勝部川河口対策検討業務委託（その２）

報 告 書

令和６年３月

株式会社 建設技術研究所

勝部川河口対策検討業務委託（その２）　報告書
目　　次

1. 業務概要……1-1

1.1 業務概要……1-1

1.2 業務の目的……1-2

1.3 検討項目……1-3

1.4 実施方針……1-4

1.4.1 計画準備……1-4

1.4.2 資料収集・整理……1-4

1.4.3 河口部治水対策の検討……1-5

1.4.4 概算事業費の算定……1-16

1.4.5 報告書作成……1-16

1.4.6 関係機関協議……1-16

2. 資料収集・整理……2-1

2.1 方針……2-1

2.2 既往災害……2-3

2.3 既定計画・改修事業の整理……2-8

2.3.1 河川事業……2-8

2.3.2 沿岸域の事業……2-18

2.4 水文・水理観測データ……2-34

2.4.1 降水量……2-34

2.4.2 波浪データ……2-36

2.4.3 潮位データの整理……2-42

2.5 地形資料の整理……2-46

2.5.1 写真資料……2-46

2.5.2 測量結果……2-61

2.5.3 汀線変化状況……2-82

2.6 内水特性の整理……2-85

2.6.1 地形特性……2-85

2.6.2 過去の内水浸水実績……2-94

2.6.3 排水施設の現状……2-95

2.6.4 内水対策の検討経緯……2-103

3. 河床材料特性の把握……3-1
3.1 調査箇所……3-2
3.2 調査方法……3-3
3.3 調査結果の整理……3-5
3.3.1 調査の実施……3-5
3.3.2 調査結果……3-6
4. 砂州フラッシュが発生する条件の確認……4-1
4.1 実績データからの砂州フラッシュの条件……4-1
4.1.1 河口砂州の現状……4-1
4.1.2 主要洪水の整理……4-3
4.1.3 検証期間の砂州フラッシュ状況の分析……4-4
4.2 水理量からの砂州フラッシュの条件……4-8
4.2.1 土砂移動の判定基準……4-8
4.2.2 不等流計算条件……4-9
4.2.3 代表粒径……4-12
4.2.4 算定結果……4-12
5. 目標設定……5-1
5.1 設定断面と流下能力との関係整理……5-2
5.1.1 現況流下能力特性の把握（目標設定の前提条件）……5-3
5.1.2 規模別河道断面の検討（今後の段階的整備において確保すべき断面形状）……5-5
5.1.3 流下能力の検討結果……5-23
5.2 暫定目標の検討……5-31
5.2.1 改修段階と氾濫状況との関係整理……5-31
5.2.2 内水……5-33
5.3 整備目標の方策検討……5-38
5.3.1 方針……5-38
5.3.2 洪水調節施設等（代替案）の可能性について……5-39

6. 対策工の検討……6-1
6.1 検討経緯……6-1
6.1.1 当該地区の課題……6-1
6.1.2 これまでの検討状況……6-2
6.1.3 本検討の目的……6-6
6.2 土砂動態シミュレーションモデルの構築……6-7
6.2.1 解析手法の設定……6-7
6.2.2 シミュレーション条件の設定……6-19
6.2.3 再現検証（シミュレーション結果の妥当性の評価）……6-30
6.3 中導流堤の規模・配置及び維持的掘削の形状・頻度の検討……6-56
6.3.1 対策目的・要件の整理……6-56
6.3.2 対策諸元の設定……6-57
6.3.3 評価方法の設定……6-58
6.3.4 対策効果の検討（R3.7洪水）……6-61
6.3.5 不等流計算による対策案の水位把握（R3.7洪水）……6-116
6.3.6 対策効果の検討（1/50計画流量）……6-122
6.3.7 不等流計算による対策案の水位把握（1/50計画流量）……6-149
6.4 最適案の設定及びまとめ（対策工の検討）……6-155
6.5 関係機関協議……6-156
7. 海域における影響及び今後検討するべき項目の抽出……7-1
7.1 土砂動態の変化分析……7-1
7.1.1 測量成果による河口部～海域の土砂移動量……7-1
7.1.2 河床変動解析による河口部～海域の土砂移動量……7-4
7.2 波浪特性の変化分析（波浪・海浜流解析）……7-8
7.3 事例整理……7-14
7.3.1 事例の収集整理……7-14
7.3.2 勝部川における影響・課題……7-25
7.4 影響評価……7-26
7.4.1 漂砂……7-26
7.4.2 漁業……7-27
7.4.3 利用……7-27
7.4.4 環境……7-28

8. **概算事業費の算定**……8-1

8.1 **概算事業費の算定**……8-1

8.1.1 **概算事業費算定①（既存導流堤の延長）**……8-2

8.1.2 **概算事業費算定②（矢板導流堤の設置）**……8-15

8.1.3 **【参考】概算事業費算定（維持掘削）**……8-30

9. **今後の検討方針**……9-1

【巻末資料】

巻末 01　粒度分析結果

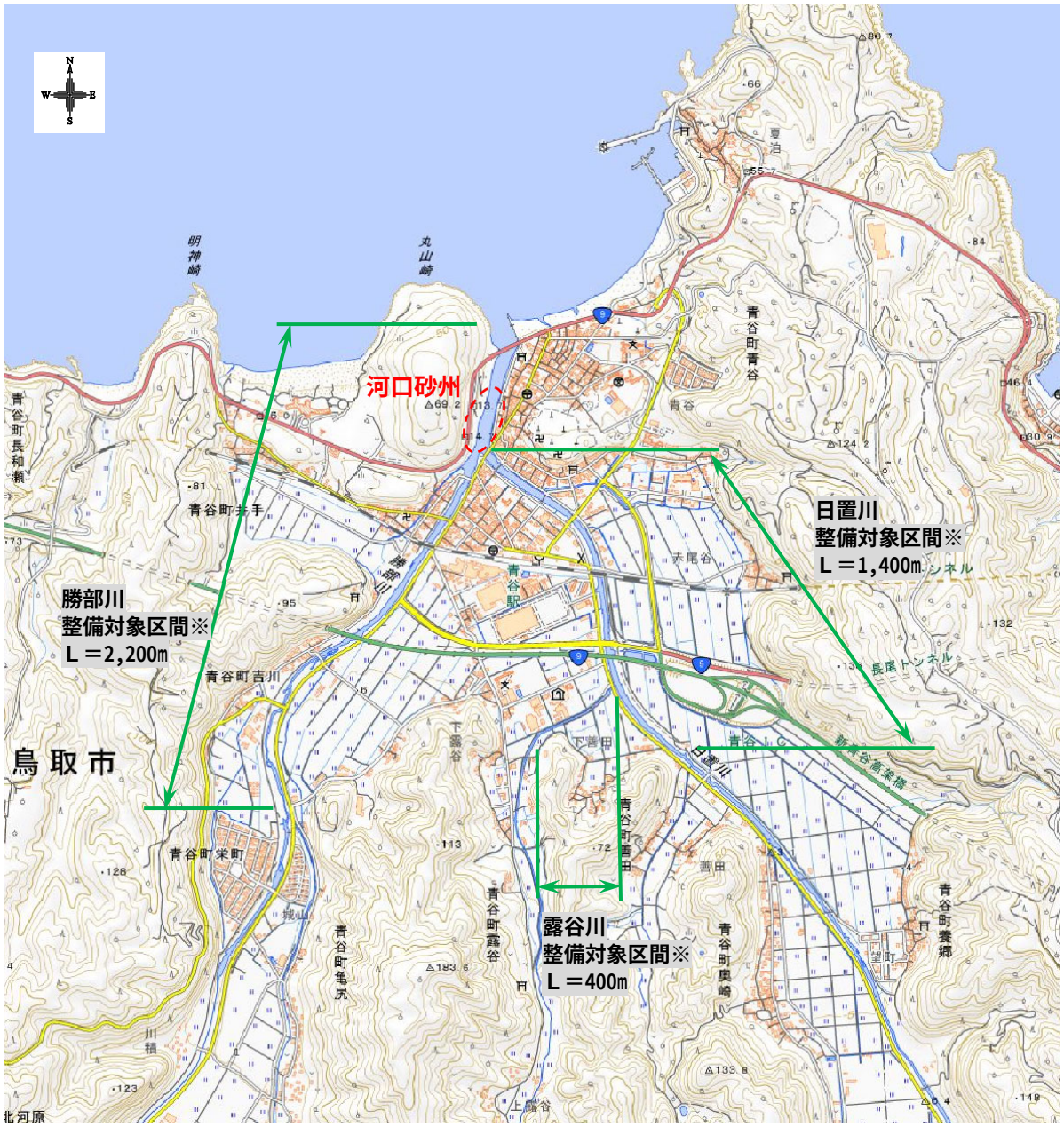
巻末 02　平面二次元河床変動モデル計算結果

巻末 03　河口状況写真（巡視）

1. 業務概要

1.1 業務概要

業務名称　　：　勝部川河口対策検討業務委託（その 2）
業務発注機関　：　鳥取県 鳥取県土整備事務所
業務受注機関　：　株式会社 建設技術研究所 鳥取事務所
契約年月日　　：　令和 5 年 2 月 10 日
業務履行期間　：　令和 5 年 2 月 10 日 ～ 令和 6 年 3 月 15 日
履行場所　　：　鳥取市青谷町青谷



※河川整備計画の対象区間を示す

図 1.1.1　本業務の対象範囲

1.2 業務の目的

二級河川勝部川水系においては、河口部の土砂堆積（河口の閉塞、河道内の砂州形成）による流下能力の低下が問題になっている。対策としては、河道内で行う対策と海域で行う対策があるが、海域で行う対策は周辺環境（漂砂、漁業）に与える影響が大きく現実的でないことから、まずは河道内で行う対策（砂州フラッシュを促進するための中導流堤の整備、維持的掘削等）を進めることとしている。

＜検討フロー＞

業務区分	内容
既往業務（済）	河口の変遷や土砂堆積の要因について整理した。
本業務	① 河口部治水対策工の検討 ② 河道域の土砂動態の数値シミュレーションを実施して治水対策案の治水効果を検証した上で、治水対策案を取りまとめる。
その次の業務	海域の土砂動態の数値シミュレーションを実施して治水対策案が海域にどう影響を与えるのかを検証した上で、必要に応じて治水対策案を修正する。

1.3 検討項目

本業務は、以下の項目について検討する。

(1) 計画準備
(2) 資料収集・整理
(3) 河口部治水対策の検討
  1) 河床材料特性の把握
  2) 砂州フラッシュが発生する条件の確認
  3) 目標設定
  4) 対策工の検討
  5) 海域における影響及び今後検討するべき項目の抽出
(4) 概算事業費の算定
(5) 報告書作成
(6) 打合せ協議
(7) 関係機関協議

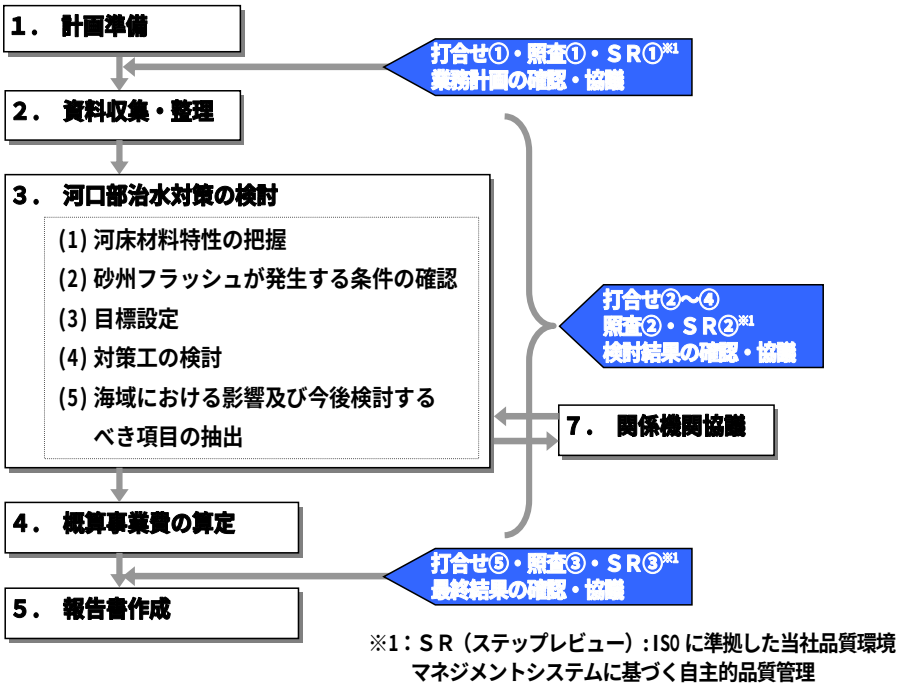


図 1.3.1 業務実施フロー

1.4 実施方針

1.4.1 計画準備

本業務に関する指示事項、貸与資料を整理し、技術的方針や工程を検討して、作業計画を立案・作成し、業務に必要な準備を行う。

は、特記仕様書の内容を示す。(以下同様)

業務の目的、内容の把握、業務手順及び遂行に必要な調査・解析手法を整理し、業務が円滑かつ適切に実施できるよう、具体的な実施方針、業務工程、業務組織計画等を示した業務計画書を作成する。

1.4.2 資料収集・整理

既往成果及び既往計画等を資料収集し、内容の確認、現地の実態を把握するとともに、過年度検討を行った河川・海岸特性、河口対策方針に関連する基本条件を整理する。

【参考となる既往成果及び既往計画等】

平成１１年度 勝部川広域一般改良工事河口処理検討業務委託
平成１２年度 勝部川統合河川整備工事河口処理基本設計業務委託
平成１４年度 勝部川統合河川整備工事のうち河口仮設処理計画作成業務委託
平成１６年度 鳥取沿岸土砂管理ガイドラインに係る海岸モニタリング調査委託
平成１７年度 勝部川水系河川整備計画策定業務委託
平成２４年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」
平成２７年度 青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」
平成２８年度 勝部川外洪水浸水想定区域図検討業務委託
平成２８年度 青谷海岸外海岸調査「トレーサー調査業務委託」
平成２８年度 青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」
平成２９年度 青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」
平成３０年度 勝部川外洪水浸水想定区域図修正業務委託
平成３０年度 美しい海辺保全対策事業「深浅測量業務委託（青谷海岸・岩美海岸）」（ゼロ県債）
令和元年度　 気高海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」
令和２年度　 青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」
令和３年度　 青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」
令和３年度　 勝部川河口対策検討業務委託

本業務の検討に必要な既往成果及び既往計画等を収集し、当該地における河川・海岸特性、河口対策方針に関連する基本条件を整理する。

1.4.3　河口部治水対策の検討

(1)　河床材料特性の把握

①左岸側の砂州、②右岸側（常時通水断面）の上流部、③右岸側（常時通水断面）の下流部など代表６地点を抽出する。その上で、当該６地点において粒度分布試験を行い河床材料特性について把握する。

調査地点については下図に示す位置を想定している。現地特性の確認後、地点の追加や変更が望ましいと考えられる場合は協議するものとする。



河床材料調査位置図

当該地における河床材料の特性を把握し、以降の検討に使用するため、代表６地点において河床材料調査（現地での河床材料の採取、粒度分析試験）を実施する。なお、調査箇所及び方法については、下記の検討を行い、別途「現地調査計画書」を作成し協議のうえで決定する。

1)　調査箇所

以降の検討で実施する河道域の土砂動態シミュレーションモデルの構築は、勝部川水系河川整備計画の計画区間を対象とすることから、河口部だけではなく対象範囲全体の河床材料を把握する必要がある。

そこで、調査箇所については、「1.4.2　資料収集・整理」を基に当該地の河道特性を把握するとともに、現地状況を確認したうえで、対象範囲全体の代表的な河床材料が採取できるよう、下流～上流までの地点を配置する。

2)　調査方法

土砂動態シミュレーションでは、表層及びその下層の河床材料を把握したうえで検討に反映させることが重要であることから、本調査では、表層 30cm 及びその下層 30cm の現地試料を採取し、それぞれの粒度分析試験（ふるい分け・沈降試験）を行うものとする。調査方法については、砂州部（陸上部）では容積サンプリング法、水中部では潜水等によるコア採取を想定する。

(2) 砂州フラッシュが発生する条件の確認

既往の砂州フラッシュの発生状況および河床材料特性をもとに、河道流量とせん断力の相関を数式化する。その上で、どのような河道形状であればどれぐらいの河道流量で砂州フラッシュが発生するのかを確認する。

実績データ（既往検討成果、水位・測量データ）を基に、洪水と砂州フラッシュの発生状況を分析し、実際に発生した砂州フラッシュの発生条件（砂州高や流量規模）を整理する。

さらに、現況河道及び計画河道（既往検討で設定された 1/10 及び 1/30 の目標流量に対応する河道）を対象とした流量規模毎の不等流計算を行い、その結果から、河川砂防技術基準同解説　調査編等を参考に、土砂の移動判定に使われる摩擦速度、沈降速度及び移動限界粒径を算定し、「(1)　河床材料特性の把握」より取得した代表粒径との比較を行う（図 1.4.1 参照）。

以上の結果を基に、河道形状や流量規模に応じた砂州フラッシュ条件を把握する。

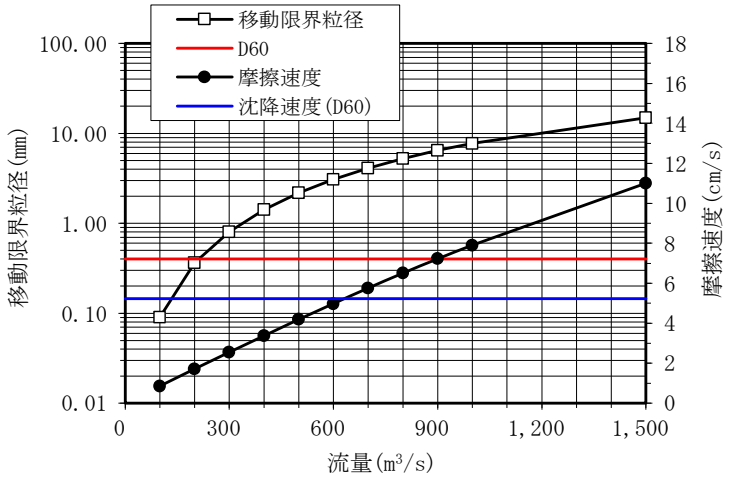


図 1.4.1　流量と移動限界粒径・摩擦速度の関係（イメージ※当社検討事例）

無次元限界掃流力 τ_{*c} は、式(6-3-15)に示す岩垣式により算定することができる。

$$
\begin{aligned}
&0.303 \le d \Rightarrow u_{*c}^{\ 2} = 80.9d \\
&0.118 \le d \le 0.303 \Rightarrow u_{*c}^{\ 2} = 134.6d^{31/22} \\
&0.0565 \le d \le 0.118 \Rightarrow u_{*c}^{\ 2} = 55d \\
&0.0065 \le d \le 0.0565 \Rightarrow u_{*c}^{\ 2} = 8.41d^{11/32} \\
&d \le 0.0065 \Rightarrow u_{*c}^{\ 2} = 226d
\end{aligned}
\qquad (6\text{-}3\text{-}15)
$$

出典：河川砂防技術基準 同解説　調査編

(3) 目標設定

河口部治水対策の整備目標を設定する。なお、設定にあたって次の点に留意する。

（留意事項）

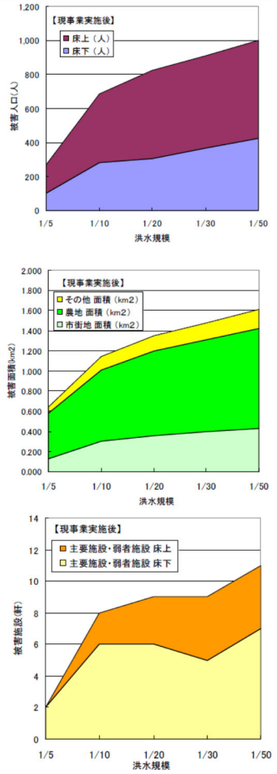
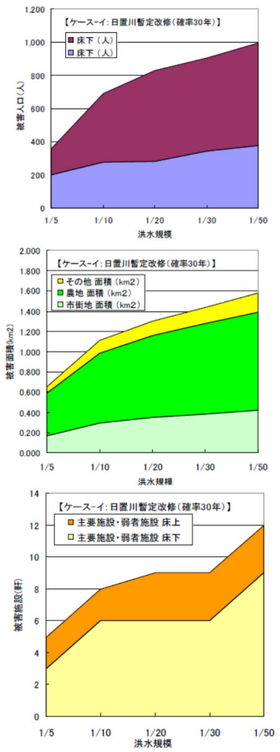
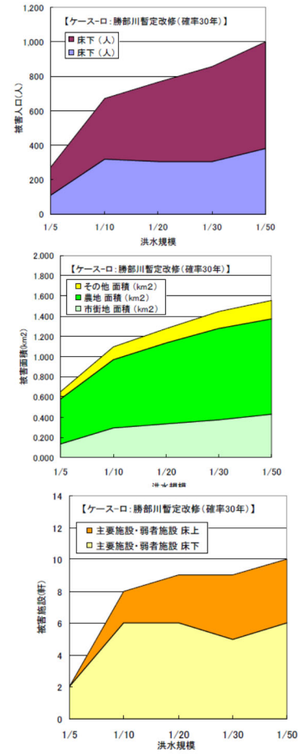
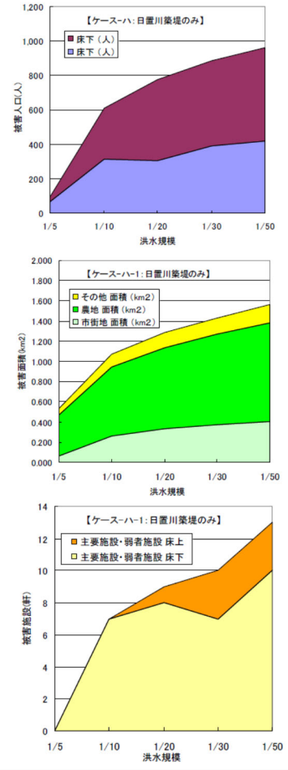
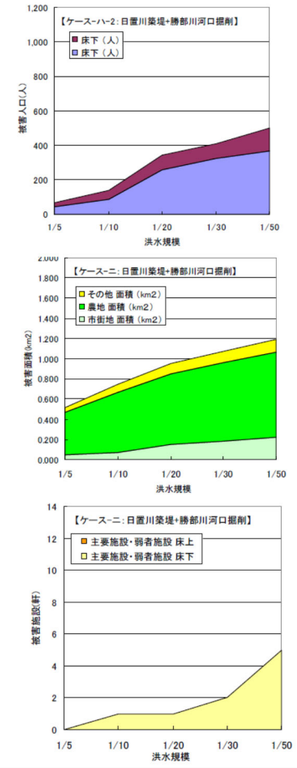
・対策工（砂州フラッシュを促進するための中導流堤の整備、維持的掘削等）によって物理的に実現可能と考えられる目標とする必要がある。現時点では、勝部川水系河川整備計画が５０年確率規模であるのに対して、今回の目標設定では早期に効果を発現させるため、暫定的に中小規模（例：１０年確率規模・２０年確率規模）の目標とすることを想定している。

・この暫定目標については、一定程度の便益が早期に得られるものとする必要があり、既往業務で実施した段階的確率規模別氾濫解析の結果をもとに検討することを想定している。ただし、越水による氾濫だけではなく、内水についてもこれまでの浸水被害に対して軽減すること確認し、検討を進めることを想定している。

・一定程度の便益を得られるように目標設定しようとすると、中導流堤と維持掘削等だけで達成できないことも想定される。この場合は、「河道内のうち河口部以外での対策」の方法を提案すること。その上で、「暫定整備目標」＝「河口部対策（砂州フラッシュを促進するための中導流堤の整備、維持的掘削等）の整備目標」＋「河道内のうち河口部以外での対策の整備目標」を設定する。

令和３年度　勝部川河口対策検討業務委託における検討成果（1/10 及び 1/30 の目標流量に対応する河道断面形状、不等流計算結果等）、平成２４年度　勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」における検討成果（確率規模別の氾濫解析の結果等、次頁の表 1.4.1 参照）等を基に、協議のうえで、河口部治水対策の整備目標を設定する。

表 1.4.1　現事業実施後の整備方針の検討（今後の事業展開案の検討）

項目			Case1	Case2　ケース-イ	Case3　ケース-ロ	Case4　ケース-ハ-1	Case5　ケース-ハ-2
			現事業実施後	日置川暫定改修 （確率規模 30 年）	勝部川暫定改修 （確率規模 30 年）	日置川築堤のみ	日置川築堤+勝部川河口掘削
改修内容 （今後の展開案は Case1 への追加分）			日置川　新青谷大橋～計画上流端（1/5）	日置川　新青谷大橋～山陰道 1/30 暫定掘削	勝部川　日置川合流点～計画上流端 1/30 暫定掘削	日置川　下流端～山陰道 築堤	勝部川　河口～日置川合流点 1/10 暫定掘削（ネック部引堤含む）
概算事業費（百万円）			－	43	1，089	367	790
治水面の効果（被害状況）	洪水確率規模別の被害状況						
	浸水被害の年期待値	人口（人）	113	117	109	96	34
		家屋（世帯）	38	40	37	33	11
		氾濫面積（km^2）	0．196	0．191	0．189	0．181	0．137
		主要施設 弱者施設 （軒）	1．21	1．37	1．20	1．06	0．17
利水・環境面への影響			－	・利水施設への影響なし ・特筆される自然環境への影響なし	・利水施設への影響なし ・特筆される自然環境への影響なし	・利水施設への影響なし ・特筆される自然環境への影響なし	・利水施設への影響なし ・特筆される自然環境への影響なし
維持管理面への影響			－	・整備区間より下流部の河道で未掘削のため、掘削区間への堆砂が懸念される。	・整備区間より下流部の河道で未掘削のため、掘削区間への堆砂が懸念される。	・維持管理上の特段の問題なし。	・河口砂州の形状を一定に維持し、洪水時に所定のフラッシュ形状となるようにする必要がある。
評　価			－	・治水面の効果はほとんど無く、浸水被害はわずかに増える傾向にある。 （×）	・治水面の効果はほとんど無く、浸水被害の軽減はわずかである。 （×）	・治水面の効果は全体に小さいが、小洪水における被害軽減が顕著で被害の年期待値は減少しており、効果が認められる。 （△）	顕著な事業効果が得られ、最優先で進めることが望ましい。 （◎）

・概算事業費の出典：勝部川河川整備計画　参考資料

出典：平成２４年度　勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

(4) 対策工の検討

①中導流堤の規模・配置および維持的掘削の形状・頻度の検討

治水効果および周辺環境（漂砂、漁業）への影響を勘案して、中導流堤の規模（長さ、幅、高さ）・配置を検討する。また、維持的掘削の形状・頻度を検討する。

②河道域の土砂動態の数値シミュレーション

中導流堤の治水効果を確認するため、河道域の土砂動態の数値シミュレーションを行う。この際、砂州形成（砂州フラッシュを含む）に係る土砂動態の実態を再現できる数値解析モデルを構築して土砂動態メカニズムを分析する。数値解析モデル構築に当たっては、河口部における漂流および洪水流の拡散流下状況が把握可能なモデルとし、また、解析レベルは平面２次元および混合粒形とすることを想定している。

なお、対象範囲については二級河川勝部川水系河川整備計画の計画区間とし、海域における土砂動態の数値シミュレーションついては対象外である。

1) 土砂動態シミュレーションモデルの構築

現状の現地特性の再現に加え、対策実施時の流況・土砂動態を適切に評価可能な解析手法を選択するとともに、目的に応じた解析条件を設定する。また、土砂動態を適切に反映するには、流量規模や河口砂州の発達状況に応じた砂州フラッシュとそれに伴う河川水位の低下や海域への土砂流出を再現するモデルが必要となることから、再現検証を実施しシミュレーション結果の妥当性を評価する。

a) 解析手法の設定

導流堤等の複雑な地形を表現することに加え、対策による中導流堤左右岸の掃流力や河床高の平面的な変化を評価するため、河川砂防技術基準 同解説　調査編等を参考に、平面二次元河床変動モデル（混合粒径、浮遊砂・掃流砂を考慮）を採用する。

表 6-3-1　解析レベルに応じた計算法の選定（標準：種別については 3.3～3.7 参照）

解析レベル				計算法の設定（標準：（）内は推奨）				
河床高	粒径	流送形態	流れ場	河床形状	粒度分布	掃流砂	巻き上げ量 または 基準面濃度	濃度分布
1DB	U	BL	1DF	1B	—	BaBL	—	—
		BSL		1BS	—		BaE	1DC
	M	BL		1B	1fB	BaBLM	—	—
		BSL		1BS	1fBS		BaEM	1DCM
	U	BL	2DF'	1B	—	BaBL	—	—
		BSL		1BS	—		BaE	1DC
	M	BL		1B	1fB	BaBLM	—	—
		BSL		1BS	1fBS		BaEM	1DCM
2DB	U	BL	2DF 2DF+	2B	—	2'BL	—	—
		BSL		2BS	—		BaE	2DC
	M	BL		2B	2fB	2'BLM	—	—
		BSL		2BS	2fBS		BaEM	2DCM
	U	BL	3DF'	2B	—	2'BL (2BL)	—	—
		BSL		2BS	—		BaE	2DC (3DC)
	M	BL		2B	2fB	2'BLM (2BLM)	—	—
		BSL		2BS	2fBS		BaEM	2DCM (3DCM)

凡例）英数字記号：列「解析レベル」は表6-1-1に示す解析レベル
列「計算法の設定」は種別を表す。種別記号の説明は3.3～3.7に示す。

表6-1-1　各解析レベルの略記号

河床高の解析レベル	
1次元	2次元
1DB	2DB

粒径の解析レベル	
一様粒径	混合粒径
U	M

流砂の解析レベル	
掃流砂のみ	掃流砂と浮遊砂（混合型・通過型）
BL	BSL

流れ場の解析レベル					
1次元	準2次元	2次元	2次元 2次流付加	準3次元	3次元
1DF	2DF'	2DF	2DF+	3DF'	3DF

出典：河川砂防技術基準 同解説　調査編

■河床変動解析の基本フレーム（河川砂防技術基準 同解説　調査編）

1．2　　解析法の基本フレーム

＜考え方＞

図 6-1-1 に解析法の基本フレームを示す。

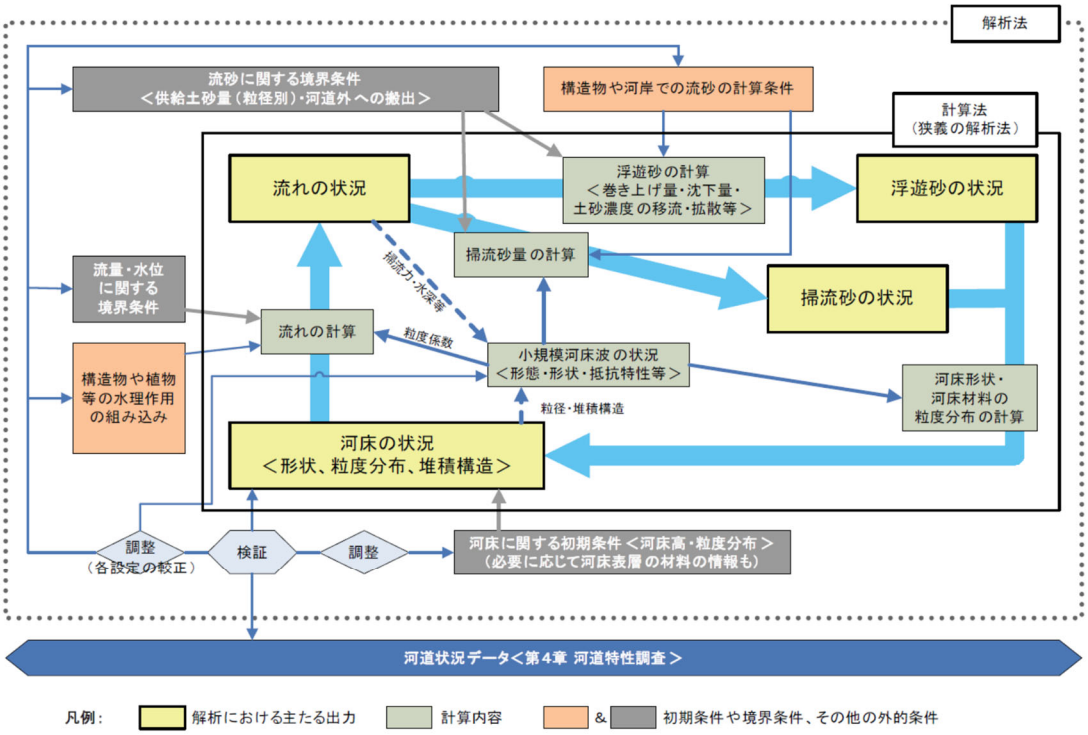


図6-1-1　河床変動、河床材料変化及び土砂流送の解析法の基本フレーム

解析においては、まず河道特性調査（第 4 章）等による調査結果を用いて解析の対象とする河床部の川幅や平面形状とそれを取り囲む高水敷等の形状を設定し、河床部に初期条件に従っ

b) シミュレーション条件の設定

検討対象の対策工（中導流堤の延伸、左岸砂州の維持的掘削）毎の効果や周辺への影響を適切に評価するため、シミュレーションにおける条件設定上の課題の整理を行い、それぞれの対応方針を設定し（表 1.4.2 参照）、河川砂防技術基準 同解説　調査編等を参考に、対応方針に基づく検討を行ったうえで、各種条件を設定する。

表 1.4.2　シミュレーションにおける条件設定上の課題と対応方針

条件	課題	対応方針
解析範囲（下流側） ※上流側は河川整備計画区間まで	・範囲が狭いと、流量の影響により実際より河口部水位が高くなる（土砂動態に影響を及ぼす） ・海域への土砂流出による周辺への影響を評価する必要がある	・流量の影響を受けないこと及び海域への土砂の拡散・堆積範囲を把握する観点から、解析範囲を十分沖合まで設定（再現検証や海域の堆積状況整理等から確認し調整）
メッシュサイズ	・導流堤を適切に表現する必要がある	・既存導流堤の幅（5m 程度）を表現できるよう設定
河床材料	・河川域は既往調査が実施されておらず不明 ・表面だけではなくその下層（30cm 程度）も必要 ・河口部だけではなく範囲全体の把握が必要	・河床材料調査を実施（6 地点） ・表層と下層を調査（水中部では潜水しコア採取） ・河道特性を考慮し下流～上流まで調査地点を配置
外力条件 （上流端：流量、 下流端：潮位）	・対策工毎に目的や要件が異なる（中導流堤：平常時、砂州掘削：洪水時） ・潮位により対策効果が異なる場合がある（潮位が低い方が砂州フラッシュ効果が高い等）	・対策工別に効果検討の流量条件を設定（中導流堤：平水流量～小規模洪水、砂州掘削：目標流量等） ・複数の潮位条件（朔望平均満潮位・干潮位等）による感度分析を実施
上流からの土砂供給条件	・既往検討等が実施されておらず不明	・上流端で発生する流量に応じた掃流力を基に設定（再現検証で確認し調整）

表 6-4-1　解析レベルに応じた各種条件の設定（種別については 4.6、4.7 参照）

解析レベル				各種条件の設定（標準）					
河床高	粒径	流送形態	流れ場	河岸高水敷等形状	構造物等水理作用	構造物等流砂条件	流量水位境界条件	土砂供給条件	河床初期条件
1DB	U	BL	1DF	○	○	○	○	UM	U
		BSL							
	M	BL							M
		BSL						MSL	
	U	BL	2DF'					UM	U
		BSL							
	M	BL							M
		BSL						MSL	
2DB	U	BL	2DF 2DF+					UM	U
		BSL							
	M	BL							M
		BSL						MSL	
	U	BL	3DF'					UM	U
		BSL							
	M	BL							M
		BSL						MSL	

