{i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 9.88 \text{ (mm)}$$

$$\delta y0 = \int \phi y0 \cdot ydy = \Sigma (\phi y0_i \cdot y_i + \phi y0_{i-1} \cdot y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \times 10^3 = 101.43 \text{ (mm)}$$

ここに、

δ c ： ひび割れ変位

慣性力の作用位置にひび割れ水平耐力Pcを作用させたとときの曲率分布より求める。

δ y0 ： 初降伏変位

慣性力の作用位置に初降伏水平耐力Py0を作用させたとときの曲率分布より求める。

yi ： 各断面から慣性力作用位置までの高さ m

φ ci ： 慣性力作用位置にひび割れ水平力Pcを載荷したときの各断面の曲率 1/m

φ y0i ： 慣性力作用位置に初降伏水平力Py0を載荷したときの各断面の曲率 1/m

$$P_s \text{ : せん断耐力 (kN)}$$
$$P_{so} \text{ : 正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として求めた、せん断耐力 (kN)}$$
$$S_c \text{ : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)}$$
$$S_{co} \text{ : コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)}$$
$$(\text{正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合})$$
$$\sigma_{ck} \text{ : コンクリートの設計基準強度} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$\tau_c \text{ : コンクリートが負担できる平均せん断応力度} = 0.350 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$\sigma_{sy} \text{ : せん断補強鉄筋の降伏点強度} = 345.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$h_p \text{ : 橋脚の高さ(基部から天端)} = 22200 \text{ (mm)}$$
$$c_e \text{ : 有効高さdに関する補正係数} = 0.585$$
$$c_{pt} \text{ : 引張主鉄筋比に関する補正係数} = 1.457$$
$$p_t \text{ : 引張主鉄筋比(図心から引張側)} = 0.928 \text{ (\%)}$$
$$b \text{ : 部材断面幅} = 5000.0 \text{ (mm)}$$
$$d \text{ : 部材断面の有効高} = 5765.0 \text{ (mm)}$$
$$S_s \text{ : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)}$$
$$A_w \text{ : せん断補強鉄筋の総断面積} = 3040.20 \text{ (mm}^2\text{)}$$
$$a \text{ : } \textit{''} \text{ の部材軸方向の間隔} = 150 \text{ (mm)}$$

1)タイプI地震動

$$P_{so} = S_{co} + S_s = 43647.01 \text{ (kN)}$$
$$P_s = S_c + S_s = 40209.61 \text{ (kN)}$$
$$S_{co} = c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 8593.51 \text{ (kN)}$$
$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 5156.10 \text{ (kN)}$$
$$S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3} = 35053.51 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$cc \text{ : 正負交番作用による補正係数} = 0.6$$

2)タイプII地震動

$$P_{so} = S_{co} + S_s = 43647.01 \text{ (kN)}$$
$$P_s = S_c + S_s = 41928.31 \text{ (kN)}$$
$$S_{co} = c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 8593.51 \text{ (kN)}$$
$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \times 10^{-3} = 6874.80 \text{ (kN)}$$
$$S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d / (1.15 \cdot a) \times 10^{-3} = 35053.51 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$cc \text{ : 正負交番作用による補正係数} = 0.8$$

-563-

$$(8) \text{ 限界状態の変位}$$
$$\delta_{ls2} \text{ : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能2の限界状態に相当する変位 (mm)}$$
$$L_p \text{ : 塑性ヒンジ長 (mm)} = 830.22 \text{ (mm)}$$
$$h \text{ : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離} = 26700 \text{ (mm)}$$
$$M_{yo} \text{ : 橋脚基部断面における初降伏モーメント} = 427415.6 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$
$$\phi_{yo} \text{ : 橋脚基部断面における初降伏曲率} = 0.00047151 \text{ (1/m)}$$
$$\delta_{yo} \text{ : 橋脚の初降伏変位} = 101.43 \text{ (mm)}$$
$$\delta_{ls2} = \delta_y + (\phi_{ls2} - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) = 281.94 \text{ (mm)}$$

ここに

$$\phi_{ls2} \text{ : 橋脚基部断面における耐震性能2の限界状態に相当する許容曲率} = 0.00735020 \text{ (1/m)}$$
$$\phi_y \text{ : 橋脚基部断面における降伏曲率}$$
$$= \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \phi_{yo} = 0.00062876 \text{ (1/m)}$$
$$\delta_y \text{ : 橋脚の降伏変位}$$
$$= \left(\frac{M_{ls2}}{M_{yo}} \right) \delta_{yo} = 135.26 \text{ (mm)}$$
$$M_{ls2} \text{ : 耐震性能2の限界状態における橋脚基部断面の曲げモーメント} = 569960.4 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

(9) 水平力ー水平変位の関係

	水平力 (kN)	変位 (mm)
ひび割れ時 C	4325.53	9.88
初降伏時 Y _o	16008.07	101.43
降伏時 Y	21346.83	135.26
限界時 LS	21346.83	281.94

3.4.3 せん断耐力
(1)破壊形態の判定に用いるせん断耐力

-870-

(2) 各着目点のせん断耐力算定条件(参考値)

i	基礎から の高さ h _i (m)	断面幅 b(mm)	有効高 d(mm)	帯鉄筋 間隔 (mm)	l _w (mm)	ce	cpt
0	0.000	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
1	0.444	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
2	0.888	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
3	1.332	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
4	1.776	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
5	2.220	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
6	2.664	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
7	3.108	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
8	3.552	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
9	3.996	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
10	4.440	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
11	4.884	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
12	5.328	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
13	5.772	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
14	6.216	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
15	6.660	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
16	7.104	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
17	7.548	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
18	7.992	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
19	8.436	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
20	8.880	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
21	9.324	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
22	9.768	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
23	10.212	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
24	10.656	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
25	11.100	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
26	11.544	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
27	11.988	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
28	12.432	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
29	12.876	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
30	13.320	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
31	13.764	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
32	14.208	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
33	14.652	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
34	15.096	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
35	15.540	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
36	15.984	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
37	16.428	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
38	16.872	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
39	17.316	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
40	17.760	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
41	18.204	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
42	18.648	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
43	19.092	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
44	19.536	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
45	19.980	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
46	20.424	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
47	20.868	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
48	21.312	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
49	21.756	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457
50	22.200	5000.0	5765.0	150	3040.20	0.585	1.457

(3) 各着目点のせん断耐力(参考値)

i	S _{co} (kN)	S _s (kN)	P _{so} (kN)	S _c (kN)		P _s (kN)	
				タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
0	8593.51	35053.51	43647.01	5156.10	6874.80	40209.61	41928.31
1	8593.51	35053.51	43647.01	5156.10	6874.80	40209.61	41928.31
2	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
3	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
4	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
5	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
6	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
7	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
8	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
9	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
10	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
11	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
12	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
13	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
14	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
15	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
16	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
17	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
18	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
19	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
20	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
21	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
22	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
23	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
24	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
25	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
26	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
27	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
28	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
29	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
30	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
31	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
32	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
33	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
34	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
35	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
36	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
37	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
38	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
39	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
40	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
41	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
42	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
43	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
44	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
45	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
46	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
47	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
48	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
49	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01
50	8593.51	35053.51	43647.01	8593.51	8593.51	43647.01	43647.01

2) タイプII地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{IIz} \cdot k_{hco} &&= 0.38 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.6 &&= 0.38 \\k_{hc3} &= c_{IIz} \cdot 0.4 &&= 0.34 \\k_{hemin} &&&= 0.50 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.50\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}k_{hc} &: \text{設計水平震度} &&= 0.85 \\c_{IIz} &: \text{地域別補正係数} &&= 0.6000 \\c_{IIz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.636 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1.737 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} && \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0} \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値が} 0.6 \text{を下回る} \text{」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が} 0.4 \text{に} c_{IIz} \text{を乗じた値を下回る} \text{」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

(2) 等価重量

$$W: \text{地震時保有水平耐力法に用いる等価重量}$$
$$W_p: \text{橋脚の重量} \quad W_p = 16317.00 \text{ (kN)}$$

1) タイプI地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 35965.37 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 27806.87 \text{ (kN)}$$
$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

2) タイプII地震動

$$W = W_u + c_p \cdot W_p = 35965.37 \text{ (kN)}$$

ここに、

$$W_u: \text{当該橋脚が支持している上部構造部分の重量} \quad W_u = 27806.87 \text{ (kN)}$$
$$c_p: \text{等価重量算出係数} = 0.5 \text{ (曲げ破壊型)}$$

3.4.6 水平耐力の照査

(1) タイプI地震動

$$Pa = 21346.83 \geq k_{hc} \times W = 19061.65 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$Pa: \text{地震時保有水平耐力 (kN)}$$
$$k_{hc}: \text{設計水平震度} = 0.53$$
$$W: \text{等価重量} = 35965.37 \text{ (kN)}$$

(2) タイプII地震動

$$Pa = 21346.83 \geq k_{hc} \times W = 17982.68 \text{ なので、耐力は満足している。}$$

ここに、

$$Pa: \text{地震時保有水平耐力 (kN)}$$
$$k_{hc}: \text{設計水平震度} = 0.50$$
$$W: \text{等価重量} = 35965.37 \text{ (kN)}$$

3.4.4 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

(1) タイプI地震動

$$P_u \leq P_s \text{ より 曲げ破壊型 となる。よって、}$$
$$Pa = P_u = 21346.83 \text{ (kN)}$$
$$\mu_a2 = \frac{\delta \text{ } l s2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.737$$

とする。

(2) タイプII地震動

$$P_u \leq P_s \text{ より 曲げ破壊型 となる。よって、}$$
$$Pa = P_u = 21346.83 \text{ (kN)}$$
$$\mu_a2 = \frac{\delta \text{ } l s2}{\alpha 2 \cdot \delta y} = 1.737$$

とする。

ここに、

$$Pa: \text{鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力}$$
$$\mu_a2: \text{鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率}$$
$$\alpha 2: \text{安全係数} = 1.2$$

3.4.5 作用荷重

(1) 設計水平震度

1) タイプI地震動

$$\begin{aligned}k_{hc1} &= c_s \cdot c_{Iz} \cdot k_{hco} &&= 0.40 \\k_{hc2} &= c_s \cdot 0.4 &&= 0.25 \\k_{hc3} &= c_{Iz} \cdot 0.4 &&= 0.40 \\k_{hemin} &&&= 0.53 \\k_{hc} &= \max(k_{hc1}, k_{hc2}, k_{hc3}, k_{hemin}) &&= 0.53\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}k_{hc} &: \text{設計水平震度} \\c_{Iz} &: \text{地域別補正係数} &&= 1.00 \\c_{Iz} \cdot K_{hco}: \text{地域別補正係数} \times \text{設計水平震度の標準値} &&&= 0.6321 \\c_s &: 6.4.4に規定する構造物特性補正係数 &&= 1 / (\sqrt{(2 \cdot \mu_a - 1)}) = 0.636 \\ \mu_a &: \text{許容塑性率} &&= 1.737 \\k_{hc1} &: \text{設計水平震度を求める基本式によって求めた震度} && \\k_{hc2} &: \text{例外規定「}k_{hc0} \text{に} c_{Iz} \text{を乗じた値が} 0.4 \text{を下回る} \text{」ときの震度} && \\k_{hc3} &: \text{例外規定「設計水平震度が} 0.4 \text{に} c_{Iz} \text{を乗じた値を下回る} \text{」ときの震度} && \\k_{hemin} &: \text{同一振動単位系に含まれる本橋脚以外の橋脚で求められた設計水平震度の最大値} && \\& \text{(本橋脚に適用する設計水平震度の最小値とする)} && \end{aligned}$$

3.4.7 残留変位による判定 (B種橋)

$\delta_{\text{B}} \text{ : 橋脚の許容残留変位}$
 $c_k \text{ : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$
 $r \text{ : 橋脚の降伏剛性に對する2次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚なので}$

(1) タイプI地震動

$\delta_R \leq \delta_{\text{B}}$ なので残留変位による照査を満足している。
ここに、

$\delta_R \text{ : 橋脚の残留変位}$
 $= c_k (\mu r - 1) (1 - r) \delta_y = 5.45 \text{ (mm)}$

$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$
 $= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 1.067$
 $= 135.26 \text{ (mm)}$

$\delta_y \text{ : 橋脚の降伏変位}$

(2) タイプII地震動

$\delta_R \leq \delta_{\text{B}}$ なので残留変位による照査を満足している。
ここに、

$\delta_R \text{ : 橋脚の残留変位}$
 $= c_k (\mu r - 1) (1 - r) \delta_y = 0.89 \text{ (mm)}$

$\mu r \text{ : 橋脚の応答塑性率}$
 $= \frac{1}{2} \left\{ \left(c2z \cdot khco \cdot \frac{W}{Pa} \right)^2 + 1 \right\} = 1.011$
 $= 135.26 \text{ (mm)}$

$\delta_y \text{ : 橋脚の降伏変位}$

3.4.8 基礎設計用水平震度

(1) タイプI地震動

$P_u = 21346.83 \text{ (kN)}$
 $W = 35965.37 \text{ (kN)}$
 $k_{hp} = \frac{CdF \cdot P_u}{W}$
 $= 0.65$

(2) タイプII地震動

$P_u = 21346.83 \text{ (kN)}$
 $W = 35965.37 \text{ (kN)}$
 $k_{hp} = \frac{CdF \cdot P_u}{W}$
 $= 0.65$

ここに、

k_{hp} : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度

CdF : k_{hp} 算出のための補正係数で1.1とする

P_u : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力 (kN)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (kN)

3.4.9 固有周期算定用剛性

橋脚天端から慣性力作用位置までを剛体として、固有周期算定に用いる剛性を求める。

$I_y = K(h^3 - hu^3) / (3 \cdot E) = 39.86174 \text{ (m}^4\text{)}$

$K = P_y / \delta_y = P_{yo} / \delta_{yo} = 157822.11 \text{ (kN/m)}$

ここに

I_y : 降伏剛性時の断面2次モーメント

K : 降伏剛性

P_y : 降伏水平耐力

δ_y : 降伏変位

P_{yo} : 橋脚の初降伏水平耐力 = 16008.07 (kN)

δ_{yo} : 橋脚の初降伏変位 = 101.43 (mm)

h : 橋脚基部から上部工慣性力作用位置までの距離 = 26.700 (m)

hu : 橋脚天端から上部工慣性力作用位置までの距離 = 4.500 (m)

E : コンクリートのヤング係数 = $2.50 \times 10^4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

3.4.10 主要断面のMc、Myo、MIs

(1) 基部断面

1) 条件

断面幅 5000.0 (mm) 断面高 6000.0 (mm)

コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

作用軸力 41817.0 (kN)

主鉄筋 $\Sigma A_s = 535128.0 \text{ mm}^2$ ※ 鉄筋位置は、圧縮側からの距離。

軸方向鉄筋比 = 1.78 (%)

番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)	番号	鉄筋位置 (mm)	鉄筋量 (mm ²)	降伏点強度 σ_y (N/mm ²)
1	5840	60810.0	345.0	2	5700	4054.0	345.0
3	5690	60810.0	345.0	4	5550	8108.0	345.0
5	5400	8108.0	345.0	6	5250	8108.0	345.0
7	5100	8108.0	345.0	8	4950	8108.0	345.0
9	4800	8108.0	345.0	10	4650	8108.0	345.0
11	4500	8108.0	345.0	12	4350	8108.0	345.0
13	4200	8108.0	345.0	14	4050	8108.0	345.0
15	3900	8108.0	345.0	16	3750	8108.0	345.0
17	3600	8108.0	345.0	18	3450	8108.0	345.0
19	3300	8108.0	345.0	20	3150	8108.0	345.0
21	3000	8108.0	345.0	22	2850	8108.0	345.0
23	2700	8108.0	345.0	24	2550	8108.0	345.0
25	2400	8108.0	345.0	26	2250	8108.0	345.0
27	2100	8108.0	345.0	28	1950	8108.0	345.0
29	1800	8108.0	345.0	30	1650	8108.0	345.0
31	1500	8108.0	345.0	32	1350	8108.0	345.0
33	1200	8108.0	345.0	34	1050	8108.0	345.0
35	900	8108.0	345.0	36	750	8108.0	345.0
37	600	8108.0	345.0	38	450	8108.0	345.0
39	310	60810.0	345.0	40	300	4054.0	345.0
41	160	60810.0	345.0				

2) 結果

ひび割れ時	軸方向鉄筋を考慮した断面積 断面係数 断面2次モーメント コンクリートの曲げ引張強度 ひび割れモーメント 曲率	A (m ²) W (m ³) I (m ⁴) σ_{bt} (N/mm ²) M_c (kN・m) ϕ (1/m)	34.281 36.857 110.571 1.9137 115491.7 0.00004178
初降伏時	コンクリート圧縮縁でのひずみ コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 初降伏時曲げモーメント (図心) $\phi_{yo} = \epsilon_{c}/\lambda_o$ (1/m)	$\epsilon_{c\ c}$ (mm) X_o (mm) M_{yo} (kN・m) $\phi_{yo} = \epsilon_{c}/\lambda_o$ (1/m)	0.00102864 2181.56 427415.6 0.00047151
圧縮限界時	最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみ 最外縁圧縮鉄筋から中立軸までの距離 圧縮限界時曲げモーメント (図心) $\phi_{ccl} = \epsilon_{ccl}/X_{ccl}$ (1/m) 許容曲率	ϵ_{ccl} (mm) X_{ccl} (mm) M_{ccl} (kN・m) $\phi_{ccl} = \epsilon_{ccl}/X_{ccl}$ (1/m)	0.01451514 1064.65 557382.5 0.01363376
引張限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 引張限界時曲げモーメント (図心) $\phi_{st} = \epsilon_{st}/X_{st}$ (1/m) 許容曲率	ϵ_{sc} ϵ_{st} X_{st} (mm) M_{st} (kN・m) $\phi_{st} = \epsilon_{st}/X_{st}$ (1/m)	0.00738040 0.03436873 4675.89 569960.4 0.00735020
限界時	最外縁引張鉄筋位置でのひずみ 最外縁引張鉄筋から中立軸までの距離 限界時曲げモーメント (図心) $\phi_{ls} = \epsilon_{ls}/X_{ls}$ (1/m) 許容曲率	ϵ_{ls} (mm) X_{ls} (mm) M_{ls} (kN・m) $\phi_{ls} = \epsilon_{ls}/X_{ls}$ (1/m)	0.03436873 4675.89 569960.4 0.00735020