凡例）英数字記号：列「解析レベル」は表6-1-1に示すレベル
列「各種条件の設定」は種別を表す。種別記号の説明は4.6,4.7に示す。
○：設定実施（種別なし）

出典：河川砂防技術基準 同解説　調査編

c) **再現検証（シミュレーション結果の妥当性の評価）**

ア　砂州フラッシュの分析

「(2)　砂州フラッシュが発生する条件の確認」で実施した、実績データ（既往検討成果、水位・測量データ）に基づく洪水と砂州フラッシュの発生状況の分析に加えて、砂州フラッシュ時の河川水位の変化状況及び海域における堆積状況等を整理する。

イ　再現検証の対象洪水の設定

ア　を踏まえ、砂州のフラッシュが発生した洪水と発生しなかった洪水を抽出し、再現検証を実施する対象洪水（2 洪水程度）を設定する。

ウ　妥当性の評価

設定した洪水を対象に、上記で検討したシミュレーション条件（解析範囲、メッシュサイズ、河床材料）に基づく再現検証を実施し、ア　で整理した実績データ（河川水位、河口部・海域の地盤高等）を検証材料として、表 2.3 に示す視点からシミュレーション結果の妥当性を評価する。

評価結果を踏まえたモデルの調整を行い、当該地の土砂動態を適切に反映できるモデルを構築する。

表 1.4.3　再現検証におけるシミュレーション結果の妥当性の評価の視点

評価項目	妥当性の評価の視点
河川水位	・砂州フラッシュ有無（流量規模等）での河川水位の時間変化 ・砂州フラッシュ前後の河川水位の時間変化（フラッシュ前：流量に応じて河川水位が上昇、フラッシュ後：流量ピーク前に砂州がフラッシュし河川水位が低下など）
河床高	・砂州フラッシュ有無（流量規模等）での洪水前後の河床高の変動量 ・砂州のフラッシュ状況（範囲、高さ）、中導流堤右岸側の河床高の変動量
海域の土砂堆積	・砂州フラッシュ後の海域への土砂流出による堆砂状況（範囲、高さ）

2) 中導流堤の規模・配置および維持的掘削の形状・頻度の検討

以上で構築したモデルを用いて土砂動態シミュレーションを行い、検討対象の対策工（中導流堤の延伸、左岸砂州の維持的掘削）に関する治水効果を評価するとともに、次項で検討する周辺環境（漂砂、漁業）への影響を勘案して、中導流堤の規模（長さ、幅、高さ）・配置を検討する。また、維持的掘削の形状・頻度を検討する。

a) 対策目的・要件の整理

本検討で対象とする対策工（中導流堤の延伸、左岸砂州の維持的掘削）は、それぞれ機能・効果が異なるため、当該地の現地特性・課題（河口部の堆砂・河口閉塞及びそれに伴う流下能力不足、内水被害、水面利用・漁業への支障等）を踏まえ、各対策工の目的・要件をとりまとめる（表 1.4.4 参照）。

b) 対策諸元の設定

a) を踏まえ、「河口処理指針(案)」及び全国的な対策事例等を基に、当該地に適用可能な対策諸元（中導流堤の延伸位置(長さ)・幅・高さ、左岸砂州の維持掘削高等）の組合せを複数案設定する（表 1.4.4 参照）。

c) 評価方法の設定

上記を基に、各対策工の目的・要件を踏まえ、それぞれを評価するために必要となる評価項目を抽出するとともに（表 1.4.4 参照）、項目毎の評価基準・評価方法を設定する（表 1.4.5 参照）。

表 1.4.4 河口閉塞対策工の目的・要件、対策諸元（案）、評価項目

対策工	目的・要件	対策諸元（案）	評価項目
中導流堤の延伸	平常時の掃流力向上・堆砂抑制 河積・航路の常時確保(右岸)	長さ：砂州～支川合流の間で 3 案程度設定 幅・高さ：既存の施設諸元等を基に設定	平常時(平水流量～小規模洪水)の掃流力・河床高(右岸)
砂州掘削(左岸側)	洪水時の砂州フラッシュ促進、 水位低下、河積確保(左岸)	陸上掘削可能な高さ(1m 毎等)・範囲を設定 ※中導流堤との組み合わせも想定	洪水時(目標流量等)の水位、河床高(砂州高)、内水被害

d) **最適案の選定**

c) に基づき、構築したモデル等を用いて各対策工の効果を検討したうえで、次項で把握する周辺環境への影響、対策の実施頻度・コストも含めた総合的な評価を行い、最適な対策案を選定する。

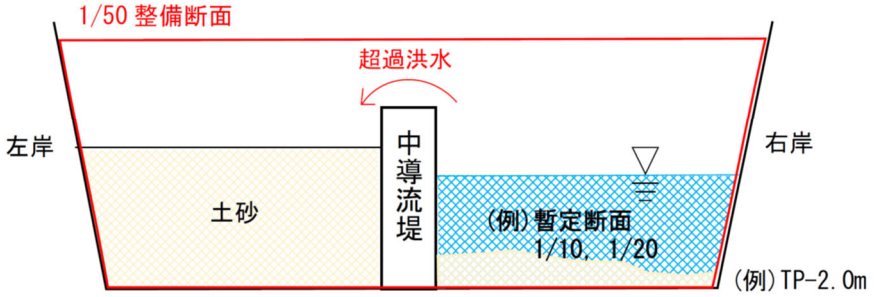
表 1.4.5 対策効果の評価方法（評価項目毎の評価基準・方法）

評価項目	評価基準	評価方法
平常時の掃流力 ・河床高	中導流堤右岸側で堆砂なし (計画断面の維持)	平水流量～小規模洪水の河床変動解析※
洪水時の河川水位	HWL を超過しない (流量規模 1/10～50 等を想定)	洪水時の河床変動解析※＋不等流計算
洪水後の河床高 (砂州高)	計画断面まで砂州がフラッシュ (流量規模は同上)	洪水時の河床変動解析※
洪水時の内水被害	排水施設(樋門等)の敷高以上の 水位超過時間が改善	洪水時の河床変動解析※

※構築した土砂動態シミュレーションモデルを使用

■対策のイメージ（特記仕様書）





右岸側：フラッシュを促し、対象の暫定確率規模の断面を確保する。
左岸側：右岸側の確率規模を超えた洪水の際にフラッシュを促すよう維持管理する。

(5) 海域における影響及び今後検討するべき項目の抽出

対策工の実施によって、周辺海域への短期的および長期的な影響（例：漂砂の傾向が変わる、河口域や河道域への塩水遡上が増す）が生じる可能性がある。このため、生じ得る影響を抽出した上で、今後検討するべき項目（影響評価、軽減策検討等）をまとめる。

河口閉塞対策工を実施した場合、河口部の水理特性や土砂動態の変化が生じることにより、周辺環境へ悪影響が生じることが懸念される。

そこで、以下の検討を行い、懸念される影響をとりまとめる。

1) 土砂動態の変化分析

既往検討成果や「(4) 対策工の検討」の検討結果（河床変動解析結果）を基に、河口部から海域への土砂流出量や海域の堆積量を整理し、対策実施に伴う土砂の堆積量及び場所とその変化状況を分析する。（解決策①）

2) 波浪特性の変化分析

中導流堤を延伸した場合、高波浪時の波の遡上範囲が上流側へ拡大することで、海域から供給される土砂の堆積範囲が変化することも想定される。

そこで、既往検討で構築された波浪解析モデルを用いて、中導流堤を延伸した場合の解析を行い、波の遡上範囲の変化状況を検討する。（解決策②）

3) 事例整理

検討対象の対策工（中導流堤の延伸、左岸砂州の維持的掘削）に関する全国的な事例を収集・整理し、対策により発生した周辺への影響の事例から、当該地で生じる可能性のある課題を把握する。（解決策③）

4) 影響評価

以上を基に、対策実施に伴う周辺環境への影響を評価し、今後の検討課題をとりまとめる（表 1.4.6 参照）。

表 1.4.6 想定される周辺環境への影響（イメージ）

視点	評価項目	想定される影響（今後の検討課題）のイメージ	検討方法
漂砂	海域の堆積状況	河川からの流出土砂の増加、堆砂箇所の変化、周辺海岸への影響	解決策①
	河道内への波の遡上状況	中導流堤の延伸による波の遡上範囲(堆砂が想定される範囲)の変化	解決策②③
漁業	漁場周辺の堆積状況	堆砂による漁場への影響	解決策①③
利用	航路部(右岸)の維持状況	中導流堤の延伸による航路維持の効果	解決策①
環境	塩水遡上の変化の可能性	掘削等による河床低下時の塩水遡上(範囲、濃度)の変化	解決策③

1.4.4 概算事業費の算定

河口部治水対策工の検討結果に基づき、施工方法等の検討をしたうえで、概算事業費（測量調査費、設計費、工事費、維持管理費）を算定する。

以上の検討結果を踏まえ、設定した対策工を対象に、施工方法等の検討をしたうえで、概算事業費（測量調査費、設計費、工事費、維持管理費）を算定する。

1.4.5 報告書作成

業務目的を踏まえ、業務遂行の各段階で作成された結果をもとに、その方法、過程及び結論を記載した報告書を作成する。

報告書１部、電子媒体３部（CD-ROM 又は DVD-R）

業務の各段階で得られた成果を基に、検討結果等をとりまとめて報告書を作成する。

1.4.6 関係機関協議

河口部治水対策工の検討結果に基づき、学識者、関係行政、漁業関係者に協議を行うこととしている。

本業務で実施する対策工の検討について、検討条件や結果等をとりまとめ、関係機関と協議するための説明資料を作成する。

2. 資料収集・整理

既往成果及び既往計画等を資料収集し、内容の確認、現地の実態を把握するとともに、過年度検討を行った河川・海岸特性、河口対策方針に関連する基本条件を整理する。

【参考となる既往成果及び既往計画等】

平成 11 年度	勝部川広域一般改良工事河口処理検討業務委託
平成 12 年度	勝部川統合河川整備工事河口処理基本設計業務委託
平成 14 年度	勝部川統合河川整備工事のうち河口仮設処理計画作成業務委託
平成 16 年度	鳥取沿岸土砂管理ガイドラインに係る海岸モニタリング調査委託
平成 17 年度	勝部川水系河川整備計画策定業務委託
平成 24 年度	勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」
平成 27 年度	青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」
平成 28 年度	勝部川外洪水浸水想定区域図検討業務委託
平成 28 年度	青谷海岸外海岸調査「トレーサー調査業務委託」
平成 28 年度	青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」
平成 29 年度	青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」
平成 30 年度	勝部川外洪水浸水想定区域図修正業務委託
平成 30 年度	美しい海辺保全対策事業「深浅測量業務委託（青谷海岸・岩美海岸）」（ゼロ県債）
令和元年度	気高海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」
令和 2 年度	青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」
令和 3 年度	青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」
令和 3 年度	勝部川河口対策検討業務委託

2.1 方針

本業務の検討に必要な既往成果及び既往計画等を収集し、当該地における河川・海岸特性、河口対策方針に関連する基本条件を整理する。

勝部川河口対策の検討において必要となる表 2.1.1 の資料を、過年度業務（勝部川河口対策検討業務委託　令和 4 年 1 月）の整理結果に追加する形で収集・整理した。

表 2.1.1　収集資料

No	資料名	本業務の収集対象
1	勝部川水系河川整備基本方針 平成 18 年 7 月　鳥取県	一式
2	勝部川水系河川整備計画 平成 21 年 9 月　鳥取県	一式
3	鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン（2005）（平成 17 年 6 月策定）	一式
4	施設台帳・区域指定平面図（青谷漁港、青谷漁港海岸）	
5	既往検討の成果報告書	調査開始以降
	・平成１１年度　勝部川広域一般改良工事河口処理検討業務委託	(追加)
	・平成１２年度 勝部川統合河川整備工事河口処理基本設計業務委託	(追加)
	・平成１４年度 勝部川統合河川整備工事のうち河口仮設処理計画作成業務委託	(追加)
	・平成１７年度 勝部川水系河川整備計画策定業務委託 （収録：河川整備基本方針 参考資料 平成 14 年 3 月）	
	・平成２４年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」	
	・平成２８年度 勝部川外洪水浸水想定区域図検討業務委託	
	・平成２８年度 青谷海岸外海岸調査「トレーサー調査業務委託」	
	・平成３０年度 勝部川外洪水浸水想定区域図修正業務委託	
	・令和３年度 勝部川河口対策検討業務委託	
6	青谷海岸現地測量成果（過年度～最新の定期深浅測量データ、勝部川河口測量成果）	測量開始以降
	・平成１６年度 鳥取沿岸土砂管理ガイドラインに係る海岸モニタリング調査委託	
	・平成２７年度 青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」	
	・平成２８年度 青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」	
	・平成２９年度 青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」	
	・平成３０年度 美しい海辺保全対策事業「深浅測量業務委託（青谷海岸・岩美海岸）」（ゼロ県債）	
	・令和元年度　気高海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」	
	・令和２年度　青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」	
	・令和３年度　青谷海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」	(R3.8,R4.3 追加)
7	勝部川河道横断測量成果	H24 検討以降
8	浸水記録（被害家屋数、浸水範囲等）	主要浸水
9	天気概況、天気図（気象庁）	主要豪雨、主要高波浪時
10	河川観測時刻水位（勝部川・日置川）	データ保存開始以降(R3.8～追加)
11	降水量（気象庁 青谷・鹿野観測所）	主要豪雨時
12	波浪（ナウファス鳥取港）	(R3～追加)
13	潮位データ（田後潮位観測所）	(R3～追加)
14	鳥取沿岸土砂管理調整会議資料（令和 4 年度）※青谷海岸分 ・サンドリサイクル（土砂採取、投入）の実績、予定 ・汀線変化実績	サンドリサイクル開始以降(R3.4～追加)
15	勝部川河口部　砂州等の掘削・浚渫工事記録　※該当なし ・掘削形状図面	工事開始以降(R3.4～追加)
16	空中写真（平面写真）：鳥取県、国土地理院	撮影開始以降
17	斜め写真（毎年）：鳥取県河川課撮影	撮影開始以降(R3.6～追加)
19	巡視定点写真	撮影開始以降(R3.10～追加)
20	内水域の治水検討報告書	鳥取市検討

※特記以外は鳥取県資料
追加：本業務において追加整理したもの

2.2　既往災害

(1)　災害概況

勝部川は砂州の発達により河口部が閉塞されやすい特性にあり、下流部の河床高が高くなることによって、洪水時の河積が不足しやすい河川である。そのため、支川日置川の排水の弊害となり、青谷町低地部における内水氾濫を誘発している。

日置川は本川と比較して河床勾配が緩く、河道断面積は狭小で、特に下流部は背後地が低く、洪水時には氾濫、溢水に加え、排水不良によって内水被害が頻繁に発生している。

大正期以降においては、昭和 34 年 9 月の伊勢湾台風による被害が特に大きい。この台風により、勝部川流域では、堤防崩壊 200 箇所、住宅流失 2 戸、床上浸水 127 戸等の被害が発生した。

水害統計による記録の残っている昭和 30 年代半ば以降の勝部川における洪水被害を、以下に整理する。

表 2.2.1　勝部川の洪水被害の状況

年	発生月日	原因	時間最大雨量	浸水戸数（戸）			被害額（千円）		備考
			(mm/h)	床上	床下	うち事業所	一般資産	公共土木	
S34	9/25～27	伊勢湾台風	－	127	201	－			町関係分被害 260,000
S46	8/30～31	台風 23 号	44	9	78	－	182,414	5,243	※
S47	7/10～13	集中豪雨	24.5	－	15	－	6,138	23,300	※
S51	9/8～13	台風 17 号	24	3	28	3	26,219	50,503	
S54	10/18～19	台風 20 号	26	21	132	14	105,852	146,205	
S58	9/27～28	台風 10 号秋雨前線	15	－	－	－		24,832	
S62	10/16～17	台風 19 号	60	156	308	17	959,905	1,101,431	
H2	9/18～19	台風 19 号秋雨前線	26	－	24	－	9,231	314,172	S62 浸水被害を契機に日置川合流部の改修に着手　（～H14）
H6	9/29～30	台風 26 号	12	－	5	－		25,224	
H16	10/19～21	台風 23 号	37	1	23	－	38,506	12,058	
H18	7/17～19	梅雨前線	41	13	25				H16 浸水被害を契機に露谷川合流部の改修に着手
H29	9/17～18	台風 18 号	23.5						
H29	10/21～23	台風 21 号	14.0						
H30	7/5	梅雨前線	23.0						
H30	7/6～7/8	梅雨前線	13.0						
H30	9/29～30	台風 24 号	44.0	10	28				

※青谷観測所の観測開始(1976 年(S51) 3 月 23 日)以前は、鳥取観測所のデータを記載

出典：水害統計（河川改修事業に係る事業評価監視委員会（平成 21 年度）にて整理）

H17 以降、「鳥取市地域防災計画（令和元年度修正）（令和 2 年度　青谷地区内水浸水対策検討業務（鳥取市）にて整理。浸水家屋は、青谷町が鳥取市と合併に伴い青谷町の被害戸数が不明。ただし記載分は青谷町総合支所提供資料より。）

(2) 近年の主要災害

近年の代表的な洪水である昭和 62 年 10 月洪水、平成 16 年 10 月洪水及び平成 30 年 9 月洪水の浸水状況を、以下に整理する。

1) 昭和 62 年 10 月洪水(台風 19 号)

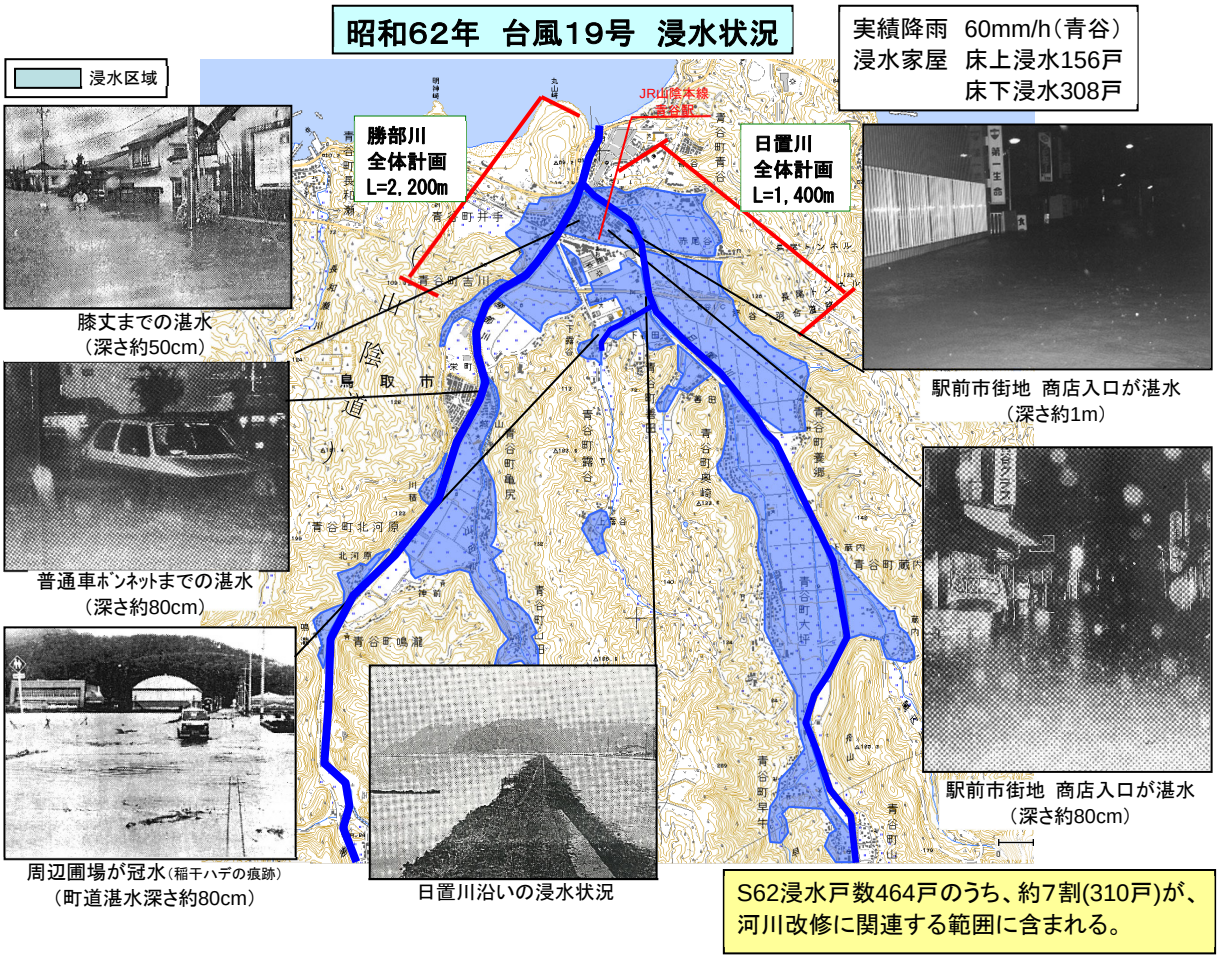


図 2.2.1 昭和 62 年 10 月洪水(台風 19 号)の被害状況

出典：勝部川(日置川)総合流域防災事業 H17 年度 資料

2)　平成 16 年 10 月洪水(台風 23 号)

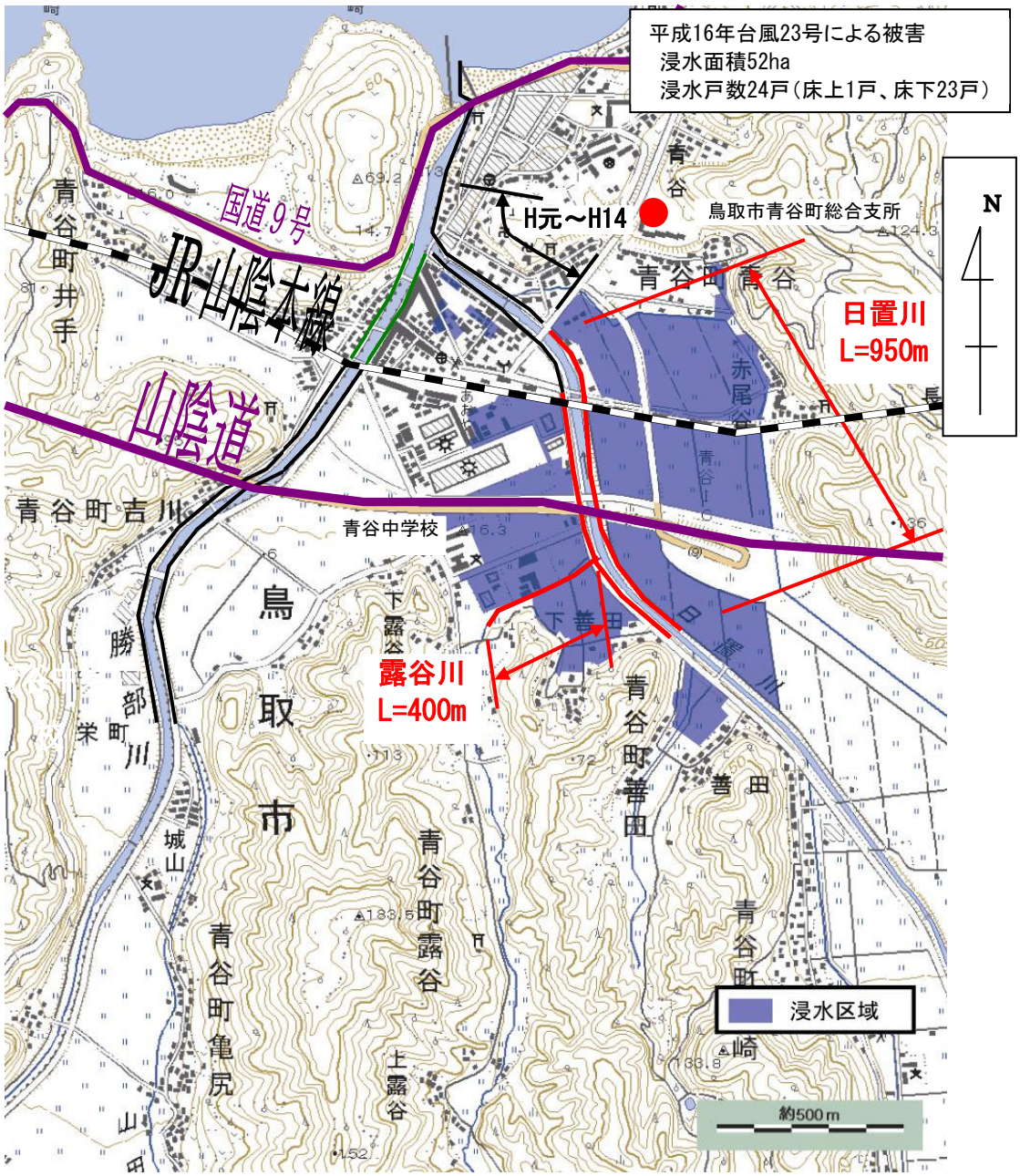


図 2.2.2　平成 16 年 10 月洪水（台風 23 号）の被害状況

出典：勝部川(日置川)総合流域防災事業　H17 年度　資料

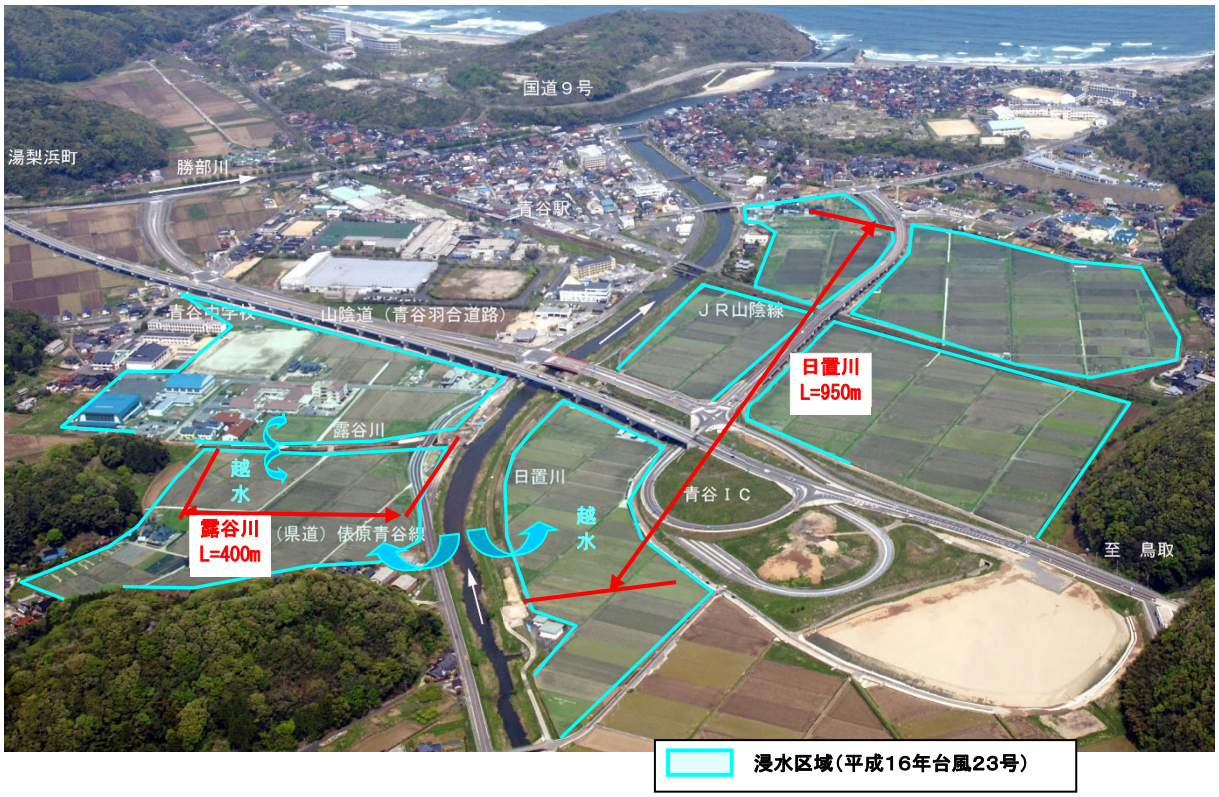


図 2.2.3　平成 16 年 10 月洪水（台風 23 号）の浸水範囲

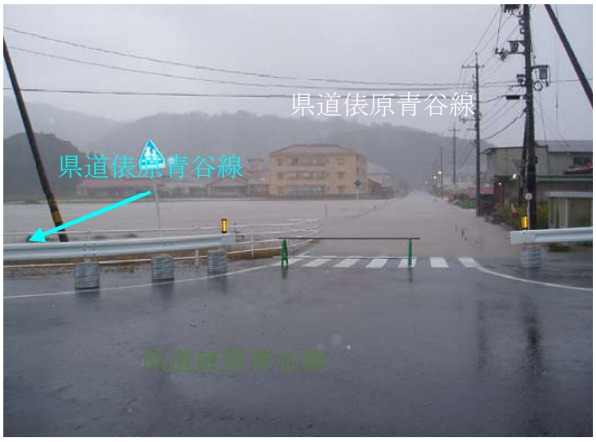






図 2.2.4　平成 16 年 10 月洪水（台風 23 号）の浸水状況写真

出典：勝部川(日置川)総合流域防災事業　H17 年度　資料

3)　平成 30 年 9 月洪水(台風 24 号)

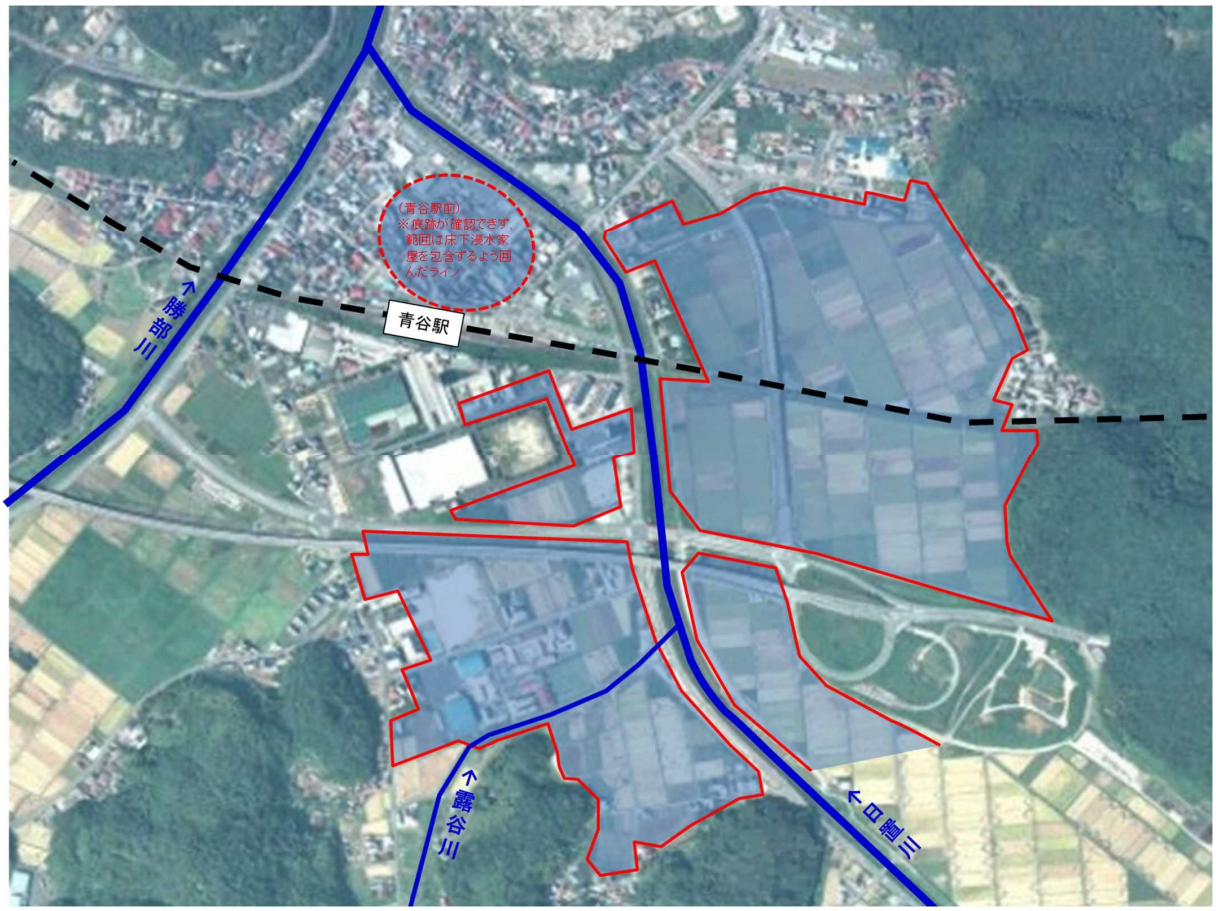


図 2.2.5　平成 30 年 9 月洪水（台風 4 号）の浸水状況写真

出典：鳥取県土整備事務所　資料

2.3 既定計画・改修事業の整理

2.3.1 河川事業

勝部川流域における河川整備は、昭和 10 年より鳥取県の事業として着手された。当時の改修は、勝部川下流部の河道拡幅(川幅 10mから 35mへの拡幅)を計画したものであり、昭和 12 年以降戦争により中断したものの、戦後再開され、昭和 22 年に完成した。また、日置川合流点から中流部にいたっては、昭和 24 年頃、築堤事業が実施された。

昭和 34 年 9 月洪水（伊勢湾台風）を契機として、勝部川では河口から山田川合流点まで、日置川では勝部川合流点から JR 橋までの改修全体計画を定め、昭和 44 年に小規模河川改修事業として事業着手した。改修計画の内容は、築堤・護岸、河道拡幅及び河床掘削により河道の流下能力を向上させるもので、今日に至るまで、主に築堤・護岸と河道拡幅による整備を先行して実施している。

その後、全体計画の変更、工事実施基本計画、河川整備基本方針、河川整備計画の策定を経て、今日に至っている。

既定計画および河川改修事業について、以下にまとめる。

表 2.3.1 既定計画の一覧

項　目	資 料 名	出　典
既定計画	勝部川全体計画水理調書　昭和 45 年 12 月（平成 4 年 10 月変更）	鳥取県
	勝部川水系工事実施基本計画　昭和 53 年 12 月	〃
	勝部川水系河川整備基本方針　平成 18 年 7 月	〃
	勝部川水系河川整備計画　平成 21 年 9 月	〃
	勝部川総合流域防災事業　平成 17 年 7 月	〃

a) 勝部川水系工事実施基本計画（昭和 53 年 12 月 16 日認可）

基準地点青谷における基本高水のピーク流量を 620m³/s とし、これを河道に配分する。

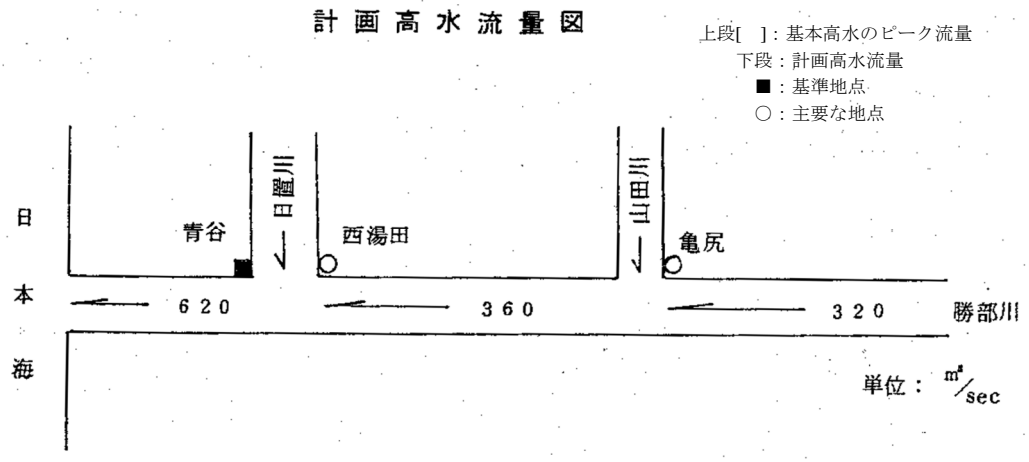


図 2.3.1 勝部川水系工事実施基本計画　計画高水流量配分図(S53)

b)　勝部川小規模河川改修事業全体計画（平成 4 年 10 月変更認可[昭和 45 年 12 月当初認可]）

本改修計画は、当初（昭和 44 年）勝部川本川の河口閉塞解消と本川流下能力の向上を図るため、勝部川・日置川の 2,350m の区間において計画されたものである。

当初計画では、長期計画は、1／50（岩井法）、計画高水流量 620m³／s で計画されており、暫定計画は、勝部川上流（2K200）右支川、山田川の合流前の現有流下能力 230m³／s に山田川局改計画流量 40m³/s を加え合流後の計画流量を 270m³/s とし、さらに日置川局改計画流量 130m³/s を加え、400m³/s で計画されていた。