コンクリートの応力度－ひずみ曲線

α	β	ρ_s	σ_{cc} (N/mm ²)	ϵ_{cc}	ϵ_{ccl}
0.20	0.40	0.01351200	27.543	0.00456390	0.01451514

鉄筋の応力度－ひずみ曲線

L_p (mm)	ϕ (mm)	β_s (N/mm ²)	β_{co} (N/mm ²)	ϵ_{st}
830.2	50.80	0.43603738	1.34500000	0.03436873

柱基部の軸圧縮応力度

	(N/mm ²)
軸方向圧縮応力度 σ_c	1.394

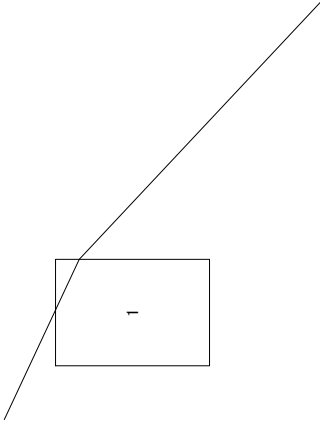
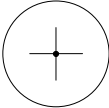
1 設計条件

1.1 基本データ

保存ファイル名： (橋脚の設計 連動データ)

工事名：

(1) 橋軸直角方向	杭列数	1 列	入力対象杭列	A 列
(2) 橋軸方向	杭列数	1 列	入力対象杭列	1 列
(3) 杭形状	円形			
(4) 適用基準	斜面上の深礎基礎設計施工便覧			
(5) 対象構造物	橋脚基礎			
(6) 抗周面摩擦の考慮	考慮しない			
(7) 杭径 (公称径)	D = 9.000 m			
杭径 (設計径)	D _s = 9.000 m			
(8) 使用材料 (深礎杭)	コンクリートの設計基準強度	σ_{ck} = 24 N/mm ²		
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)	SD345			
(せん断補強筋)	SD345			
単位体積重量	γ_s = 24.50 kN/m ³			
(9) 使用材料 (フーチング)	コンクリートの設計基準強度	σ_{ck} = 24 N/mm ²		
鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)	SD345			
(せん断補強筋)	SD345			
単位体積重量	γ_s = 24.50 kN/m ³			
(10) 解析方向	[設計方向2]			
(11) 荷重載荷方向	面内解析			
(12) 設計水平震度 (レベル1地震時)	+X (+Z) 方向			
(13) フーチングタイプ	k _{ai} = 0.20			
(14) 底板荷重の取扱い	フーチングなし			
(15) 荷重データを自動生成	作用格点に載荷			
(16) 作用位置自動設定の取扱い	行わない			
構造図	自動設定しない			



1.2 構造寸法

柱寸法
形状 : 矩形
断面寸法 L= 5.000 m
B= 6.000 m
中心位置 X= 0.000 m
Y= 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行		13.000	

1.4 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時
安全率 : 常時
応力度 : 常時
底面せん断 : 常時
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 8.00 (N/mm²)
σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{sa}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.23 (N/mm²)
τ_{a2} = 1.70 (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	44842.55	0.00	0.00

	杭列I
荷重分担率 μ V	1.0000
荷重分担率 μ H	1.0000
荷重分担率 μ M	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震
許容変位 δ_a = 25 (mm)
許容応力度 σ_{sa} = 12.00 (N/mm²)
σ_{sa} = 300.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)
σ_{sa} = 300.00 (N/mm²) (上記以外)
σ_{sa}' = 300.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)
τ_{a1} = 0.35 (N/mm²)
τ_{a2} = 2.55 (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	44842.55	3821.21	68935.43

	杭列I
荷重分担率 μ V	1.0000
荷重分担率 μ H	1.0000
荷重分担率 μ M	1.0000

1.5 荷重ケース (レベル2地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース1
○	—	○	—	—

慣性力の向き : +X (+Z) 方向
死荷重時上部工反力 RD = 25500.00 (kN)
橋脚躯体重量 WP = 16317.00 (kN)
底版下面からWp重心位置までの高さ yP = 11.100 (m)
慣性力を考慮する底版および土重量 WF = 0.00 (kN)
底版下面からWF重心位置までの高さ yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.64	0.60
khp	—	1.08	1.08
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	10143.56	10143.56
yU	m	26.700	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度
khg : 地盤面における設計水平震度
WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)
yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	3025.55	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
Vo	kN	44842.55	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.6 基礎基礎データ

1.6.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-25.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値 (kN/m)	単位重量 γ (kN/m)	内部重量 摩擦角 ϕ (度)	粘 着 力 C (kN/m)	変形係数 αE_0 (kN/m)	動的ポ アソン 比 νD	平均せん断 弾性波速度 V_{sd} (m/s)	動的変形 係 数 ED (kN/m)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α ： 内部計算

ひろがり角 β ： 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_a) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_a = 0 \text{ kN/m}^2$

土質 ： 硬岩 (亀裂多)

1.6.2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	etc (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	38	210	129.9	2394.000
2	26.0	38	150	177.6	1710.000

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	29
帯鉄筋の本数	n (本)	1.000
横拘束筋の断面積	A _s (cm ²)	6.424
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15.0
横拘束筋の有効長	d (cm)	920.0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	29
中間帯鉄筋の本数 n (本)	3.000
中間帯鉄筋の断面積A _s ' (cm ²)	19.272

2 許容応力度法

2.1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水 平 変 位	δ	mm	0.0
	δa	mm	25.0
地 盤 反 力 度	判定	OK	OK
	qmax	kN/m ²	319
抵抗	qa	kN/m ²	2500
	判定	OK	OK
せん断	H	kN	0.0
	Ha	kN	8104.8
杭体応力度	判定	OK	OK
	σc	N/mm ²	0.3
曲げ照査	σca	N/mm ²	8.0
	判定	OK	OK
せん断照査	σs	N/mm ²	-4.4
	σsa	N/mm ²	160.0
せん断照査	判定	OK	OK
	$\sigma s'$	N/mm ²	-4.4
せん断照査	$\sigma sa'$	N/mm ²	200.0
	判定	OK	OK
せん断照査	τm	N/mm ²	0.00
	τac	N/mm ²	0.13
せん断照査	$\tau a2$	N/mm ²	1.70
	Aw	cm ²	32.120
せん断照査	Awreq	cm ²	0.000
	判定	OK	OK
判定		OK	OK

2.2 弾塑性解析結果

2.2.1 杭体断面力

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	0.00	0.00	-3117.25
102	2.500	0.00	0.00	-3896.56
103	3.000	0.00	0.00	-4675.87
104	3.500	0.00	0.00	-5455.18
105	4.000	0.00	0.00	-6234.49
106	4.500	0.00	0.00	-7013.80
107	5.000	0.00	0.00	-7793.11
108	5.500	0.00	0.00	-8572.42
109	6.000	0.00	0.00	-9351.74
110	6.500	0.00	0.00	-10131.05
111	7.000	0.00	0.00	-10910.36
112	7.500	0.00	0.00	-11689.67
113	8.000	0.00	0.00	-12468.98
114	8.500	0.00	0.00	-13248.29
115	9.000	0.00	0.00	-14027.60
116	9.500	0.00	0.00	-14806.92
117	10.000	0.00	0.00	-15586.23
118	10.500	0.00	0.00	-16365.54
119	11.000	0.00	0.00	-17144.85
120	11.500	0.00	0.00	-17924.16
121	12.000	0.00	0.00	-18703.47
122	12.500	0.00	0.00	-19482.78
123	13.000	0.00	0.00	-20262.09

水平変位

$\delta = 0.0 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 20262.09 / 63.617 + (0.00 / 322.0623) \cdot (9.000 / 2 - 0.000)$

$= 319 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_s$

$= 1971257 \times 0.000 \times 10^{-3}$

$= 0.00 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{x\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=13.000 m)}$

$N = 20262.09 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s' = -4.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \text{ (Z=0.000 m)} \quad N = 0.00 \text{ kN} \quad M = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_n = 0.00 \leq 0.13 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_n = 0.00 \leq 1.70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7857.9 \text{ mm}, pt = 0.327 \%$

$Ce = 0.543, Cpt = 1.027, CN = 1.000, \tau_{a1} = 0.23, \tau_{ac} = 0.13, \tau_{a2} = 1.70$

1/2M_{max}点

$1/2M_{\text{max}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=13.000 m)}$

$N = 20262.09 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.4 \leq 160.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s' = -4.4 \leq 200.0 \text{ N/mm}^2$

荷重ケース 2 : レベル1地震時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	623.45	623.45	-3117.25
102	2.500	935.17	623.45	-3896.56
103	3.000	1246.90	623.45	-4675.87
104	3.500	1558.62	623.45	-5455.18
105	4.000	1870.35	623.45	-6234.49
106	4.500	2182.07	556.61	-7013.80
107	5.000	2426.96	426.35	-7793.11
108	5.500	2608.42	303.60	-8572.42
109	6.000	2730.56	189.62	-9351.74
110	6.500	2798.04	85.32	-10131.05
111	7.000	2815.88	-8.57	-10910.36
112	7.500	2789.46	-91.48	-11689.67
113	8.000	2724.40	-162.95	-12468.98
114	8.500	2626.52	-222.58	-13248.29
115	9.000	2501.82	-270.06	-14027.60
116	9.500	2356.46	-305.11	-14806.92
117	10.000	2196.71	-327.50	-15586.23
118	10.500	2028.96	-337.02	-16365.54
119	11.000	1859.69	-333.49	-17144.85
120	11.500	1695.47	-316.73	-17924.16
121	12.000	1542.96	-286.62	-18703.47
122	12.500	1408.86	-242.99	-19482.78
123	13.000	1299.97	-217.78	-20262.09

水平変位

$\delta = 0.2 \leq 25.0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 $d = 9.000 \text{ m}$

$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (D/2 - e)$

$= 20262.09 / 63.617 + (1299.97 / 322.0623) \cdot (9.000 / 2 - 0.000)$

$= 337 \leq 3750 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$S_b = K_s \times \delta_s$

$= 3942514 \times -0.047 \times 10^{-3}$

$= 185.73 \text{ kN}$

杭体応力度

$M_{\text{max}} = 1299.97 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=13.000 m)}$

$N = 20262.09 \text{ kN}$

$\sigma_c = 0.3 \leq 12.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s = -4.1 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_s' = -4.6 \leq 300.0 \text{ N/mm}^2$

$S_{\text{max}} = 623.45 \text{ kN} \text{ (Z=4.000 m)} \quad N = 6234.49 \text{ kN} \quad M = 1870.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\tau_n = 0.01 \leq 0.20 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$

$\tau_n = 0.01 \leq 2.55 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$

$b = 7976.0 \text{ mm}, d = 7857.9 \text{ mm}, pt = 0.327 \%$

$Ce = 0.543, Cpt = 1.027, CN = 1.000, \tau_{a1} = 0.35, \tau_{ac} = 0.20, \tau_{a2} = 2.55$

1/2M_{max}点
1/2M_{max} = 1407.99 kN・m (Z=12.504 m)
N = 19489.02 kN
σ_c = 0.3 ≦ 12.0 N/mm²
σ_s = -3.9 ≦ 300.0 N/mm²
σ_s' = -4.4 ≦ 300.0 N/mm²

3 安定照査 (レベル2地震時)

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸方向：タイプ7地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1
設計水平震度 C2z・khco = 0.64
設計水平震度 khp = 1.08
設計水平震度 khg = 0.50
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α_i・C2z・khco ≦ khpのとき
鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + Vd) \cdot \mu V \\ &= (25500.00 + 16317.00 + 3025.55) \times 1.0000 \\ &= 44842.55 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6371 \times (10143.56 + 16317.00) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha_i \times 16858.26 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha_i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha_i \times 0.6371 \times (10143.56 \times 10.000 + 16317.00 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 44842.55 \times 0.000 \\ &= \alpha_i \times 64625.54 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α_i・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma_c \\ &= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha_i \cdot khg \cdot Wpr \\ &= \alpha_i \times 0.50 \times 1558.623 \\ &= \alpha_i \times 779.311 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

q_{pr} ; 杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

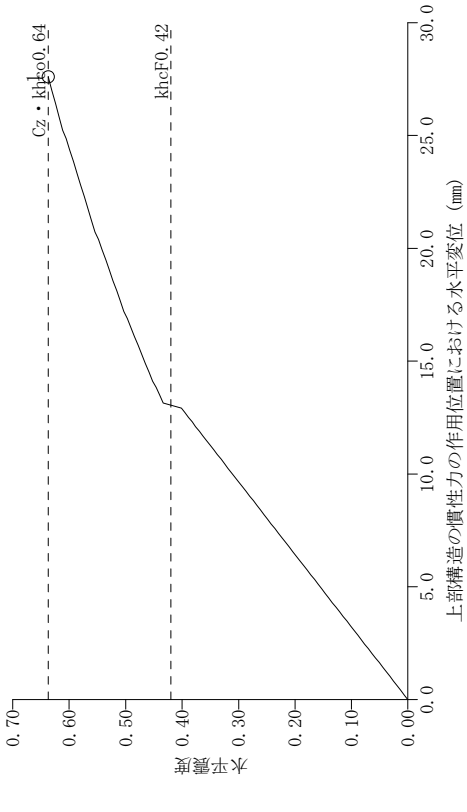
W_{pr} ; 杭突出部の杭長1 m当り重量(kN/m)

A_p ; 杭の断面積(m²)

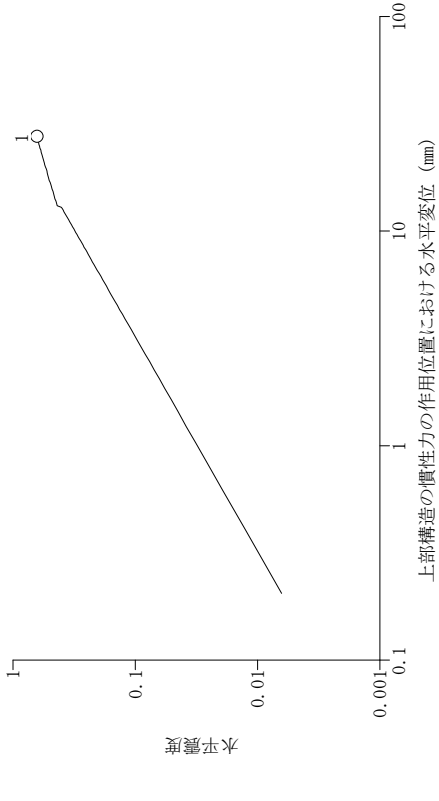
γ_c ; 杭の単位体積重量(kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス テップ α _i	水平 震度 k _i	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 (×10 ⁻³ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深礎基礎の状 態
1	1.000	0.637	14.0	1.4	27.6	α _i =1で基礎は降伏していない

No	載荷ス テップ α _i	水平 震度 k _i	塑性化 領域 L _p (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 A(m ²)	底面 浮上り率 (%)	深礎基礎の状 態
1	1.000	0.637	6.000	54.5	62.913	1.1	α _i =1で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 (α_i=1) を作用させたとときのせん断力及びせん断耐力

杭頭位置		杭番号 1	
せん断位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	16858.26 63582.32 OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	18416.88 63642.74 OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 18416.88 (kN) せん断耐力P_r 63642.74 (kN) 判定OK
基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径		D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C _s	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	7976
	部材高	h	mm	7976
	有効高	d	mm	7858
	補正係数	C _s	—	0.543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _r	%	0.327
	補正係数	C _{ps}	—	1.027
	作用軸力	N	N	44843×10 ³
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	710164×10 ⁶
	断面積	A _s	mm ²	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント	I _s	mm ⁴	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _s	N・mm	50448×10 ⁶
	補正係数	C _s	—	1.071
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	コンクリートの負担するせん断耐力	τ _s	N/mm ²	0.350
	コンクリートの負担するせん断耐力	S _s	N	13103×10 ³
	帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	32.120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345.0
	帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	50479×10 ³
	杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	63582×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径		D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数		C _s	—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅	b	mm	7976
	部材高	h	mm	7976
	有効高	d	mm	7858
	補正係数	C _s	—	0.543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比	p _r	%	0.327
	補正係数	C _{ps}	—	1.027
	作用軸力	N	N	47960×10 ³
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	710164×10 ⁶
	断面積	A _s	mm ²	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント	I _s	mm ⁴	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離	y	mm	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _s	N・mm	53955×10 ⁶
	補正係数	C _s	—	1.076
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	コンクリートの負担するせん断耐力	τ _s	N/mm ²	0.350
	コンクリートの負担するせん断耐力	S _s	N	13164×10 ³
	帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	32.120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔	s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	345.0
	帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	50479×10 ³
	杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	63643×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
	b		mm	7976
	h		mm	7976
	d		mm	7858
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数		C _c	—
	軸方向引張鉄筋比に関する補正		p _c	%
	補正係数		C _{pc}	—
軸方向圧縮力による補正	作用軸力		N	N
	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _c	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c		N/mm ²	0.350
	S _c		N	13164×10 ³
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	50479×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	63643×10 ³

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 155347.899 ≦ 563138.697	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 65104.647 ≦ 471846.701	--
降伏点判定	----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント	M _{max} 155348
降伏モーメント	M _l 563139
判定	M ≦ M _l
基礎は降伏しない OK	

せん断力の照査

杭頭位置	せん断力 P _c (kN) 判定	杭番号 1 16858.26 63582.32 OK
S _{max} 位置	せん断力 P _s (kN) 判定	18416.88 63642.74 OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 18416.88 (kN) せん断耐力P_c 63642.74 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN)=q_a×A'

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	8.684	62.913	63.617	471846.70

3.1.2 橋軸方向：タイプII地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.60

設計水平震度 khp = 1.08

設計水平震度 khg = 0.68

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α i・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (R_D + W_P + V_d) \cdot \mu V \\ &= (25500.00 + 16317.00 + 3025.55) \times 1.0000 \\ &= 44842.55 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco (W_U + W_P) + H_d \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha i \times 0.6000 \times (10143.56 + 16317.00) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha i \times 15876.34 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco (W_U \cdot y_U + W_P \cdot y_P) + M_d \} \cdot \mu M - H_d \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha i \times 0.6000 \times (10143.56 \times 10.000 + 16317.00 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 44842.55 \times 0.000 \\ &= \alpha i \times 60861.36 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α i・C2z・khco > khpのとき

領域(2)は存在しない。

※yolは、底板下面から作用格点までの鉛直距離。

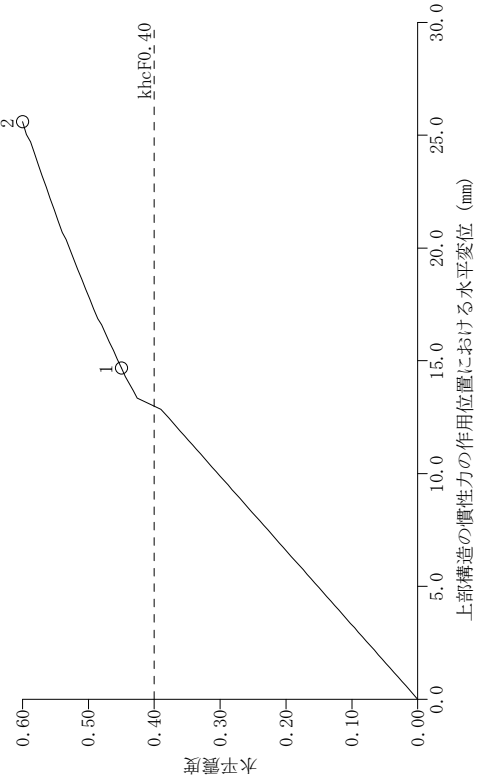
※xolは、底板中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

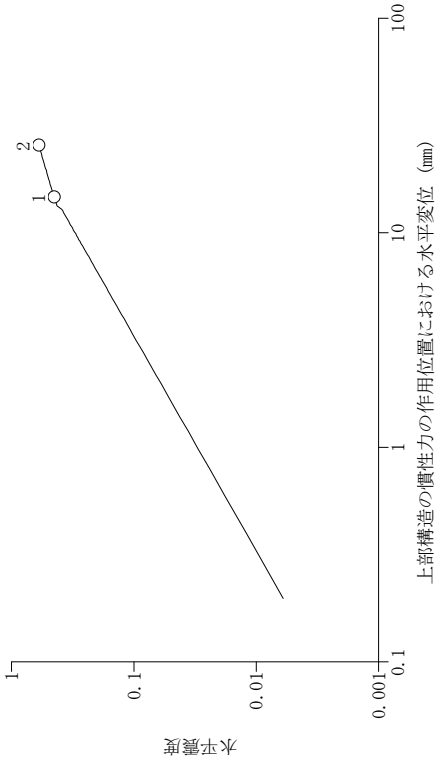
$$\begin{aligned} Wpr &= Ap \cdot \gamma c \\ &= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m} \\ qpr &= \alpha i \cdot k\alpha g \cdot Wpr \\ &= \alpha i \times 0.68 \times 1558.623 \\ &= \alpha i \times 1059.863 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

qpr ; 杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)
 Wpr ; 杭突出部の杭長 1 m 当り重量 (kN/m)
 Ap ; 杭の断面積 (㎡)
 γc ; 杭の単位体積重量 (kN/㎡)
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、
基礎の荷重－水平変位の関係を求める。
荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ αi	水平 震度 $k\alpha$	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.750	0.450	7.2	0.7	14.7	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	12.9	1.3	25.6	$\alpha i = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ αi	水平 震度 $k\alpha$	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 領域率 (%)	底面 有効面積 A (㎡)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.750	0.450	4.500	40.9	63.617	0.0	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	6.000	54.5	63.617	0.0	$\alpha i = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha i = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定
S _{max} 位置	せん断力 S (kN) せん断耐力 P _s (kN) 判定

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力 S 17996.06 (kN) せん断耐力 P_s 63642.74 (kN) 判定 OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7858
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 327
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	44843×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	710164×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	50448×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	13103×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32. 120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	50479×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	63582×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1. 000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7858
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0. 327
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	47960×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	710164×10 ⁶
	断面積		A _f	63. 617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322. 062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	53955×10 ⁶
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	0. 350
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	13164×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32. 120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345. 0
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	50479×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	63643×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000	
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000	
	b		mm	7976	
	h		mm	7976	
	d		mm	7858	
部材断面の有効高に關する補正 (正方形換算)	C _c		—	0.543	
	軸方向引張鉄筋比に関する補正		p _t	%	0.327
	補正係数		C _{co}	—	1.027
	作用軸力		N	N	47960×10 ⁶
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント（終局M）		M	N・mm	710164×10 ⁶
	断面積		A _c	mm ²	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _c	mm ⁴	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	mm	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm	53955×10 ⁶
	補正係数		C _{cs}	—	1.076
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c		N	13164×10 ⁶	
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²	32.120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	mm	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	50479×10 ⁶	
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	63643×10 ⁶	

基礎の状態

		判定式		判定
杭耐力(kN・m)	杭 1	148076.869	≦ 563138.697	OK
押込み支持力(kN)	杭 1	65104.647	≦ 477129.384	—
降伏点判定				OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

曲げモーメント		M _{max}	148077
降伏モーメント		M _i	563139
判 定		M ≦ M _i	
基礎は降伏しない		OK	

せん断力の照査

杭頭位置	せん断力 P _s (kN)	判定	杭番号 1
	15876.34	OK	63582.32
S _{max} 位置	せん断力 P _s (kN)	判定	杭番号 1
	17996.06	OK	63642.74

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 17996.06 (kN) せん断耐力P_s 63642.74 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。

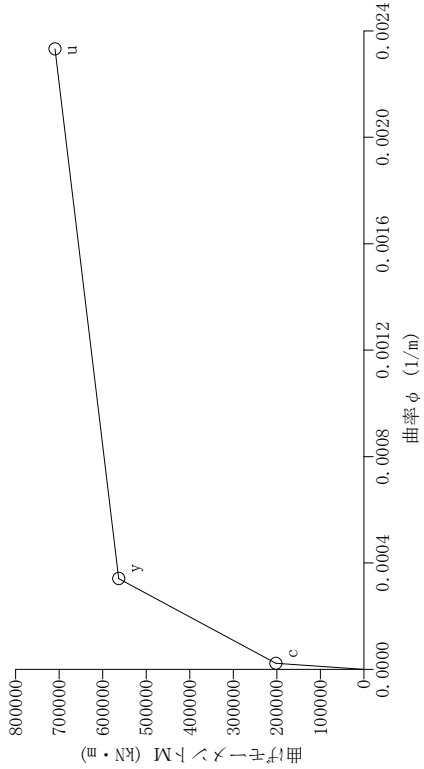
杭底面の押込み支持力 (PN_i=q_u×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	9.000	63.617	63.617	477129.38

3.2 杭体のM－φ 曲線

3.2.1 ケース 1

杭番号-1 区間長 L1=20.000 m 作用軸力 N=44842.55 kN



M _c = 202350.85 kN・m	M _y = 563138.70 kN・m	M _u = 710163.80 kN・m
φ c=2.2969E-005 1/m	φ y=3.4303E-004 1/m	φ u=2.3330E-003 1/m

1 設計条件

1.1 基本データ

保存ファイル名：(橋脚の設計 連動データ)

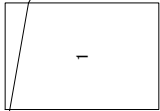
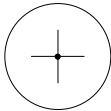
工事名：

- (1)橋軸直角方向
- (2)橋軸方向
- (3)杭形状
- (4)適用基準
- (5)対象構造物
- (6)杭周面摩擦の考慮
- (7)杭径 (公称径)
- 杭径 (設計径)
- (8)使用材料 (深礎杭)
- コンクリートの設計基準強度
- 鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
- (せん断補強筋)

- 単位体積重量
- (9)使用材料 (フーチング)
- コンクリートの設計基準強度
- 鉄筋の材質 (軸方向鉄筋)
- (せん断補強筋)
- 単位体積重量

- (10)解析方向
- (11)荷重載荷方向
- (12)設計水平震度 (レベル1地震時)
- (13)フーチングタイプ
- (14)底版荷重の取扱い
- (15)荷重データを自動生成
- (16)作用位置自動設定の取扱い

構造図



- 杭列数 1 列 入力対象杭列 A 列
- 杭列数 1 列 入力対象杭列 1 列
- 円形
- 斜面上の深礎基礎設計施工便覧
- 橋脚基礎
- 考慮しない
- D = 9.000 m
- D_s = 9.000 m

- σ_{sk} = 24 N/mm²
- SD345
- SD345
- γ_s = 24.50 kN/m³

- σ_{sk} = 24 N/mm²
- SD345
- SD345
- γ_s = 24.50 kN/m³

- [設計方向1]
- 面内解析
- +X (+Z) 方向
- k_{st} = 0.20

- フーチングなし
- 作用格点に載荷
- 行わない
- 自動設定しない

1.2 構造寸法

柱寸法

- 形状 : 矩形
- 断面寸法 L = 5.000 m
- B = 6.000 m
- 中心位置 X = 0.000 m
- Y = 0.000 m

1.3 杭配置及び杭長

1.3.1 杭配置

列No	X(m)
1	0.000

行No	Y(m)
1	0.000

1.3.2 杭長

	杭全長	L(m)	1列
1行		13.000	

1.4 荷重ケース (許容応力度法)

◇荷重ケース [1] : 常時

荷重状態 : 常時

安全率 : 常時

応力度 : 常時

底面せん断 : 常時

許容変位 δ_a = 25 (mm)

許容応力度

σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (軸方向鉄筋)

σ_{sa} = 160.00 (N/mm²) (上記以外)

σ_{sa}' = 200.00 (N/mm²) (圧縮鉄筋)

τ_{sa1} = 0.23 (N/mm²)

τ_{sa2} = 1.70 (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	49842.55	0.00	0.00

	杭列1
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

◇荷重ケース [2] : レベル1地震時

荷重状態 : 地震時
安全率 : 地震時
応力度 : 地震時
底面せん断 : 暴風・地震

許容変位 $\delta_a = 25$ (mm)
許容応力度 $\sigma_{sa} = 12.00$ (N/mm²)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (軸方向鉄筋)
 $\sigma_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (上記以外)
 $\sigma'_{sa} = 300.00$ (N/mm²) (圧縮鉄筋)
 $\tau_{sa} = 0.35$ (N/mm²)
 $\tau_{sa} = 2.55$ (N/mm²)

	V (kN)	H (kN)	M (kN・m)
底版下面作用力	44842.55	5321.21	108985.43

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.5 荷重ケース (レベル2 地震時)

計算対象

地震動タイプI		地震動タイプII		落橋防止
ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース2
○	—	○	—	—

慣性力の向き :+X(+Z) 方向

死荷重時上部工反力

橋脚躯体重量 RD = 25500.00 (kN)
底版下面からWp重心位置までの高さ WP = 16317.00 (kN)
慣性力を考慮する底版および土載土重量 yP = 11.100 (m)
底版下面からWF重心位置までの高さ WF = 0.00 (kN)
底版下面からWF重心位置までの高さ yF = 0.000 (m)

	単位	タイプI	タイプII
C2z・khco	—	0.63	0.60
khp	—	0.65	0.65
khg	—	0.50	0.68
WU	kN	27806.87	27806.87
yU	m	26.700	

ここに、C2z・khco : 設計水平震度

khp : 基礎の設計に用いる設計水平震度

khg : 地盤面における設計水平震度

WU : 当該橋脚が支持する上部構造部分の重量 (kN)

yU : 底版下面から上部構造慣性力作用位置までの高さ (m)

	単位	ケース1	ケース2
基礎の塑性化	—	許容しない	—
初期作用力 Vd	kN	3025.55	—
初期作用力 Hd	kN	0.00	—
初期作用力 Md	kN・m	0.00	—
V ₀	kN	44842.55	—

■ 荷重分担率

	杭列I
荷重分担率 μV	1.0000
荷重分担率 μH	1.0000
荷重分担率 μM	1.0000

1.6 基礎基礎データ

1.6.1 地盤条件

杭番号 1

地盤条件

層 No	杭頭から の距離 Z (m)	層の傾斜角 θ (度)
1	2.000	-10.0

設計地盤面の折れ点：なし

層 No	地盤 種別	土質	N値	単位重量 (kN/m ³)	内部 摩擦角 φ (度)	粘 着 力 C (kN/m ²)	変形係数 αE_0 (kN/m ²)	動的ポ アソン 比 ν_D	平均せん断 弾性波速度 V _{sd} (m/s)	動的変形 係 数 ED (kN/m ³)
1	軟岩	岩盤	190	20.00	40.0	84	397200	0.30	300.00	477551

すべり角 α : 内部計算

ひろがり角 β : 内部計算

杭底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan(\phi_a) = 0.6000$

杭底面と地盤との間の粘着力 $C_a = 0$ kN/m²

土質 : 硬岩 (亀裂多)

1.6.2 杭配筋

※かぶりは、設計径外縁から鉄筋図心までの距離です。

杭番号 1

・区間長 L1 = 20.000 m

主鉄筋

段	かぶり d (cm)	鉄筋径 呼びD	本数 n	c/c (mm)	鉄筋量 A _s (cm ²)
1	16.0	38	210	129.9	2394.000
2	26.0	38	150	177.6	1710.000

せん断補強鉄筋

帯鉄筋の呼び名	D	29
帯鉄筋の本数	n (本)	1. 000
横拘束筋の断面積	A _b (cm ²)	6. 424
帯鉄筋の間隔	s (cm)	15. 0
横拘束筋の有効長	d (cm)	920. 0

中間帯鉄筋

中間帯鉄筋の呼び名D	29
中間帯鉄筋の本数 n (本)	3. 000
中間帯鉄筋の断面積A _b ' (cm ²)	19. 272

2 許容応力度法

2. 1 計算結果一覧

杭番号 1

荷重ケース		1	2
水平変位	δ	mm	0. 0
	δ a	mm	25. 0
地盤反力度	q _{max}	kN/m ²	319
	q _a	kN/m ²	2500
抵抗断力		判定	OK
	H	kN	0. 0
	H _a	kN	8104. 8
		判定	OK
	σ c	N/mm ²	0. 3
	σ ca	N/mm ²	8. 0
		判定	OK
	σ s	N/mm ²	-4. 4
曲げ照査	σ sa	N/mm ²	160. 0
		判定	OK
	σ s'	N/mm ²	-4. 4
	σ sa'	N/mm ²	200. 0
		判定	OK
	τ m	N/mm ²	0. 00
せん断照査	τ ac	N/mm ²	0. 13
	τ a2	N/mm ²	1. 70
	A _w	cm ²	32. 120
	A _{wreq}	cm ²	0. 000
		判定	OK
	判定	OK	OK

2. 2 弾塑性解析結果

2. 2. 1 杭体断面積

荷重ケース 1 : 常時

杭番号 1

格点	杭前面での 深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0. 000	0. 00	0. 00	0. 00
101	2. 000	0. 00	0. 00	-3117. 25
102	2. 500	0. 00	0. 00	-3896. 56
103	3. 000	0. 00	0. 00	-4675. 87
104	3. 500	0. 00	0. 00	-5455. 18
105	4. 000	0. 00	0. 00	-6234. 49
106	4. 500	0. 00	0. 00	-7013. 80
107	5. 000	0. 00	0. 00	-7793. 11
108	5. 500	0. 00	0. 00	-8572. 42
109	6. 000	0. 00	0. 00	-9351. 74
110	6. 500	0. 00	0. 00	-10131. 05
111	7. 000	0. 00	0. 00	-10910. 36
112	7. 500	0. 00	0. 00	-11689. 67
113	8. 000	0. 00	0. 00	-12468. 98
114	8. 500	0. 00	0. 00	-13248. 29
115	9. 000	0. 00	0. 00	-14027. 60
116	9. 500	0. 00	0. 00	-14806. 92
117	10. 000	0. 00	0. 00	-15586. 23
118	10. 500	0. 00	0. 00	-16365. 54
119	11. 000	0. 00	0. 00	-17144. 85
120	11. 500	0. 00	0. 00	-17924. 16
121	12. 000	0. 00	0. 00	-18703. 47
122	12. 500	0. 00	0. 00	-19482. 78
123	13. 000	0. 00	0. 00	-20262. 09