しかしながら、近年、勝部川右支川（0K520）日置川の排水不良により青谷駅前周辺にたびたび浸水が生じ多大の被害が発生したため、当初計画を変更し、本事業により日置川の勝部川合流点から 600m 上流区間の改修を計画する。改修計画は、長期計画を 1／50（短時間法）とし、暫定計画は、本支川との整一合をはかるため、1／10（短時間法）とし、日置川の改修計画を策定するとともに勝部川本川の改修計画の見直しを行なった。

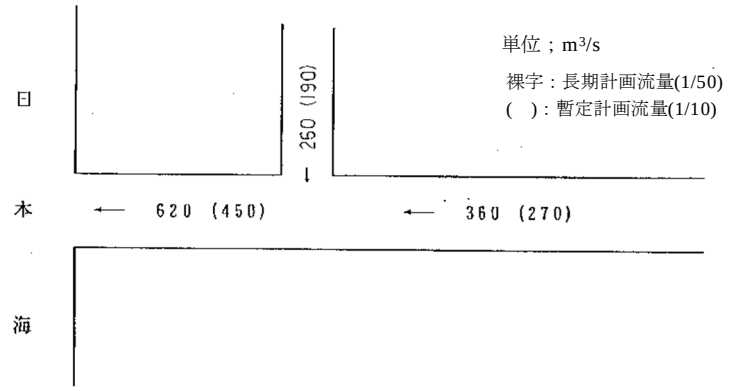


図 2.3.2　勝部川小規模河川改修事業全体計画　計画高水流量配分図(H4)

表 2.3.2　勝部川全体計画の経緯

勝部川全体計画審査経緯

協議過程	流域面積	計画対象日雨量または時間雨量	確率	計画洪水流量	改修延長	縦断勾配	協議概要
昭和４４年　９月　９日	６０．５㎢	２４５㎜/d	岩井法　１／５０	６２０㎥/s　（暫定４００㎥/s）	２３５０m	1/180～1/1100	暫定流量は山田川合流前の勝部川本川の現有流下能力 230㎥/sに山田川局改計画流量 40㎥/sを加え合流後の計画流量を 270㎥/sとしさらに日置川局改計画流量 130㎥/sを加え400㎥/sとする。 この計画でメモ認可を受け、さらに昭和４５年１２月１４日に大臣認可を受ける。
昭和４８年１０月２４日	６０．５㎢	２４５㎜/d	岩井法　１／５０	６２０㎥/s　（暫定４００㎥/s）	２３５０m	1/260～1/1050	昭和４８年の勝部川異常渇水のため潮が上流まで差込み付近の井戸等に影響を及ぼした。現計画では、1/450の床止撤去する予定であるが塩害防止のため住民より存置の要望が強く同地点にTP+0.35の潮止堰を計画し、併せて縦断の変更を計画する。 計画降雨を短時間で再評価するよう指示を受ける。
昭和６０年１２月　５日	６０．５㎢	７３．８㎜/h	短時間　１／５０	６２０㎥/s　（暫定４００㎥/s）	２９００m	1/260～1/1050	勝部川右支川である日置川の排水不良により青谷駅周辺にたびたび浸水被害が発生したため、勝部川小規模改修事業区域を変更し、本事業による日置川の勝部川合流点から600mの改修を計画する。 日置川の改修は短時間1/10で計画する。
昭和６３年　１月２６日	６０．５㎢	７３．８㎜/h 暫定計画 （５５．３㎜/h）	短時間　１／５０ 暫定計画 （短時間１／１０）	６２０㎥/s　（暫定４５０㎥/s）	２９００m	1/260～1/1050	勝部川本川はS48.10.24のとおり 日置川 平面計画　現川掘削、現堤嵩上　了承 縦断計画　延伸区間上流の縦断を考慮し再検討 横断計画　再協議

出

表 2.3.3　勝部川小規模河川改修事業全体計画　A 表　(H4)

様式２６－（A表）

都道府県名	鳥取県
河川名	勝部川
合流河川名	日本海
水系名	勝部川
流域内市町村名	青谷町
改修区域市町村名	青谷町

流量

計画高水流量		[450] (620)
流域面積	山地	K㎡
	平地	K㎡
	計	60.5 K㎡
流路	延長	16.5 km
	標高差	0.36 km
洪水到達時間	時間	1179 1.96 HR
	算定法	Kraven
計画日雨量	雨量	mm
	確率	
	算定法	
計画時間雨量	60分間	(52.0) 38.2 mm
	到達時間内	(73.8) 55.3 mm
	確率	(1/50) 1/10
	算定法	短時間雨量強度
流出率	山地	0.7
	平地	0.7
	その他	
	流域平均	0.7
比流量		(10.2) 7.4 /K㎡
流量算定法		Rational

潮位

計画高潮位	
計画天体潮位	
計画偏差	
計画波高	

計画縦断形

基準高		TP ± 0
河口または合流点	潮位または水位	TP + 0.35
	根拠	日本海 逆算 平均満潮位

地点名	区間延長	河床勾配	水面勾配
勝部川			
0/800 ~ 1/450	650	1/500	1/540
1/450 ~ 1/700	250	1/480	1/480
1/700 ~ 2/200	500	1/260	1/260

流下能力 (m³/s)

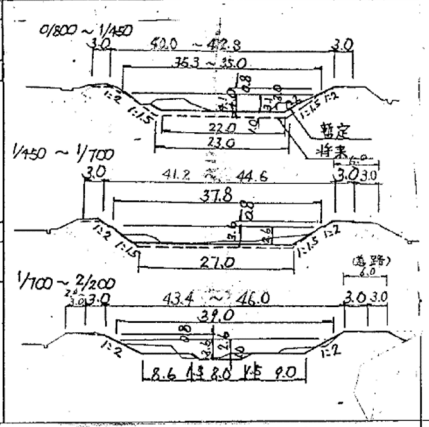
地点	現況流下能力	計画高水流量	H.W.L 流量	H.W.L 流速
0/800 ~ 1/450	135	270 (360)	不等流 (368)	m/s 3.17
1/450 ~ 1/700	135	270 (360)	〃 (362)	3.11
1/700 ~ 2/200	135	270 (360)	〃 (370)	3.80

( )内は将来

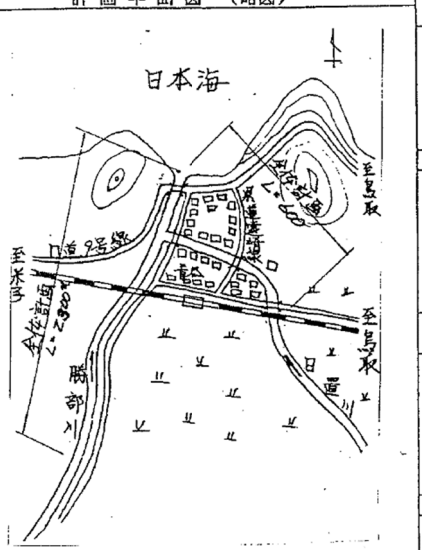
計画横断形

区間名	堤防天端幅	小段幅	表法勾配	裏法勾配	余裕高	粗度係数
	m	m			m	
勝部川	4~3		1:1.5	1:2.0	1.0-0.8	0.03
日置川	4		1:1.5	1:2.0	0.8	0.03

標準横断図



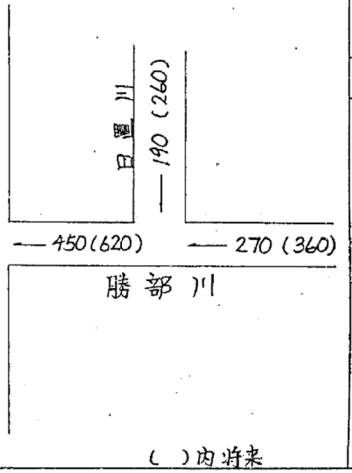
計画平面図　(略図)



事業実施区間

事業区分	河川名	上流端	下流端	延長 (m)	全体計画事業費 (百万円)	費目	着工年度
小規模	勝部川	青谷町	青谷町	2,900	10 億	二級	

計画高水流量配分図



改良工事の目的と方針

当河川の河積は狭小で河口部は、河口閉そくのため河床維持に困難をきたしている。このため河積の拡大、河床掘削等を行い、洪水の安全な流下を図る。

主要工事の概要

堤防	5,800	m
	5,895	m²
護岸	1,800	m
		m²
水制		基
		m
床固		基
		m
水閘門		基
堰		箇所
堰堤		箇所
排水機場		箇所

事業効果

氾濫防止面積	500 (百万円)	鉄道	1.0 km
年平均被害軽減額		道路	3.0 km
家屋	100 ha 300 戸	病院	3 戸
田	400 ㌶	学校	1 〃
畑			
その他			

表 2.3.4　勝部川小規模河川改修事業全体計画　B 表　(H4)

様式２７（B表）　　（百万円）

流量

地点	計画高水流量	流域面積	確率	算定根拠
		Km²		
河口	450（620）	60.5	1/10（1/50）	Rational

日雨量実績

観測所	観測期間	順位	日雨量	発生年月日
鳥取	T11 ～ S57	1	256	S.9.9.21
		2	200.5	S.54.10.19
		3	194.7	〃 34.9.26
		4	188.5	〃 51.9.10
		5	185	〃 56.7.2
		1		
		2		
		3		
		4		
		5		
		1		
		2		
		3		
		4		
		5		

時間雨量実績（累加雨量）

観測所	観測期間	順位	1時間	発生年月日	2時間	3時間	4時間	5時間	6時間
鳥取	S18 ～ S57	1	68	S.56.7.3					
		2	60	50.9.26					
		3	58	44.9.7					
		4	53.5	43.8.10					
		5	52.5	40.7.21					
		1							
		2							
		3							
		4							
		5							
		1							
		2							
		3							
		4							
		5							

年確率超過率

区分	観測所	資料数	算定法	1/1	1/5	1/10	1/20	1/30	1/40	1/50	1/70	1/100	1/150	1/200
日雨量	鳥取	61	岩井法			127.2	145.9	156.9		170.9	180.4	190.3		
時間雨量	〃	39	短時間雨量強度		76.9	55.3	63.4	68.0		73.8		81.8		

既往主要洪水及び高潮実績

年月日	起因	地点名	水位,湖位	流量	浸水面積 ㎡	田 ㎡	畑 ㎡	浸水家屋 戸	床上 戸	床下 戸	その他
S.54.10.19	台風20号					150	10	150	3	147	—
S.51.9.10	〃 17号					100	5	140	2	138	—

関連他事業

事業区分	計画規模	事業主体	施工期間	摘要

事業区分	（暫定）小規模	勝部川工区	日置川工区	
改修延長	2,900 m	2,300 m	600 m	

費目	工種	単位	数量	金額	数量	金額	数量	金額	数量	金額
本工事費	築堤	m	5,900							
		m²	5,895	18,400	2,295	13,000	3,600	54,000		
	掘削	m³	31,750	23,700	25,750	19,600	6,000	4,100		
	浚渫	m³								
	護岸	m	1,800	258,900	600	110,600	1,200	148,300		
		m²								
	根固	m								
	特殊堤	m								
	水制	基								
	床固	基								
	帯工	基								
	水門	基								
	導流堤	m	100	76,800	100	76,800				
	樋門樋管	基	1	19,200			1	19,200		
	計			397,000		220,000		177,000		
附帯工事費	道路橋	橋	2	93,000			2	93,000		
	JR橋	橋					(1	橋架換)		
	私鉄橋	橋					(1	橋かさ上げ)		
	水路橋	橋								
	樋門樋管	基								
	サイホン	基								
	堰	基								
	揚水機場	基								
	水路	m								
	道路	m	1,000	6,000			1,000	6,000		
	計			99,000				99,000		
用地補償費	用地買収	㎡	5,000	100,000	2,000	40,000	3,000	60,000		
	物件補償	式	1	316,000	1	186,000	1	130,000		
	計			416,000		226,000		190,000		
間接費				88,000		54,000		34,000		
合計（C）				1,000,000		500,000		500,000		

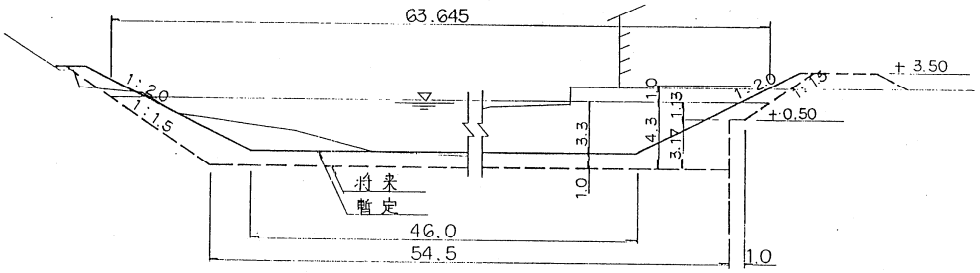
事業効果			
	年平均被害軽減額（B）	B=80 百万円	
	C／B	C/B=12.5	
	算出年月（60年価）		

１０．横断計画

（１）勝部川（暫定水位は別紙不等流計算書参照）

（イ）０／０００～０／５２０　　河口部～日置川合流点

０／４５０地点



$\Sigma A = 248.22 + 2.09 m^2$ ，　$\Sigma P = 65.42^m + 3.04^m$

$R = 3.794$ ，0.688

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$

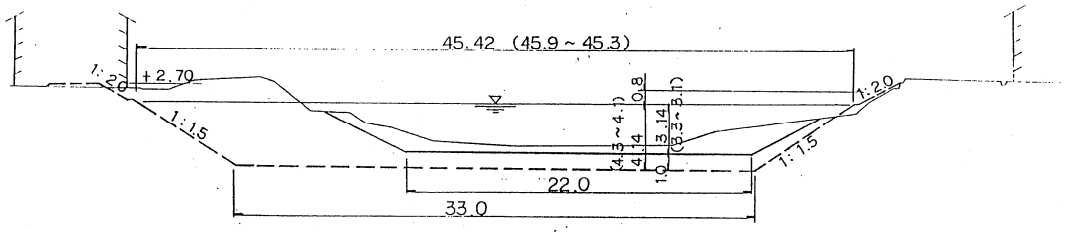
$Q = V A$

$$\Sigma Q = \frac{1}{0.03} \times 3.974^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{1050}\right)^{\frac{1}{2}} \times 248.22 + \frac{1}{0.03} \times 0.688^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{1050}\right)^{\frac{1}{2}} \times 2.09$$

$= 640.6 + 1.7 = 642.3 m^3/sec > 620 m^3/sec$

（ロ）０／５２０～０／８００

０／７５０地点



$A = 160.52 m^2$ （$h = 4.10^m$ − 水深）

$P = 47.78 m$

$R = 3.360$

$$V = \frac{1}{0.03} \times 3.360^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{1050}\right)^{\frac{1}{2}} = 2.307 m/s$$

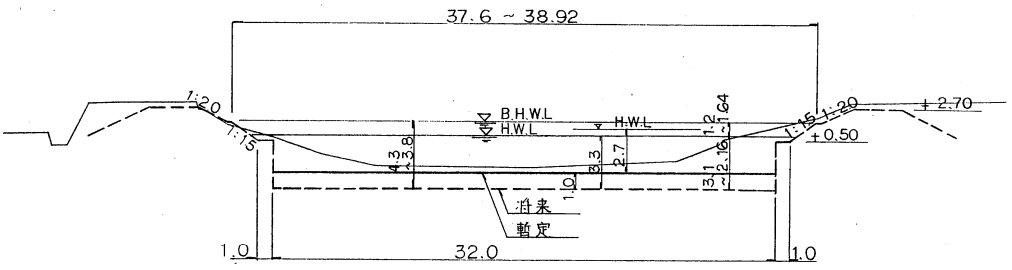
$Q = 2.307 \times 160.52 = 370 m^3/sec > 360 m^3/sec$

図 2.3.3(1)　勝部川小規模河川改修事業全体計画　計画断面図(S63.11.26 協議)

（２）　日置川　（将来、暫定時の背水水位は別紙不等流計算書参照）

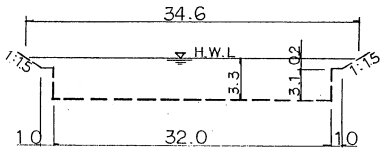
（イ）０／０００～０／６４０

０／１００地点



自己流計算（Ｈ．Ｗ．Ｌ）

ｉ）将　来（１／５０年）



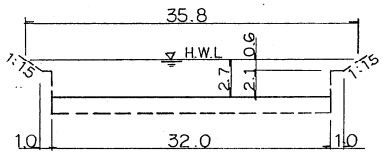
$\Sigma A = 105.6 + 0.46$　　$\Sigma P = 38.20 + 2.72$

$R = 2.764 \ , \ 0.169$

$$Q = \frac{1}{0.03} \times 2.764^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{700}\right)^{\frac{1}{2}} \times 105.6 + \frac{1}{0.03} \times 0.169^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{700}\right)^{\frac{1}{2}} \times 0.46$$

$= 262 m^3/sec > 260 m^3/sec$

ii）暫　定（１／１０年）



$\Sigma A = 86.40 + 1.74$　　$\Sigma P = 36.2 + 4.16$

$R = 2.387 \ , \ 0.418$

$$Q = \frac{1}{0.03} \times 2.387^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{700}\right)^{\frac{1}{2}} \times 86.40 + \frac{1}{0.03} \times 0.418^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{1}{700}\right)^{\frac{1}{2}} \times 1.74$$

$= 196 m^3/sec > 190 m^3/sec$

図 2.3.3(2)　勝部川小規模河川改修事業全体計画　計画断面図(S63.11.26 協議)

表 2.3.5　計画堤防の基準値（余裕高・天端幅）※参考

	計画高水流量 (m^3/s)		余裕高 (m)
1	0	200 未満	0.6
2	200 以上	500 未満	0.8
3	500 以上	2,000 未満	1.0
4	2,000 以上	5,000 未満	1.2
5	5,000 以上	10,000 未満	1.5
6	10,000 以上		2.0

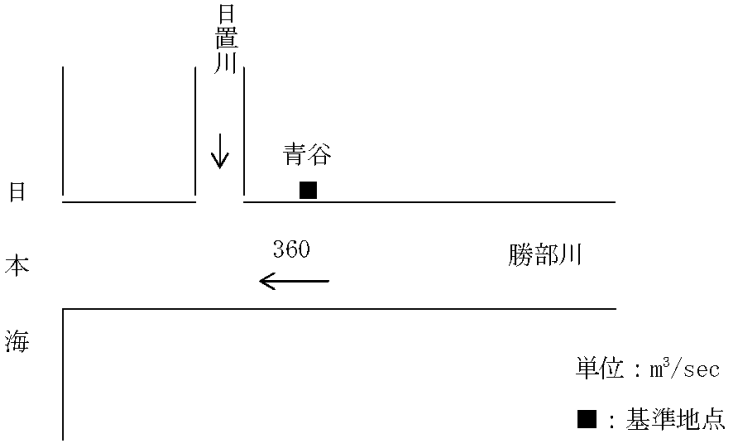
	計画高水流量 (m^3/s)		天端幅 (m)
1	0	500 未満	3.0
2	500 以上	2,000 未満	4.0
3	2,000 以上	5,000 未満	5.0
4	5,000 以上	10,000 未満	6.0
5	10,000 以上	未満	7.0

出典：改定 解説・河川管理施設等構造令 国土技術研究センター（平成 20 年 7 月）

c) 勝部川水系河川整備基本方針（平成 18 年 7 月策定）

高水計画については、昭和 34 年 9 月、昭和 54 年 10 月、昭和 56 年 7 月、昭和 62 年 10 月、平成 2 年 9 月等の既往洪水の被害状況及び氾濫区域の資産等を総合的に検討した結果、基準地点青谷における基本高水ピーク流量を 360m³/s と設定し、この全量を河道に配分することとした。

（対象河川の諸元）
- 河川名： 二級河川勝部川(対象範囲には各支川を含む)
- 流域面積： 60.5km²
- 流路延長： 11.8km
- 計画規模： 1／50 年
- 計画降雨規模： 67.9mm/hr（暫定 1／5 年：43.8mm/hr）
- 計画高水流量： 360m³/s(基準点青谷)



勝 部 川 計 画 高 水 流 量 図

図 2.3.4 勝部川水系河川整備基本方針 計画高水流量配分図(H18)

d)　勝部川水系河川整備計画（平成 21 年 9 月策定）

前項の河川整備基本方針を踏まえて、河川整備の内容を具体化した河川整備計画が平成 21 年に策定された。

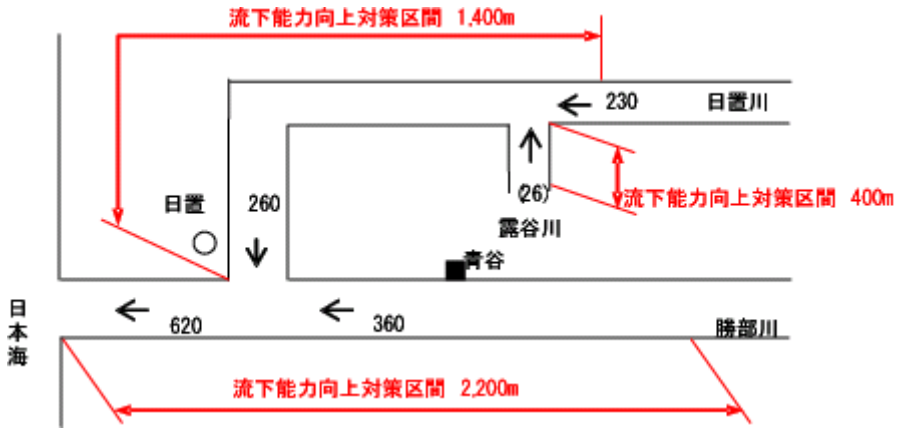
高水計画については基本方針のものを適用し、勝部川の基準地点流量 360m³/s（1/50 確率）は同じとしている。該当部分を以下に抜粋する。

2.3 洪水による災害の発生の防止又は軽減に関する事項

洪水による災害の発生の防止又は軽減を図るため、勝部川及び日置川においては、既往の洪水の被害状況及び氾濫区域の資産等を総合的に検討し、概ね 50 年に 1 度程度発生すると想定される降雨による洪水を安全に河道に流下させるための整備を進めます。これは、観測史上最大の昭和 62 年 10 月台風規模の洪水にも対応できるものです。

また、日置川の支川の露谷川においては、概ね 10 年に 1 度発生すると想定される降雨による洪水に対して整備済みですが、支川処理として背水影響区間の築堤を行います

3.1 河川工事の目的、種類及び施行の場所並びに当該河川工事の施行により設置される河川管理施設の機能の概要



注1）整備目標流量の単位は、m3/sec
注2）整備目標流量の計画規模勝部川・日置川 1/50 露谷川1/10
注3）■：基準地点（既往の水理、水文資料が得られ、水理水文解析の拠点となり、かつ全般の計画に密接な関係のある河川管理上重要な地点）
〇：主要地点（整備目標流量配分を設定する上で必要な地点）

図 2.3.5　整備目標流量配分図

出典：勝部川水系河川整備計画(H21.9)

e)　勝部川総合流域防災事業全体計画（平成 17 年認可)

平成 16 年 10 月洪水において大きな被害を受けた勝部川水系の取市青谷町青谷地区域の浸水被害防止を図るため、勝部川水系日置川及びその支川（露谷川）において護岸・築堤の整備事業を実施している。事業概要を表 2.3.6 に示す。

表 2.3.6　勝部川総合流域防災事業(日置川・露谷川)の概要

項目	内　容（全体）	実施中区間	
事業名	勝部川総合流域防災事業	総流防	社資総
事業の概要	鳥取市青谷町青谷～善田 築堤、掘削護岸延長 L=4,000m	延長 1,350m（日置川 950m、露谷川 400m） 護岸、築堤	延長 630m（日置川 200m、露谷川 430 m）
採択年度	H12	平成 17 年度	平成 30 年度
着手年度	H12	平成 17 年度	平成 30 年度
完成予定年度	H43	平成 29 年度	令和 9 年度
全体事業費	66.4 億円	15.2 億円	16.9 億円

・全体計画は昭和 44 年 事業採択。H30 年度より社会資本総合整備事業に切替。
・延長内訳：勝部川 L=2,200m　日置川 L=1,400m　露谷川 L=400m
出典：河川改修事業に係る事業評価監視委員会(平成 21 年度)資料

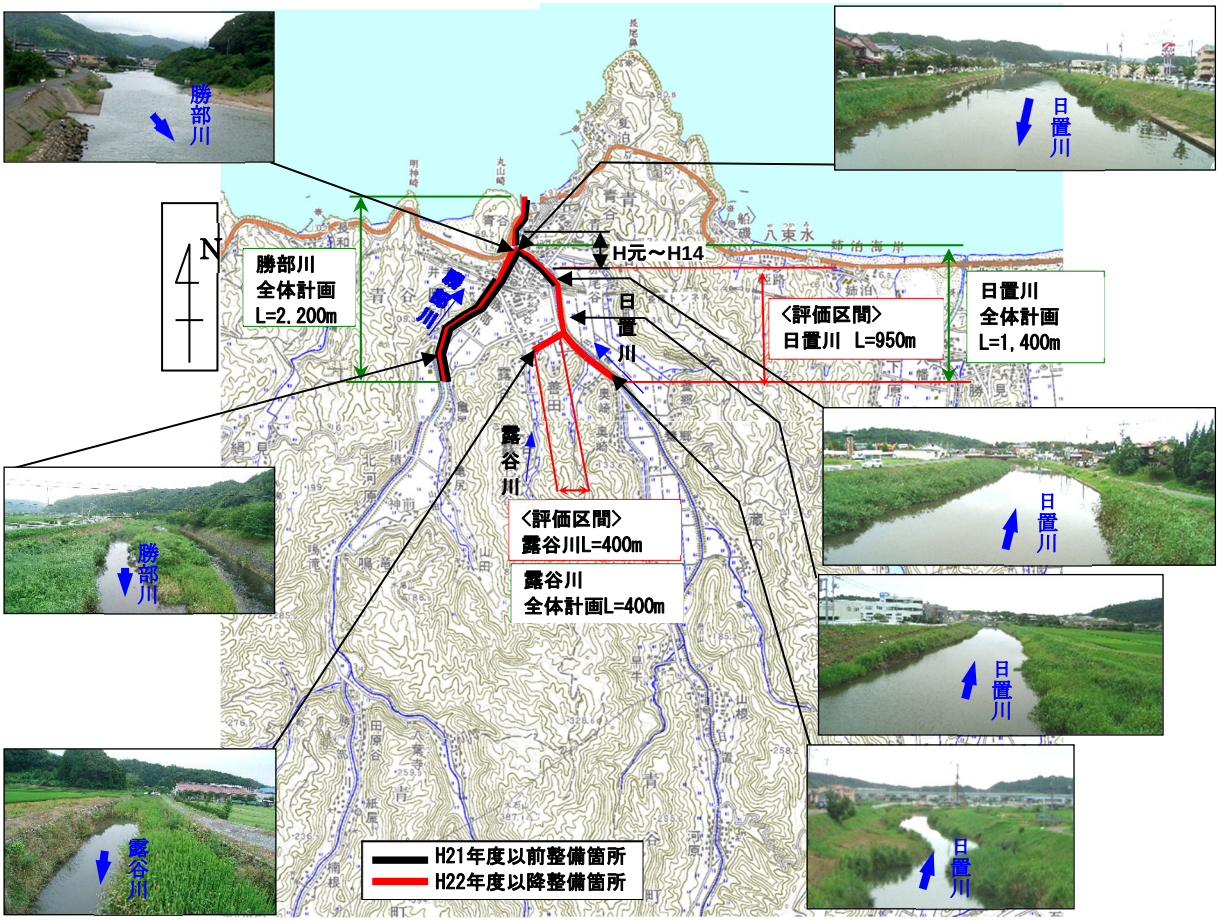


図 2.3.6　勝部川総合流域防災事業(日置川・露谷川)　概要平面図
出典：勝部川総合流域防災事業　H17 年度　資料

2.3.2 沿岸域の事業

これまで勝部川河口部の沿岸域において実施されてきた漁港事業、海岸保全対策について整理する。なお、サンドリサイクルについては、青谷海岸における人為的な土砂移動履歴について整理する。

・土砂管理ガイドライン
・防砂堤の建設
・サンドリサイクルによる土砂移動
・漁港整備

(1) 土砂管理ガイドラインの概要

平成 17 年 6 月に鳥取県が策定した「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン」の概要を整理する。

1) ガイドライン策定の目的

「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン」は、“鳥取沿岸海岸保全基本計画”を推進していくためのツールの一つとして、鳥取県が平成 17 年 6 月に全国で初めて策定したものである。

鳥取県の海岸は延長 129km におよび、海岸線の約 6 割は鳥取砂丘、白兎海岸、弓ヶ浜等の砂浜海岸である。これらの砂浜海岸は、白砂青松の海岸となっており海水浴や散策など広く県民に利用され愛されている。特に鳥取砂丘はその広さ、雄大さから、日本を代表する砂浜の一つである。

しかし、砂浜は極めて脆弱であり、内外の要因により変動・変形、海岸侵食等を続けている。また、海岸の砂浜が減少する海岸侵食が深刻化する一方、砂の堆積により、港湾・漁港においては、船舶や漁船の航路や泊地が埋没し、船舶の航行並びに漁業活動に支障を来しているとともに、河川の河口部においては、河口閉塞により治水上の支障を来している。

鳥取県では、**平成１４年５月に地域住民の意見等を反映した「鳥取沿岸海岸保全基本計画」を策定**し、海岸を県民共有の財産として「みんなで守り・創り・育てる海辺」を次世代に継承していくことを海岸保全の基本理念として、防護・環境・利用の調和のとれた総合的な海岸の保全を計画的かつ重点的に推進してきた。

この鳥取沿岸海岸保全基本計画の基本理念に基づいて、**港湾・漁港の航路や泊地の埋没、河口閉塞、海岸侵食などの“砂”に関わる問題を、山地から海岸までの流砂系注）一貫の立場から、各管理者等が連携しながら解決していくために、鳥取県が平成１７年６月に「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン」を策定**した。

本ガイドラインは、県民への情報公開とアンケートによって、幅広く県民の意見をとりいれ、学識経験者及び関係管理者から構成された「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン検討委員会」の提案を受けて、鳥取県が全国で初めて策定するものである。今後は、本ガイドラインに基づいて流砂系毎の土砂管理を積極的に実施することになる。

出典：鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン　平成 17 年 6 月（まえがき）
※ガイドラインの説明のため一部**太字化**

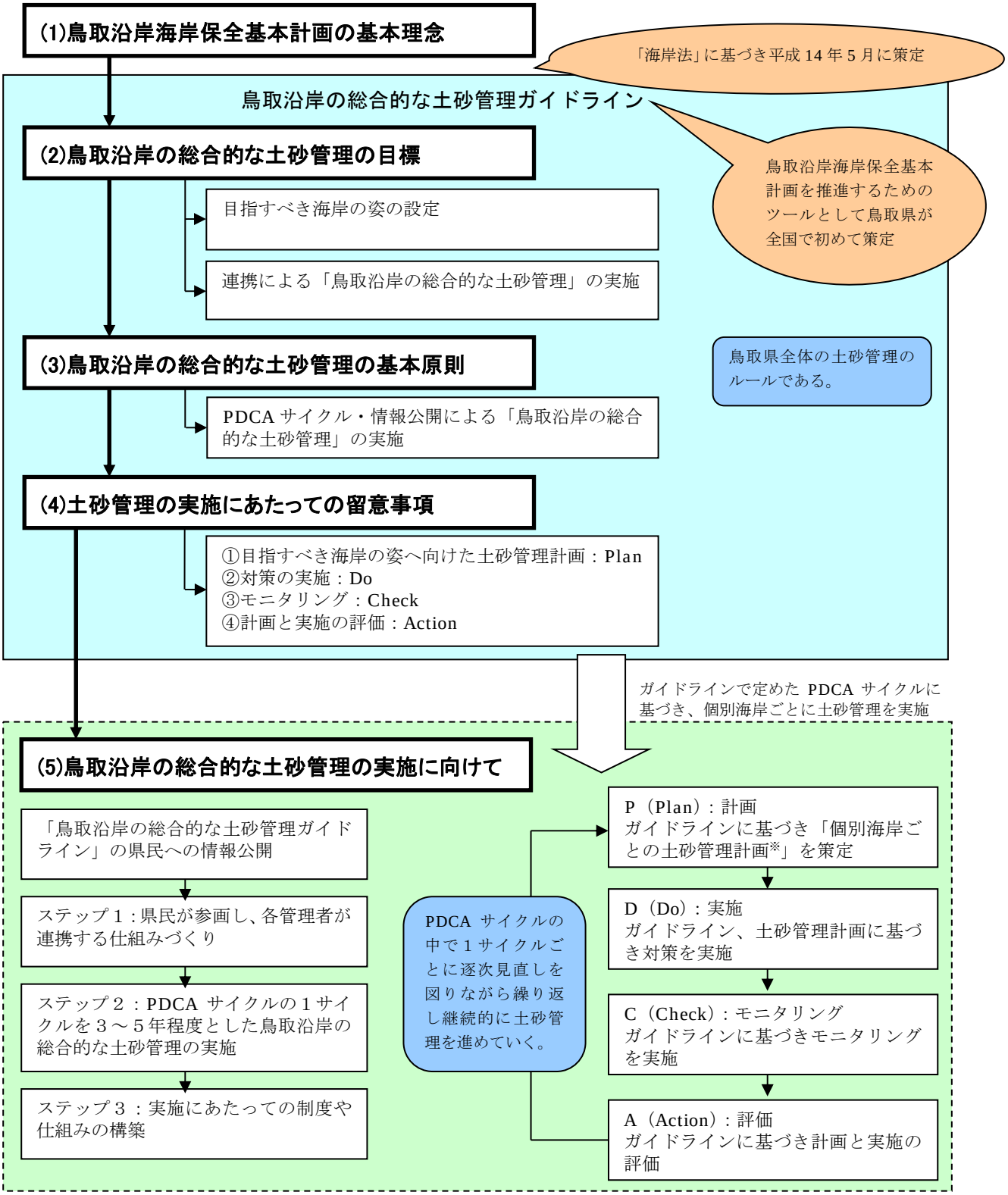


図 2.3.7　鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドラインの全体構成

出典：鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン　平成 17 年 6 月

2)　ガイドラインの内容（鳥取沿岸に共通の理念）

“鳥取沿岸の保全に関する基本理念”に従って鳥取沿岸の総合的な土砂管理を実施する。

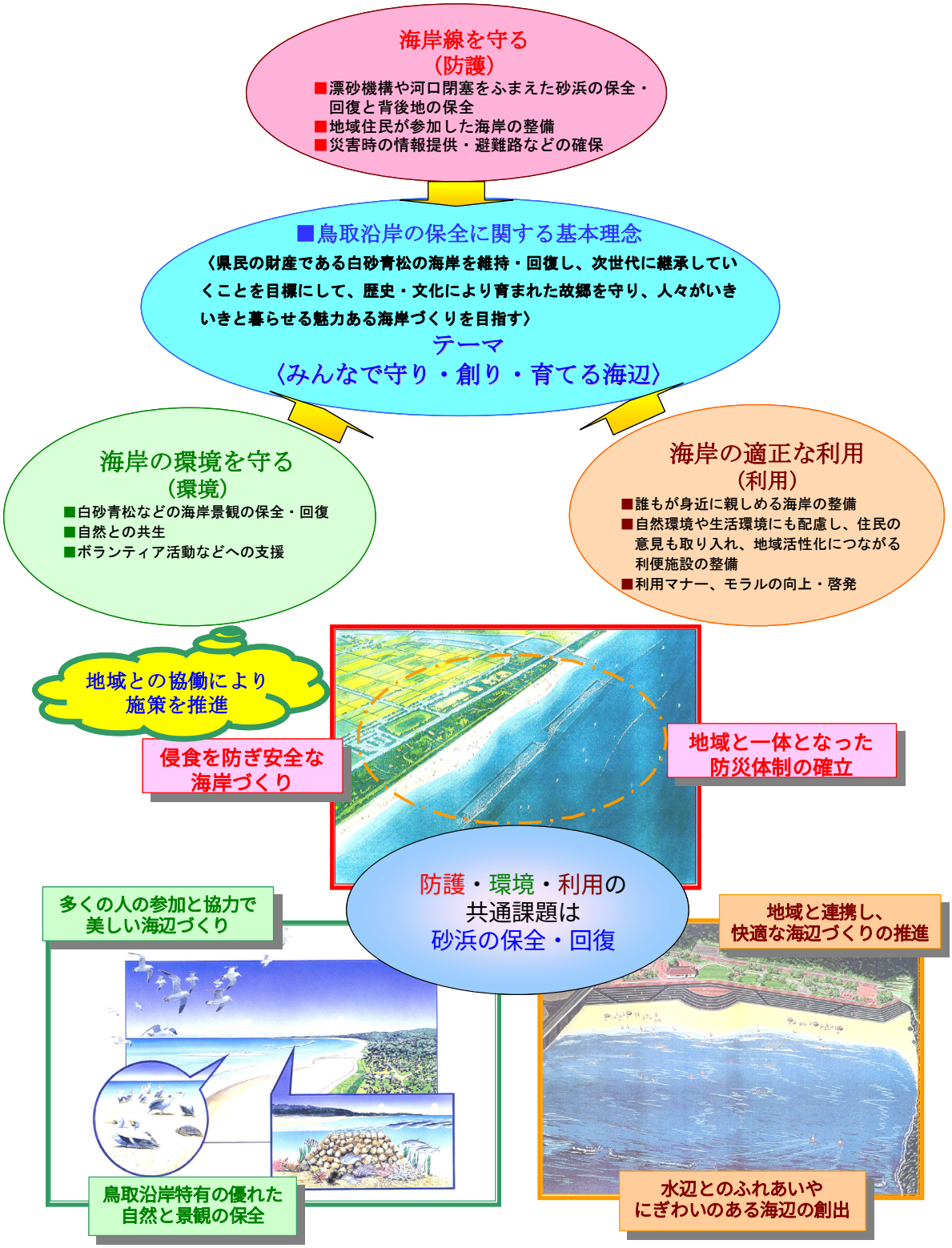


図 2.3.8　鳥取沿岸の長期的な課題と基本理念

出典：鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン　平成 17 年 6 月

3)　青谷海岸の土砂管理計画について

「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン　平成 17 年 6 月　鳥取県」では対象海岸について特性分析の上で個別の土砂管理計画が策定されおり、目指すべき海岸の姿へ向けた、サンドリサイクル、サンドバイパスの土砂採取場所、投入場所が示されている。