水平変位

$\delta = 0. 0 \leq 25. 0 \text{ mm}$

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 d = 9. 000 m

$$q_{\text{max}} = N/A' + (M'/I') \cdot (b/2 - e)$$

$= 20262. 09/ 63. 617 + (0. 00/ 322. 0623) \cdot (9. 000/2 - 0. 000)$

$= 319 \leq 2500 \text{ kN/m}^2$

底面せん断力

$$S_b = K_b \times \delta_b$$

$= 1971257 \times 0. 000 \times 10^{-3}$

$= 0. 00 \text{ kN}$

杭体応力度

$$M_{\sigma \text{max}} = 0. 00 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (Z=13. 000 m)}$$

$$N = 20262. 09 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 0. 3 \leq 8. 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -4. 4 \leq 160. 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s' = -4. 4 \leq 200. 0 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\text{max}} = 0. 00 \text{ kN} \text{ (Z=0. 000 m)} \text{ N= } 0. 00 \text{ kN} \text{ M= } 0. 00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\tau_n = 0. 00 \leq 0. 13 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ac}$$

$$\tau_n = 0. 00 \leq 1. 70 \text{ N/mm}^2 = \tau_{a2}$$

$$b = 7976. 0 \text{ mm, d=7857. 9 mm, pt=0. 327 \%}$$

$$C_e = 0. 543, C_{pt} = 1. 027, C_N = 1. 000, \tau_{a1} = 0. 23, \tau_{ac} = 0. 13, \tau_{a2} = 1. 70$$

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 0.00 kN・m (Z=13.000 m)

N = 20262.09 kN

σ_c = 0.3 ≦ 8.0 N/mm²

σ_s = -4.4 ≦ 160.0 N/mm²

σ_s' = -4.4 ≦ 200.0 N/mm²

荷重ケース 2 : レベル1地震時

格点	杭前面での深さ Z(m)	曲げモーメント M(kN・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)
1	0.000	0.00	0.00	0.00
101	2.000	623.45	623.45	-3117.25
102	2.500	935.17	623.45	-3896.56
103	3.000	1246.90	475.73	-4675.87
104	3.500	1509.43	475.73	-5455.18
105	4.000	1722.63	378.48	-6234.49
106	4.500	1887.91	284.97	-7013.80
107	5.000	2007.60	196.67	-7793.11
108	5.500	2084.58	114.55	-8572.42
109	6.000	2122.15	39.31	-9351.74
110	6.500	2123.89	-28.53	-10131.05
111	7.000	2093.62	-88.59	-10910.36
112	7.500	2035.30	-140.55	-11689.67
113	8.000	1953.06	-184.18	-12468.98
114	8.500	1851.12	-219.26	-13248.29
115	9.000	1733.80	-245.64	-14027.60
116	9.500	1605.48	-263.19	-14806.92
117	10.000	1470.61	-271.77	-15586.23
118	10.500	1333.71	-271.29	-16365.54
119	11.000	1199.32	-261.66	-17144.85
120	11.500	1072.05	-242.79	-17924.16
121	12.000	956.53	-214.61	-18703.47
122	12.500	857.44	-177.04	-19482.78
123	13.000	779.50	-155.90	-20262.09

水平変位

δ = 0.1 ≦ 25.0 mm

底面鉛直地盤反力度

浮き上がりを生じない基礎底面幅 d = 9.000 m

q_{max}=N/A' + (M'／I')・(0／2－e)

= 20262.09/ 63.617+(779.50/ 322.0623)・(9.000/2- 0.000)

= 329 ≦ 3750 kN/m²

底面せん断力

S_b =k_s× δ_s

= 3942514× -0.033×10⁻³

= 130.02 kN

杭体応力度

M_{max} = 779.50 kN・m (Z=13.000 m)

N = 20262.09 kN

σ_c = 0.3 ≦ 12.0 N/mm²

σ_s = -4.2 ≦ 300.0 N/mm²

σ_s' = -4.5 ≦ 300.0 N/mm²

S_{max} = 623.45 kN (Z=2.500 m) N= 3896.56 kN M= 935.17 kN・m

τ_n = 0.01 ≦ 0.20 N/mm² = τ_{ac}

τ_n = 0.01 ≦ 2.55 N/mm² = τ_{a2}

b =7976.0 mm, d=7857.9 mm, pt=0.327 %

Ce=0.543, Cpt=1.027, CN=1.000, τa1=0.35, τac=0.20, τa2=2.55

1/2M_{max}点

1/2M_{max} = 1061.89 kN・m (Z=11.544 m)

N = 17992.74 kN

σ_c = 0.3 ≦ 12.0 N/mm²

σ_s = -3.7 ≦ 300.0 N/mm²

σ_s' = -4.1 ≦ 300.0 N/mm²

3 安定照査 (レベル2地震時)

3.1 照査結果

3.1.1 橋軸直角方向：タイプ1地震動－ケース1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.63

設計水平震度 khp = 0.65

設計水平震度 khg = 0.50

作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m

作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m

水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) αi・C2z・khco ≦ khpのとき

鉛直力

Vo = (RD + WP + Vd)・μV

= (25500.00 + 16317.00 + 3025.55)×1.0000

= 44842.55 kN

水平力

Ho = {αi・C2z・khco(WU + yU + WP + Hd)・μH

= {αi×0.6321×(27806.87 + 16317.00) + 0.00}×1.0000

= αi×27892.33 + 0.00 kN

モーメント

Mo = {αi・C2z・khco(WU・yU + WP・yP) + Md}・μM - Hd・μH・yo - Vo・xo

= {αi×0.6321×(27806.87×10.000 + 16317.00×0.000) + 0.00}×1.0000

- 0.00×1.0000×0.000 - 44842.55×0.000

= αi×175777.50 + 0.00 kN・m

領域(2) αi・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※yolは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※xolは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

Wpr = Ap・γc

= 63.6173×24.50 = 1558.623 kN/m

qpr = αi・khg・Wpr

= αi×0.50×1558.623

= αi×779.311 kN/m

ここに、

qpr ;杭突出部の慣性力による水平力(kN/m)

Wpr ;杭突出部の杭長1 m当り重量(kN/m)

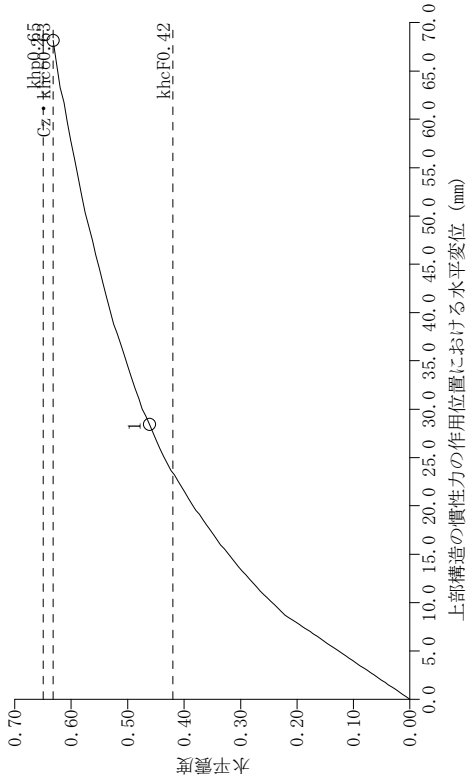
Ap ;杭の断面積(m²)

γc ;杭の単位体積重量(kN/m³)

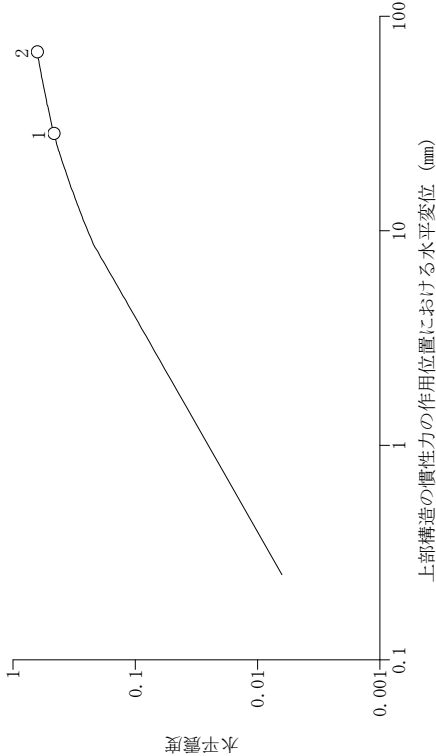
基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



LogP-LogS曲線による荷重－水平変位グラフ



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス テップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位 (mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位 (mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.730	0.461	13.7	1.5	28.4	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.632	33.3	3.5	68.2	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス テップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 傾成率 (%)	底面 有効面積 A (m ²)	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.730	0.461	4.500	40.9	62.931	1.1	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.632	6.500	59.1	45.859	27.9	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたとときのせん断力及びせん断耐力

杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _s (kN)	杭番号 1
S _{max} 位置	せん断力 判定	41441.14 63899.50	OK

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 41441.14 (kN) せん断耐力P_s 63899.50 (kN) 判定OK
基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D	mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _g	—	1.000
部材幅	b	mm	7976
部材高	h	mm	7976
有効高	d	mm	7858
補正係数	C _s	—	0.543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	p _t	%	0.327
作用軸力	C _{ax}	—	1.027
作用曲げモーメント (終局M)	M	N・mm	44843×10 ⁶
断面積	A _s	mm ²	710164×10 ⁶
断面二次モーメント	I _x	mm ⁴	63.617×10 ⁶
図心より引張縁までの距離	y	mm	322.062×10 ²
軸方向圧縮力による補正	M _c	N・mm	4500
補正係数	C _s	—	50448×10 ⁶
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _c	N/mm ²	1.071
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	0.350
帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²	13103×10 ⁶
帯鉄筋の間隔	s	mm	32.120×10 ²
帯鉄筋の降伏点	σ _{sy}	N/mm ²	150
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	345.0
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	50479×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	50479×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	63899×10 ³

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	mm
	部材高		h	mm
	有効高		d	mm
	補正係数		C _c	—
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	%
	補正係数		C _{pc}	—
	作用軸力		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用曲げモーメント (終局M)		M	N・mm
	断面積		A _f	mm ²
	断面二次モーメント		I _x	mm ⁴
	図心より引張縁までの距離		y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _c	N・mm
	補正係数		C _s	—
	コンクリートが負担できる平均せん断応力度		τ _c	N/mm ²
	コンクリートの負担するせん断耐力		S _c	N
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔		s	mm
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力		S _s	N	50479×10 ³
杭1本あたりのせん断耐力		P _s	N	63899×10 ³

基礎の状態

		判定式	判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1	316161.713 ≦ 563138.697	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1	65104.647 ≦ 343941.951	--
降伏点判定			OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

		杭番号 1
曲げモーメント	M_{max}	316162
降伏モーメント	M_e	563139
判 定	$M \leq M_e$	
基礎は降伏しない OK		

せん断力の照査

杭番号1		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号 1 27892.33 63582.32 OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号 1 41441.14 63899.50 OK

杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 41441.14 (kN) せん断耐力P_r 63899.50 (kN) 判定OK
以上より、基礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	6.095	45.859	63.617	343941.95

3. 1. 2 橋軸直角方向：タイプII地震動－ケース 1

■設計で考慮する荷重

荷重作用格点No：1

設計水平震度 C2z・khco = 0.60
設計水平震度 khp = 0.65
設計水平震度 khg = 0.68
作用格点からWU作用位置までの高さ yU = 10.000 m
作用格点からWP作用位置までの高さ yP = 0.000 m
水平力とモーメントは慣性力作用方向をプラスとします。

領域(1) α i・C2z・khco ≦ khpのとき
鉛直力

$$\begin{aligned} V_o &= (RD + WP + V_d) \cdot \mu V \\ &= (25500.00 + 16317.00 + 3025.55) \times 1.0000 \\ &= 44842.55 \text{ kN} \end{aligned}$$

水平力

$$\begin{aligned} H_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU + WP) + Hd \} \cdot \mu H \\ &= \{ \alpha i \times 0.6000 \times (27806.87 + 16317.00) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &= \alpha i \times 26474.32 + 0.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

モーメント

$$\begin{aligned} M_o &= \{ \alpha i \cdot C2z \cdot khco(WU \cdot yU + WP \cdot yP) + Md \} \cdot \mu M - Hd \cdot \mu H \cdot y_o - V_o \cdot x_o \\ &= \{ \alpha i \times 0.6000 \times (27806.87 \times 10.000 + 16317.00 \times 0.000) + 0.00 \} \times 1.0000 \\ &\quad - 0.00 \times 1.0000 \times 0.000 - 44842.55 \times 0.000 \\ &= \alpha i \times 166841.22 + 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

領域(2) α i・C2z・khco>khpのとき

領域(2)は存在しない。

※y_oは、底版下面から作用格点までの鉛直距離。

※x_oは、底版中心から作用格点までの水平距離。

杭突出部の慣性力

$$\begin{aligned} W_{pr} &= A_p \cdot \gamma_c \\ &= 63.6173 \times 24.50 = 1558.623 \text{ kN/m} \\ q_{pr} &= \alpha i \cdot khg \cdot W_{pr} \\ &= \alpha i \times 0.68 \times 1558.623 \\ &= \alpha i \times 1059.863 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、

q_{pr}；杭突出部の慣性力による水平力 (kN/m)

W_{pr}；杭突出部の杭長 1 m 当り重量 (kN/m)

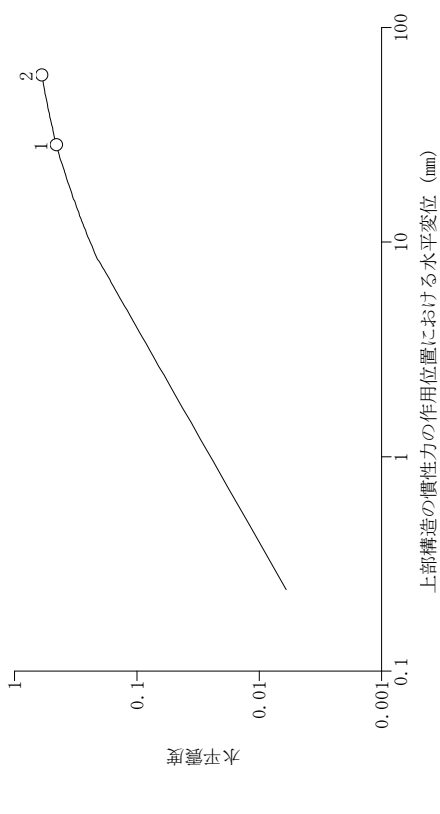
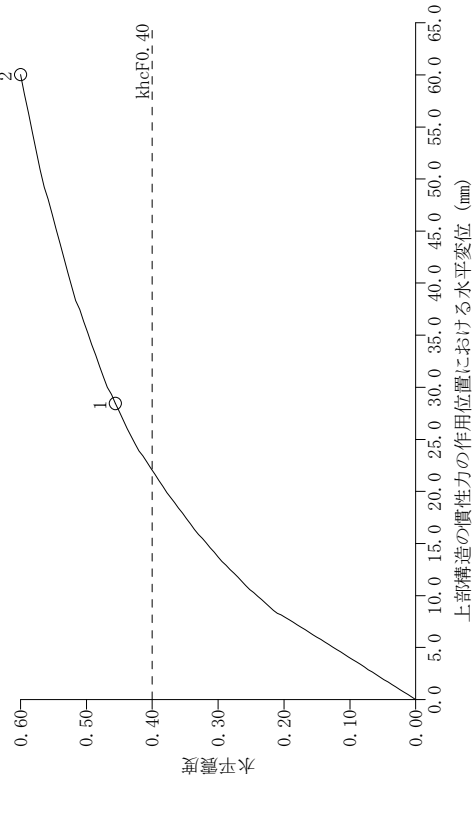
A_p；杭の断面積 (m²)

γ_c；杭の単位体積重量 (kN/m³)

基礎の設計で考慮する荷重を段階的に増加させながら作用させ、

基礎の荷重－水平変位の関係を求める。

荷重－水平変位の関係



深礎基礎の状態変化点一覧表

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	基礎天端 の水平 変位(mm)	基礎天端の 回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	上部構造の 慣性力の作用 位置における 水平変位(mm)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.760	0.456	13.8	1.5	28.5	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	29.3	3.1	60.0	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

No	載荷ス トップ α_1	水平 震度 k_h	塑性化 領域 L_p (m)	塑性化 傾斜率 (%)	底面 有効面積 $A(m^2)$	底面 浮上り率 (%)	深 礎 基 礎 の 状 態
1	0.760	0.456	4.500	40.9	62.898	1.1	$\log P \sim \log S$ 法で求まる急変点
2	1.000	0.600	6.000	54.5	48.597	23.6	$\alpha_1 = 1$ で基礎は降伏していない

基礎の設計で考慮する荷重 ($\alpha_1 = 1$) を作用させたときのせん断力及びびせん断耐力

杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 せん断耐力 判定
S_{max} 位置	せん断力 せん断耐力 判定

杭番号1

鉄筋区間1 せん断力S 39310.49 (kN) せん断耐力P_r 63899.50 (kN) 判定OK

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 杭頭位置

杭径	D		9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C_c	—	1.000
	b	mm	7976
	h	mm	7976
	d	mm	7858
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	補正係数	C_c	—
	軸方向引張鉄筋比	p _t	%
	補正係数	$C_{c\theta}$	—
		N	N
軸方向圧縮力による補正	作用軸力	M	44843×10^6
	作用曲げモーメント (終局M)	M	710164×10^6
	断面積	A _f	mm ²
	断面二次モーメント	I _x	mm ⁴
軸方向圧縮力による補正	図心より引張縁までの距離	y	mm
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント	M _c	N・mm
	補正係数	C_{λ}	—
		N/mm ²	1.071
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ_c	N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _c	N	13103×10^6
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積	A _s	mm ²
	帯鉄筋の間隔	s	mm
	帯鉄筋の降伏点	σ_{sy}	N/mm ²
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s	N	50479×10^6
杭1本あたりのせん断耐力	P _s	N	63582×10^6

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 S_{max}位置

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7858
	補正係数		C _c	0.543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.327
軸方向圧縮力による補正	補正係数		C _{pc}	1.027
	作用軸力		N	61208×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	710164×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	68859×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.097
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _o		N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _s		N	13420×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32.120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	50479×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	63899×10 ⁶

基礎のせん断耐力明細表 杭番号 1 鉄筋区間1

杭径	D		mm	9000
荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数	C _c		—	1.000
部材断面の有効高に関する補正 (正方形換算)	部材幅		b	7976
	部材高		h	7976
	有効高		d	7858
	補正係数		C _c	0.543
軸方向引張鉄筋比に関する補正	軸方向引張鉄筋比		p _t	0.327
軸方向圧縮力による補正	補正係数		C _{pc}	1.027
	作用軸力		N	61208×10 ⁶
	作用曲げモーメント (終局M)		M	710164×10 ⁶
	断面積		A _f	63.617×10 ⁶
	断面二次モーメント		I _x	322.062×10 ¹²
	図心より引張縁までの距離		y	4500
	軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント		M _L	68859×10 ⁶
	補正係数		C _s	1.097
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	τ _o		N/mm ²	0.350
コンクリートの負担するせん断耐力	S _s		N	13420×10 ⁶
帯鉄筋	帯鉄筋の断面積		A _s	32.120×10 ⁶
	帯鉄筋の間隔		s	150
	帯鉄筋の降伏点		σ _{sy}	345.0
帯鉄筋の負担するせん断耐力	S _s		N	50479×10 ⁶
杭1本あたりのせん断耐力	P _s		N	63899×10 ⁶

基礎の状態

判定式		判定
杭耐力 (kN・m)	杭 1 301094.459 ≦ 563138.697	OK
押込み支持力 (kN)	杭 1 65104.647 ≦ 364477.746	--
降伏点判定	----	OK

※押込み支持力は判定に用いないため参考値です。

基礎の耐力照査 (kN, m, kN)

杭番号 1	
曲げモーメント M _o	301094
降伏モーメント M _L	563139
判定	M≦M _L
基礎は降伏しない、OK	

せん断力の照査

		杭番号 1	
杭頭位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	杭番号 1 26474.32 63582.32 OK
S _{max} 位置	せん断力 判定	S (kN) P _r (kN)	39310.49 63899.50 OK

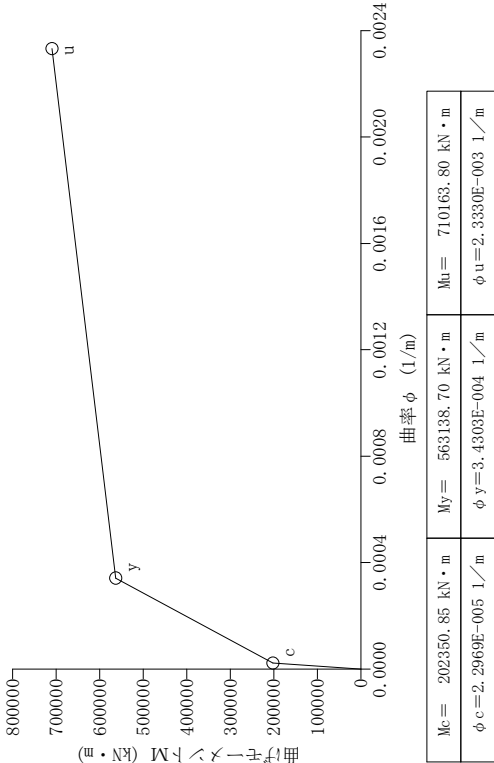
杭番号1
鉄筋区間1 せん断力S 39310.49 (kN) せん断耐力P_r 63899.50 (kN) 判定OK
以上より、深礎基礎の安全性の判定を満足する。
杭底面の押込み支持力 (PN=q_a×A')

杭番号	許容支持力度 q _a (kN/m ²)	有効載荷幅 d (m)	有効載荷面積 A' (m ²)	杭の断面積 A (m ²)	押込み支持力 PN (kN)
1	7500	6.426	48.597	63.617	364477.75

3.2 杭体のM-φ曲線

3.2.1 ケース 1

杭番号-1 区間長 L1=20.000 m 作用軸力 N=44842.55 kN



§ 10. A2橋台の設計

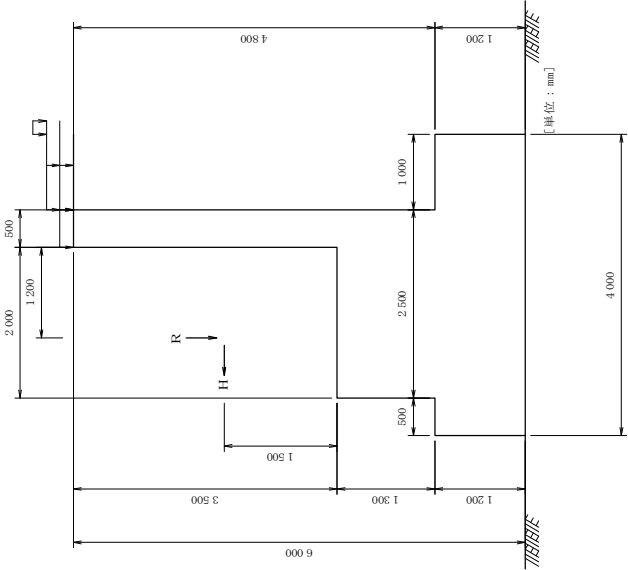
1. 設計条件

1.1 構造形式

- ・逆T式橋台(直接基礎)

1.2 形状寸法

(1) 躯体形状



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
7700		

1.3 地盤条件

重要度 : B種

地域区分: B2

地盤種別: I種

1.4 使用材料

- 【コンクリート】 胸壁設計時 : σ_{ck} = 24.0 (N/mm²)
堅壁設計時 : σ_{ck} = 24.0 (N/mm²)
底板設計時 : σ_{ck} = 24.0 (N/mm²)

【使用鉄筋材料】

部 材	主鉄筋	せん断補強鉄筋
胸 壁	SD345	SD345
堅 壁	SD345	SD345
底 版	SD345	SD345

- 【せん断抵抗角】 せん断抵抗角 φ = 25.00
残留強度 φ_{res} = 25.00
ピーク強度 φ_{peak} = 30.00

【単位体積重量】

軀 体	鉄筋コンクリート	(kN/m ³)	
		24.500	
		9.800	
		飽和重量	
前 面		19.000	19.800
背 面		18.000	18.800

1.5 作用荷重

(1) 設計震度

1) レベル1地震時

対 象	橋軸方向
軀 体	0.13
土 砂	0.14

(2) 地震動の方向

荷 重 状 態	地震動の方向
常時1(浮力無し)	——
常時2(浮力無し)	——
地震時(浮力無し)	背面から前面

(3) 上部工反力

1) 上部工反力作用位置

	上部工反力位置
橋軸方向XR(m)	1.200
橋軸方向YR(m)	1.500

橋軸方向XR : 胸壁前面位置からの距離 (m)

橋軸方向YR : 橋座面位置からの距離 (m)

2) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
常時(浮力無し)	6000.000	0.000	6000.000	1300.000	0.000
常時2(浮力無し)	6000.000	0.000	6000.000	1300.000	0.000
地震時(浮力無し)	6000.000	0.000	6000.000	—	600.000

Rd : 上部工死荷重反力

Rex : 上部工死荷重反力、活荷重反力以外の鉛直反力

RD : 上部工鉛直反力

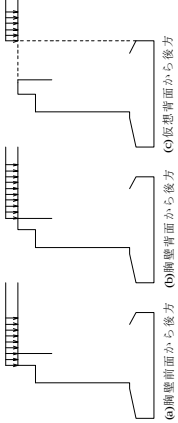
RL : 上部工活荷重反力

RH : 上部工水平反力

(4) 地表面荷重

1) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	地表面荷重 (kN/m ²)		活荷重位置		
	死荷重 Qd	活荷重 Ql	a	b	c
常時1(浮力無し)	0.000	0.000			
常時2(浮力無し)	0.000	10.000	○	○	○
地震時(浮力無し)	0.000	—			



(5) 土砂の扱い

荷 重 状 態	前面土砂		前趾設計時 前趾上土砂
	鉛直	水平	
常時1(浮力無し)	無視	—	無視
常時2(浮力無し)	無視	—	無視
地震時(浮力無し)	無視	無視	無視

(6) 水位の考慮

- 水位位置は、フーチング底面からの高さとする

荷 重 状 態	背面水位 Hf (m)	前面水位 Hf (m)	水位の影響	
			浮 力	水 圧
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	無視	無視

1.6 土圧

- 土圧の作用面の壁面摩擦角(度)と仮想背面の扱い

荷 重 状 態	安定計算時	堅壁設計時	算 出 式
	土-土	土-コンクリート	
常 時	25.000	8.333	クーロン式
地震時	12.500	0.000	修正物部・岡部

- 水位以下の土圧算出における水位

常時土圧 : 考慮する

レベル1地震時: 考慮する

- 土圧を考慮しない下面からの高さ

安定計算時 0.000(m)

堅壁設計時 0.000(m)

- 土圧算出時における土圧の作用幅 (m)

適用	扱い	作用幅	
		堅壁区間	底板区間
安定計算	底板幅	7.700	7.700
堅壁設計	堅壁幅	7.700	—
底板設計	底板幅	7.700	7.700

堅壁区間の重心補正： 0.000(m)
底板区間の重心補正： 0.000(m)
・土圧係数及び土圧強度(kN/㎡) (範囲はフーチング底面からの距離)

荷重 状態	範囲(m)	安定計算時		堅壁設計時	
		始まり	終わり	土圧係数	算出式
常時	0.000	6.000	6.000	0.355	0.377
地震時	0.000	6.000	0.475	0.32+1.11・Kh	0.33+1.14・Kh

(1) 常時土圧係数(クローン式)

1) 安定計算時(土-土)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}}^2 \right\} \cos^2(25.000 - 0.000)}$$
$$= \frac{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 25.000) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.000 + 25.000) \sin(25.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 25.000) \cos(0.000 - (0.000))}}^2 \right\}}{\cos^2(25.000 - (0.000))}$$
$$= 0.355$$

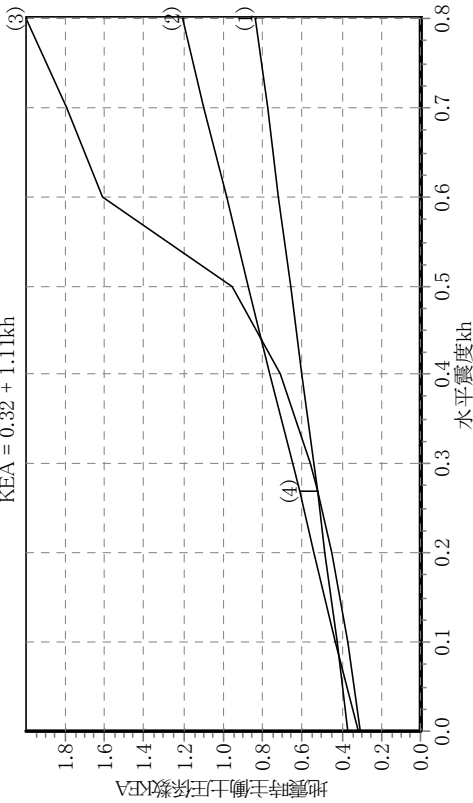
2) 堅壁設計時(土-コンクリート)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}}^2 \right\} \cos^2(25.000 - 0.000)}$$
$$= \frac{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 8.333) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.000 + 8.333) \sin(25.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 8.333) \cos(0.000 - (0.000))}}^2 \right\}}{\cos^2(25.000 - (0.000))}$$
$$= 0.377$$

(2) 地震時土圧係数(修正物部・岡部式)

1) 安定計算時(土-土)

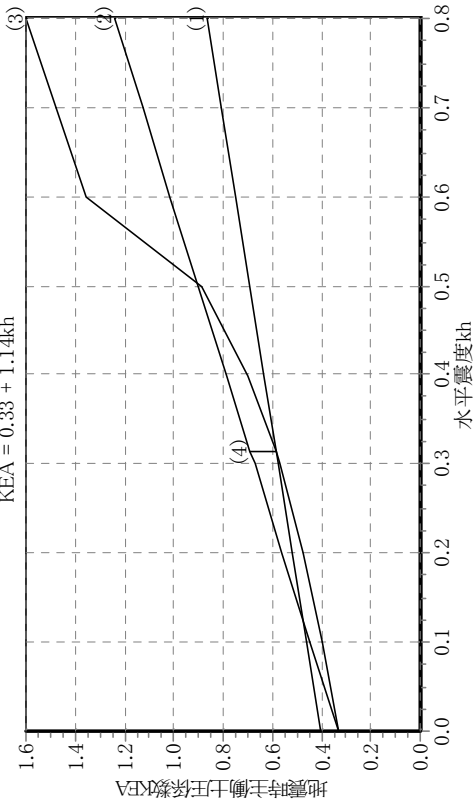
地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係
KEA = 0.32 + 1.11kh



- (1) 修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
- (2) 修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
- (3) 物部・岡部の地震時主働土圧係数
- (4) 一次主働破壊面 $\theta s = 56.9^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta s = 41.0^\circ$

2) 堅壁設計時(土-コンクリート)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係
KEA = 0.33 + 1.14kh



- (1) 修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(一次)
- (2) 修正物部・岡部の地震時主働土圧係数(二次)
- (3) 物部・岡部の地震時主働土圧係数
- (4) 一次主働破壊面 $\theta s = 60.0^\circ$ 二次主働破壊面 $\theta s = 41.3^\circ$

※グラフ(1)は、任意の震度に対する一次主働破壊面 $\theta s1$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出
グラフ(2)は、任意の震度に対する二次主働破壊面 $\theta s2$ を用いた主働土圧係数KEA1の算出

1.7 水圧

- 背面水圧における水圧の作用方向は、水平方向

1.8 基礎の条件

1.8.1 許容せん断抵抗算出用データ

基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_s$	0.00
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_s$	0.600

1.8.2 フーチング厚さ照査用データ

(1) 地盤データ

基礎底面の变形係数 αE_s	(kN/m ²)	
	常 時	地震時
	196000.000	392000.000

(2) 底版データ

フーチングのヤング係数 $\times 10^4$	(N/mm ²)	2.500
フーチング厚さ上限値(輪軸幅-壁壁厚)/n		5.00

1.9 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.9.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	割増係数	許容偏心量 e_b / B (m)	滑動安全率	鉛直支持力算出時の安全率	最大地盤反力度 (kN/m ²)
常時1(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
常時2(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	600.000
地震時(浮力無し)	1.50	1/3	1.2	2.0	900.000

ここに、

B : 基礎幅 (m)

e_b : 荷重の偏心量 (m), ただし、 $e_b=M_b/V$

M_b : 基礎底面に作用するモーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

1.9.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 胸壁(一般部材)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の引張応力度 σ_{ss}	せん断応力度 τ_{s1}		斜引張鉄筋引張応力度 σ_{ss}
				τ_{s1}	τ_{s2}	
常 時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	180.000

(N/mm²)

2) 壁壁(一般部材)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の引張応力度 σ_{ss}	せん断応力度 τ_{s1}	コンクリートの軸圧縮応力度 σ_{cha}	鉄筋の圧縮応力度 σ_{sha}
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	6.500	200.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	6.500	200.000
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	9.750	300.000

(N/mm²)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増係数	斜引張鉄筋引張応力度 σ_{ss}
常時1(浮力無し)	1.00	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	180.000
地震時(浮力無し)	1.50	300.000

3) 底版(一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の引張応力度 σ_{ss}	せん断応力度 τ_{s1}	せん断応力度 τ_{s2}	斜引張鉄筋引張応力度 σ_{ss}
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	180.000
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700	180.000
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550	300.000

ここに、

τ_{s1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

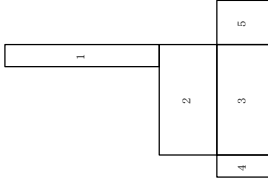
τ_{s2} : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2. 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