勝部川河口に隣接する青谷海岸については、以下に示す内容が「ガイドライン」に収録されている。

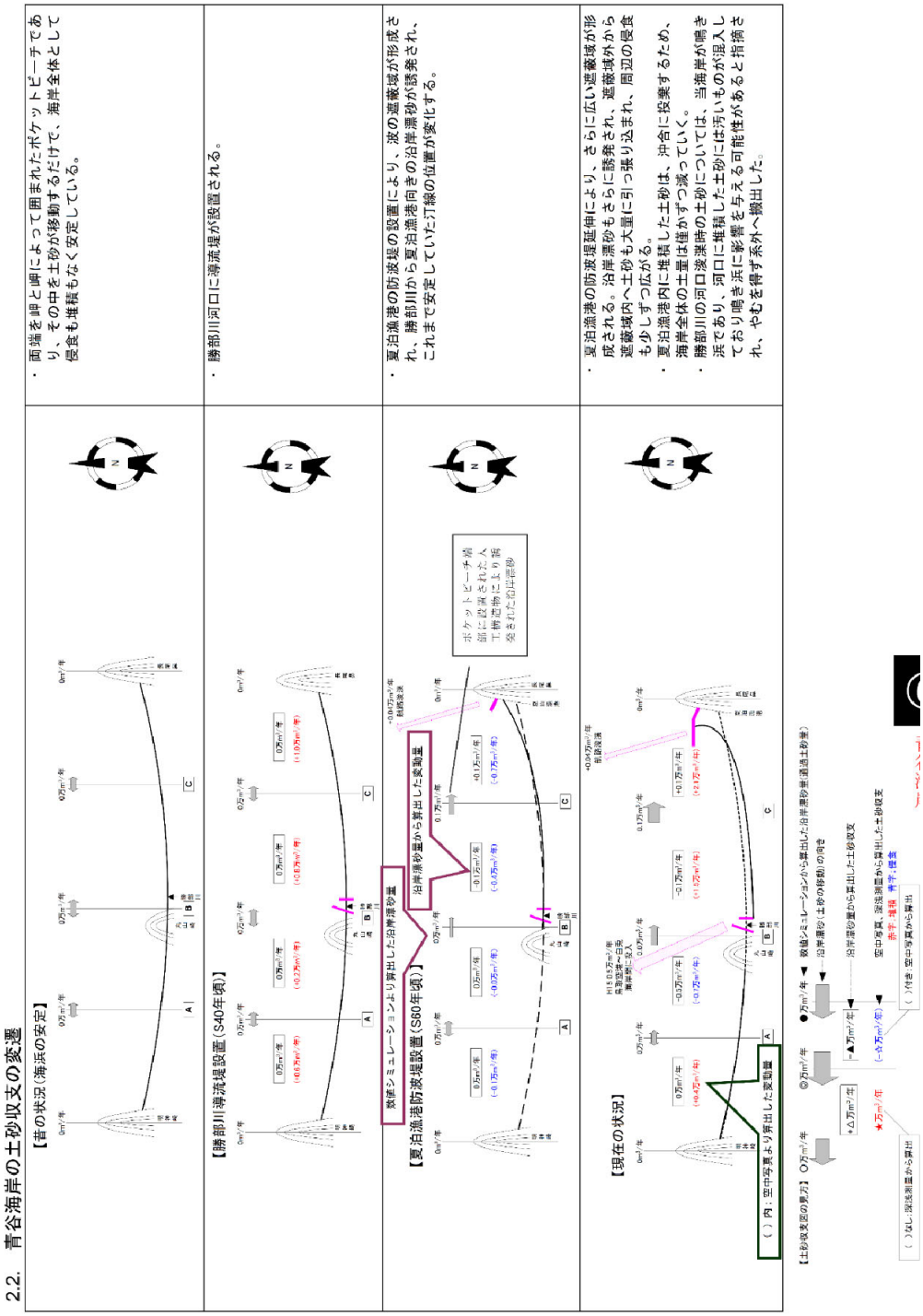
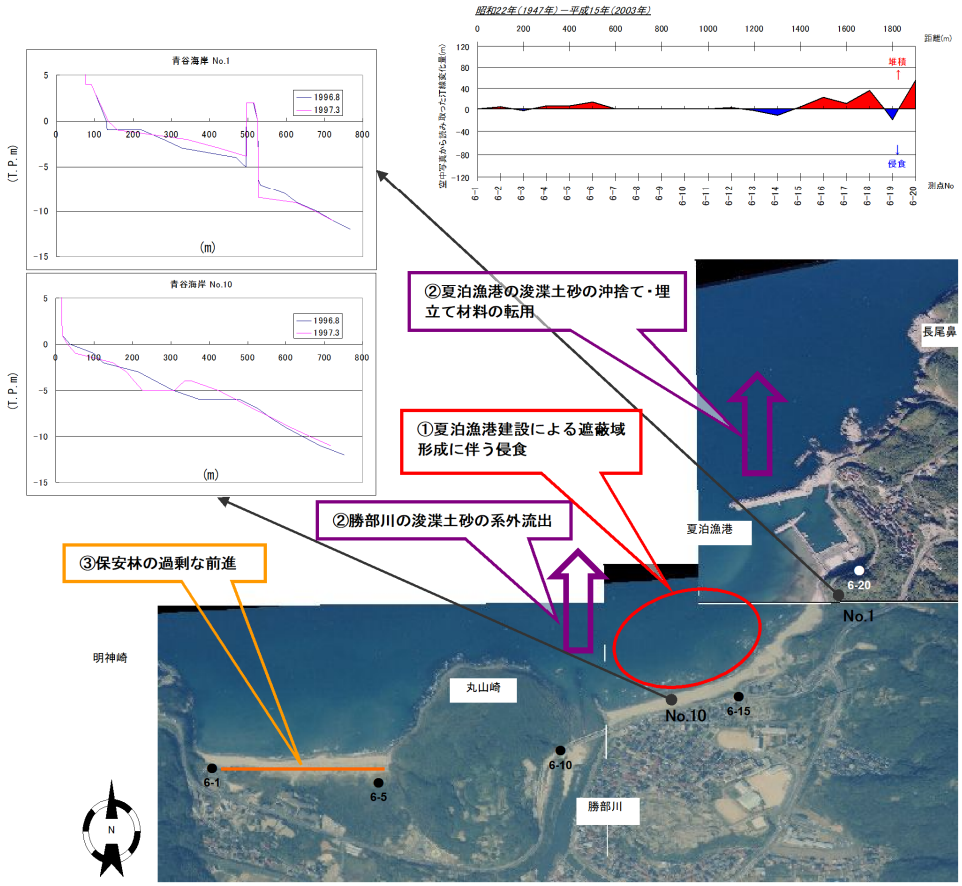


図 2.3.9　青谷海岸の土砂収支の変遷

出典：鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン　平成 17 年 6 月　鳥取県



鳥取県立博物館所蔵資料

写真 3-1 青谷海岸の海岸侵食要因 平成15年(2003)

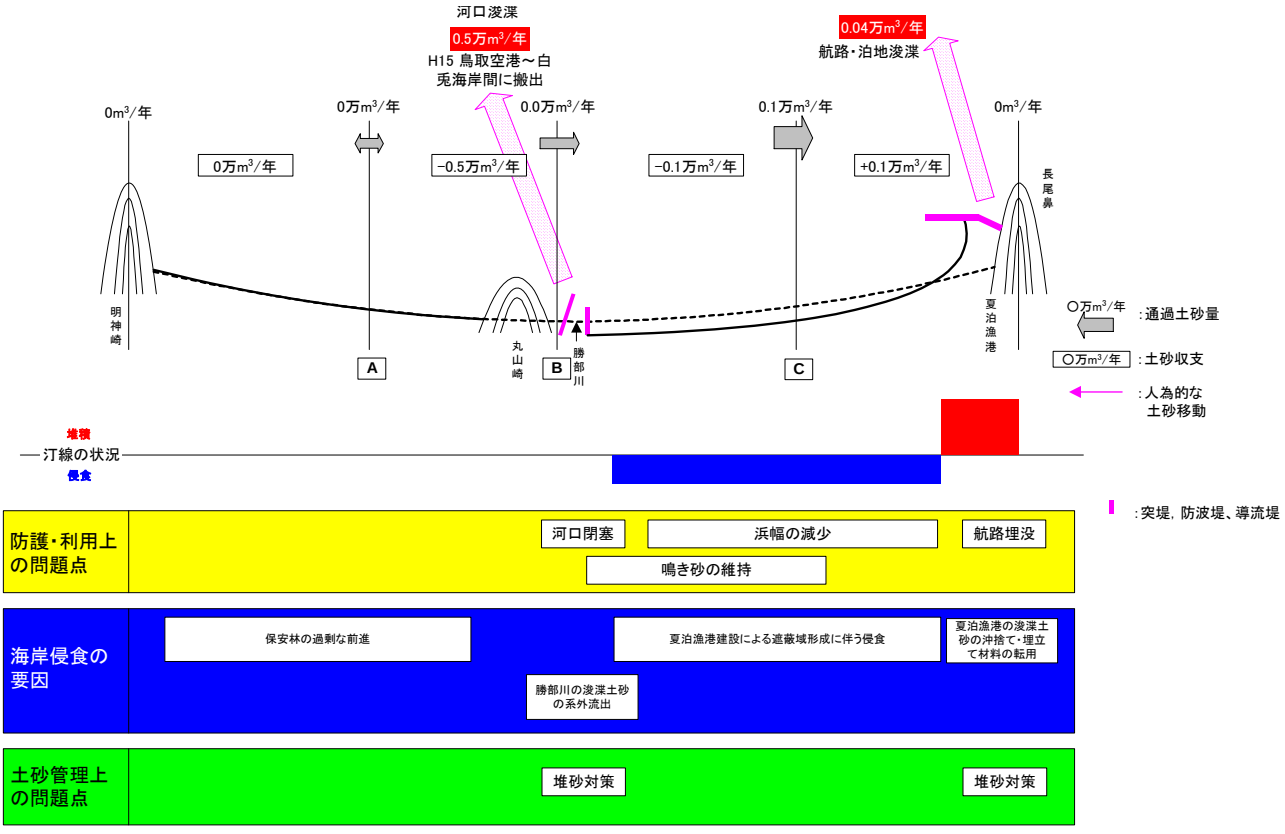
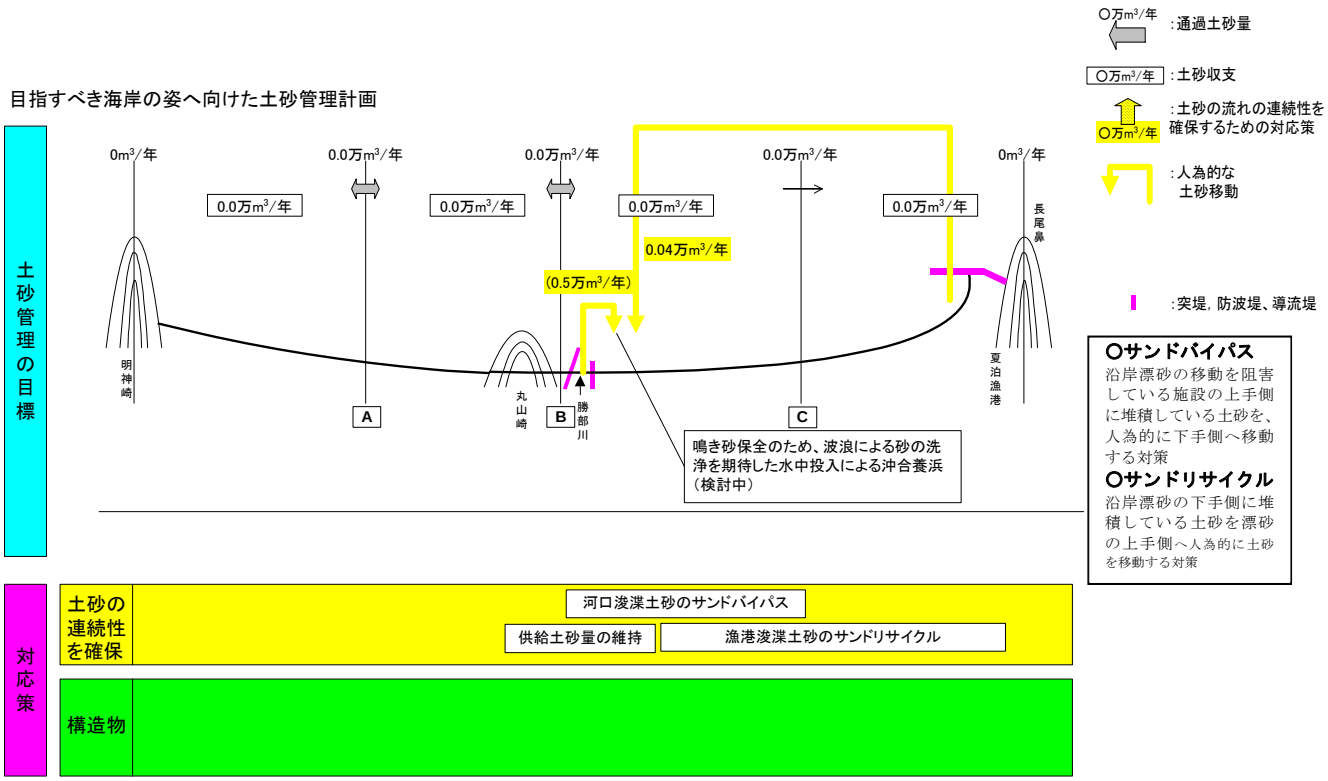


図 2.3.10 現状における土砂管理の問題点(青谷海岸)

出典：鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン 平成 17 年 6 月 鳥取県

海岸部に設置した防波堤の建設により遮蔽域が形成され土砂のバランスが崩れ、侵食と堆積が発生している海岸である。
→新たなバランスのもとで現状を維持するための対策とする。

目指すべき海岸の姿へ向けた土砂管理計画



・数値は、年平均値として示している。
・自然の土砂移動量には変動の幅があることを考慮して、実際の堆砂量、浚渫量等に応じて実施することが重要である。
・目標値を達成することが重要ではなくて、原則的に守らなければならない事項を遵守し、出来ることから実施することが重要である。

海岸の浜幅、汀線位置といった形ではなく、あくまで土砂の連続性、土砂収支バランスの回復が重要である。

鳴き砂に対する影響を配慮した上で、土砂管理計画を実施する。

河川管理者（勝部川）

構造物の設置を要しない（土砂の流れの連続性を確保するための）対応策

出水に対する河積確保等の理由により、河口浚渫土砂が発生した場合は、個々の管理区域にとらわれず、水質や底質への影響、環境を考慮した上で同一流砂系内の波による地形変化の限界水深（日本海側で約 10m）以浅の必要な箇所に投入（サンドバイパス）する。

・河口浚渫土砂を勝部川の東側隣接海岸へ鳴き砂保全に配慮して水中にサンドバイパス

構造物の設置による（土砂の流れを制御・調整するための）対応策

なし

漁港管理者（夏泊漁港）

構造物の設置を要しない（土砂の流れの連続性を確保するための）対応策

航路・泊地の確保等の理由により、波による地形変化の限界水深（日本海側で約 10m）以浅で浚渫土砂が発生した場合は、個々の管理区域にとらわれず、水質や底質への影響、環境を考慮した上で同一流砂系内の波による地形変化の限界水深（日本海側で約 10m）以浅の必要な箇所に投入（サンドリサイクル）する。

・航路・泊地等の浚渫土砂を勝部川の東側隣接海岸へ鳴き砂保全に配慮して水中にサンドリサイクル（目標値：0.04 万 m³/年）

構造物の設置による（土砂の流れを制御・調整するための）対応策

なし

・目標値は、年平均値として示している。
・自然の土砂移動量には変動の幅があることを考慮して、実際の堆砂量、浚渫量等に応じて実施することが重要である。
・目標値を達成することが重要ではなくて、原則的に守らなければならない事項を遵守し、出来ることから実施することが重要である。

図 2.3.11　目指すべき海岸の姿へ向けた土砂管理計画(青谷海岸)
出典：鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン 平成 17 年 6 月 鳥取県

(2) 防砂堤の整備（H15 頃）

※平成 14 年度 勝部川統合河川整備工事のうち河口仮設処理計画作成業務委託　より出典、整理

1) 整備の経緯

河口処理計画については、平成 11 年度、12 年度の検討において中導流堤の撤去と左岸導流堤新設、右岸導流堤延伸が提案されていた。これとは別に、地元意見にもとづき以下を試験的に実施することとなった。

2-1-1 地元関係者等の意見

河口処理についての地元関係者等の意見をまとめると、次のような内容であった。

・中導流堤があるために西側からの漂砂が青谷橋の下まで堆積している。
・導流堤が理想的である。
・導流堤ができるまでの間、丸山側(河口西側)からの漂砂を止められないか。
・中導流堤が水面下になっており、船が当たる。
・中導流堤を撤去せず、試験的にでも丸山から斜めに突堤をつくってほしい。

このような経緯で、試験的な漂砂流入防止工として仮設河口処理案を作成することとなった。

2) 比較検討

表 2.3.7 の比較検討の結果、①案となった。なお、安定性照査は滑動、転倒、底面地盤の支持力に対して実施しており、①のみ滑動と転倒に対して安定しない。

2-3　検討結果

①既存方塊ブロックを使用した防砂堤
②既存方塊ブロックと新規製作した方塊プロックを使用した防砂堤
③消波ブロックを使用した防砂堤

上記の 3 つの仮設河口処理案に対し、安定性、施工性、経済性等について検討したうえで、地元関係者との協議が実施された。その結果、あくまで試験的な河口処理ということで、上記の①既存方塊ブロックを使用した防砂堤が採用となった。

3) 使用材料

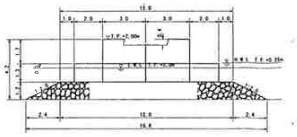
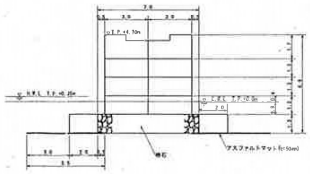
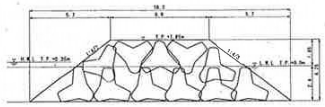
鳥取港で防波堤の移設に伴い余剰となった方塊ブロックを使用する。

4) 設計図面

標準断面図、平面図、側面図を図 2.3.12 に、平面写真の変遷を図 2.3.13 に示す。

表 2.3.7　勝部川河口防砂堤　検討経緯表

防砂堤検討経緯表

案の名称		① 既存方塊ﾌﾞﾛｯｸを使用した防砂堤	② 既存方塊ﾌﾞﾛｯｸと新規製作した方塊ﾌﾞﾛｯｸを使用した防砂堤	③ 消波ﾌﾞﾛｯｸを使用した防砂堤
概要図				
各案の提案理由と検討結果		鳥取港の流用可能な既存方塊ﾌﾞﾛｯｸのみを使用し、鳥取港の突堤と類似形で設計した。 安定計算の結果、安定しなかった。	既存方塊ブロックのみの防砂堤は、重量が不足し安定しなかった。そのため、重量を大きくするために新規製作した方塊ﾌﾞﾛｯｸも使用することにし、安定する防砂堤を設計した。 その結果、概算工事費が高額になった。	概算工事費を抑えるために、消波ﾌﾞﾛｯｸを使用した防波堤を設計した。 しかし、概算工事費はあまり変わらなかった。
概要	使用材料	鳥取港の既存方塊ﾌﾞﾛｯｸのみ	鳥取港の既存方塊ﾌﾞﾛｯｸと新規製作した方塊ﾌﾞﾛｯｸ	新規製作した消波ﾌﾞﾛｯｸ(10t型)のみ
	天端高(m)	T.P.+2.0 「建設省土木研究所河川部(1975)：河口処理対策指針(案)」によれば、導流堤の高さは一般にM.L.W.L.(朝望平均干潮位)より2m以上がよいとされている。	T.P.+4.7 安定性を満足させるために、天端高が高くなった。	T.P.+1.85 「港湾の施設の技術上の基準・同解説」による。 「異形ﾌﾞﾛｯｸを用いる場合、天端高が朔望平均満潮面上0.6$H_{1/3}$程度であれば、天端幅は3個並び以上とすればよい。」とある。
	天端幅(m)	6.0	6.0	6.9
	堤長(m)	40.0	40.0	40.0
	ﾏｳﾝﾄﾞ	有	有	無
砂の透過性		透過しない	透過しない	透過する(空隙率：50%)
安定性		安定しない	安定する	安定する
経済性		51百万円	72百万円	64百万円
長所		—	・砂が透過しない。	・経済性がよい。
短所		—	・天端高が高く、景観性が悪い。	・基礎を設置しないため、消波ﾌﾞﾛｯｸが沈下する。 ・砂が透過する。

23

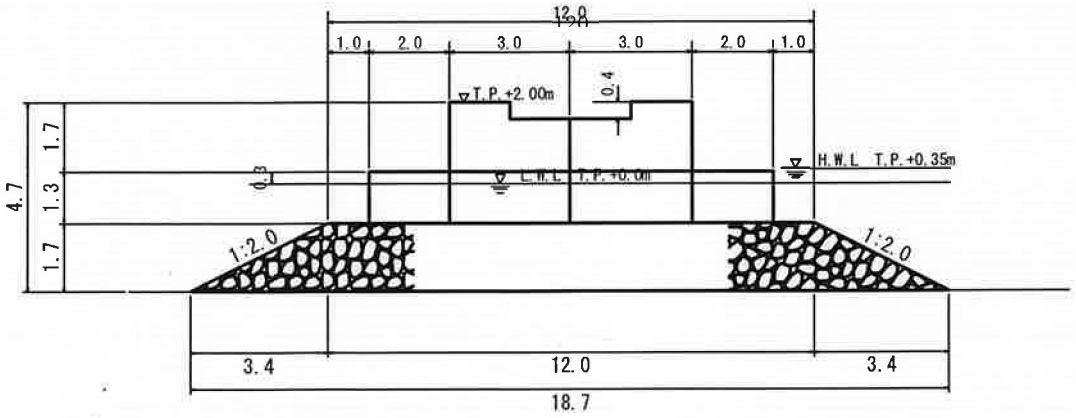


図 2.3.12(1)　勝部川河口防砂堤　標準断面図

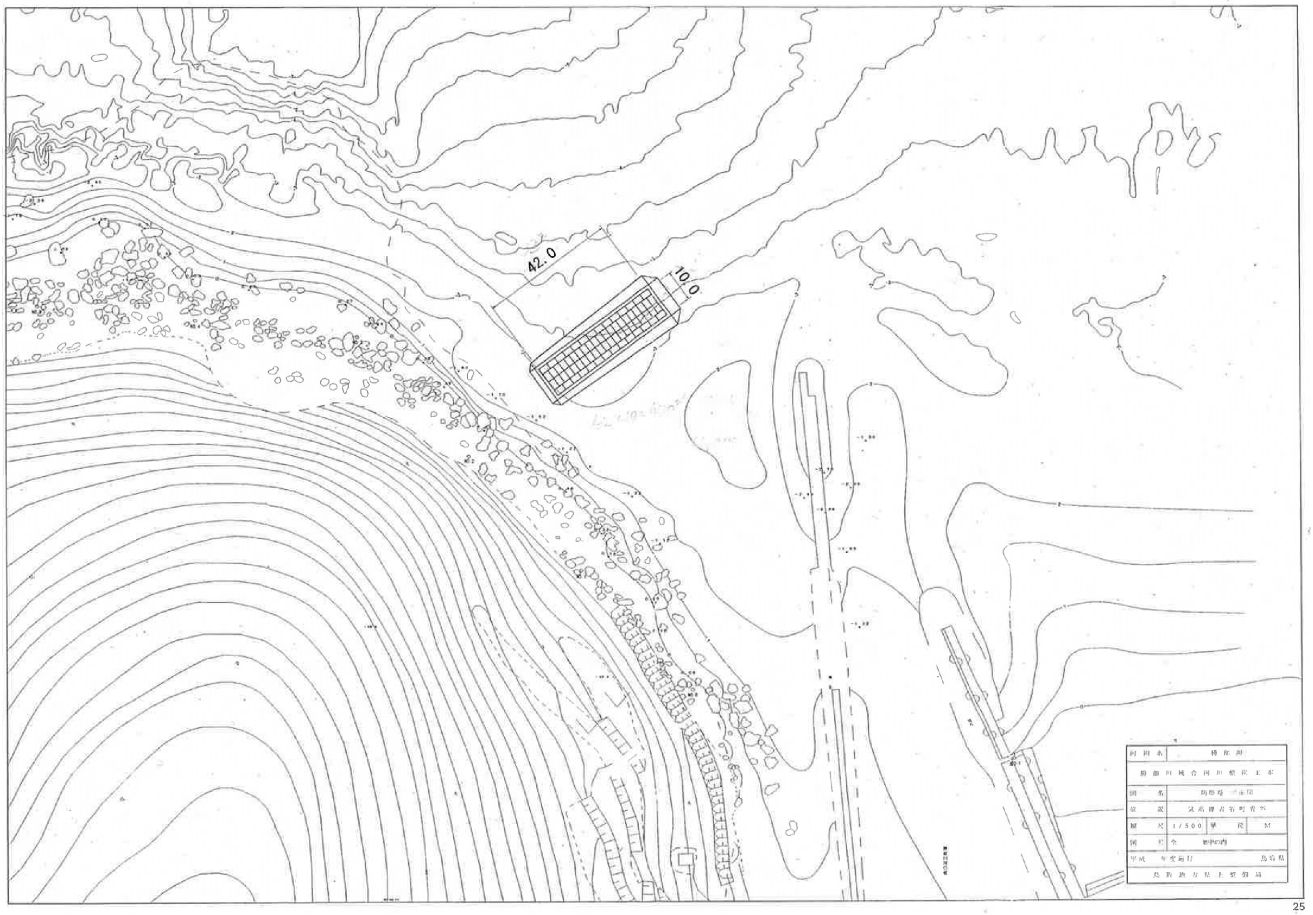


図 2.3.12(2)　勝部川河口防砂堤　平面図

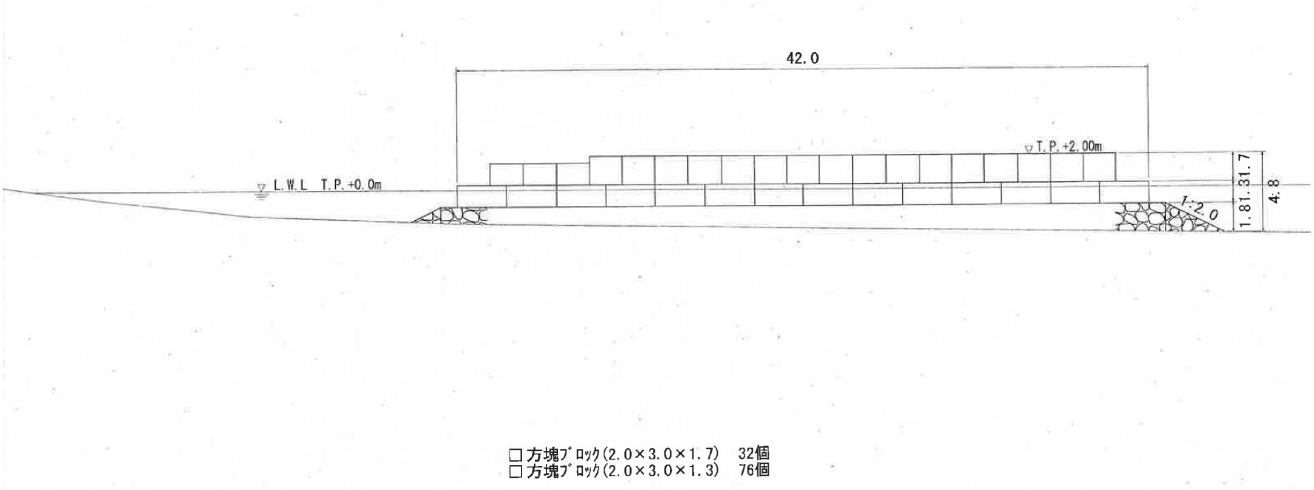


図 2.3.12(3)　勝部川河口防砂堤　側面図

河口左岸の防砂堤について、出現時期を挟む空中写真を以下に整理した。設計図面によれば竣工時は海面上にブロックがあったはずだが、最新写真を見ると海面上の施設は確認できず、基礎部の滑動・転倒・基礎部侵食等により変状、水没したと考えられる。



・設置前（海底部に構造物のようなものは見えない）。

平成 14 年 4 月（2002）



・海面に砕波が見られる。

平成 15 年（2003）



・海面の砕波の範囲が拡がった。

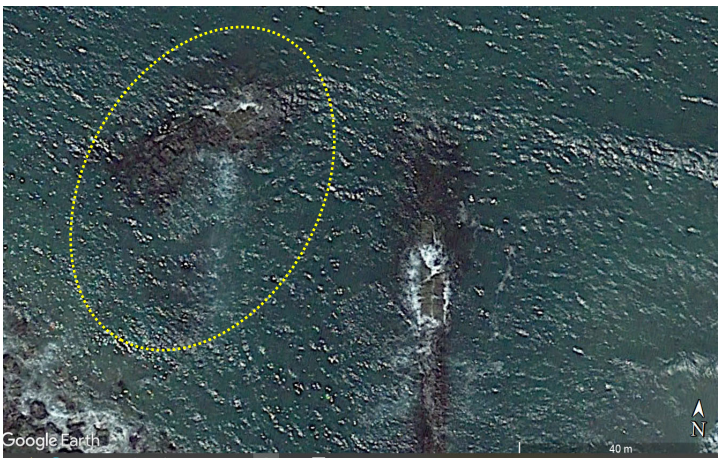
平成 17 年 4 月（2005）



・防砂堤とみられる構造物が確認できる。

平成 20 年（2008）

・ブロックが北東方向に整列しているのが確認できる。
・右方の導流堤と比較すると、水没している。



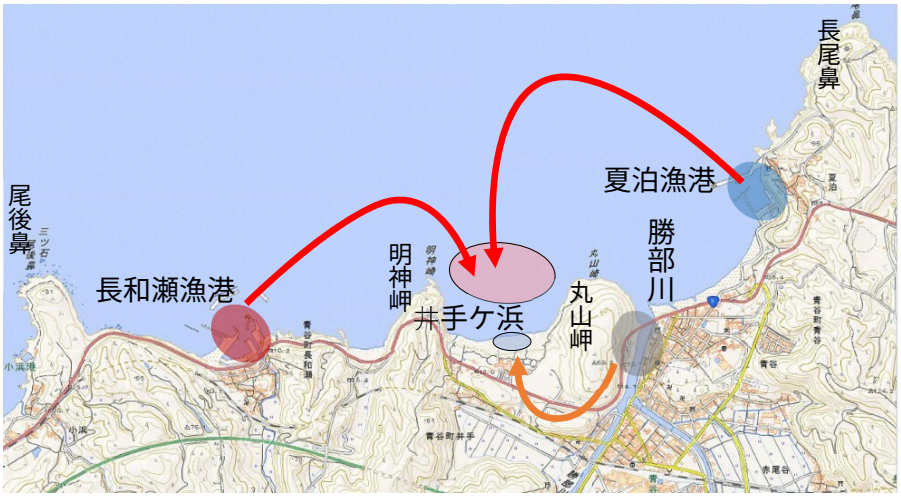
令和 4 年（2022）取得 Google Map

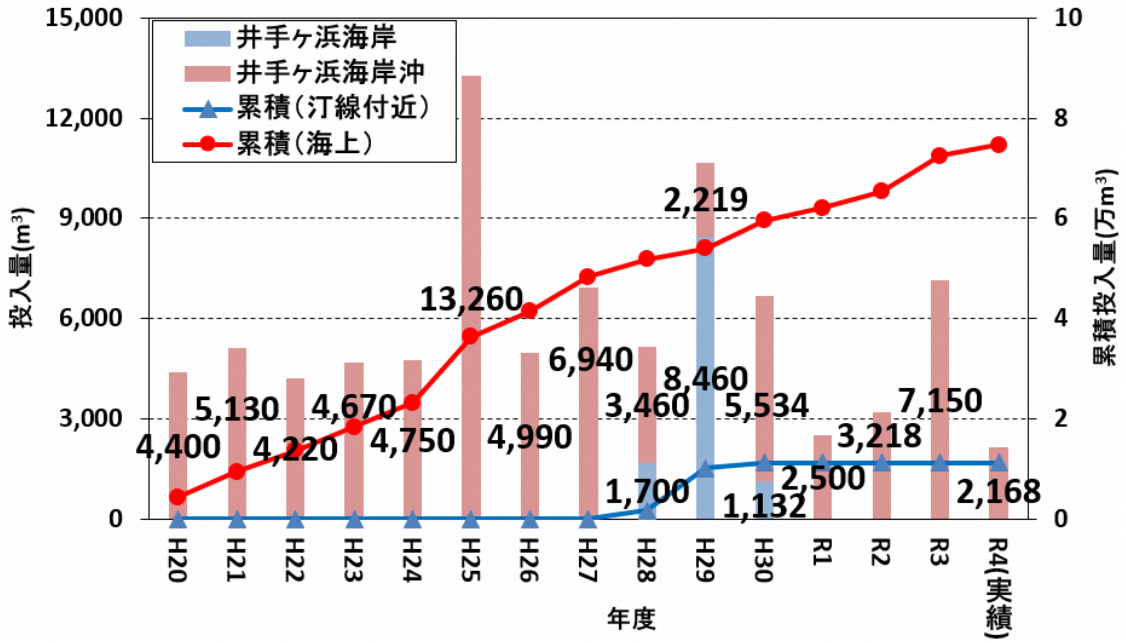
図 2.3.13　中導流堤左岸の防砂堤の平面写真

(3)　サンドリサイクルの実施状況

サンドリサイクルの実施状況を図 2.3.14 に示す。H20 年度より実施されており、H28～30 年度には勝部川河口部の砂州から陸上採取された土砂を、井手ケ浜の汀線付近に投入している。