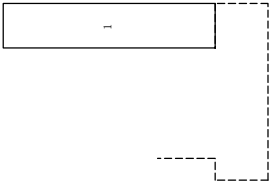
区 分	幅 × 高さ × 奥行	計算式	体積 Vi (m ³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
				Xi	Yi			
1	0.500×3.500×7.700	13.475	2.750	4.250	37.056	57.269	躯体	
2	2.500×1.300×7.700	25.025	1.750	1.850	43.794	46.286	躯体	
3	2.500×1.200×7.700	23.100	1.750	0.600	40.425	13.860	躯体	
4	0.500×1.200×7.700	4.620	0.250	0.600	1.135	2.772	躯体	
5	1.000×1.200×7.700	9.240	3.500	0.600	32.340	5.544	躯体	
Σ			75.460	—	—	154.770	125.741	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 154.770 / 75.460 = 2.051$ (m)

$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 125.741 / 75.460 = 1.666$ (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	計 画 式 幅 × 高さ × 奥行	体 積 Vi (m ³)	重心位置 (m)		Vi ・ Xi	Vi ・ Yi	備 考
			Xi	Yi			
1	1.000 × 4.800 × 7.700	36.960	3.500	3.600	129.360	133.056	
Σ		36.960	—	—	129.360	133.056	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 129.360 / 36.960 = 3.500 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 133.056 / 36.960 = 3.600 \text{ (m)}$

2.2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 75.460 = 1848.770 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 2.051 \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot kh = 1848.770 \times 0.130 = 240.340 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 1.666 \text{ (m)}$

(2) 土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = Wu + W1 \text{ (kN)}$

$Wu = Vu \text{ (水より上の体積) } \cdot \gamma \text{ (土の湿潤重量) } \text{ (kN)}$

$W1 = V1 \text{ (水より下の体積) } \cdot \gamma_{sat} \text{ (土の飽和重量) } \text{ (kN)}$

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot Kh \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = (Wu \cdot Yu + W1 \cdot Y1) / W \text{ (m)}$

[1] 常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)、地震時(浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置		
	体 積 V (m ³)	重心位置 (m)	体 積 V1 (m ³)		重心位置 (m)
	X	Y	X1	Y1	
土砂(背面)	36.960	3.500	3.600	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 Vu (m ³)	重心位置 (m)
	Xu	Yu
土砂(背面)	36.960	3.500

水位より上の体積

$Vu = V - V1$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$

$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 Wu = Vu × γ (kN)	水位より下の重量 W1 = V1 × γ _{sat} (kN)
土砂(背面)	36.960 × 18.000 = 665.280	0.000 × 18.800 = 0.000

位 置	鉛直力 W Wu + W1 (kN)	作用位置 X (m)	水平力 H W ・ Kh (kN)	作用位置 Y (m)
土砂(背面)	665.280 + 0.000 = 665.280	3.500	665.280 × 0.14 = 93.139	3.600

2.3 上部工反力、載荷荷重

(1) 上部工反力

[1] 常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)

鉛直力 $Rv = 7300.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.300 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 7300.000 \cdot 1.300 = 9490.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

[2] 地震時(浮力無し)

鉛直力 $Rv = 6000.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.300 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 6000.000 \cdot 1.300 = 7800.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

水平力 $RH = 600.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 4.000 \text{ (m)}$

モーメント $My = RH \cdot Y = 600.000 \cdot 4.000 = 2400.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

(2) 載荷荷重

鉛直力

$N = q \cdot L \cdot B$

作用位置

$X = Ls + \frac{L}{2.0}$

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

qd : 地表面載荷荷重強度(死荷重扱い)

$q1$: 地表面載荷荷重強度(活荷重扱い)

B : 地表面載荷荷重直角方向幅, $B = 7.700 \text{ (m)}$

Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2(浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1(a)	10.000	2.500	1.500	115.500	3.250
q1(b)	10.000	3.000	1.000	77.000	3.500
q1(c)	—	—	—	—	—

2.4 土圧・水圧

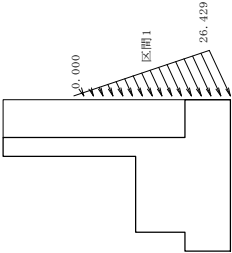
(1) 共通データ

水の単位体積重量	γ_w (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力(常時)	C (kN/m ²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

(2) 土圧力

[1] 常時1 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重量	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	6.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 4.135 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ 0.000
	壁面摩擦角 (度)	δ 25.000
	単位体積重量(飽和) (飽和)	γ_t γ_{sat} 18.000 18.800
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp 4.000
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Kd2 Ku2 0.35506 0.35506 0.35506 0.35506
	土圧強度 [1] 水位より上の土圧強度 (上) [2] 水位より上の土圧強度 (下) [3] 水位より下の土圧強度 (上) [4] 水位より下の土圧強度 (下)	 0.000 26.429 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ + θ) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(δ + θ) (土圧の鉛直成分)	 420.774 0.000 420.774 381.351 177.827
作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2])+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4])+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan θ		1.378 0.000 1.378 4.000

・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (Pev \cdot X)}{\Sigma Pev} = 4.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.378 \text{ (m)}$$

・土圧力

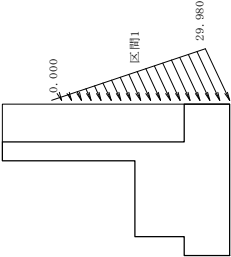
鉛直力

$$P_v = \Sigma Pev = 177.827 \text{ (kN)}$$

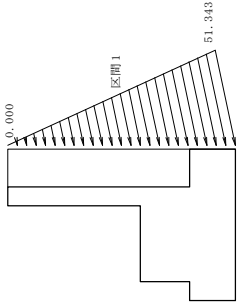
水平力

$$P_h = \Sigma Peh = 381.351 \text{ (kN)}$$

[2] 常時2 (浮力無し)



[3]地震時(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項	目	区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 0.000 0.000 0.000
	土圧強度	1186.028 0.000
土 圧 力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	1186.028 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(δ+θ) (土圧の鉛直成分)	1186.028 1187.914 256.703
作 用 位 置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2]) Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4]) Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan θ	2.000 0.000 2.000 4.000

・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (Pev \cdot X)}{\Sigma Pev} = 4.000 (m)$$

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 2.000 (m)$$

・土圧力

1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	6.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項	目	区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	γ t γ sat
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp
	背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2
	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	0.000 0.000 0.000 0.000
	土圧強度	541.426 0.000
土 圧 力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	541.426 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(δ+θ) (土圧の鉛直成分)	541.426 490.698 228.816
作 用 位 置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/3・([1]+[2]) Y2 = (2・[3]+[4])・h2/3・([3]+[4]) Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan θ	1.564 0.000 1.564 4.000

・作用位置

$$X = \frac{\Sigma (Pev \cdot X)}{\Sigma Pev} = 4.000 (m)$$

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.564 (m)$$

・土圧力

鉛直力

$$Pv = \Sigma Pev = 228.816 (kN)$$

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 490.698 (kN)$$

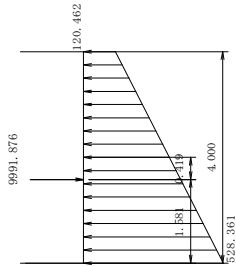
2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合 (三角形分布)

$$q_{max} = 2 \frac{V_b}{L \cdot x}$$

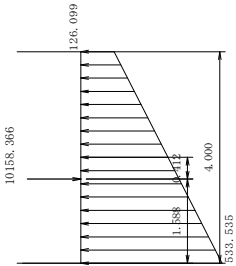
ここに、

- V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
- M_b : 基礎底面中心に作用するモーメント (kN・m)
- e_b : 荷重の偏心量 (m)
- x : 底面反力の作用幅 (m), $x = 3 (B/2 - e_b)$
 x がBより小さいときには、三角形分布となり、
 x がBより大きい時には、台形分布となる。
- q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)
- q_{min} : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)
- B : 基礎幅 (m), $B = 4.000$
- L : 基礎の奥行き (m), $L = 7.700$

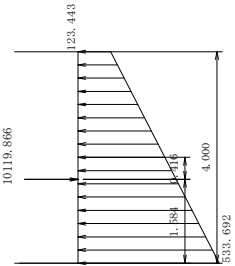
[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し) a



[3] 常時2 (浮力無し) b



荷重状態 (水 位)	偏心量 (m)	
	$e_b = M_b/V_b$	許容値 e_b
常時1 (浮力無し)	0.419	≦ 0.667
常時2 (浮力無し) a	0.412	≦ 0.667
常時2 (浮力無し) b	0.416	≦ 0.667
常時2 (浮力無し) c	0.431	≦ 0.667
地震時 (浮力無し)	0.917	≦ 1.333

2. 6. 2 滑動に対する安定

$$H_b = c_d A_b + V_b \tan \phi_b$$

ここに、

- H_b : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)
- c_b : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²), $c_b = 0.000$
- $\tan \phi_b$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, $\tan \phi_b = 0.600$
- A_b : 有効載荷面積 (m²), $A_b = L \cdot B$
- V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN) ただし、浮力を差し引いた値とする。
- L : 基礎の奥行き (m), $L = 7.700$
- B : 基礎の有効載荷幅 (m), $B = B - 2e_b$
- B : 基礎幅 (m), $B = 4.000$
- e_b : 荷重の偏心量 (m)

荷重状態 (水 位)	偏心量 e_b (m)	有効 載荷幅 B (m)	有効 載荷面積 A_b (m ²)	鉛直荷重 V_b (kN)
常時1 (浮力無し)	0.419	3.162	24.346	9991.876
常時2 (浮力無し) a	0.412	3.176	24.459	10158.366
常時2 (浮力無し) b	0.416	3.168	24.391	10119.866
常時2 (浮力無し) c	0.431	3.138	24.164	10042.866
地震時 (浮力無し)	0.917	2.165	16.673	8770.754

$$f_s = H_b/H_b$$

ここに、

- f_s : 滑動に対する安全率
- H_b : 基礎底面に作用する水平荷重 (kN)

荷重状態 (水 位)	せん断 抵抗力 H_b (kN)	作用 水平力 H_b (kN)	安全率 f_s	必要 安全率 $f_{s, req}$
常時1 (浮力無し)	5995.126	381.351	15.721	≧ 1.500
常時2 (浮力無し) a	6095.020	490.698	12.421	≧ 1.500
常時2 (浮力無し) b	6071.920	490.698	12.374	≧ 1.500
常時2 (浮力無し) c	6025.720	490.698	12.280	≧ 1.500
地震時 (浮力無し)	5262.453	2091.394	2.516	≧ 1.200

2. 6. 3 地盤反力度の計算

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合 (台形分布)

$$q_{min}, q_{max} = \frac{V_b \pm 6M_b}{LB}$$

2.6.4 フーチング厚さの照査

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定

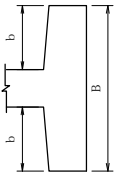
$$\beta \cdot \lambda \leq 1.0$$

ここに、

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot k_v}{E \cdot h^3}} \quad (\text{m}^{-3})$$

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_v = k_w \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$



k_w : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m²)

$$k_w = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha E_o$$

B_v : 基礎に換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{L \cdot B} = 5.550$$

αE_o : 設計の対象とする位置の変形係数 (kN/m²)

A_v : 鉛直方向の換算載荷幅 (m²)

B : フーチングの幅 (m), $B = 4.000$

L : フーチングの奥行き (m), $L = 7.700$

E : フーチングのヤング係数 (kN/m²), $E = 2.50 \times 10^7$

h : フーチングの厚さ (m), $h = 1.200$

λ : フーチングの換算突出長 (m), $\lambda = 1.000$

$$\lambda = b/b_0 \text{ は上図の長い方}$$

ただし、 $b \geq B/2$ ならば $b = B/2$

荷重状態	変形係数 αE_o (kN/m²)	鉛直方向地盤反力係数		β (m⁻³)	$\beta \cdot \lambda$
		k_w (kN/m²)	k_v (kN/m²)		
常時	196000.000	653333.333	73243.525	0.267056	0.267
地震時	392000.000	1306666.667	146487.051	0.317584	0.318

(2) フーチング厚さの上限値(掃軸方向幅-縦壁の厚さ)/n による判定

$$FH_h \geq FH_v$$

ここに、

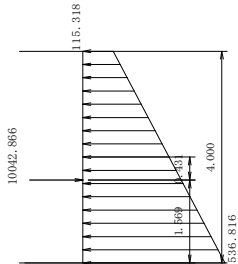
FH_h : フーチングの厚さ (m), $FH_h = 1.200$

FH_v : 剛体であると判定する厚さ (m), $FH_v = 1.500/5.000 = 0.300$

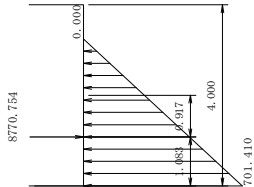
(3) 照査結果

(1) $\beta \cdot \lambda$ による判定	(2) フーチング厚さの 上限値による判定	判 定
常時: $0.267 \leq 1.0$ 地震時: $0.318 \leq 1.0$ フーチングは 剛体と見なせる	(2) $1.200 \geq 0.300$ フーチングは 剛体と見なせる	(1)または(2)を満足しているので フーチングは剛体として設計してよい

[4] 常時2 (浮力無し) c

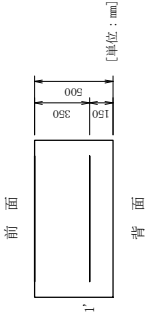


[5] 地震時 (浮力無し)



3. 1.2 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄 筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)
1 前面	—	—	—	—	—
2 背面	—	—	—	—	—
1' 前面	15.0	D51	20.270	8.00	162.160
2' 背面	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_u : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_u = b \cdot h^2 / 6 = 41666.7 \times 10^3$

σ_{sk} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{sk} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.0$

N : 軸方向力 (N), $N = 0.0$

A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), $A_s = b \cdot h = 500000$

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), $h = 500.000$

設計位置	荷重状態	使用 鉄筋量 (cm)	M ×1.7 (kN・m)	M _u (kN・m)	最小 鉄筋量 (cm)
背面側	常時	162.160	421.314	> 79.737	6.744

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は5.0と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

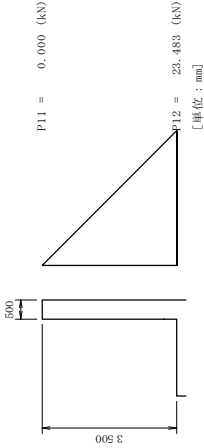
$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

3. 胸壁の設計

3. 1 踏掛版を設置しない場合の設計

・背面に対して常時で設計する。

3. 1. 1 断面力の集計



(1) T荷重による断面力

$$M_u = \frac{K_s \cdot T}{1.375} \cdot \left[-h + (h + a) \log \left(\frac{a + h}{a} \right) \right] = 199.888 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$S_u = \frac{K_s \cdot T}{1.375} \cdot \log \left(\frac{a + h}{a} \right) = 79.941 \quad (\text{kN})$$

ここに、

M_u : T荷重による曲げモーメント (kN・m)

S_u : T荷重によるせん断力 (kN)

K_s : 常時土圧係数(鉛直部), $K_s = 0.377$

T : T荷重の片側荷重 (kN), $T = 100.000$

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

a : 接地長 (m), $a = 0.200$

(2) 土圧による断面力

$$E_h = \frac{1}{2} (P11 + P12) \cdot h = 41.095 \quad (\text{kN})$$

$$P11 = q \cdot K_s \cdot \cos \delta = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P12 = (q + \gamma \cdot h) \cdot K_s \cdot \cos \delta = 23.483 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$M_u = E_h \cdot Y_e = 47.944 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$Y_e = \frac{2 \cdot P11 + P12}{3 \cdot (P11 + P12)} \cdot h = 1.167 \quad (\text{m})$$

ここに、

E_h : 土圧力 (kN)

h : 胸壁の高さ (m), $h = 3.500$

K_s : 常時土圧係数(鉛直部), $K_s = 0.377$

P11, P12: 土圧強度 (kN/m²)

M_u : 土圧による曲げモーメント (kN・m)

Y_e : 土圧力の作用位置 (m)

q : 載荷荷重 (kN/m²), $q = 0.000$

γ : 土の単位重量 (kN/m³), $\gamma = 18.000$

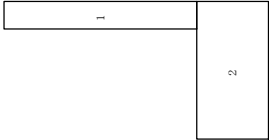
δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角(度), $\delta = 8.333$

(3) 断面力の集計

$$\text{曲げモーメント} \quad M = M_u + M_s = 199.888 + 47.944 = 247.832 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{せん断力} \quad S = S_u + E_h = 79.941 + 41.095 = 121.035 \quad (\text{kN})$$

- ここに、
4. 堅壁の設計
4. 1 堅壁基部の設計
4. 1. 1 水位を考慮しないブロックデータ
- (1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.500×3.500×7.700	13.475	2.250	3.050	30.319	41.099	
2	2.500×1.300×7.700	25.025	1.250	0.650	31.281	16.266	
Σ		38.500	—	—	61.600	57.365	

重心 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 61.600 / 38.500 = 1.600 \text{ (m)}$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 57.365 / 38.500 = 1.490 \text{ (m)}$

4. 1. 2 躯体自重，上部工反力，その他荷重による鉛直力、水平力

- (1) 躯体自重 (偏心モーメントを無視します)

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 38.500 = 943.250 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 1.600 \text{ (m)}$

水平力 $H = W \cdot kh = 943.250 \times 0.130 = 122.622 \text{ (kN)}$

作用位置 $Y = 1.490 \text{ (m)}$

- (2) 上部工反力

- [1] 常時1 (浮力無し)、常時2 (浮力無し)

鉛直力 $Rv = 7300.000 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.000 \text{ (m)}$

モーメント $Mx = Rv \cdot X = 7300.000 \cdot 0.450 = 3285.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

(偏心モーメントは、無条件に無視します)

鉛直力の作用位置

$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \text{ (m)}$

ここに、

B : 堅壁厚さ

BR : 堅壁前面から胸壁前面までの距離

XR : 胸壁前面から作用位置までの距離

- ここに、
- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), $h = 500.000$
- b : 部材断面幅 (mm), $b = 1000.000$
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, $n = 15.00$
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σc : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σs : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

設計位置	荷重状態	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
背面側	常 時	247.832	23.572	7.745	≤ 8.000	56.326	≤ 180.000

(4) セン断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

τ_m : 平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 作用せん断力 (N)

d : 部材の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau_{a1} = Ce \cdot Cpt \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数 (下限値以下は線形補間により求める)

P_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)		補正係数	
				計算値 τ	許容値 τ_{a1}	Ce	Cpt
背面側	常 時	121.035	35.000	0.346	≤ 0.473	1.700	1.371
							1.500

2) 土圧算出結果

	項 目	区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m) 4.800 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 2.990 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ 0.000
	壁面摩擦角 (度)	δ 8.333
	単位体積重量(飽和) γ _t γ _{sat}	(kN/m³) 18.000 18.800
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp 3.000
	土圧係数 背面水位より上の土圧係数 (上) 背面水位より下の土圧係数 (下)	Ku1 Kl1 Ku2 Kl2 0.37672 0.37672 0.37672 0.37672
	土圧強度 [1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)	(上) (下) (上) (下) 0.000 20.273 0.000 0.000
	土圧力 Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)	233.351 0.000 233.351 230.887
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/[3・([1]+[2])] + h2 + HL + hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/[3・([3]+[4])] + HL + hr Y = (Pe1・Y1 + Pe2・Y2)/Pe	0.997 0.000 0.997

・作用位置

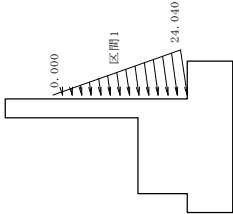
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 0.997 \text{ (m)}$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 230.887 \text{ (kN)}$$

[2] 常時2 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m²)	10.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	4.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

[2] 地震時 (浮力無し)

鉛直力 Rv = 6000.000 (kN)
作用位置 X = 0.000 (m)
モーメント Mx = Rv・X = 6000.000・0.450 = 2700.000 (kN・m)
(偏心モーメントは、無条件に無視します)
水平力 RH = 600.000 (kN)
作用位置 Y = 2.800 (m)
モーメント My = RH・Y = 600.000・2.800 = 1680.000 (kN・m)
鉛直力の作用位置

$$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 1.250 - 0.800 = 0.450 \text{ (m)}$$

ここに、

B： 堅壁厚さ

BR： 堅壁前面から胸壁前面までの距離

XR： 胸壁前面から作用位置までの距離

水平力の作用位置

$$Y = YZ + YR = 1.300 + 1.500 = 2.800 \text{ (m)}$$

ここに、

YZ： 堅壁前面高さ

YR： 脊座面から作用位置までの高さ

4.1.3 土圧・水圧

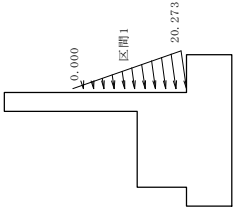
(1) 共通データ

水の単位体積重量	γ _w (kN/m³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	7.700
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力(常時)	C (kN/m²)	10.000

地震時土圧には、粘着力が零の時の土質定数を用いるため、粘着力は考慮しない。

(2) 土圧力

[1] 常時1 (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	4.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
単位体積重量(飽潤) γsat		(kN/m³)
土圧の作用原点(X座標) (m)		Xp
土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上)	Ku1
	背面水位より下の土圧係数 (下)	Kl1
	背面水位より下の土圧係数 (上)	Ku2
土 圧 強 度	[1]水位より上の土圧強度 (上)	
	[2]水位より上の土圧強度 (下)	
	[3]水位より下の土圧強度 (上)	
	[4]水位より下の土圧強度 (下)	
土 圧 力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	328.133 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)	328.133 324.668
	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/ {3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/ {3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	1.182 0.000 1.182

・作用位置

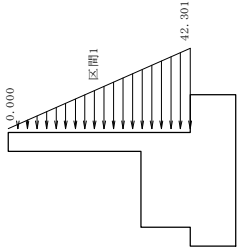
$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.182(m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 324.668(kN)$$

[3]地震時(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷重量	q (kN/m²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	4.800
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2) 土圧算出結果

項 目		区間1
条 件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	θ
	壁面摩擦角 (度)	δ
単位体積重量(飽潤) γt γsat		(kN/m³)
土圧の作用原点(X座標) (m)		Xp
土 圧 係 数	背面水位より上の土圧係数 (上)	Ku1
	背面水位より下の土圧係数 (下)	Kl1
	背面水位より下の土圧係数 (上)	Ku2
土 圧 強 度	[1]水位より上の土圧強度 (上)	
	[2]水位より上の土圧強度 (下)	
	[3]水位より下の土圧強度 (上)	
	[4]水位より下の土圧強度 (下)	
土 圧 力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	781.731 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(δ+θ) (土圧の水平成分)	781.731 781.731
	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/ {3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/ {3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe	1.600 0.000 1.600

・作用位置

$$Y = \frac{\Sigma (Peh \cdot Y)}{\Sigma Peh} = 1.600(m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \Sigma Peh = 781.731(kN)$$

4. 1. 4 断面力の集計

[1] 常時1(浮力無し)

項 目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M ₀ +M _i (kN・m)
躯体自重	943.250	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	7300.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	230.887	0.000	0.997	230.095
合 計	8243.250	230.887	—	—	230.095
単位幅当り	1070.552	29.985	—	—	29.883

[2]常時2(浮力無し)

項 目	N _e (kN)	H _e (kN)	X _e (m)	Y _e (m)	M =M _e +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	943.250	0.000	0.000	0.000	0.000
上部工反力	7300.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土 圧 力	0.000	324.668	0.000	1.182	383.678
合 計	8243.250	324.668	――	――	383.678
単位幅当り	1070.552	42.165	――	――	49.828

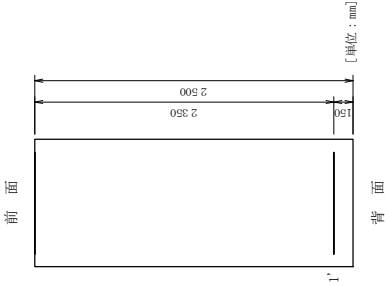
[3]地震時(浮力無し)

項 目	N _e (kN)	H _e (kN)	X _e (m)	Y _e (m)	M =M _e +M _{ec} (kN・m)
躯体自重	943.250	122.622	0.000	1.490	182.708
上部工反力	6000.000	600.000	0.000	2.800	1680.000
土 圧 力	0.000	781.731	0.000	1.600	1250.769
合 計	6943.250	1504.353	――	――	3113.477
単位幅当り	901.721	195.371	――	――	404.348

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、曲げモーメントは反時計回りを正

4. 1. 5 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ³)
1 前面	――	――	――	――	――
2 前面	――	――	――	――	――
1' 背面	15.0	D19	2.865	4.00	11.460
2' 背面	――	――	――	――	――

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_e = Z_e \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_e} \right)$$

ここに、

M_e： ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_e： コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_e = b・h²/6 = 1041670×10³

σ_{bt}： コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{bt} = 0.23 σ_{ck}^{2/3}

σ_{ck}： コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{ck} = 24.0

N： 軸方向力 (N)

A_e： コンクリート部材の断面積 (mm²), A_e = b・h = 2500000

b： 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

h： 部材断面高 (mm), h = 2500.000

$$A' = N / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{sa})$$

ここに、

A'： 必要断面積 (mm²)

N： 軸方向力 (N)

σ_{sa}： 鉄筋の許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{sa}： コンクリートの許容軸圧縮応力度 (N/mm²)

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ³)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	N (kN)	必要断面積 A _e (cm ²)	鉄筋量 0.008A _e (cm ³)	最 小 鉄筋量 (cm ³)
常時1 (浮力無し)	11.460	50.800 ≦ 2439.477	1070.552	1070.552	1321.669	10.573	10.573
常時2 (浮力無し)	11.460	84.708 ≦ 2439.477	1070.552	1070.552	1321.669	10.573	10.573
地震時 (浮力無し)	11.460	687.391 ≦ 2369.131	901.721	901.721	742.157	5.937	5.937

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより

大きい場合 終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量,

5.0 (単鉄筋時)・10.0 (複鉄筋時), 0.008A'

小さい場合 5.0 (単鉄筋時)・10.0 (複鉄筋時), 0.008A' の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^3 - 3 \cdot \left(\frac{h}{2} - e \right) \cdot x^2 - \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} \cdot x \\ + \frac{6n}{b} \left\{ A_s' \cdot d' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' - e \right) + A_s \cdot d \cdot \left(\frac{h}{2} - d - e \right) \right\} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{N}{b \cdot x - n \cdot A_s \cdot \frac{d-x}{x} + n \cdot A_s' \cdot \frac{x-d'}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

(4)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度 (N/mm²)
- S_h : 作用せん断力 (N)
- d : 部材の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)
- $\tau_{a1} = Ce \cdot Cpt \cdot CN \cdot \tau_{a1}'$
- $CN = 1 + \frac{M_u}{M}$ (1 ≤ CN ≤ 2)

ここに、

- τ_{a1}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)
- Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

Cpt : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

CN : 軸方向圧縮力による補正係数

M_u : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる

曲げモーメント (N・mm)

$$M_u = \frac{N}{A_s} \cdot \frac{I_u}{y}$$

N : 部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)

A_s : 部材断面積 (mm²)

I_u : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm⁴)

y : 部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)

荷重状態(水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	Ce	Cpt
常時1 (浮力無し)	29,985	235,000	0.013 ≦	0.110	1.700	0.797
常時2 (浮力無し)	42,165	235,000	0.018 ≦	0.110	1.700	0.797
地震時 (浮力無し)	195,371	235,000	0.083 ≦	0.167	2.550	0.797

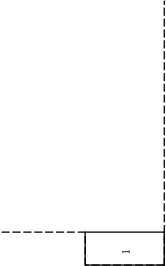
5. 前趾の設計

5.1 付け根位置の設計

5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 2500,000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000,000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- A_s' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- N : 軸方向力 (N)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時1 (浮力無し)	29,883	1070,552	1609,114	0.461 ≦	8,000	-5,910 ≦	200,000
常時2 (浮力無し)	49,828	1070,552	1097,852	0.480 ≦	8,000	-5,663 ≦	200,000
地震時 (浮力無し)	404,348	901,721	240,326	0.750 ≦	12,000	-0,249 ≦	300,000

引張応力度がマイナスの場合は、全断面圧縮となりますので鉄筋の圧縮応力度との比較となります。

2)自重・重心

区分	計算式 幅×高さ×奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	0.500×1.200×7.700	4.620	0.250	1.155	
Σ		4.620	—	1.155	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 1.155 / 4.620 = 0.250 \text{ (m)}$

5.1.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 4.620 = 113.190 \text{ (kN)}$

作用位置 $X = 0.250 \text{ (m)}$

5.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q1+q2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1+q2}{3 \cdot (q1+q2)} \cdot L$$

ここに、

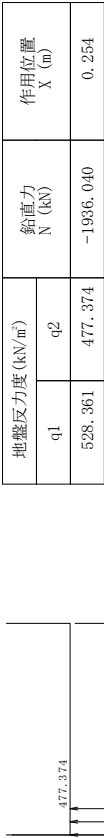
q1：前趾前面位置の地盤反力度

q2：前趾設計位置の地盤反力度

L：前趾設計張出長 L = 0.500 (m)

B：前趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



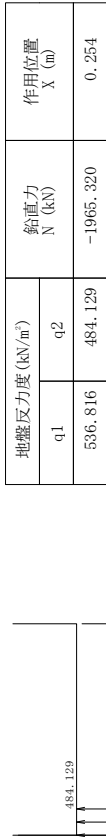
[2] 常時2 (浮力無し) a



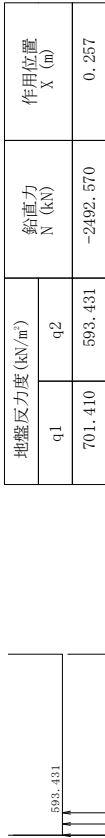
[3] 常時2 (浮力無し) b



[4] 常時2 (浮力無し) c



[5] 地震時 (浮力無し)



5.1.4 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項目	N (kN)	Xi (m)	M = N・Xi (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1936.040	0.254	492.189
合計	1822.850	—	463.892
単位幅当り	236.734	—	60.246

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1956.071	0.254	497.188
合 計	1842.881	—	468.890
単位幅当り	239.335	—	60.895

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1955.996	0.254	497.225
合 計	1842.806	—	468.928
単位幅当り	239.326	—	60.900

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	1965.320	0.254	499.782
合 計	1852.130	—	471.484
単位幅当り	240.536	—	61.232

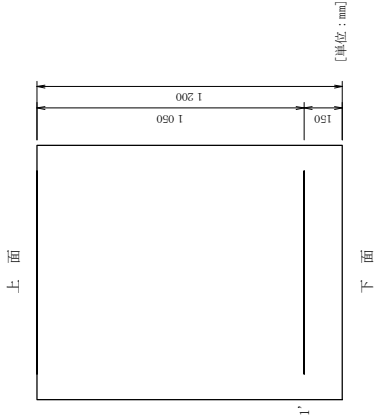
[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN・m)
躯体自重	-113.190	0.250	-28.298
地盤反力	2492.570	0.257	640.464
合 計	2379.380	—	612.167
単位幅当り	309.010	—	79.502

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

5. 1. 5 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位 置	かぶり (cm)	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm)
1 上 面	—	—	—	—
2 下 面	—	—	—	—
1' 下 面	15.0	D16	4.00	7.944
2' 上 面	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_e = Z_e \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_e : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_e : コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_e = b・h²/6 = 240000×10³

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{bt} = 0.23 σ_{ak}^{2/3}

σ_{ak} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{ak} = 24.0

N : 軸方向力 (N), N = 0.0

A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), A_s = b・h = 1200000.000

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), h = 1200.000

荷重状態 (水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M ×1.7 (kN・m)	M _e (kN・m)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
常時1 (浮力無し)	7.944	102.418 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) a	7.944	103.521 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) b	7.944	103.530 ≦	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) c	7.944	104.094 ≦	459.283	5.000
地震時 (浮力無し)	7.944	135.154 ≦	459.283	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は5.0と表示。

大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

よりxを求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h-x}{2} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x-d') \cdot (h/2-d')}{x} + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm), h = 1200.000
- b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- σ c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- σ s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N・mm)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1(浮力無し)	60.246	14.678	0.821 ≦	8.000	75.750 ≦	180.000
常時2(浮力無し) a	60.895	14.678	0.829 ≦	8.000	76.567 ≦	180.000
常時2(浮力無し) b	60.900	14.678	0.830 ≦	8.000	76.573 ≦	180.000
常時2(浮力無し) c	61.232	14.678	0.834 ≦	8.000	76.990 ≦	180.000
地震時(浮力無し)	79.502	14.678	1.083 ≦	12.000	99.963 ≦	300.000

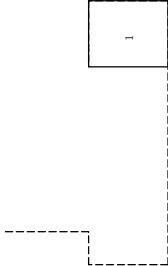
6. 後趾の設計

6.1 付け根位置の設計

6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



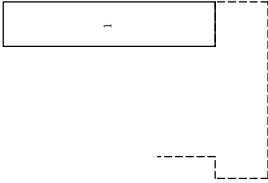
2) 自重・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.000× 1.200× 7.700	9.240	0.500	4.620	
Σ		9.240	—	4.620	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 4.620 / 9.240 = 0.500$ (m)

(2) 背面土砂

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.000× 4.800× 7.700	36.960	0.500	18.480	
Σ		36.960	—	18.480	

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 18.480 / 36.960 = 0.500$ (m)

6.1.2 躯体自重、土砂重量、浮力、その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 9.240 = 226.380$ (kN)

作用位置 $X = 0.500$ (m)

(2) 土砂重量による作用力、浮力

鉛直力 $W = Wu + Wl$ (kN)

$Wu = Vu$ (水より上の体積)・γ (土の湿潤重量) (kN)

$Wl = Vl$ (水より下の体積)・γ sat (土の飽和重量) (kN)

作用位置 $X = (Wu \cdot Xu + Wl \cdot Xl) / W$ (m)

[1] 常時1(浮力無し)、常時2(浮力無し)、地震時(浮力無し)

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体 積 V (m ³)	重心位置 X (m)	体 積 Vl (m ³)	重心位置 Xl (m)
土砂(背面)	36.960	0.500	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 Vu (m ³)	重心位置 Xu (m)
土砂(背面)	36.960	0.500

水位より上の体積

$Vu = V - Vl$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - Vl \cdot Xl) / Vu$

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 Wu = Vu × γ (kN)	水位より下の重量 Wl = Vl × γ sat (kN)
土砂(背面)	36.960 × 18.000 = 665.280	0.000 × 18.800 = 0.000