「ガイドライン」の策定時点では顕著な侵食は生じず、堆積土砂は系外（鳥取空港～白兎海岸、夏泊漁港沖合）へ持ち出されていた。ところが井手ヶ浜において浜崖が発生したことから H20 年度以降、夏泊漁港・長和瀬漁港の浚渫土砂を投入、H28 からは勝部川河口堆積土の掘削を行い汀線付近に投入するようになった。





※「井手ヶ浜海岸」が勝部川からの採取・投入土砂である。
（H29 のみ民間持ち込みを含み、勝部川からの採取は 1,420m³ である）

図 2.3.14　サンドリサイクル実績（青谷海岸）

出典：令和 4 年度 鳥取沿岸土砂管理連絡調整会議（東部地区）資料に加筆

勝部川の河口砂州は、原則として L=175m の範囲で、概ね T.P.+0.40m 以高部が維持掘削されている。この維持掘削高は朔望平均満潮位(T.P.+0.39m)と概ね一致する。事務所によれば施工性、施工単価を考慮して、陸上部分（T.P.+0.40m 以高）を掘削しているとのことである。

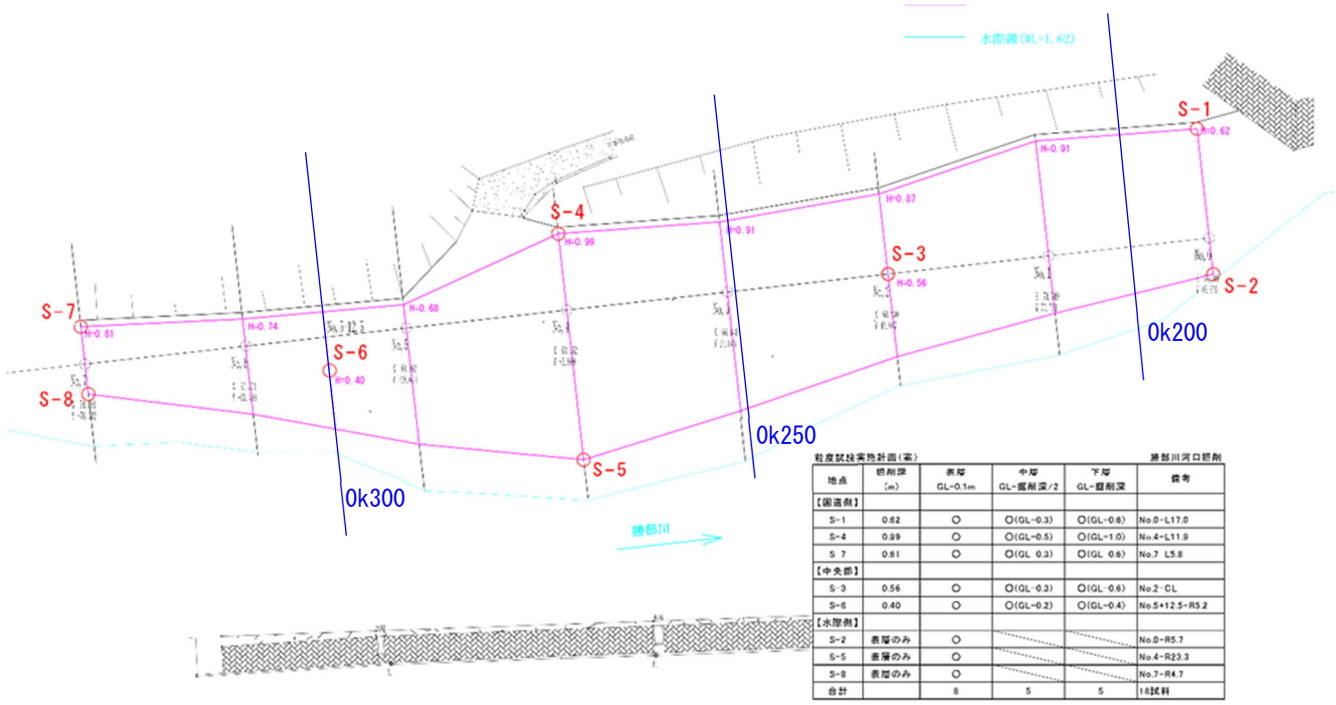


図 2.3.15　河口砂州の維持掘削　平面図（H28 年度・1,700m^3）

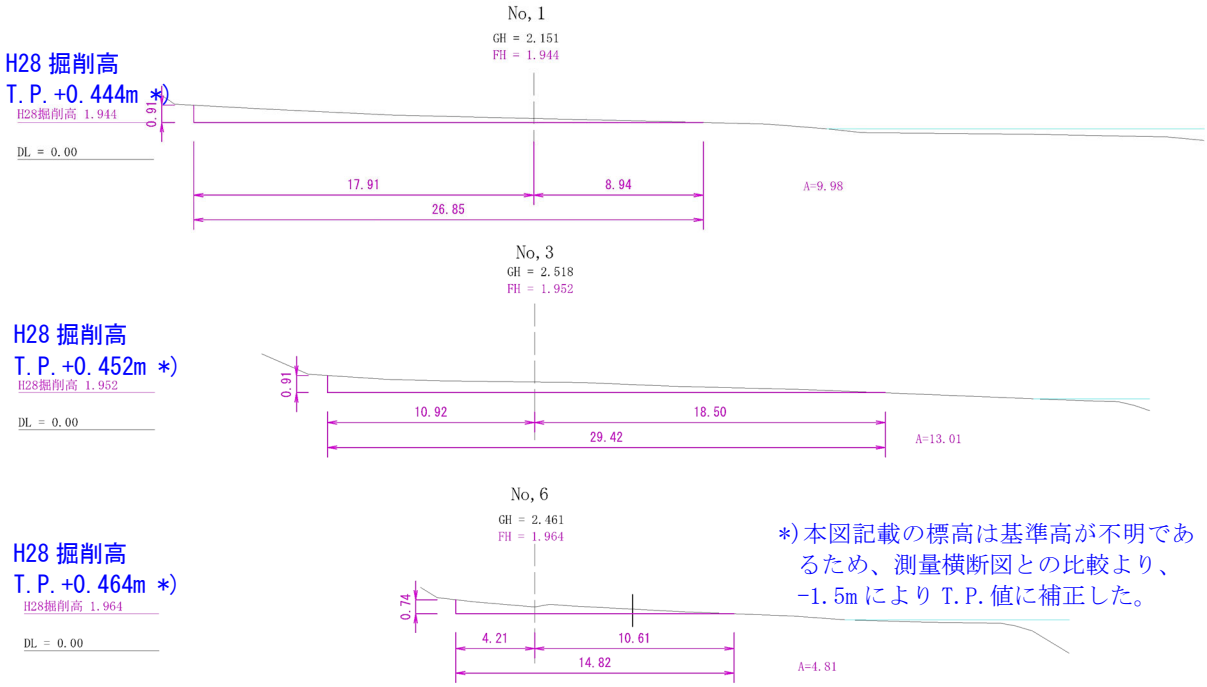


図 2.3.16　河口砂州の維持掘削　横断面図（H28 年度）

(4) 漁港事業

1) 青谷漁港区域の指定状況

旧来の第一橋梁である勝部川丸山橋（河口から 630m）より下流が漁港区域となっている。河口の青谷橋（国道 9 号）は漁港区域指定以降の新設橋梁と思われる。



図 2.3.17　漁港区域　平面図

出典：鳥取県漁港課資

2)　青谷漁港防砂堤（勝部川河口導流堤）の建設

S22 空中写真に確認されることから、戦前から存在したと考えられる。空中写真(表 2.5.2 参照)によれば、昭和 27 年頃に中導流堤のみ延伸されている。

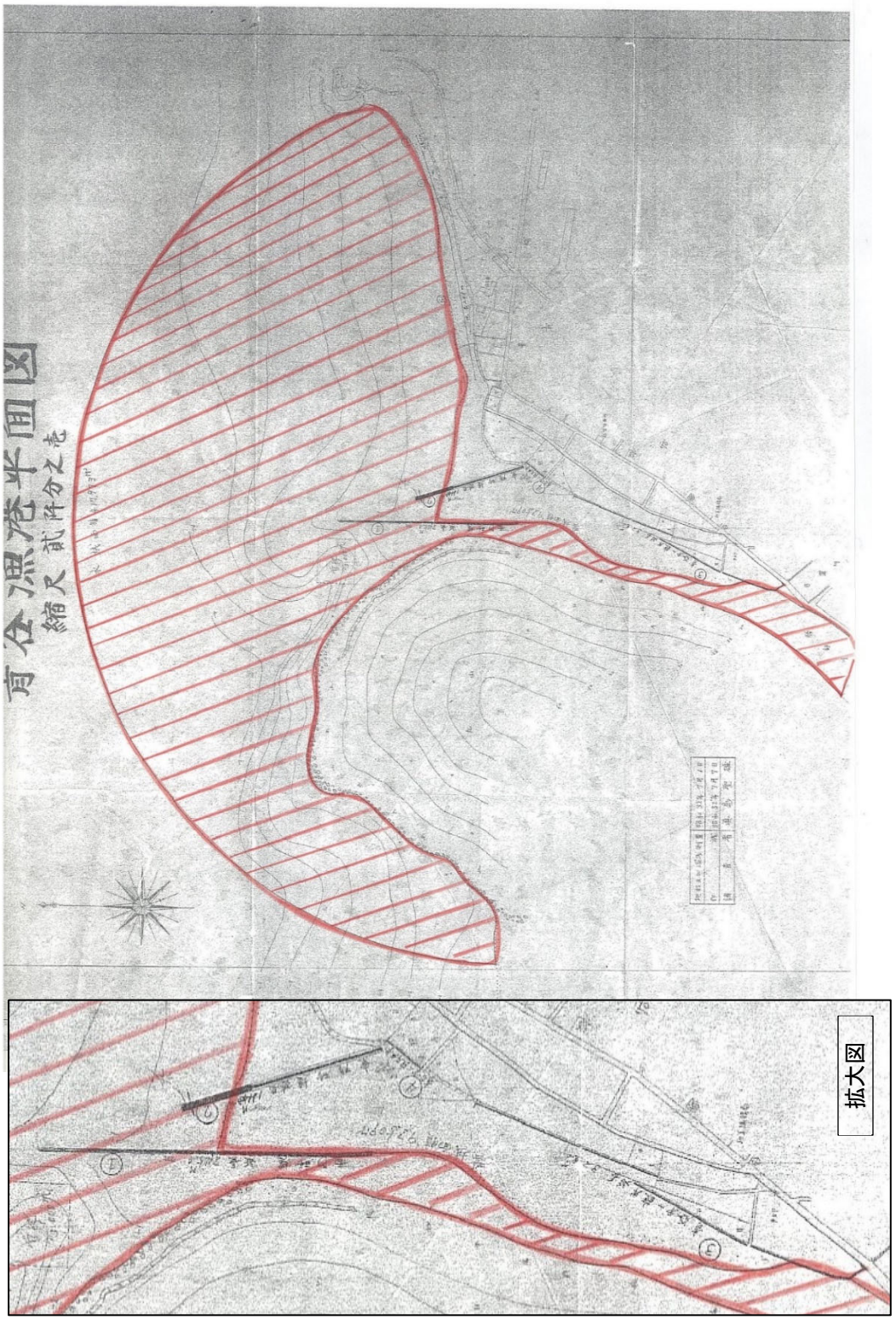


図 2.3.18　防砂堤（河口導流堤）等　平面図

出典：鳥取県漁港課資料

*) 勝部川河口対策検討業務委託　令和 4 年 1 月

3) 夏泊漁港の整備

勝部川河口の北東方向に夏泊漁港があり、昭和 60 年頃に外郭施設が整備、その後、防波堤の延伸が行われている。空中写真(表 2.5.2 参照)から判読した整備経緯を以下にまとめる。

・S50(1975)写真　未着手
・S56(1981)写真　防波堤整備中（次頁写真参照）
・S62(1987)写真　防波堤整備完了、泊地整備中（次頁写真参照）
・H 4(1992)写真　防波堤の延伸概ね完了

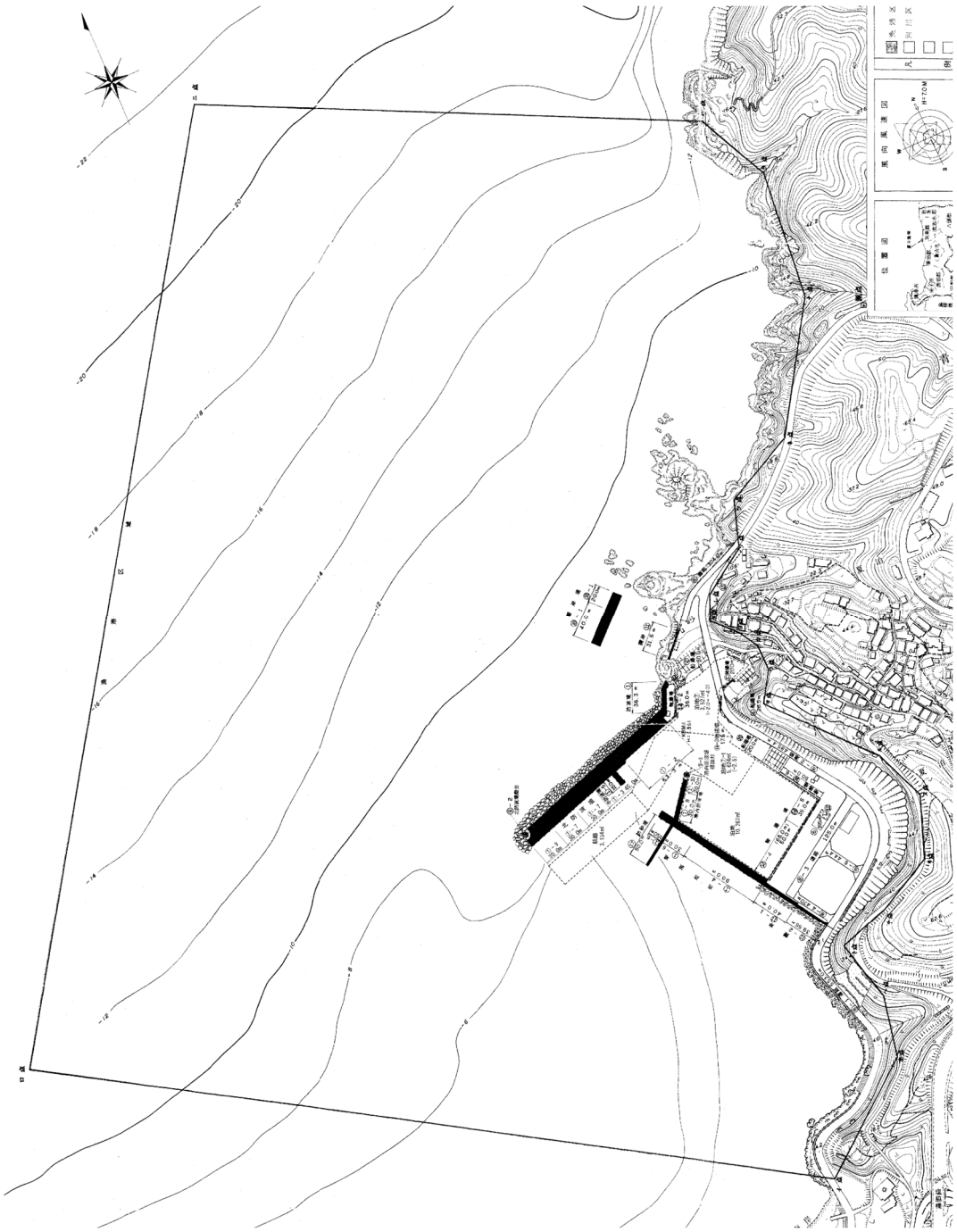
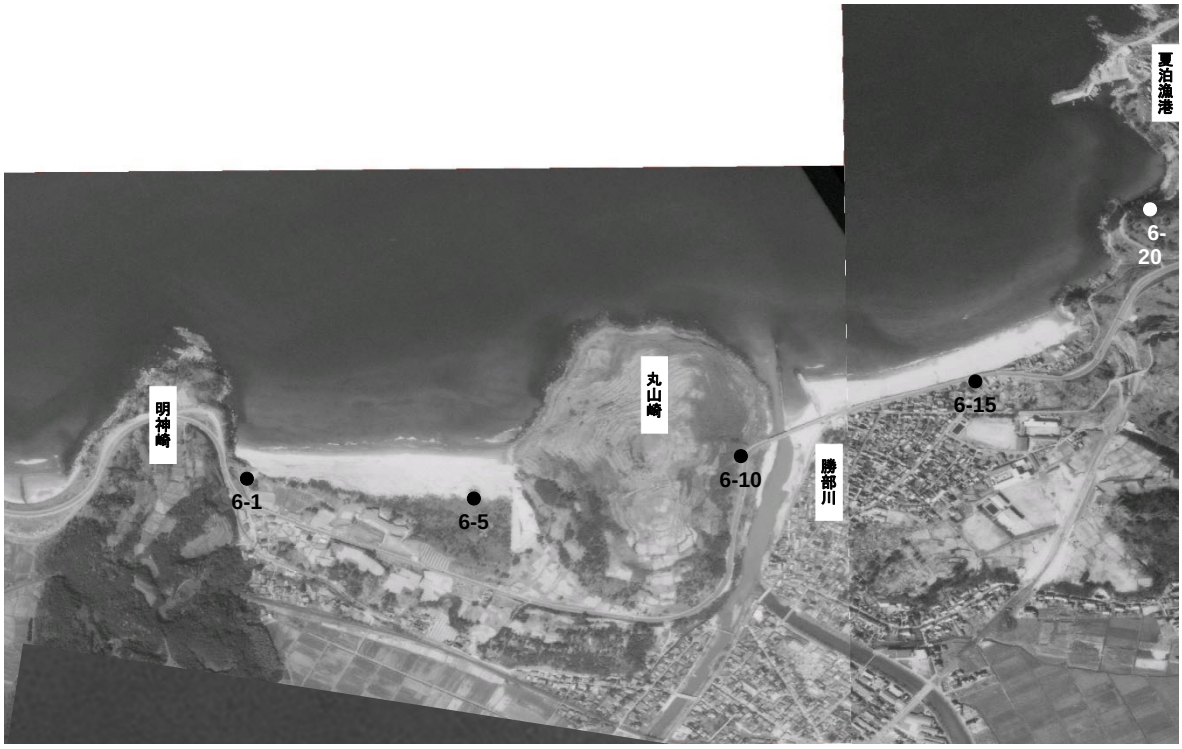


図 2.3.19　夏泊漁港　計画平面図（現状平面図）

出典：鳥取県漁港課資料



国土地理院空中写真　昭和 56 年（1981）



国土地理院空中写真　昭和 62 年（1987）

2.4　水文・水理観測データ

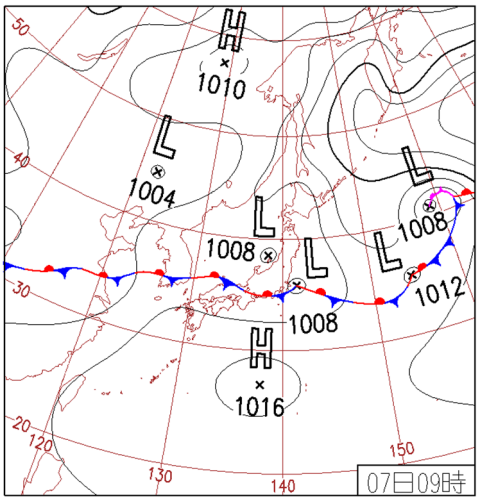
2.4.1　降水量

勝部川流域あるいは近傍の気象観測所を下図に示す。このうち勝部川流域の降水量を把握可能と考えられる「青谷」、「鹿野」観測所の雨量データ（10 分間降水量）を収集整理し、図 2.4.2 に R3.7.7 洪水のハイエトグラフを例示する。



図 2.4.1　雨量観測所位置図(気象庁)

出典：日本気象協会 HP



梅雨前線が日本海～日本の東に停滞。西日本～北日本は曇りや雨で、山陰では線状降水帯が発生。鳥取県では倉吉の日降水量 325.5mm など 5 地点で観測史上 1 位。

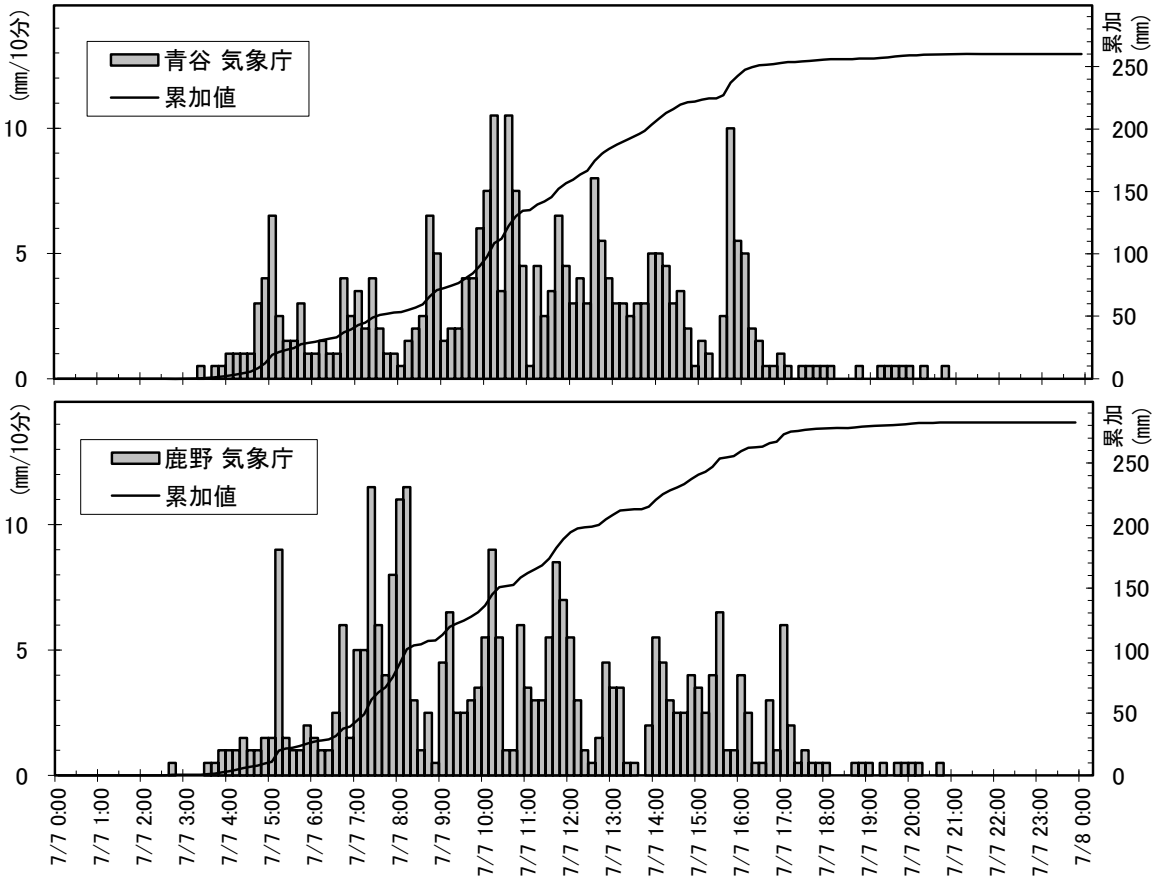


図 2.4.2　実績主要降雨の 10 分間降水量(R3.7.7 洪水)

2.4.2　波浪データ

(1)　波浪観測所の諸元

対象海岸の近傍に NOWPHAS 鳥取港波浪観測所（国土交通省）が設置されており、諸元を表 2.4.1 に、位置を図 2.4.3 に示す。

表 2.4.1　波浪観測所の諸元

名称 (略号)	設置者	種類	位　置					備　考
			緯度 (北緯)	経度 (東経)	機　種	水深 (m)	設置高 (m)	
鳥取港 (304)	国土交通省 港湾局	波高計	35° 33′ 16″	134° 09′ 41″	海象計	-30.9	0.5	1979(S54)年 9 月 27 日開始
		波向計	35° 33′ 16″	134° 09′ 41″	海象計	-30.9	0.5	

出典：国土交通省港湾局 全国港湾海洋波浪情報網 ナウファス　HP



図 2.4.3　波浪観測所の位置

(2) 波浪データの特性

図 2.4.4 に通年の NOWPHAS 鳥取港の波向別の波高出現頻度図（対象期間：2003 年 1 月 1 日～2022 年 2 月 29 日）を示す。

・通年でみると汀線法線に対して E 系の波高の出現頻度が多くなっており、最も多い波向きは NNE、次いで N である。
・波向きは NE～WNW の広い範囲で出現するものの、NW の出現率が少なくなっている。NW 方向に隠岐の島があるため、その遮蔽の影響を受けているものと考えられる。
・波高 3m 以上（上位約 5%に相当）の波向きに着目すると、NNW や N の頻度が多く、低波浪時と波向きの頻度分布が異なる

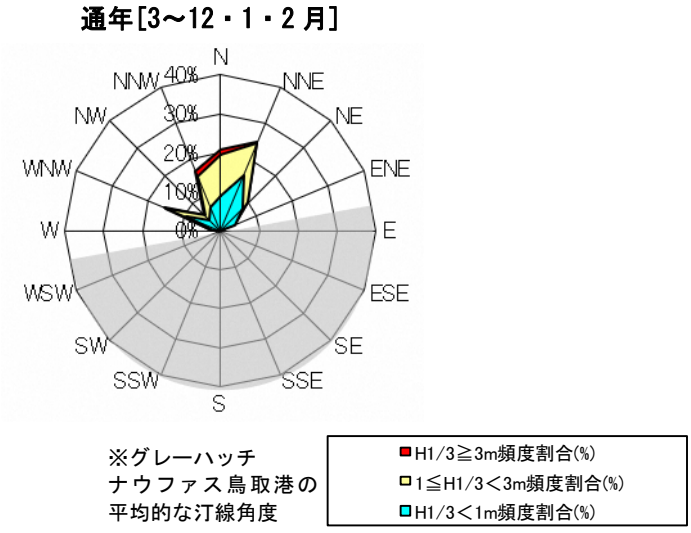


図 2.4.4　NOWPHAS 鳥取港の波向き別の波高出現頻度図（通年）

出典：令和 4 年度 鳥取沿岸土砂管理連絡調整会議（東部地区）資料

図 2.4.5 に季節別の NOWPHAS 鳥取港の波向別の波高出現頻度図（対象期間：2003 年 1 月 1 日～2022 年 2 月 29 日）を示す。

・春、夏は NNE の出現が最も多い一方、秋や冬は NN W～N の出現も多くなる。特に冬季の高波浪は N～NNW の頻度が高くなる。

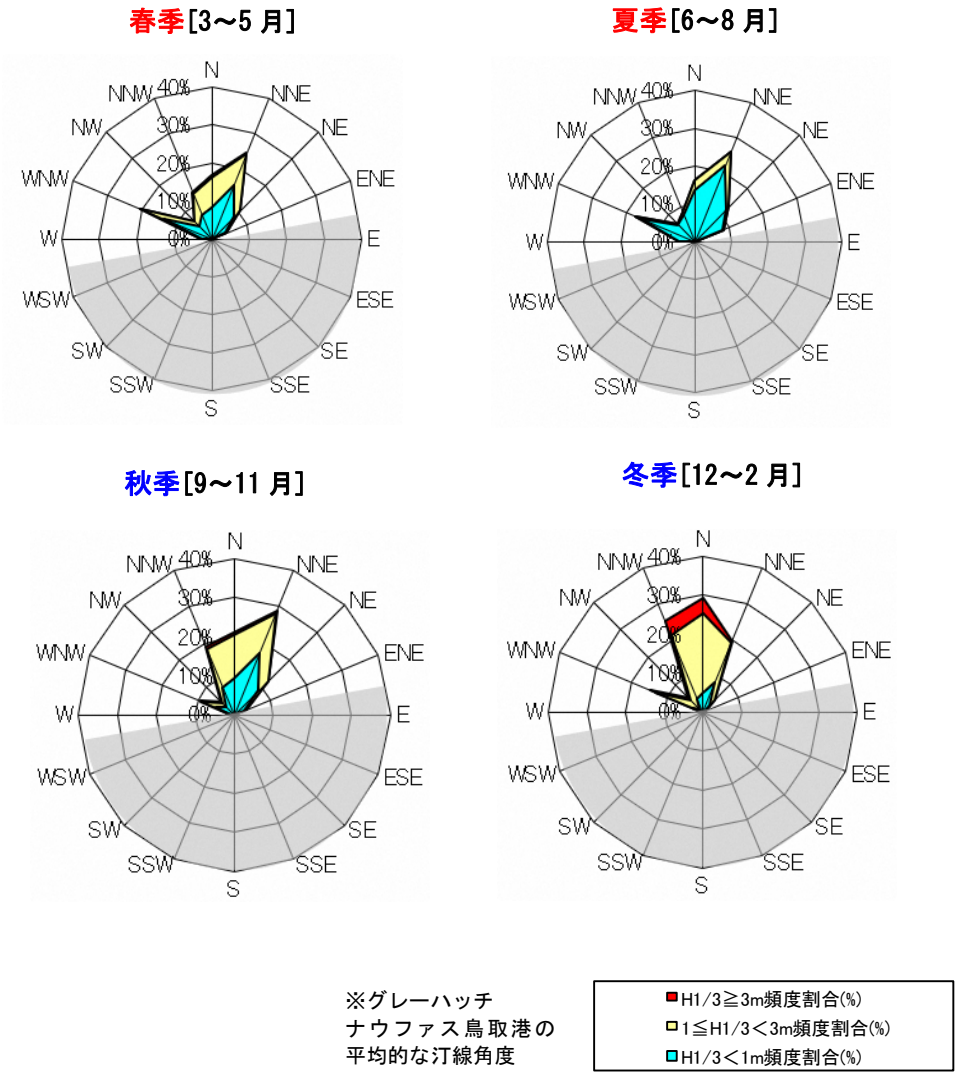


図 2.4.5　NOWPHAS 鳥取港の波向き別の波高出現頻度図（季節別）

出典：令和 4 年度 鳥取沿岸土砂管理連絡調整会議（東部地区）資料

(3) 観測波浪データの整理

7 章の波浪解析の対象波浪を抽出するため、NOWPHAS 鳥取港の波浪観測データを整理し、以下に示す。

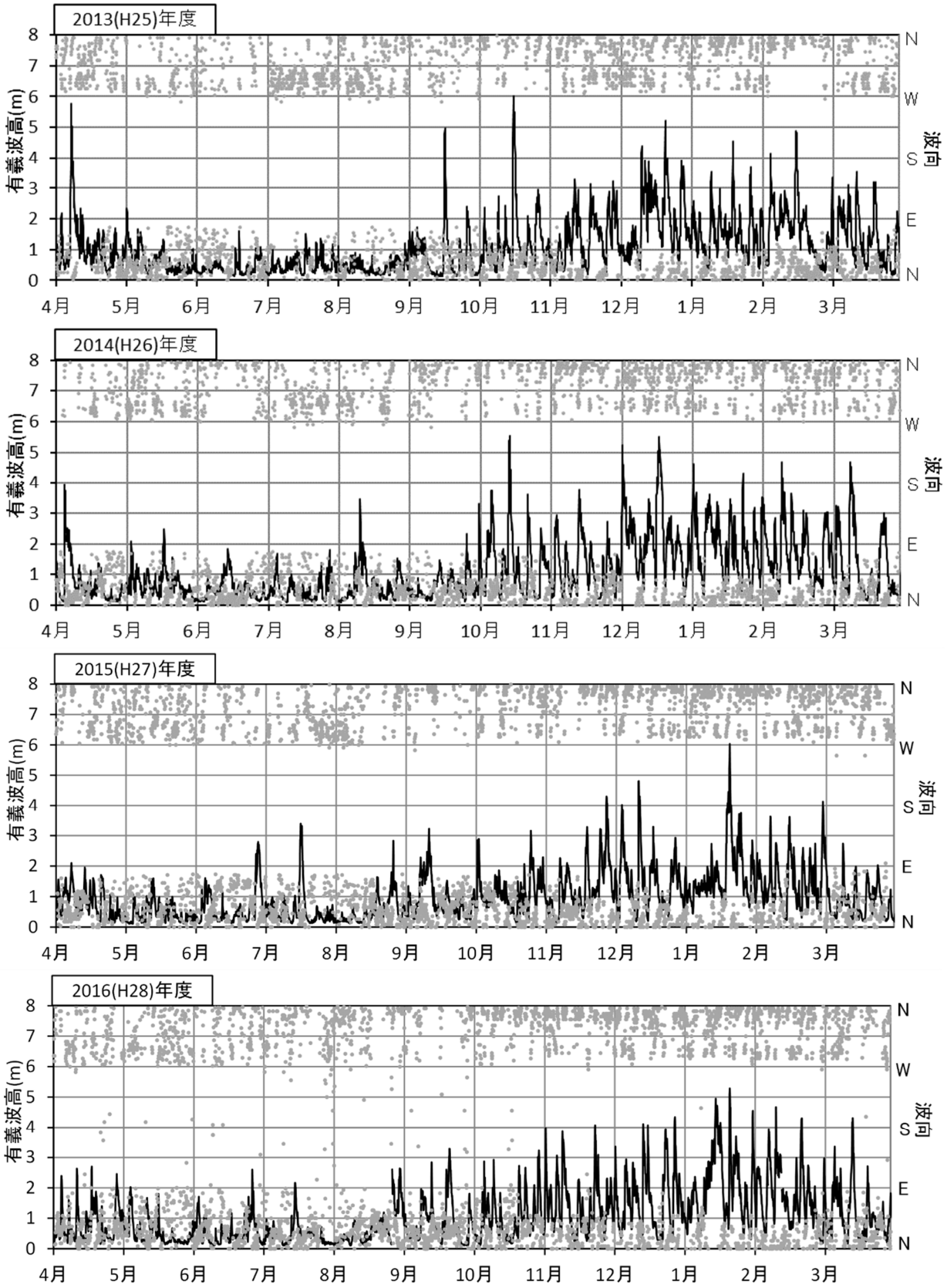


図 2.4.6(1)　NOWPHAS 鳥取港の波浪観測結果（有義波高・波向）

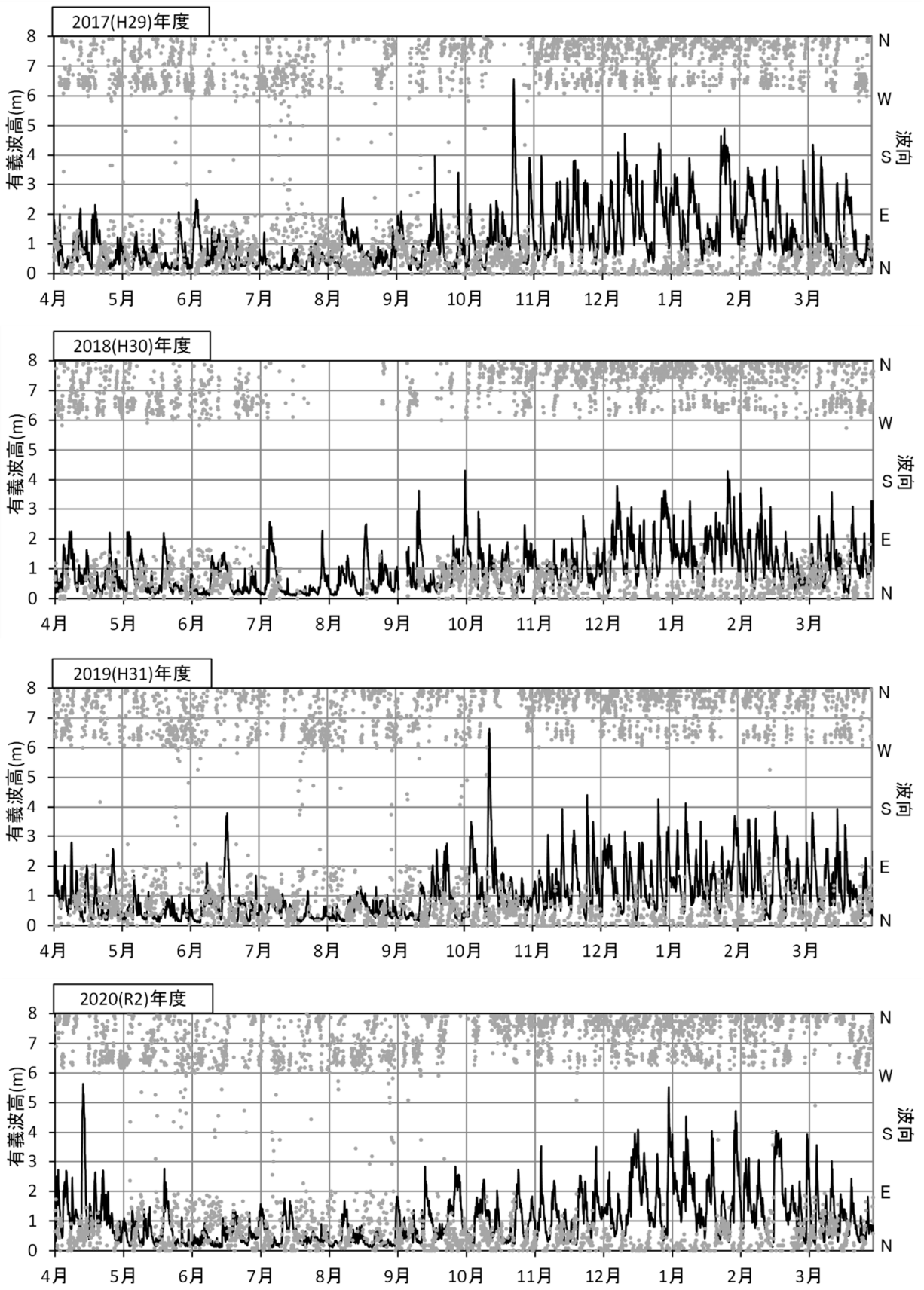


図 2.4.6(2)　NOWPHAS 鳥取港の波浪観測結果（有義波高・波向）

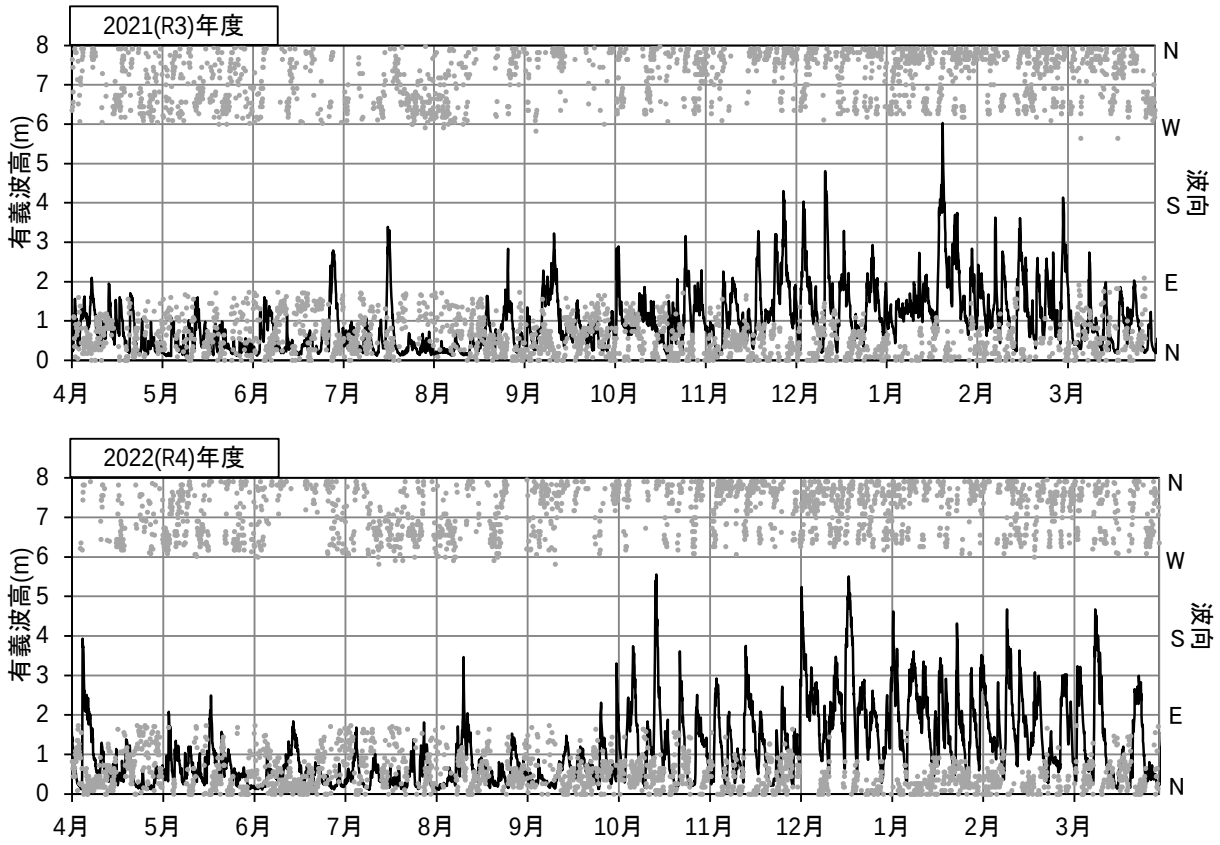


図 2.4.6(3)　NOWPHAS 鳥取港の波浪観測結果（有義波高・波向）

2.4.3　潮位データの整理

最も近い験潮所である田後験潮所について、天文潮位及び観測潮位を収集整理し、図 2.4.8 に示す。整理結果より以下の特徴が言える。

・6 月～11 月は潮位が高い傾向があり 8 月が最高となる。それ以外の期間は潮位が比較的低い。
・最高潮位は 2012 年 8～9 月の T.P.+1.0 程度、最低潮位は各年の T.P.-0.2m 程度で、潮位変動の最高～最低の幅が 1.2m 程度と小さいことが特徴である。

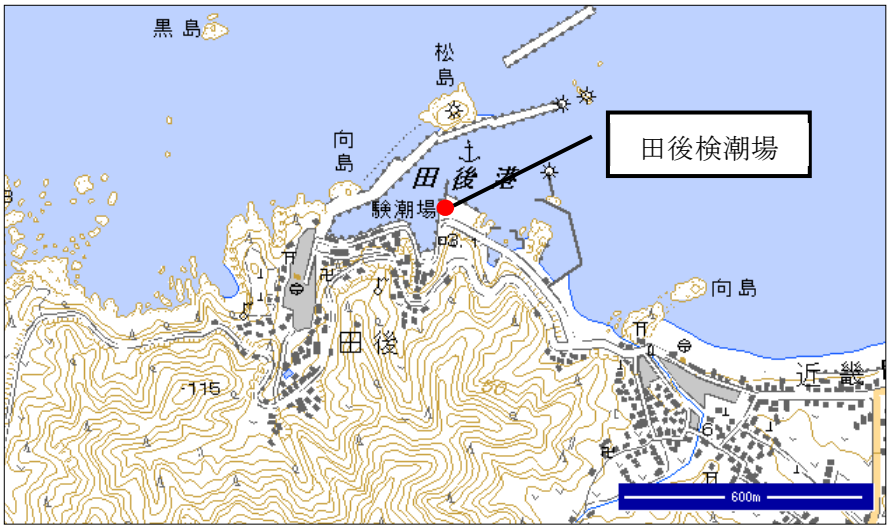
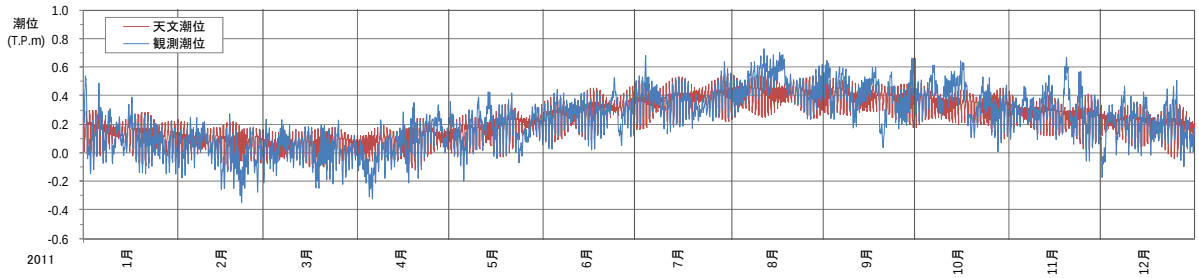
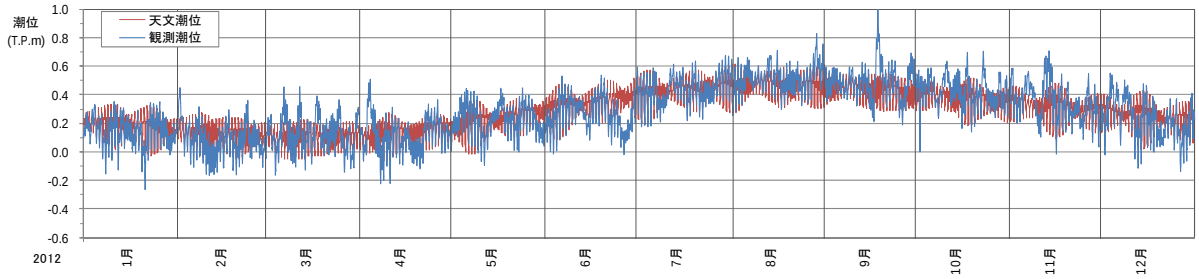


図 2.4.7　潮位観測所（験潮所）の位置図（田後）

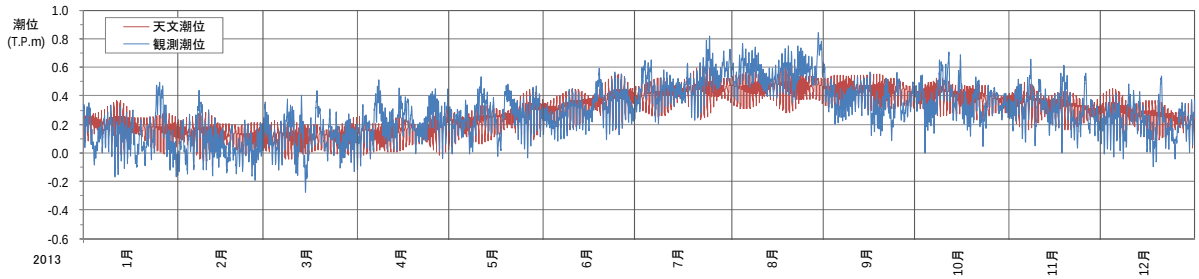
2011 (H23)



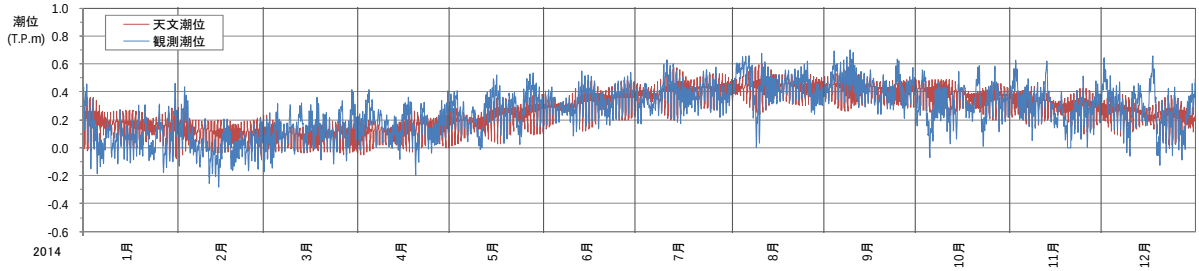
2012 (H24)



2013 (H25)



2014 (H26)



2015 (H27)

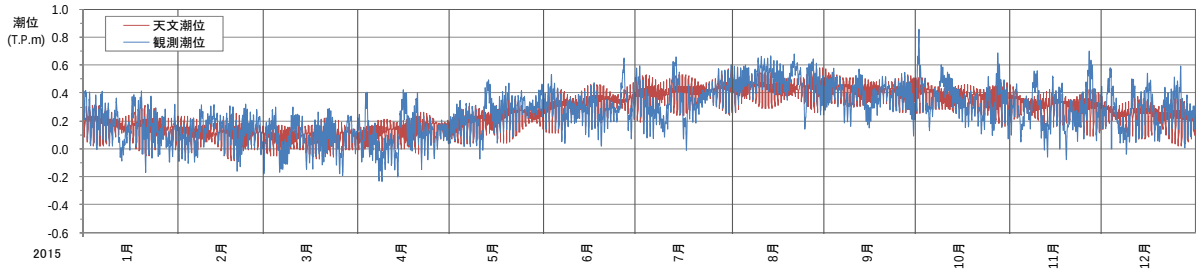
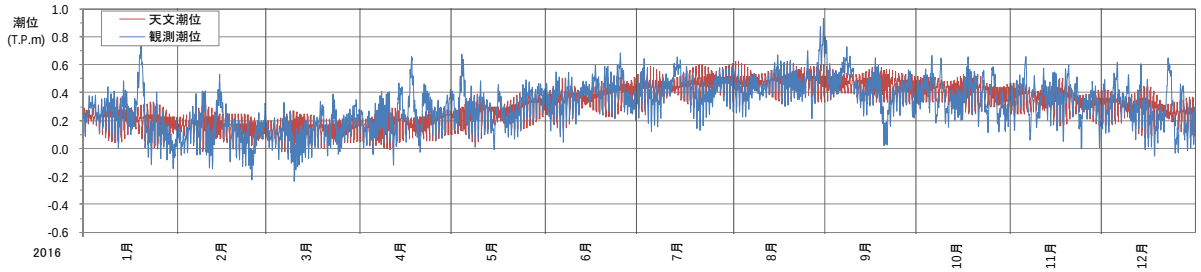
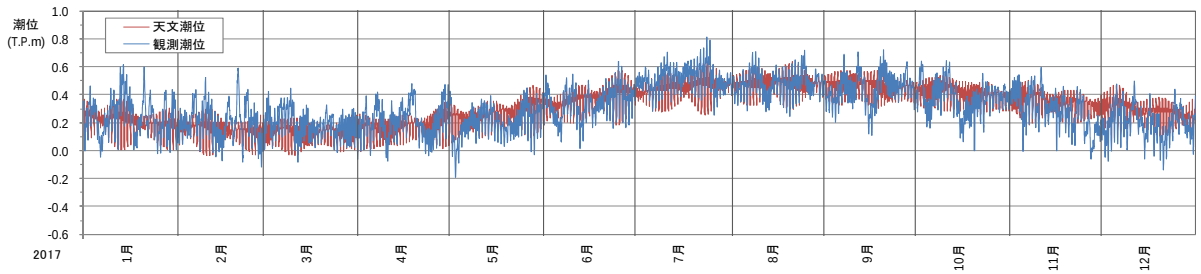


図 2.4.8(1)　観測潮位と天文潮位の対比（田後験潮所）

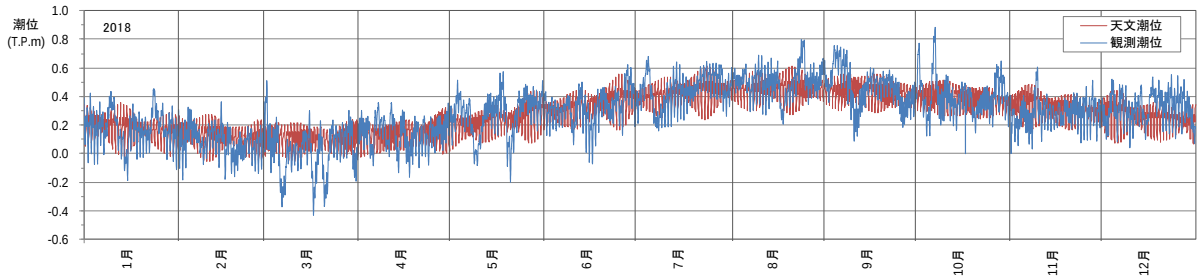
2016 (H28)



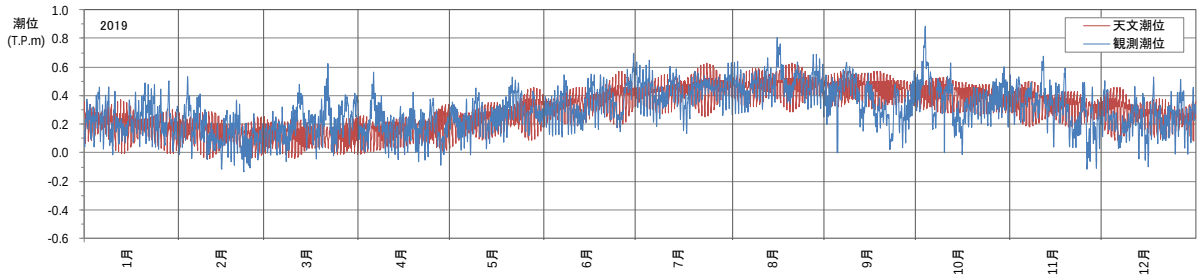
2017 (H29)



2018 (H30)



2019 (H31・R1)



2020 (R2)

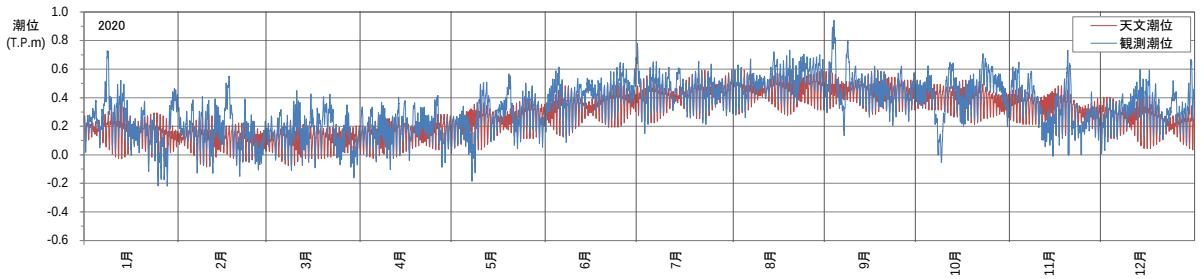
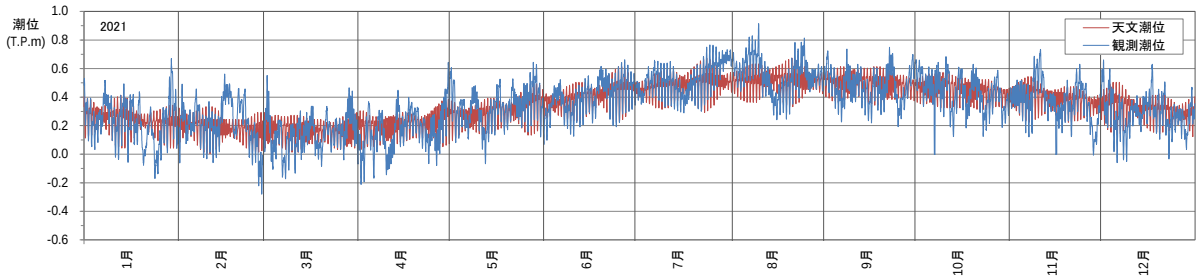


図 2.4.8(2)　観測潮位と天文潮位の対比（田後験潮所）

2021 (R3)



2022 (R4)

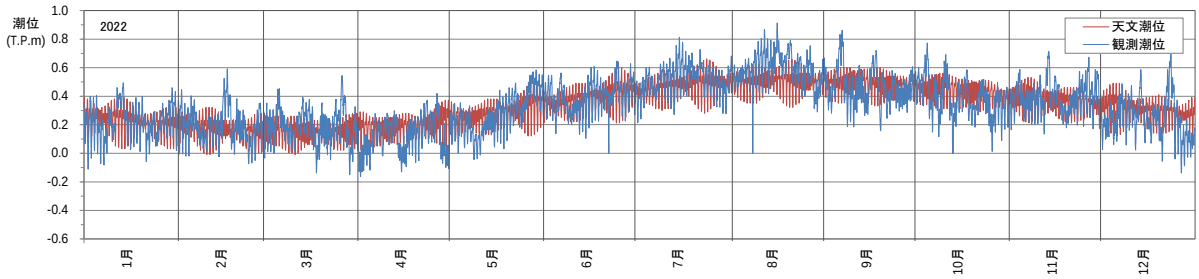


図 2.4.8(3)　観測潮位と天文潮位の対比（田後験潮所）

2.5 地形資料の整理

2.5.1 写真資料

以下の写真資料が存在する。ここでは、終戦後の米軍撮影以降の空中写真と、斜め写真、定点写真を掲載する。

(1)空中写真：表 2.5.1 に写真の存在状況を整理し、「ガイドライン」および本検討の整理対象の航空写真を示す。

(2)斜め写真：撮影時期、撮影アングルは統一されていない。

(3)定点写真：一部期間で巡視写真が整理されている。

(1) 空中写真

本検討整理対象の空中写真を以下に示す。

表 2.5.1 空中写真 存在状況一覧表

撮影年月日		所有者	白黒／カラー	存在状況	ガイドライン整理対象	本検討整理対象	備考
昭和22年	1947.9.23	国土地理院(米軍撮影)	白黒			－ (高高度,画質不良)	
昭和22年	1947.9.23	国土地理院(米軍撮影)	白黒			○	
昭和22年	1947.11.3	国土地理院(米軍撮影)	白黒			－ (高高度,画質不良)	
昭和23年	1948.7.29	国土地理院(米軍撮影)	白黒			○	
昭和23年	1948.9.2	国土地理院(米軍撮影)	白黒		○	○	
昭和23年	1948.9.8	国土地理院(米軍撮影)	白黒			－ (4日前あり)	
昭和27年	1952.11.2	国土地理院(米軍撮影)	白黒			○	
昭和36年	1961.5.24	国土地理院	白黒			○	
昭和37年	1962.5.11	国土地理院	白黒			○	
昭和39年	1964.5.16	国土地理院	白黒			○	
昭和42年	1967.5.2	国土地理院	白黒			○	
昭和44年	1969	鳥取県立博物館	白黒		○	○	
昭和45年	1970.5.14	国土地理院	白黒			○	
昭和46年	1971.5.11	国土地理院	白黒			○	
昭和47年	1972.5.3	国土地理院	白黒			○	
昭和48年	1973	鳥取県立博物館	白黒			○	
昭和50年	1975.5.22	国土地理院	白黒			○	
昭和53年	1978	鳥取県立博物館	白黒			○	
昭和56年	1981	鳥取県立博物館	白黒		○	○	
昭和57年	1982.5.11	国土地理院	白黒			○	
昭和58年	1983	鳥取県立博物館	白黒			○	
昭和61年	1986.4.17	国土地理院	白黒			○	
昭和62年	1987.4.15	国土地理院	白黒			○	
昭和63年	1988	鳥取県立博物館	白黒			○	
平成元年	1989.5.27	国土地理院	白黒	一部欠		○	
平成4年	1992.4.28	国土地理院	白黒			○	
平成5年	1993	鳥取県立博物館	白黒			○	
平成7年	1995.5.9	国土地理院	白黒			○	
平成10年	1998	鳥取県資料	白黒		○	○	
平成13年	2001.10.15	国土地理院	白黒			○	
平成14年	2002.4.22	国土地理院	白黒			○	
平成15年	2003	鳥取県立博物館	カラー		○	○	
平成17年	2005.4.19	国土地理院	白黒			○	
平成20年	2008	鳥取県立博物館	カラー			○	
平成25年度	2014.1.20	鳥取県立博物館	カラー			○	
平成30年度	2019.1.11	鳥取県立博物館	カラー			○	

ガイドライン：「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン 平成17年6月 鳥取県」

表 2.5.2(1)　空中写真による汀線変化状況

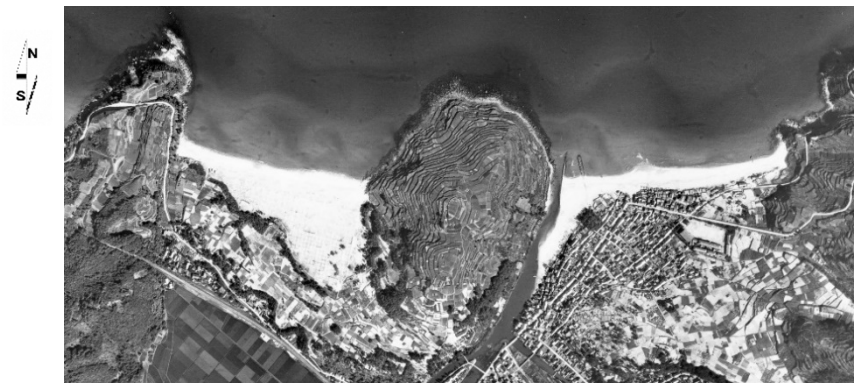
昭和 22 年 （1947）	
昭和 23 年 （1948）	
昭和 23 年 （1948）	
昭和 27 年 （1952）	

表 2.5.2(2)　空中写真による汀線変化状況

昭和 36 年 （1961）	
昭和 37 年 （1962）	
昭和 39 年 （1964）	
昭和 42 年 （1967）	

表 2.5.2(3)　空中写真による汀線変化状況

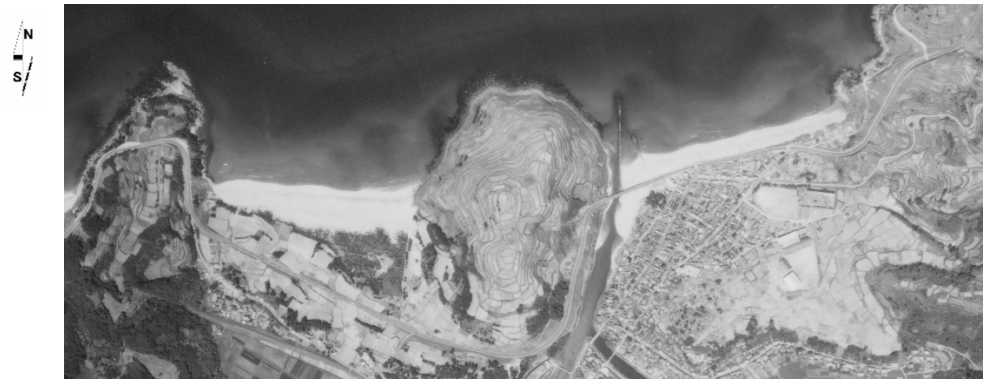
昭和 44 年(1969)	
昭和 45 年(1970)	
昭和 46 年(1971)	
昭和 47 年(1972)	

表 2.5.2(4)　空中写真による汀線変化状況

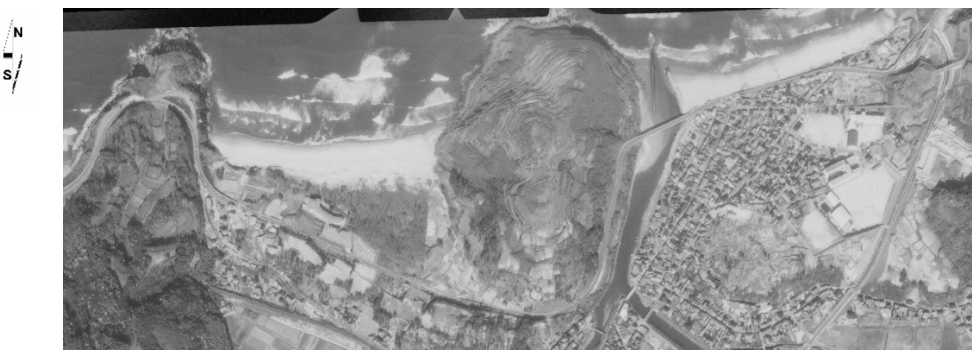
昭和 50 年 （1975）	
昭和 56 年 （1981）	
昭和 57 年 （1982）	
昭和 58 年 （1983）	

表 2.5.2(5)　空中写真による汀線変化状況

昭和 61 年 （1986）	
昭和 62 年 （1987）	
昭和 63 年 （1988）	
平成元年 （1989）	

表 2.5.2(6)　空中写真による汀線変化状況

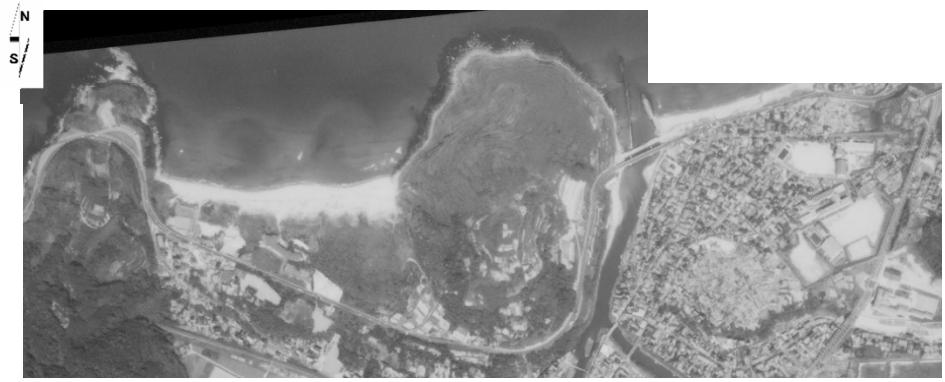
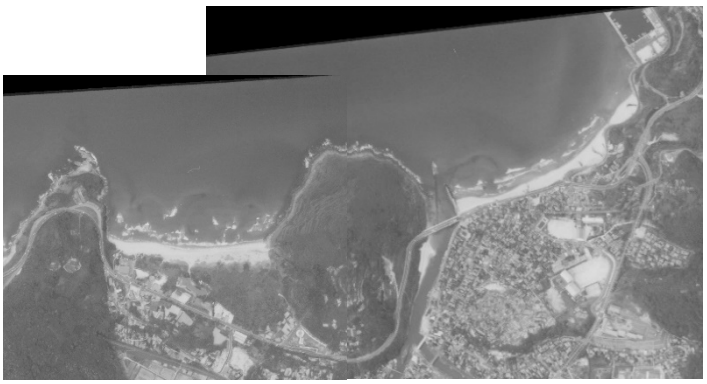
平成 4 年 （1992）	
平成 5 年 （1993）	
平成 7 年 （1995）	
平成 10 年 （1998）	

表 2.5.2(7)　空中写真による汀線変化状況

平成 13 年 （2001）	
平成 14 年 （2002）	
平成 15 年 （2003）	
平成 17 年 （2005）	

表 2.5.2(8)　空中写真による汀線変化状況

平成 20 年（2008）	
平成 25 年度（2013）	
平成 30 年度（2019）	

(2) 斜め写真（鳥取県撮影）

斜め写真が不定期的に撮影されており、最新の R2.10.14 撮影（図 2.5.1）、R3.5.7 撮影（図 2.5.3）の写真を収集した。



図 2.5.1　斜め写真（R2.10.14 撮影）



図 2.5.2　斜め写真（R4.5.16 撮影）



図 2.5.3　斜め写真（R3.5.7 撮影）



図 2.5.4　斜め写真（R4.5.16 撮影）

(3) 定点写真

鳥取県撮影の巡視写真が H23.2 以降、撮影されている。勝部川河口部のものを抽出・整理し、巻末資料編に収録する。整理例を表 2.5.3 に示す。

表 2.5.3 定点写真の撮影例（R3.5～7）

撮影年月日	写 真	
R3.5.11（2021）		
R3.5.24（2021）		
R3.6.16（2021）		
R3.7.1（2021）		

巡視写真において記録されている H27.11～H28.6 における河口砂州の発達～掘削の状況を以下に示す。12 月～2 月の冬季高波浪期間が砂州の発達期であった。

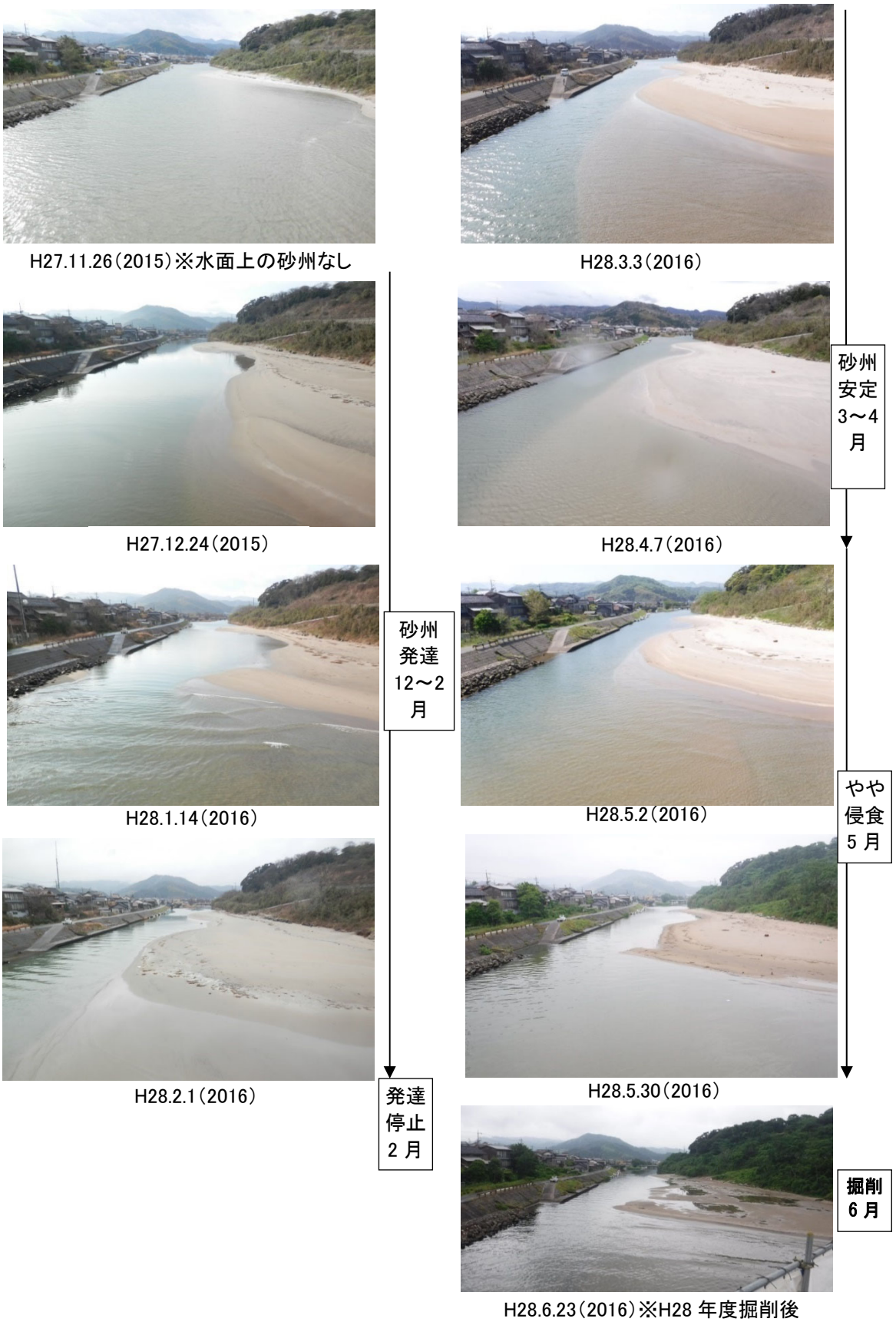


図 2.5.5　勝部川河口砂州の発達～掘削の状況（巡視写真による）

2.5.2 測量結果

(1) 河川測量横断図の整理

河川測量図をもとに、各測量時の河川地形を測線毎に比較整理する。

測線位置図を図 2.5.6、図 2.5.7 に、既往測量の資料存在状況の一覧を表 2.5.4 に示す。各測量を重ね合わせた横断図を図 2.5.19 に示す。特徴的な挙動を示す箇所については図中に記載する。