位 置	重量 W Wu + Wl (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	665.280 + 0.000 = 665.280	0.500

6.1.3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

qd : 地表面載荷荷重強度(死荷重扱い)

q1 : 地表面載荷荷重強度(活荷重扱い)

B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 7.700 (m)

Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ

L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd Q1	10.000	0.000	1.000	77.000	0.500

6.1.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$$E_w = 2 \cdot \frac{P_{ev}}{L \cdot B}$$

鉛直力

$$N = (q_r + q_f) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$$

作用位置

$$X = \frac{2.0 \cdot q_r + q_f}{3.0 (q_r + q_f)} \cdot L$$

ここに、

Pev: 土圧の鉛直成分 (kN)

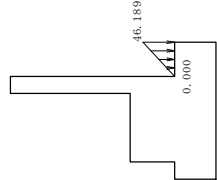
qf : 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度

qr : 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重

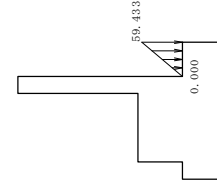
L : フーチング後趾張出長, L = 1.000 (m)

B : 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

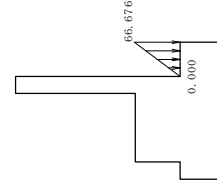
[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し)



[3] 地震時 (浮力無し)



6.1.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

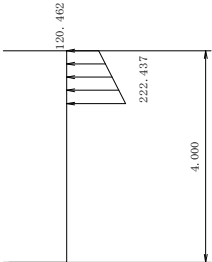
q1 : 後趾前面位置の地盤反力度

q2 : 後趾設計位置の地盤反力度

L : 後趾設計張出長 L = 1.000 (m)

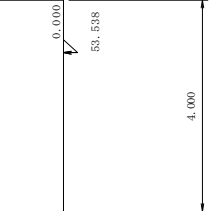
B : 後趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

[1] 常時1 (浮力無し)



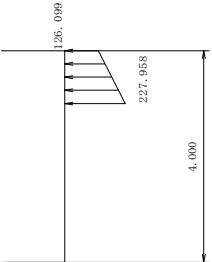
地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2	-1320.159	0.450
120.462	222.437		

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2	-51.100	0.083
0.000	53.538		

[2] 常時2 (浮力無し) a



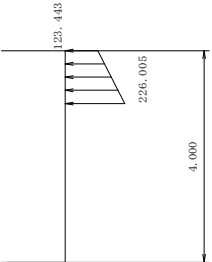
地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2	-1363.119	0.452
126.099	227.958		

6. 1. 6 断面力の集計

[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
土 圧 力	177.827	0.667	118.551
地盤反力	-1320.159	0.450	-594.646
合 計	-250.673	—	-30.265
単位幅当り	-32.555	—	-3.930

[3] 常時2 (浮力無し) b

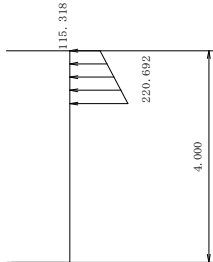


地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2	-1345.373	0.451
123.443	226.005		

[2] 常時2 (浮力無し) a

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
載荷荷重L	77.000	0.500	38.500
土 圧 力	228.816	0.667	152.544
地盤反力	-1363.119	0.452	-616.200
合 計	-165.643	—	20.674
単位幅当り	-21.512	—	2.685

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2	-1293.639	0.448
115.318	220.692		

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
載荷荷重L	77.000	0.500	38.500
土 圧 力	228.816	0.667	152.544
地盤反力	-1345.373	0.451	-606.876
合 計	-147.897	—	29.998
単位幅当り	-19.207	—	3.896

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N _c (kN)	X _c (m)	M =N _c ・X _c (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
土 圧 力	228.816	0.667	152.544
地盤反力	-1293.639	0.448	-579.204
合 計	-173.162	――	19.170
単位幅当り	-22.489	――	2.490

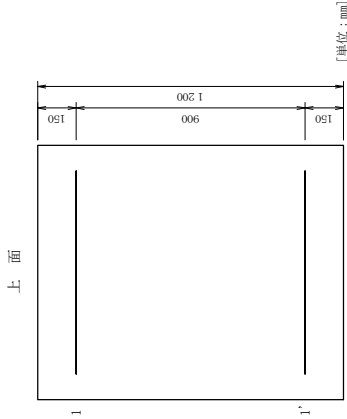
[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	N _e (kN)	X _e (m)	M =N _e ・X _e (kN・m)
躯体自重	226.380	0.500	113.190
背面土砂	665.280	0.500	332.640
土 圧 力	256.703	0.667	171.136
地盤反力	-51.100	0.083	-4.223
合 計	1097.263	――	612.743
単位幅当り	142.502	――	79.577

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6. 1. 7 断面計算

(1) 鉄筋配置



1) 主鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm)	
上 面	1	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	15.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2'	—	—	—	—	—

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_u = Z_u \cdot \left(\sigma_{sk} + \frac{N}{A_s} \right)$$

ここに、

M_u : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_u : コンクリート部材の断面係数 (mm³), Z_u = b・h²/6 = 240000×10³

σ_{ht} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), σ_{ht} = 0.23 σ_{sk}^{0.73}

σ_{sk} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), σ_{sk} = 24.0

N : 軸方向力 (N), N = 0.0

A_s : コンクリート部材の断面積 (mm²), A_s = b・h = 1200000.000

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), h = 1200.000

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm ³)	M ×1.7 (kN・m)	M (kN・m)	最 小 鉄筋量 (cm ³)
常時1 (浮力無し)	7.944	6.682 ≧	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) a	7.944	4.564 ≧	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) b	7.944	6.623 ≧	459.283	5.000
常時2 (浮力無し) c	7.944	4.232 ≧	459.283	5.000
地震時 (浮力無し)	7.944	135.281 ≧	459.283	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。

大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{ A_s' \cdot (x - d') + A_s \cdot (x - d) \} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h - x}{2} - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \cdot \frac{(x - d') \cdot (h/2 - d')}{x}}{M}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

h : 部材断面の高さ (mm), h = 1200.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

d' : 鉄筋のかぶり (mm)

A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)

A_s' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (mm²)

n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00

e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

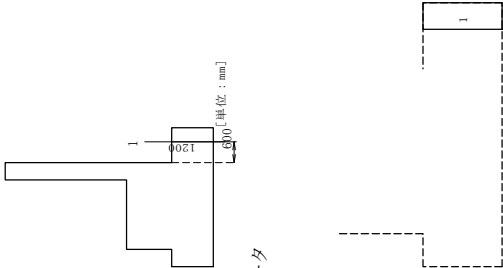
σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

荷重状態(水 位)	M (kN・m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1(浮力無し)	-3.930	14.678	0.054 ≦	8.000	4.942 ≦	180.000
常時2(浮力無し) a	2.685	14.678	0.037 ≦	8.000	3.376 ≦	180.000
常時2(浮力無し) b	3.896	14.678	0.053 ≦	8.000	4.899 ≦	180.000
常時2(浮力無し) c	2.490	14.678	0.034 ≦	8.000	3.130 ≦	180.000
地震時(浮力無し)	79.577	14.678	1.084 ≦	12.000	100.057 ≦	300.000

6. 2. 2 セン断検討位置[1]の設計

付け根からの距離 0.600 (m)



6. 2. 1 水位を考慮しないブロックデータ

- (1)躯体自重
- 1)ブロック割り

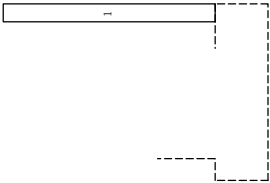


2)自重・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V ₁ (m ³)	重心位置 X ₁ (m)	V _i ・X _i	備 考
1	0.400× 1.200× 7.700	3.696	0.200	0.739	
Σ		3.696	—	0.739	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.739 / 3.696 = 0.200 \text{ (m)}$

- (2)背面土砂
- 1)ブロック割り



2)体積・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V ₁ (m ³)	重心位置 X ₁ (m)	V _i ・X _i	備 考
1	0.400× 4.800× 7.700	14.784	0.200	2.957	
Σ		14.784	—	2.957	

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 2.957 / 14.784 = 0.200 \text{ (m)}$

6. 2. 2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力

- (1)躯体自重による作用力
 - 鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 3.696 = 90.552 \text{ (kN)}$
 - 作用位置 $X = 0.200 \text{ (m)}$
- (2)土砂重量による作用力, 浮力
 - 鉛直力 $W = W_u + W_1 \text{ (kN)}$
 - $W_u = V_u \text{ (水より上の体積)} \cdot \gamma \text{ (土の湿潤重量)} \text{ (kN)}$
 - $W_1 = V_1 \text{ (水より下の体積)} \cdot \gamma_{\text{sat}} \text{ (土の飽和重量)} \text{ (kN)}$
 - 作用位置 $X = (W_u \cdot X_u + W_1 \cdot X_1) / W \text{ (m)}$
- [1] 常時1(浮力無し), 常時2(浮力無し), 地震時(浮力無し)
 - 1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位 置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体 積 V (m ³)	重心位置 X (m)	体 積 V ₁ (m ³)	重心位置 X ₁ (m)
土砂(背面)	14.784	0.200	0.000	0.000

位 置	水位より上の体積、重心位置	
	体 積 V _u (m ³)	重心位置 X _u (m)
土砂(背面)	14.784	0.200

水位より上の体積

$V_u = V - V_1$

水位より上の重心位置

$X_u = (V \cdot X - V_1 \cdot X_1) / V_u$

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 Wu = Vu × γ (kN)	水位より下の重量 Wl = Vl × γ sat (kN)
土砂(背面)	14.784 × 18.000 = 266.112	0.000 × 18.800 = 0.000

位 置	重量 W Wu + Wl (kN)	作用位置 X (m)
土砂(背面)	266.112 + 0.000 = 266.112	0.200

6.2.3 地表面の載荷荷重

鉛直力

$$N = q \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = L_s + \frac{L}{2.0}$$

ここに、

- q : 地表面載荷荷重強度
- qd : 地表面載荷荷重強度(死荷重扱い)
- q1 : 地表面載荷荷重強度(活荷重扱い)
- B : 地表面載荷荷重直角方向幅, B = 7.700 (m)
- Ls : 設計位置から載荷開始位置までの長さ
- L : 地表面載荷荷重長さ

[1] 常時2 (浮力無し)

載荷荷重	q (kN/m ²)	Ls (m)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
Qd Q1	10.000	0.000	0.400	30.800	0.200

6.2.4 土圧の鉛直成分

土圧の鉛直成分の等価分布荷重

$$E_w = 2 \cdot \frac{P_{ev}}{L \cdot B}$$

鉛直力

$$N = (q_r + q_f) \cdot L \cdot \frac{B}{2.0}$$

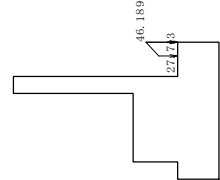
作用位置

$$X = \frac{2.0 \cdot q_r + q_f}{3.0 (q_r + q_f)} \cdot L$$

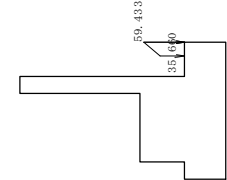
ここに、

- Pev: 土圧の鉛直成分 (kN)
- qf : 後端土圧鉛直成分の分布荷重強度
- qr : 設計位置の土圧鉛直成分の分布荷重
- L : フーチング後趾張出長, L = 0.400 (m)
- B : 土圧の作用幅, B = 7.700 (m)

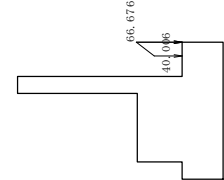
[1] 常時1 (浮力無し)



[2] 常時2 (浮力無し)



[3] 地震時 (浮力無し)



6.2.5 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L \cdot B$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

ここに、

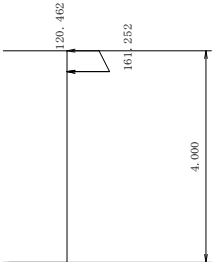
- q1 : 後趾前面位置の地盤反力度
- q2 : 後趾設計位置の地盤反力度
- L : 後趾設計張出長 L = 0.400 (m)
- B : 後趾直角方向幅 B = 7.700 (m)

	Ew (kN/m)	qf (kN/m)	qr (kN/m)	N (kN)	X (m)
1	46.189	27.713	46.189	113.809	0.217

	Ew (kN/m)	qf (kN/m)	qr (kN/m)	N (kN)	X (m)
1	59.433	35.660	59.433	146.442	0.217

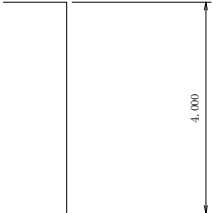
	Ew (kN/m)	qf (kN/m)	qr (kN/m)	N (kN)	X (m)
1	66.676	40.006	66.676	164.290	0.217

[1] 常時1 (浮力無し)



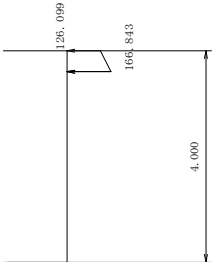
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
120.462	161.252	-433.839	0.190

[5] 地震時 (浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
0.000	0.000	0.000	0.000

[2] 常時2 (浮力無し) a



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
126.099	166.843	-451.130	0.191

6.2.6 断面力の集計

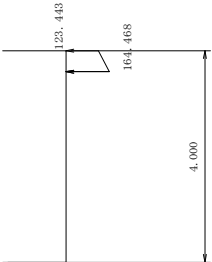
[1] 常時1 (浮力無し)

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
土 圧 力	113.809	0.217	24.659
地盤反力	-433.839	0.190	-82.580
合 計	36.634	—	13.411
単位幅当り	4.758	—	1.742

[2] 常時2 (浮力無し) a

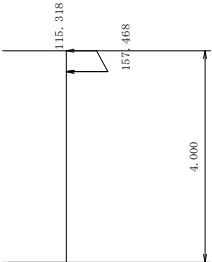
項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
載荷荷重L	30.800	0.200	6.160
土 圧 力	146.442	0.217	31.729
地盤反力	-451.130	0.191	-86.043
合 計	82.777	—	23.179
単位幅当り	10.750	—	3.010

[3] 常時2 (浮力無し) b



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
123.443	164.468	-443.382	0.191

[4] 常時2 (浮力無し) c



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
115.318	157.468	-420.089	0.190

[3] 常時2 (浮力無し) b

項 目	N (kN)	X _i (m)	M =N・X _i (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
載荷荷重L	30.800	0.200	6.160
土 圧 力	146.442	0.217	31.729
地盤反力	-443.382	0.191	-84.464
合 計	90.525	—	24.758
単位幅当り	11.756	—	3.215

[4] 常時2 (浮力無し) c

項 目	N _h (kN)	X _h (m)	M =N _h ・X _h (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
土 圧 力	146.442	0.217	31.729
地盤反力	-420.089	0.190	-79.690
合 計	83.017	――	23.372
単位幅当り	10.781	――	3.035

[5] 地震時 (浮力無し)

項 目	N _h (kN)	X _h (m)	M =N _h ・X _h (kN・m)
躯体自重	90.552	0.200	18.110
背面土砂	266.112	0.200	53.222
土 圧 力	164.290	0.217	35.596
合 計	520.954	――	106.929
単位幅当り	67.656	――	13.887

鉛直力は下向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

6.2.7 断面計算

付け根からの距離 0.600 (m)

(1) セン断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_h = S - \frac{M}{d'} \tan \theta$$
$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_h = S$$

ここに、

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める (mm)

d' : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度、 θ = 0.000 , tan θ = 0.000

a : セン断スパン (mm)

荷重状態 (水 位)	有効高 d (cm)	2.5・d	せん断スパン a (cm)	S (kN)	M (kN・m)	M/d'・tan θ	S _h (kN)
常時1 (浮力無し)	105.000	262.500	≥ 12.073	4.758	1.742	0.000	4.758
常時2 (浮力無し) a	105.000	262.500	≥ 117.481	10.750	3.010	0.000	10.750
常時2 (浮力無し) b	105.000	262.500	≥ 125.283	11.756	3.215	0.000	11.756
常時2 (浮力無し) c	105.000	262.500	≥ 116.071	10.781	3.035	0.000	10.781
地震時 (浮力無し)	105.000	262.500	≥ 160.843	67.656	13.887	0.000	67.656

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d'} \leq \tau_{ai}$$

ここに、

τ_m : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める (mm)

d' : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

τ_{ai} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau_{ai} = Ce \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_{ai}'$$

ここに、

τ_{ai}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

Ce : 部材断面の有効高に関する補正係数

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 引張主鉄筋比P_tに関する補正係数 (下限値以下は線形補間により求める)

Pt (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
Cpt	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

C_{dc} : セン断スパン比に関する補正係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
Cdc	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)		補正係数	
			計算値 τ	許容値 τ _{ai}	Ce	C _{pt}
常時1 (浮力無し)	4.758	105.000	0.005 ≤	0.952	1.700	0.651
常時2 (浮力無し) a	10.750	105.000	0.010 ≤	0.542	1.700	0.651
常時2 (浮力無し) b	11.756	105.000	0.011 ≤	0.509	1.700	0.651
常時2 (浮力無し) c	10.781	105.000	0.010 ≤	0.548	1.700	0.651
地震時 (浮力無し)	67.656	105.000	0.064 ≤	0.553	2.550	0.651