表 2.5.4(1) 河道測量断面の存在状況（勝部川）

距離標	区間距離(m)	追加距離(m)	測量断面データ										
			河川測量			河口定期測量							
			H12.1	H24.3	H31.3	H28.3	H29.3	H30.3	H31.3	R2.2	R3.2	R3.9	R4.3
0/000	0.0	0.0	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□
0/050	50.0	50.0	□			□	□	□	□	□	□	□	□
0/100	50.0	100.0	□			□	□	□	□	□	□	□	□
0/150	50.0	150.0	□			□	□	□	□	□	□	□	□
0/200	50.0	200.0	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□
0/250	50.0	250.0	□			□	□	□	□	□	□	□	□
0/300	50.0	300.0	□			□	□	□	□	□	□	□	□
0/350	50.0	350.0	□			□	□	□	□	□	□	□	□
0/400	50.0	400.0	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□
0/450	50.0	450.0	□									□	
0/500	50.0	500.0	□									□	
0/550	50.0	550.0	□									□	
0/600	50.0	600.0	□	□	□							□	
0/650	50.0	650.0	□										
0/700	50.0	700.0	□										
0/750	50.0	750.0	□										
0/800	50.0	800.0	□	□	□								
0/850	50.0	850.0	□										
0/900	50.0	900.0	□										
1/000	100.0	1000.0	□	□	□								
1/200	200.0	1200.0	□	□	□								
1/400	200.0	1400.0	□	□	□								
1/600	200.0	1600.0	□	□	□								
1/800	200.0	1800.0	□	□	□								
2/000	200.0	2000.0	□	□	□								

表 2.5.5(2) 河道測量断面の存在状況（日置川）

距離標	区間距離(m)	追加距離(m)	測量断面データ							備考
			河川測量			工事測量				
			H12.1	H25.3	H31.4	H10	H19	H26	R3	
0/000	0.0	0.0		□	□					
0/020	20.0	20.0	□							
0/100	80.0	100.0	□							
0/200	100.0	200.0	□	□	□					
0/300	100.0	300.0	□							
0/400	100.0	400.0	□	□	□					
0/500	100.0	500.0	□							
0/600	100.0	600.0	□	□	□			□		
0/700	100.0	700.0	□			□		□	□	
0/800	100.0	800.0	*1)	□	□	□		□	□	*1)H10断面を適用
0/900	100.0	900.0	□			□		□		
1/000	100.0	1000.0	*2)	□	□	□	□			*2)H10断面を適用
1/100	100.0	1100.0	□			□	□			
1/200	100.0	1200.0	□	□	□		□			
1/300	100.0	1300.0	□				□			
1/400	100.0	1400.0	□	□	□		□			
1/500	100.0	1500.0	□							
1/600	100.0	1600.0	□	□	□					
1/700	100.0	1700.0	□							
1/800	100.0	1800.0	□	□	□					
1/900	100.0	1900.0	□							
2/000	100.0	2000.0	□	□	□					
2/100	100.0	2100.0	□							
2/200	100.0	2200.0	□	□	□					

※H12.1 断面：河川整備基本方針検討時の現況断面



図 2.5.6　勝部川河口測線平面図

出典：気高海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」　令和 2 年 3 月



図 2.5.7　勝部川・日置川　測線平面図

出典：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」平成 25 年 3 月

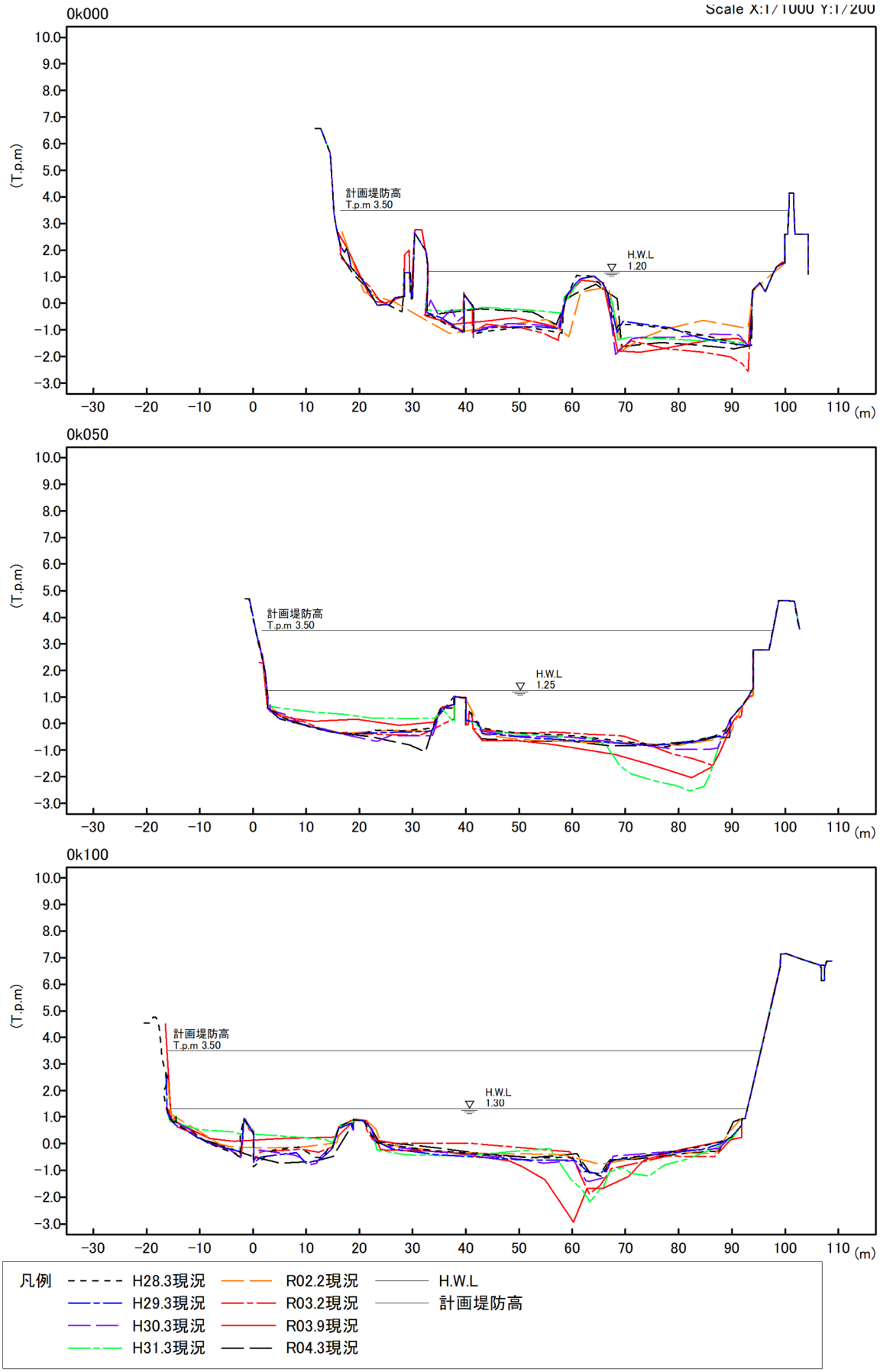


図 2.5.8(1)　勝部川河口部の河川横断測量成果の比較（H29.3～R4.3）

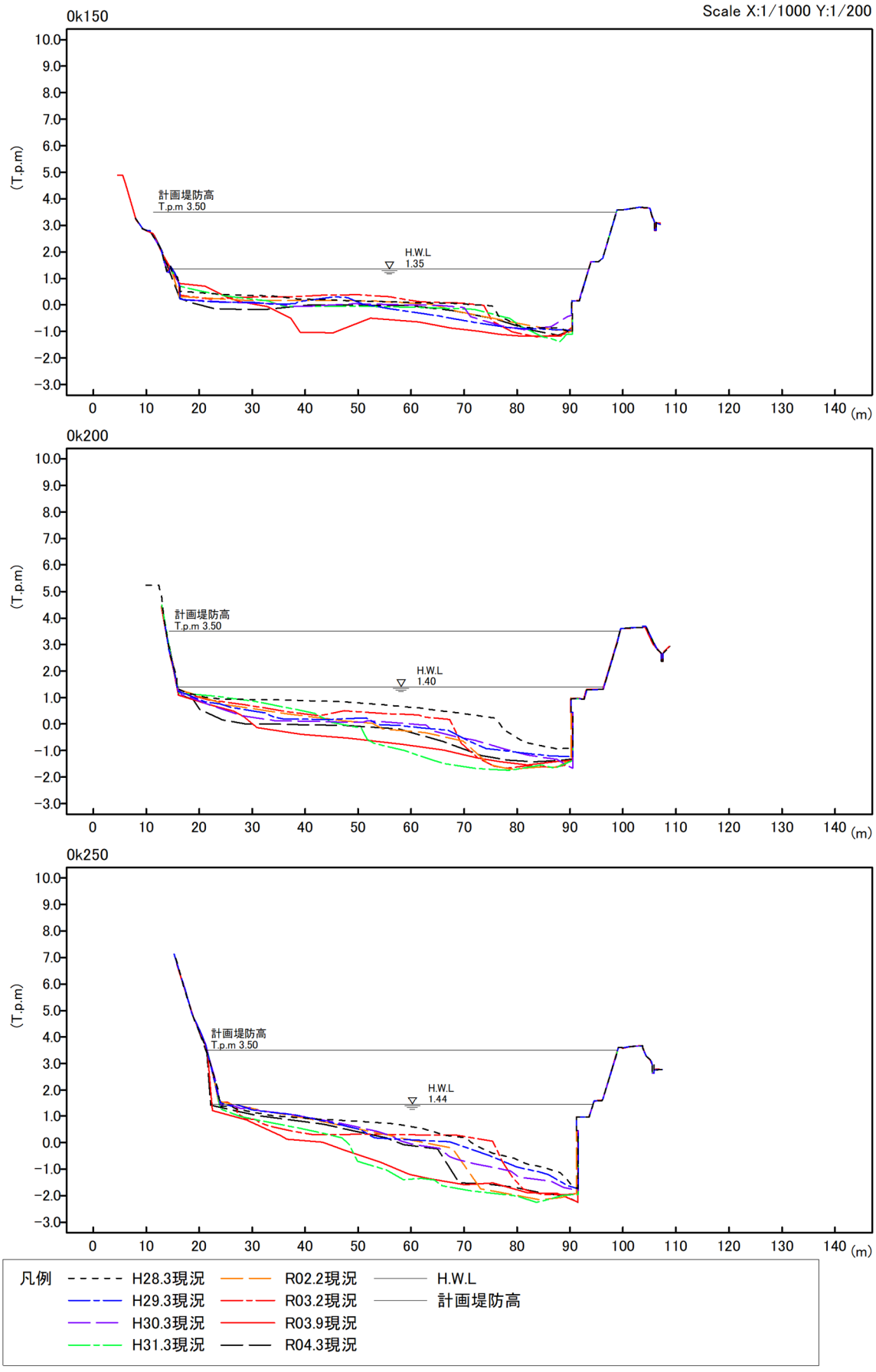


図 2.5.9(2)　勝部川河口部の河川横断測量成果の比較（H29.3～R4.3）

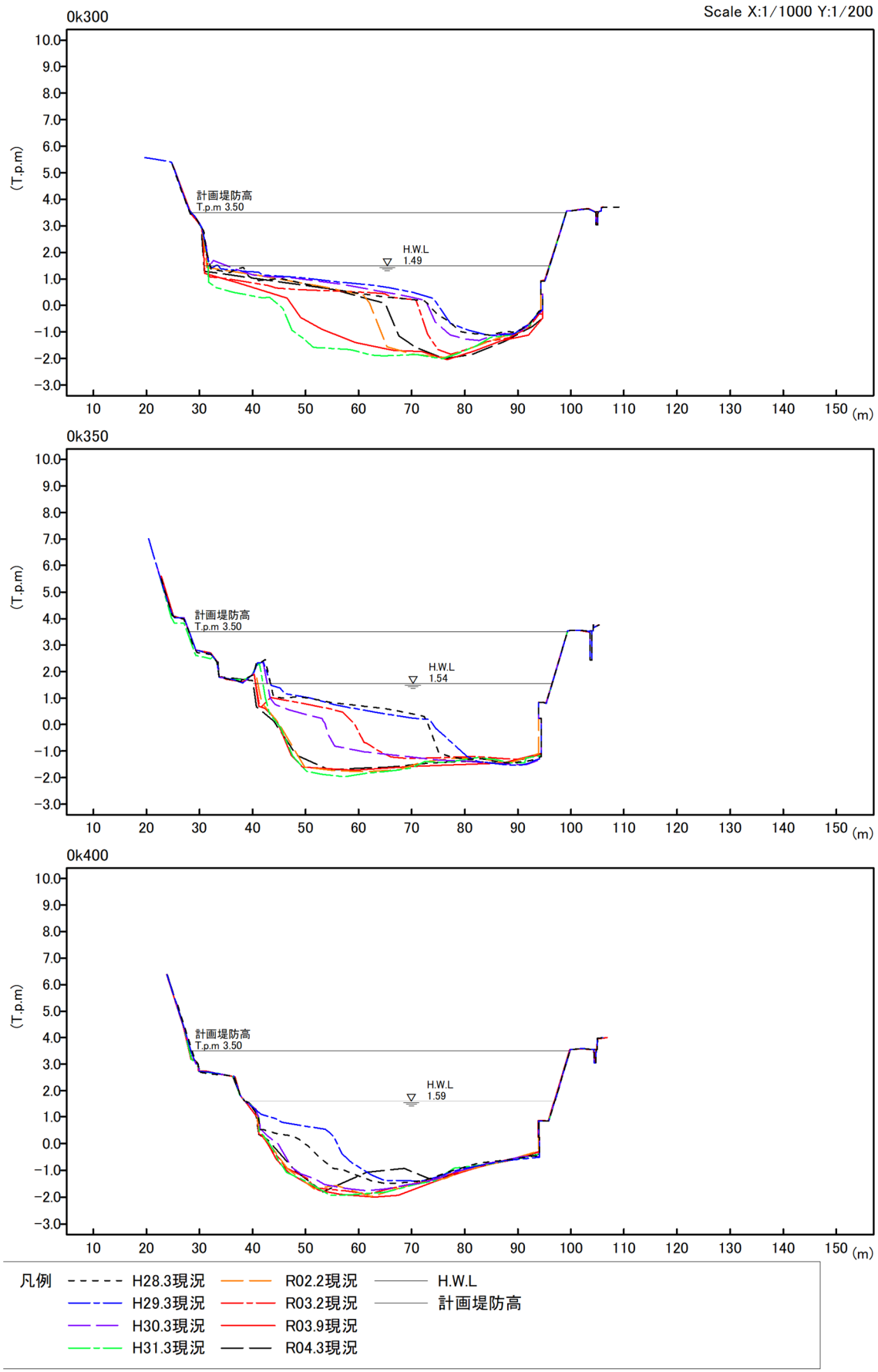


図 2.5.10(3)　勝部川河口部の河川横断測量成果の比較（H29.3～R4.3）

勝部川

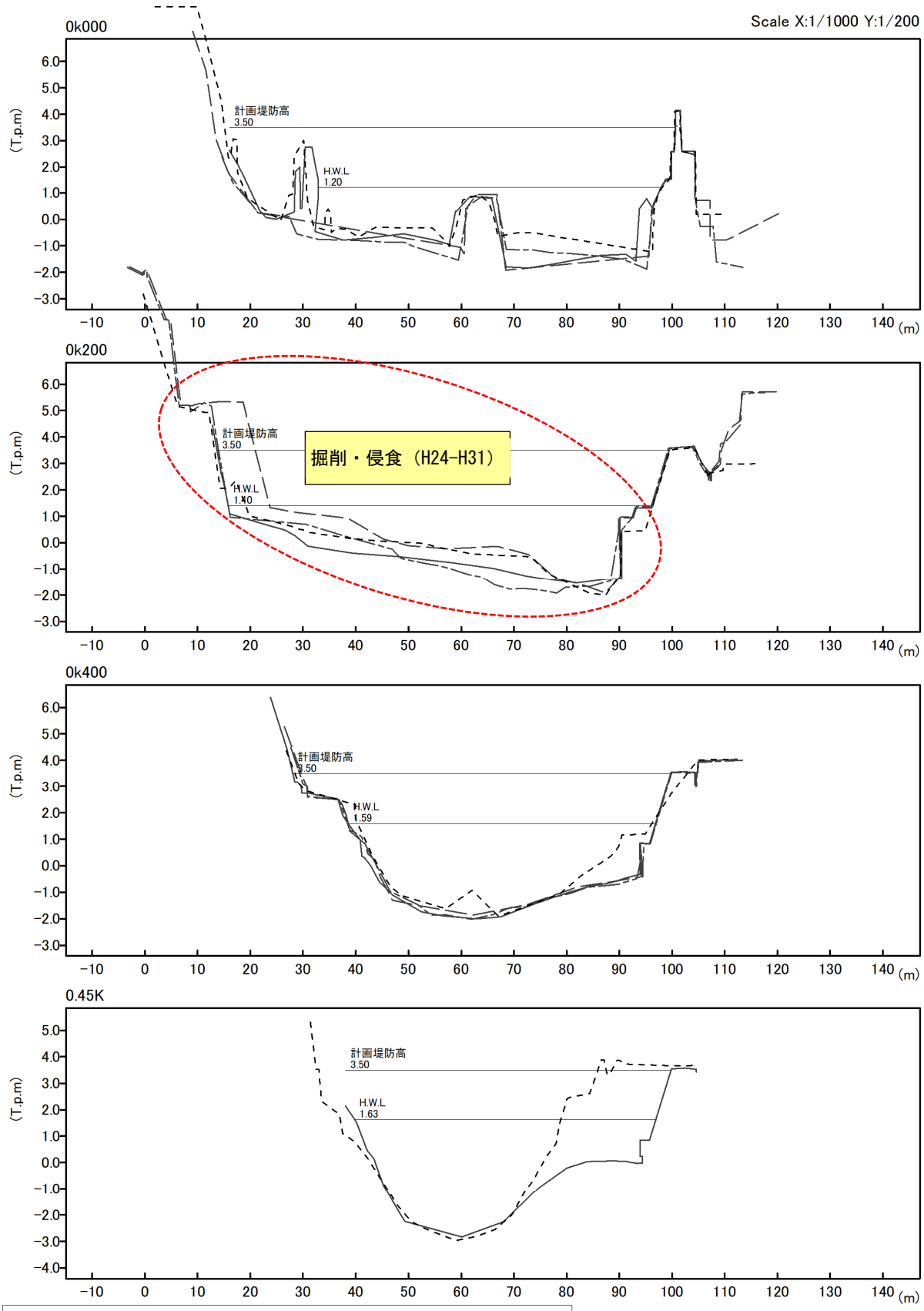


図 2.5.11(1)　勝部川の河川横断測量成果の比較（H12.1、H24.3、H31.3、R3.9）

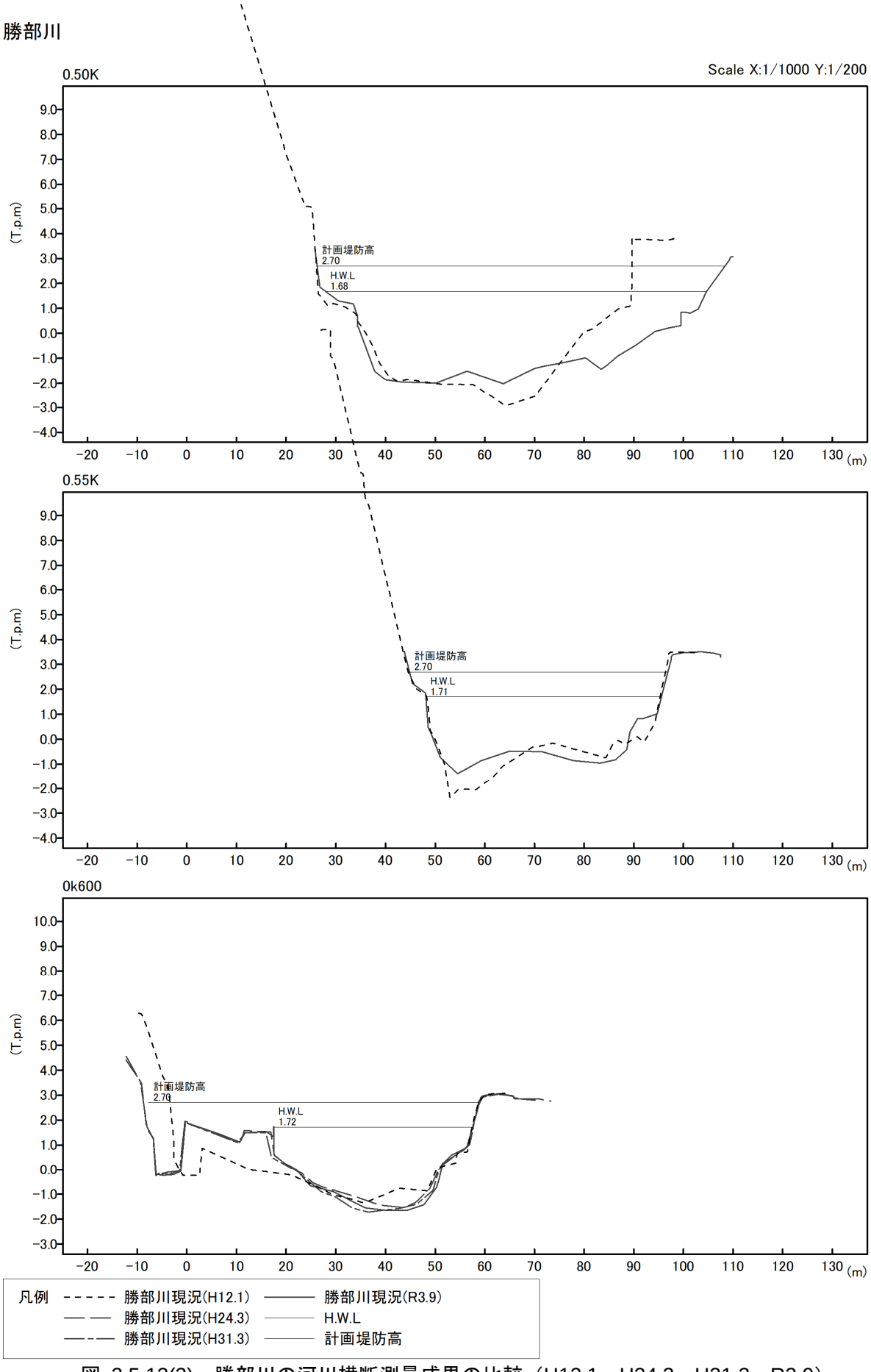


図 2.5.12(2)　勝部川の河川横断測量成果の比較（H12.1、H24.3、H31.3、R3.9）

勝部川

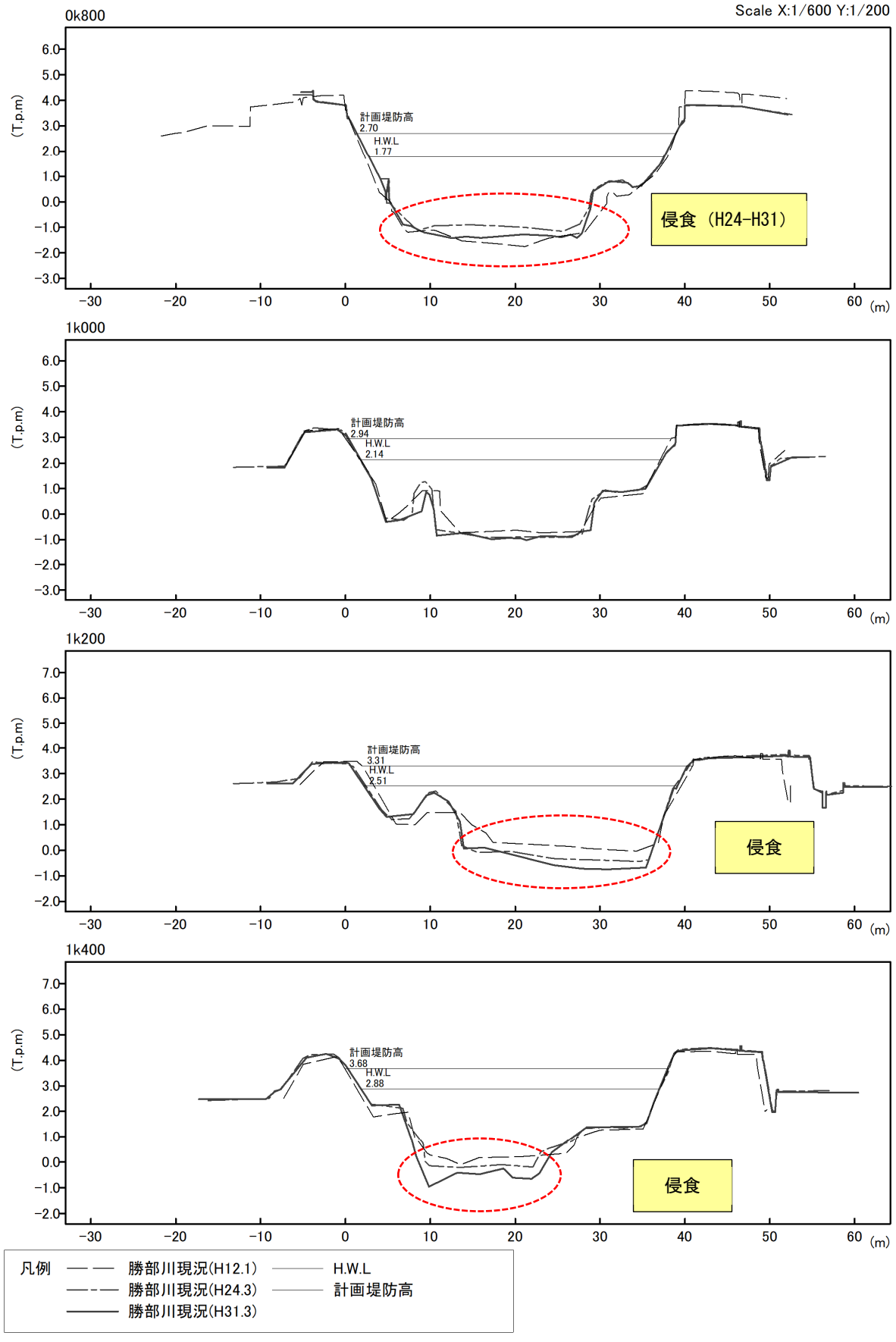
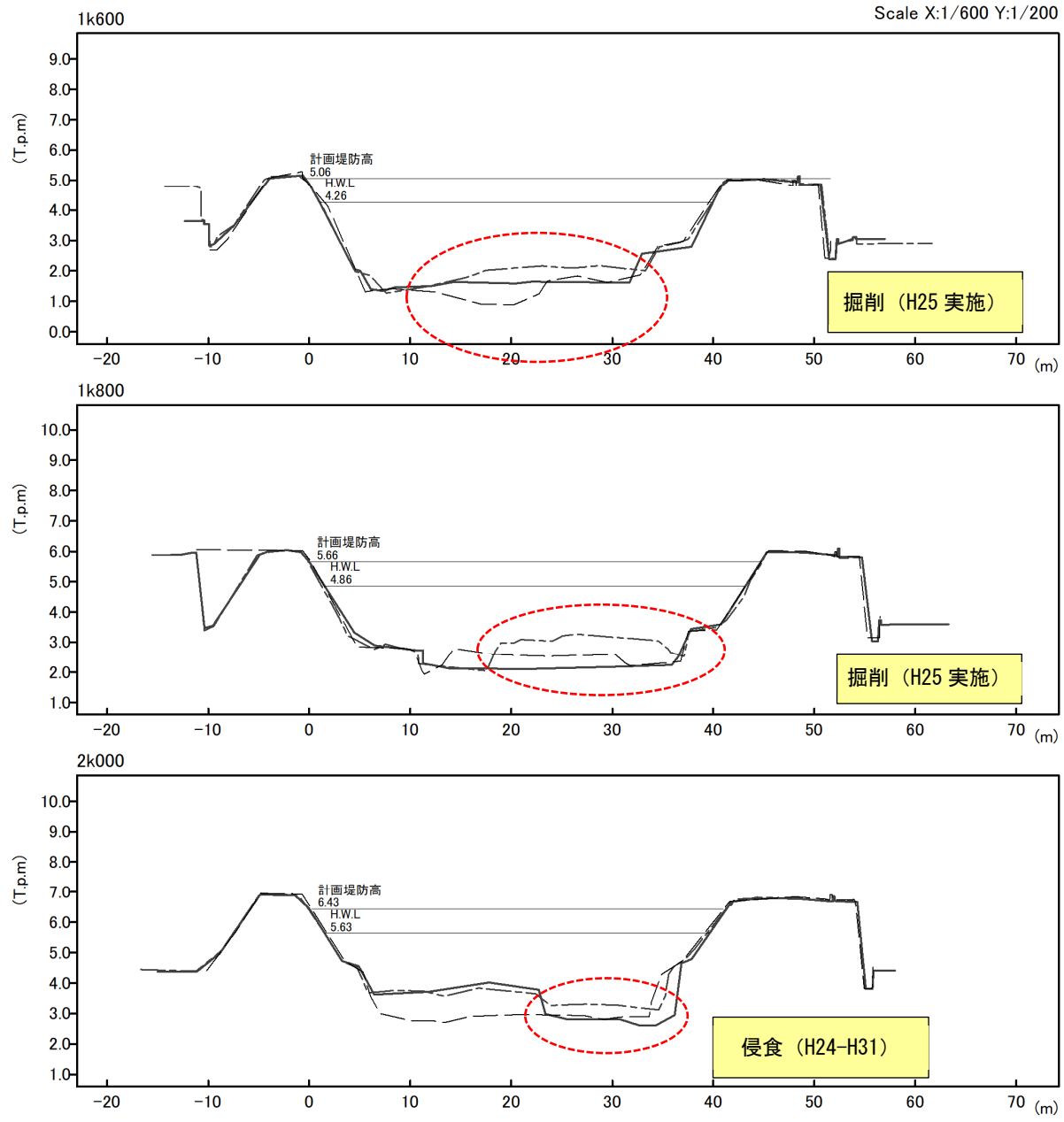


図 2.5.13(3)　勝部川の河川横断測量成果の比較（H12.1、H24.3、H31.3）

勝部川



凡例
勝部川現況(H12.1)
勝部川現況(H24.3)
勝部川現況(H31.3)
H.W.L
計画堤防高

図 2.5.14(4)　勝部川の河川横断測量成果の比較（H12.1、H24.3、H31.3）

日置川

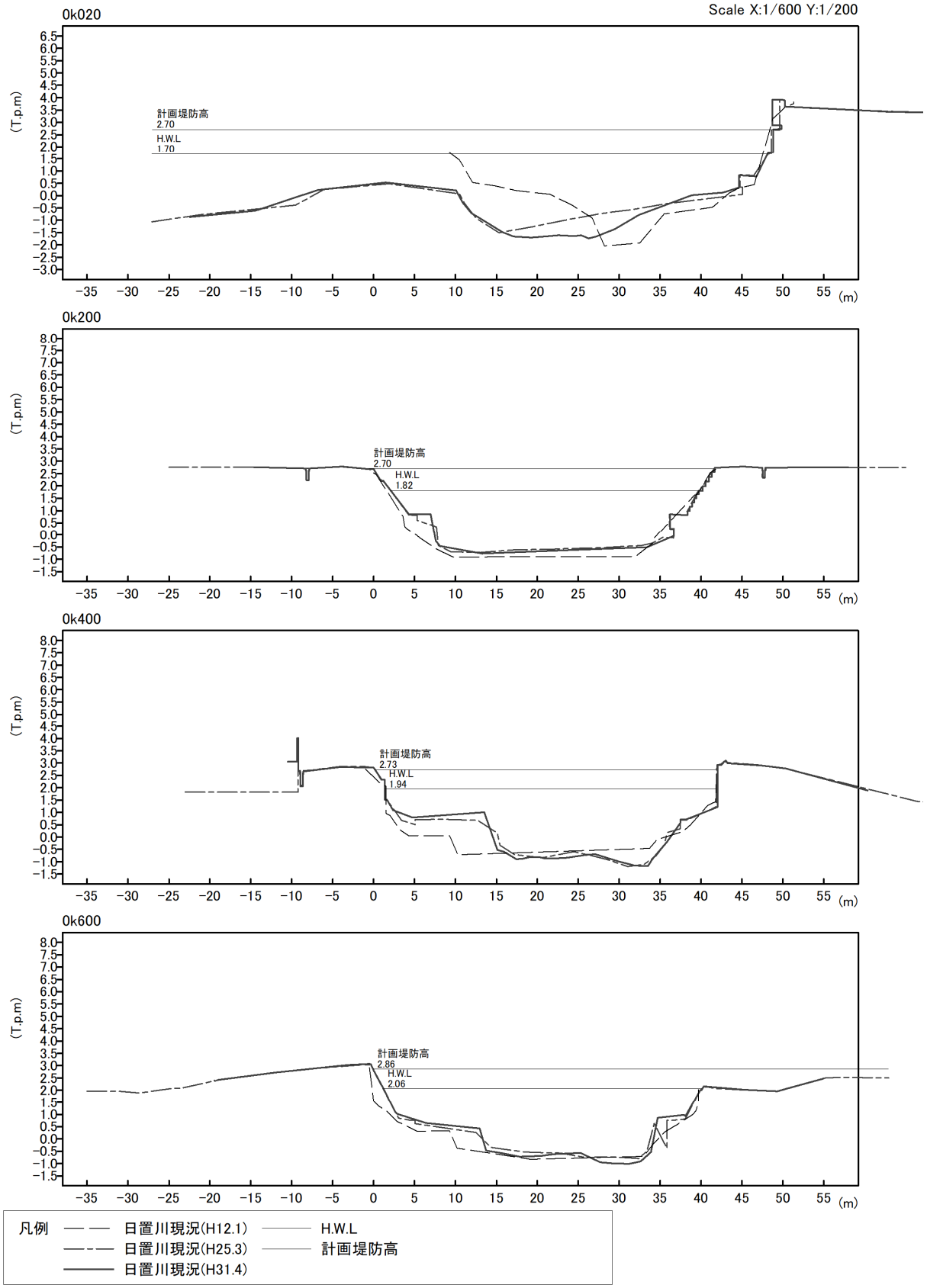


図 2.5.15 (1)　日置川の河川横断測量成果の比較（H12.1、H25.3、H31.4）

日置川

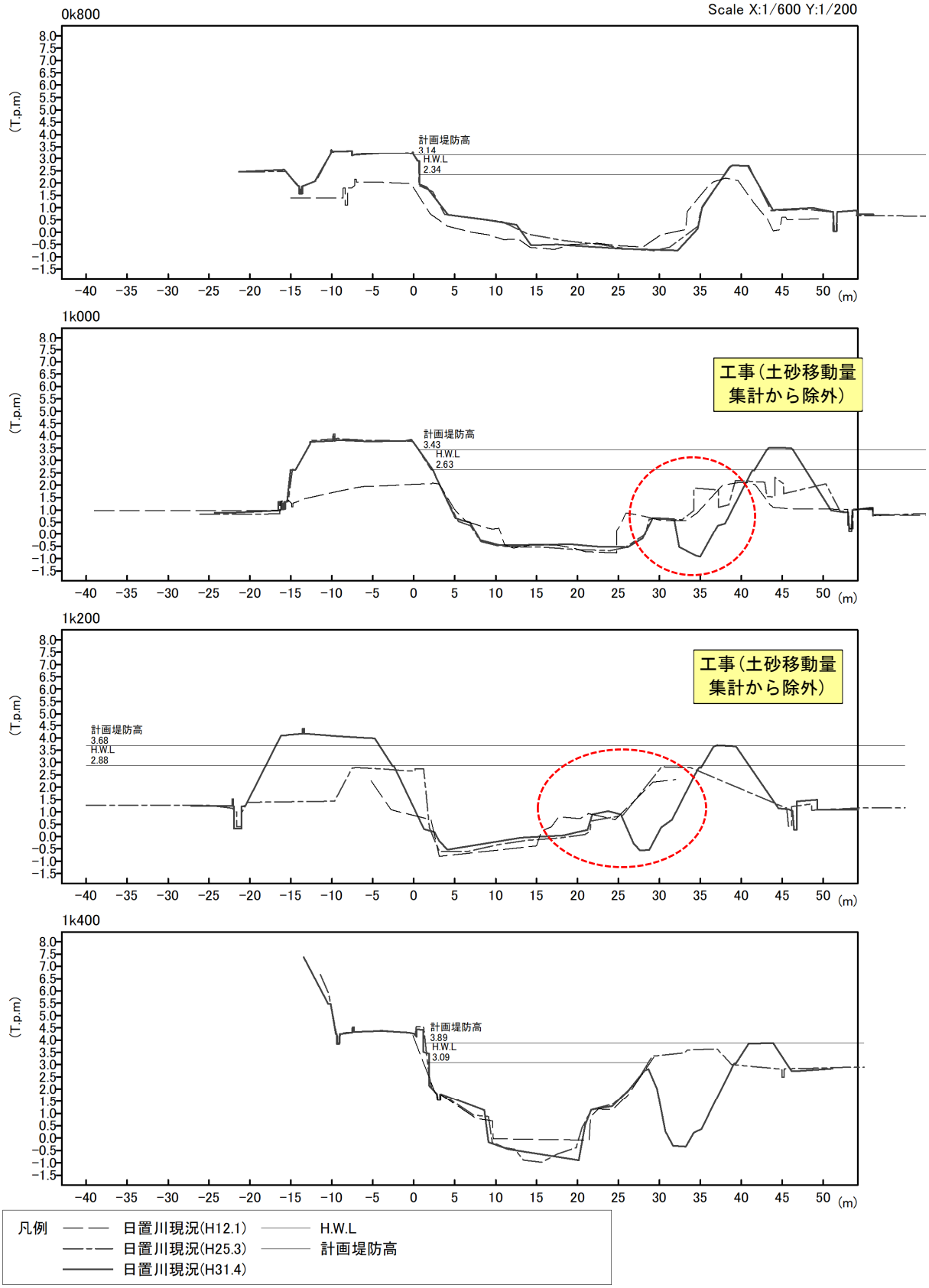


図 2.5.16 (2)　日置川の河川横断測量成果の比較（H12.1、H25.3、H31.4）

日置川

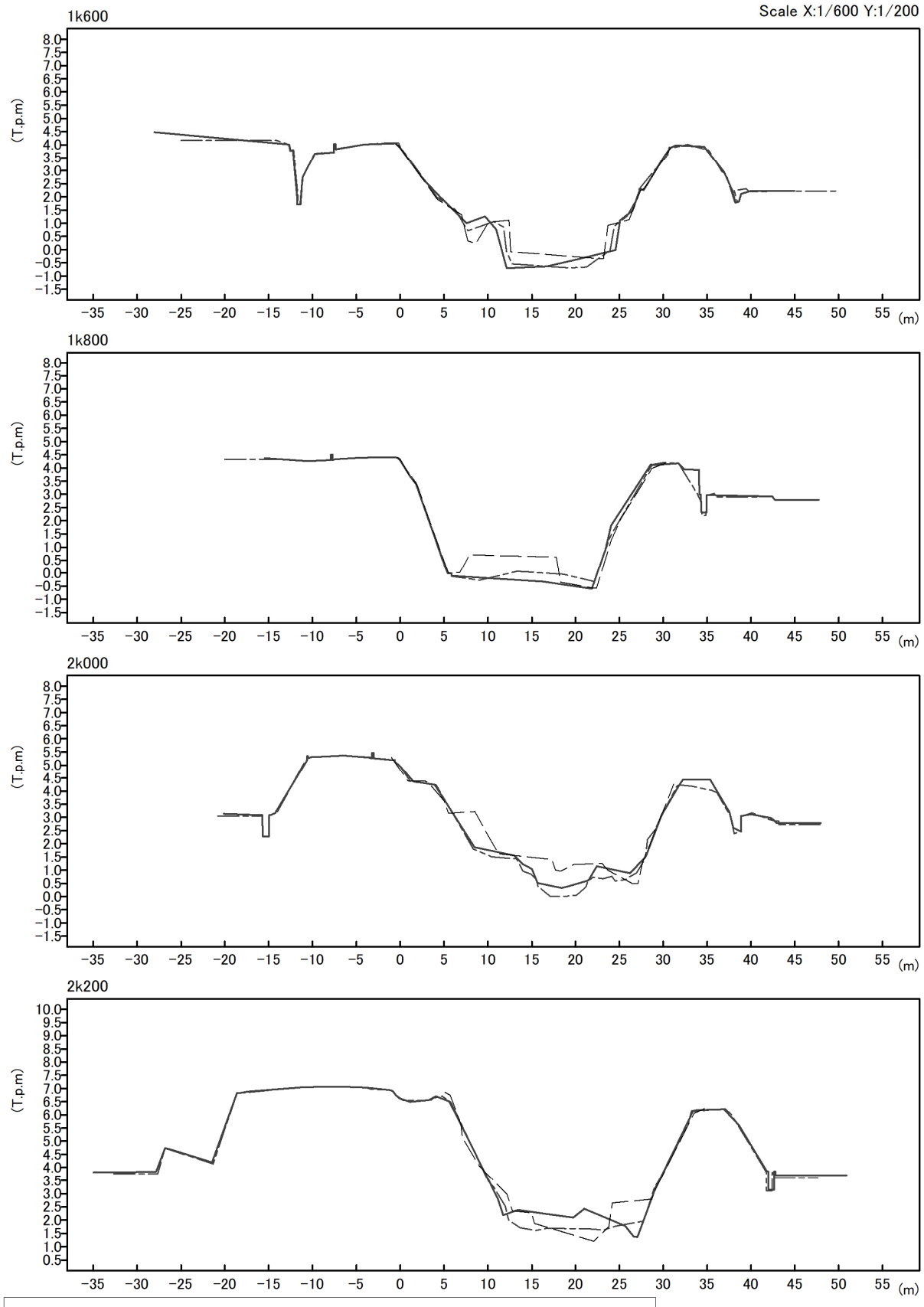


図 2.5.17 (3)　日置川の河川横断測量成果の比較（H12.1、H25.3、H31.4）

(2) 海岸深浅測量図の整理

年 2 回の深浅測量が実施されており、勝部川に近い井手ケ浜東端から夏泊漁港西側までを対象として重ね書き図を作成し、図 2.5.19 に示す。

表 2.5.6 深浅測量断面の存在状況（青谷海岸）

測線名	2004		2015		2016		2017		2018		2019		2020		2021		2022	
	H16.3	H16.9	H27.3	H27.8	H28.3	H28.9	H29.3	H29.9	H30.3	H30.9	H31.3	R1.9	R2.3	R2.9	R3.2	R3.9	R4.3	R4.9
NO 0	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 1	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 2	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 3	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 4	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 5	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 6	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 7	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 8	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 9	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 10	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
NO 11	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
NO 12	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
NO 13	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 14	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 15	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 16	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
NO 17	－	○	－	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 18	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 19	－	○	－	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 20	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 21	－	○	－	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 22	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 23	－	○	－	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 24	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 25	－	○	－	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 26	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 27	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
No. 28	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
No. 29	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
No. 30	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
No. 31	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
No. 32	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
No. 33	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
No. 34	－	○	－	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 35	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 36	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 37	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 38	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 39	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 40	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
No. 41	－	●	－	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
NO 42	－	○	－	－	－	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

● ：断面データあり(深浅測量図あり)
○ ：断面データあり(xyzデータのみ)
－ ：測量未実施

※H16. 9はコンター図より断面生成

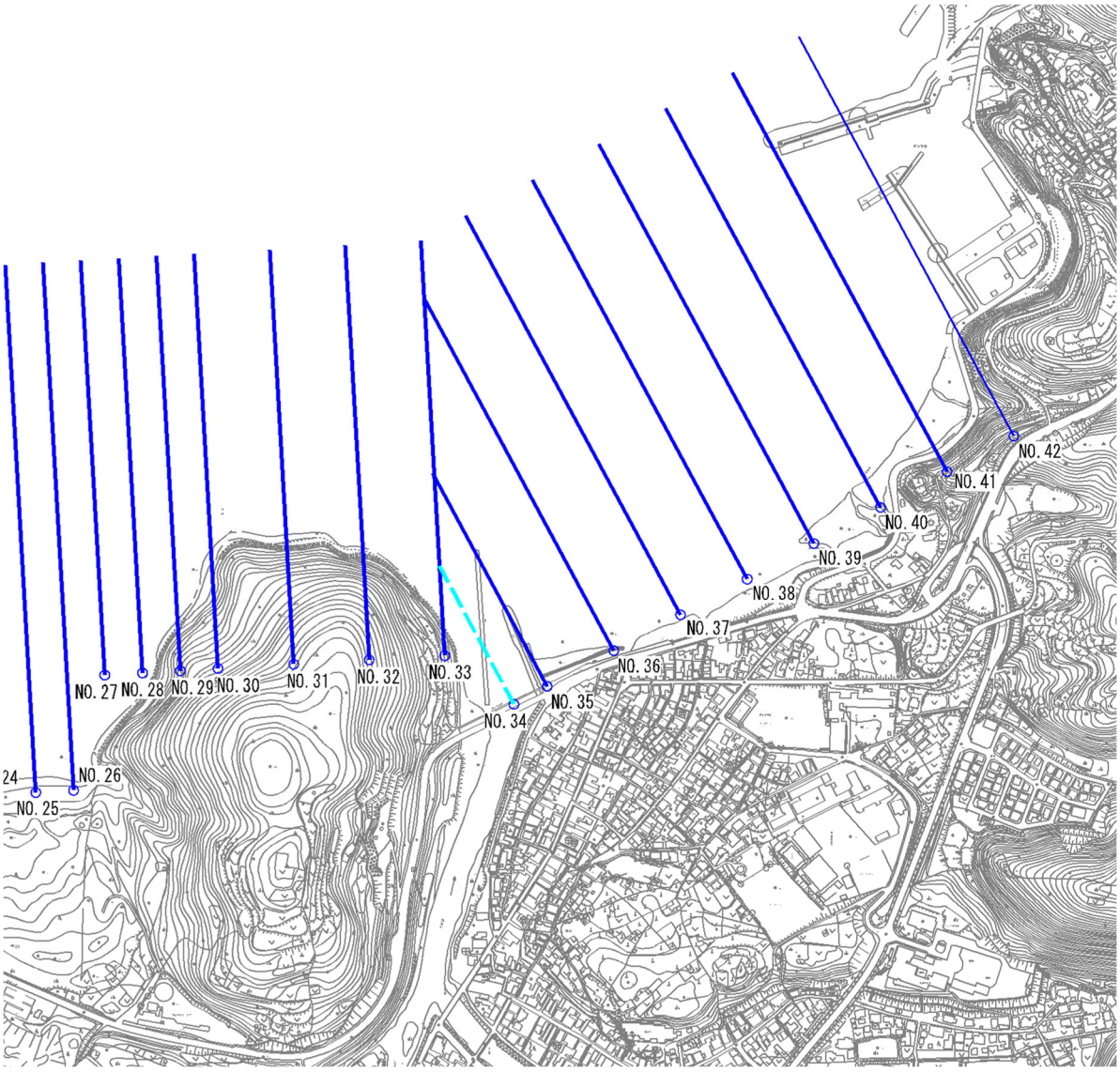
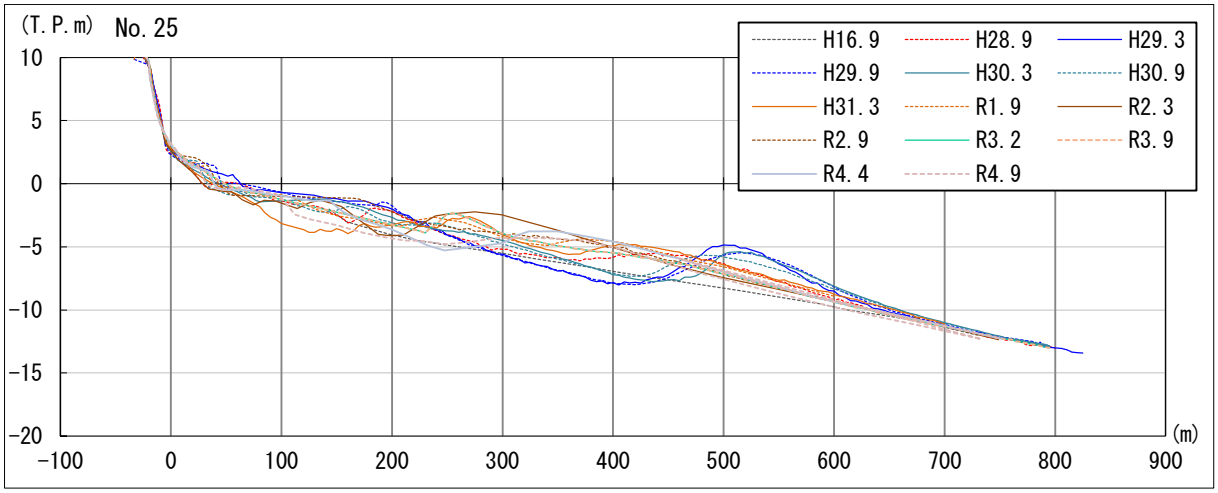
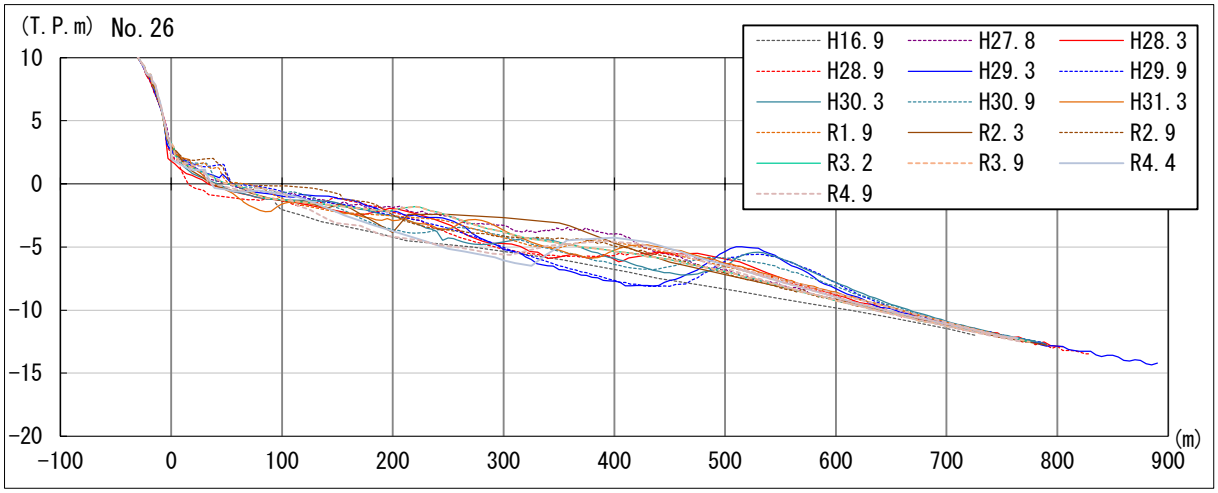


図 2.5.18 青谷海岸　深浅測量　測線平面図

出典：気高海岸外海岸調査「深浅測量業務委託」　令和 2 年 3 月





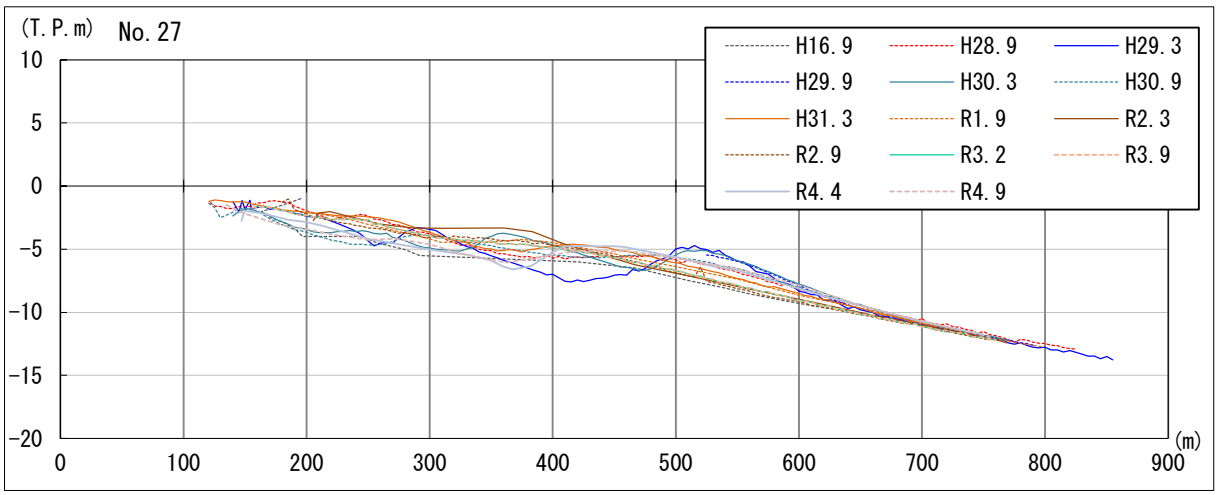
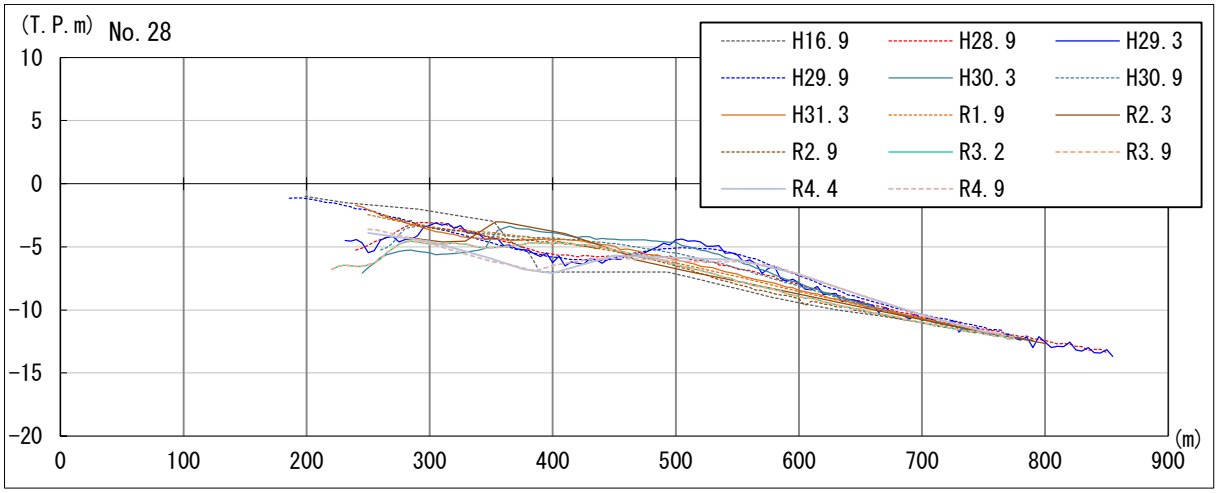
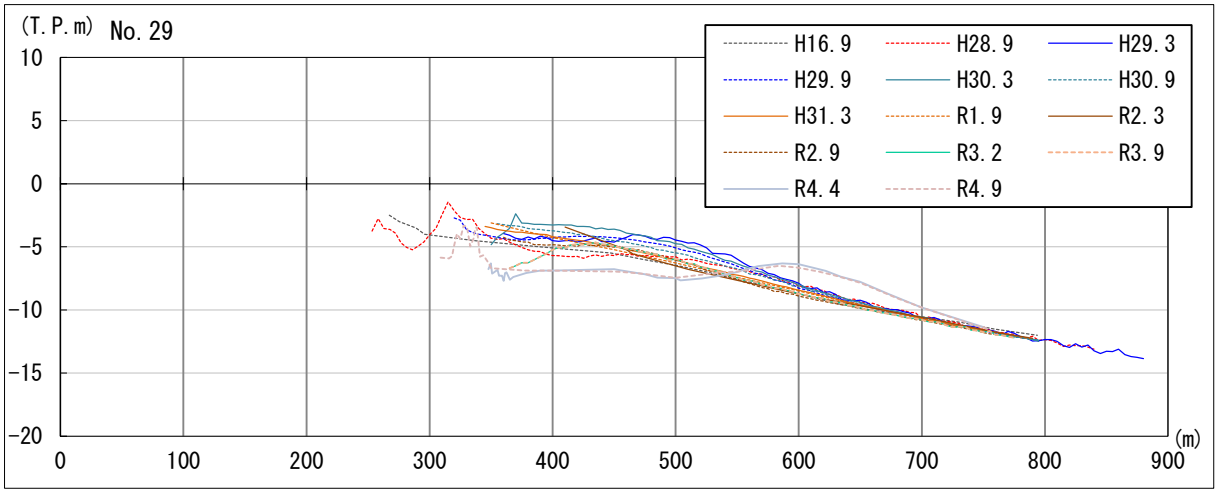


図 2.5.19(1)　青谷海岸　沿岸横断地形の経年変化





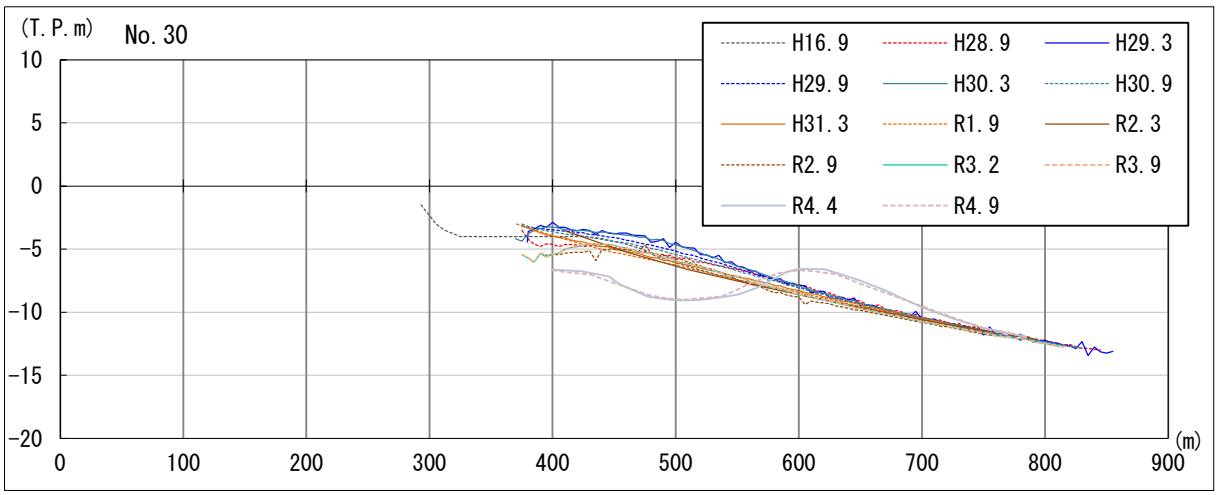
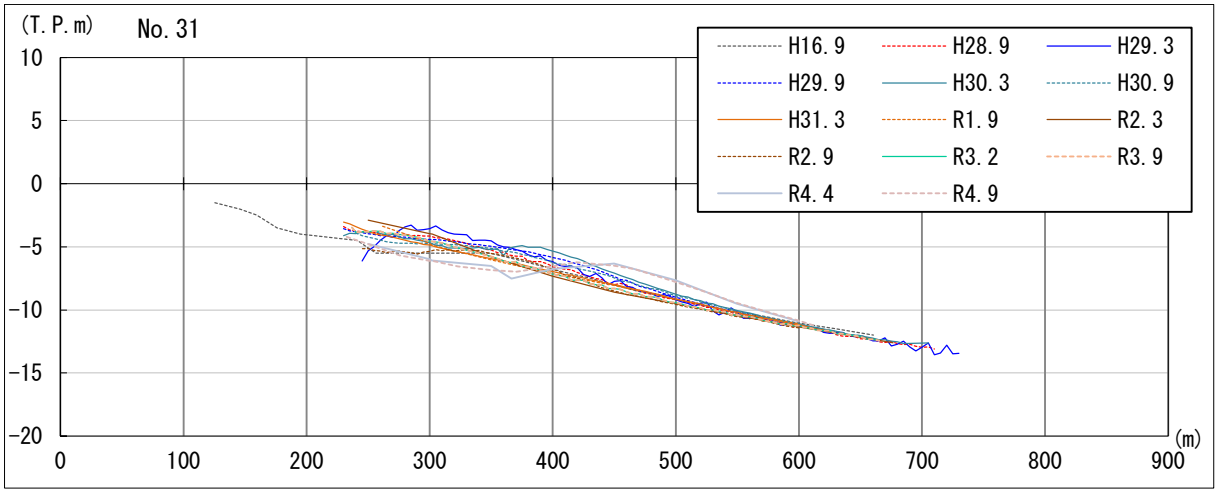
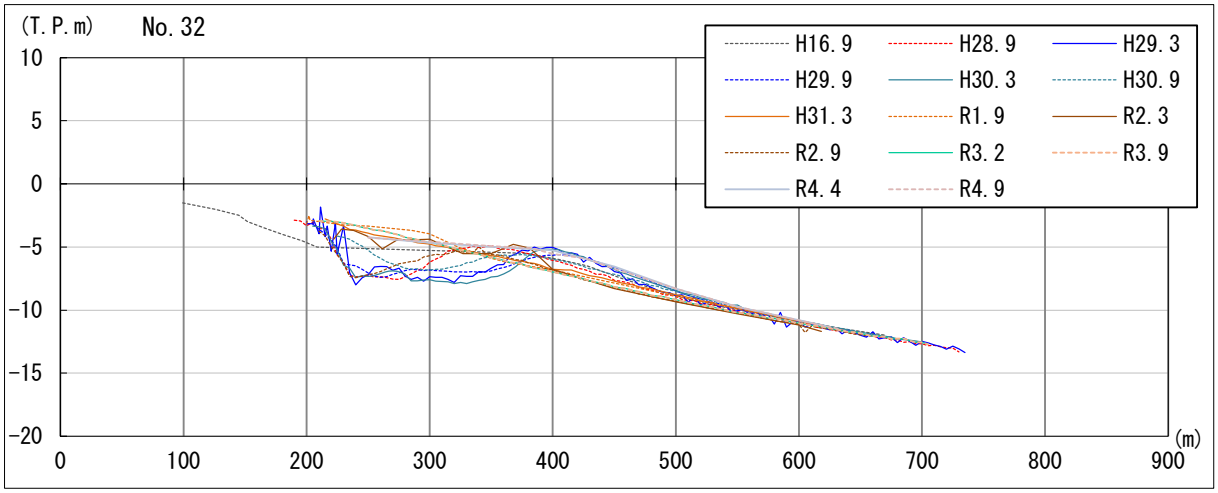


図 2.5.19 (2)　青谷海岸　沿岸横断地形の経年変化





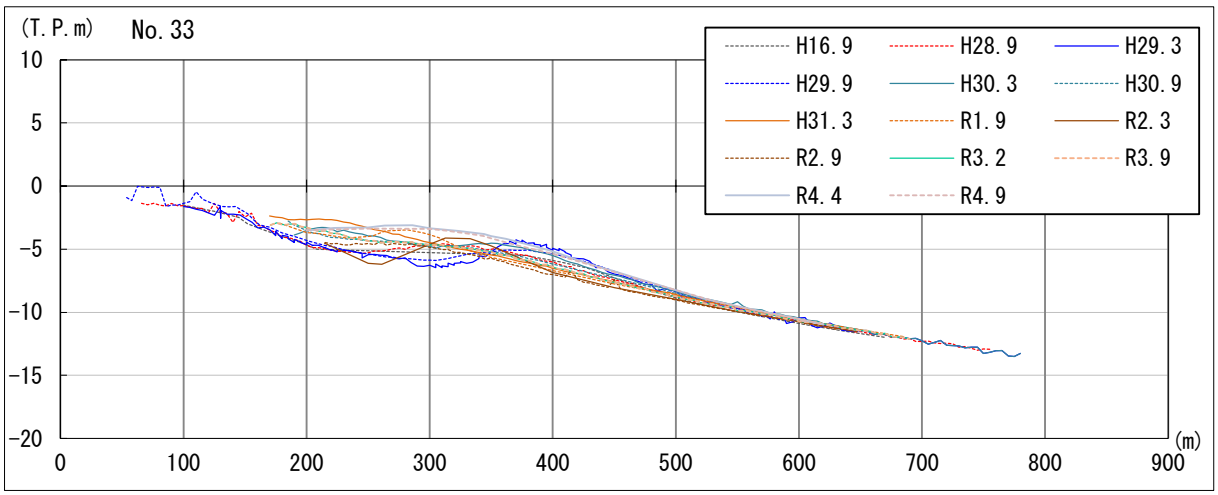
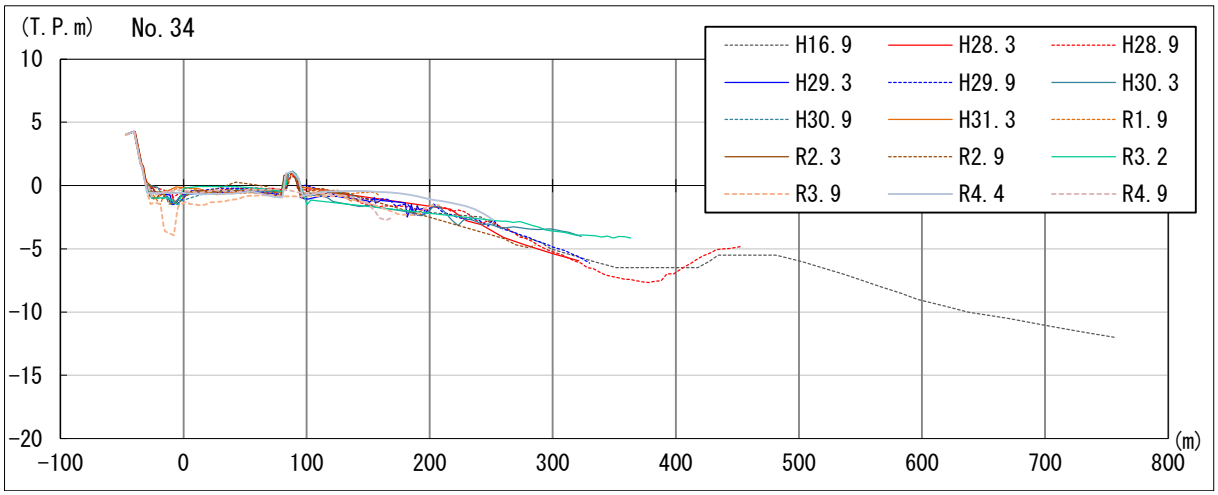
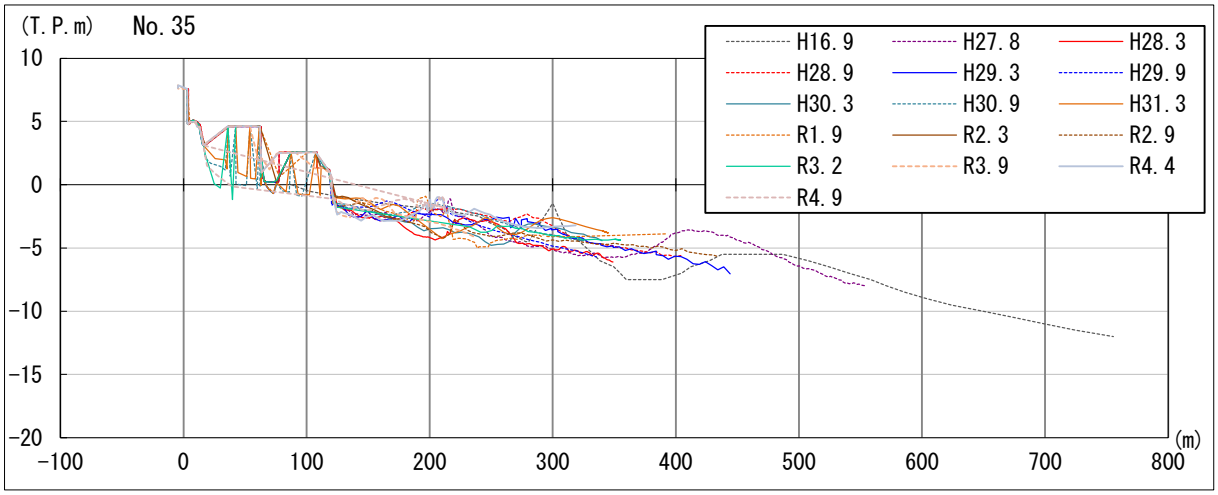


図 2.5.19(3)　青谷海岸　沿岸横断地形の経年変化





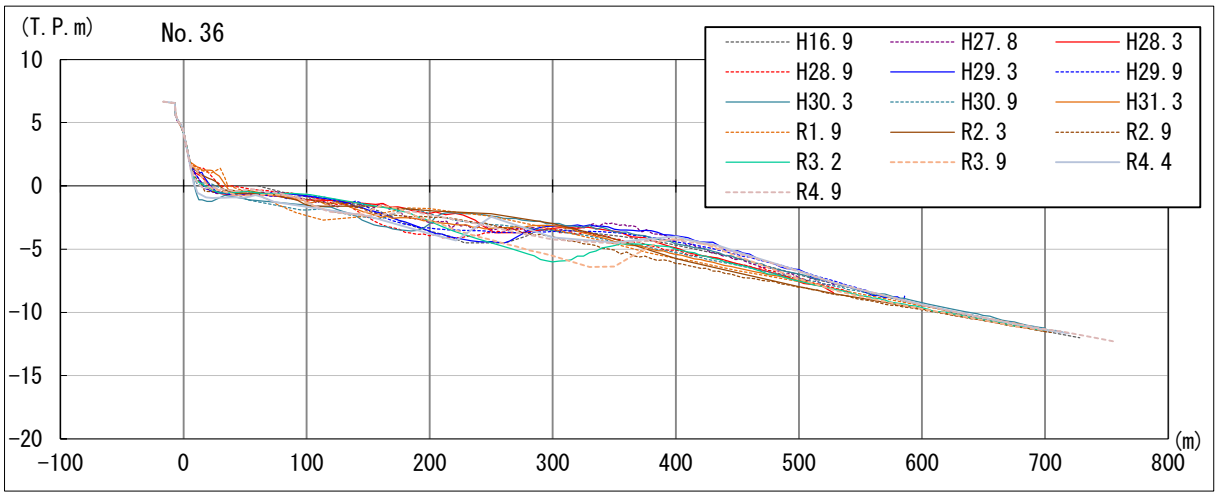
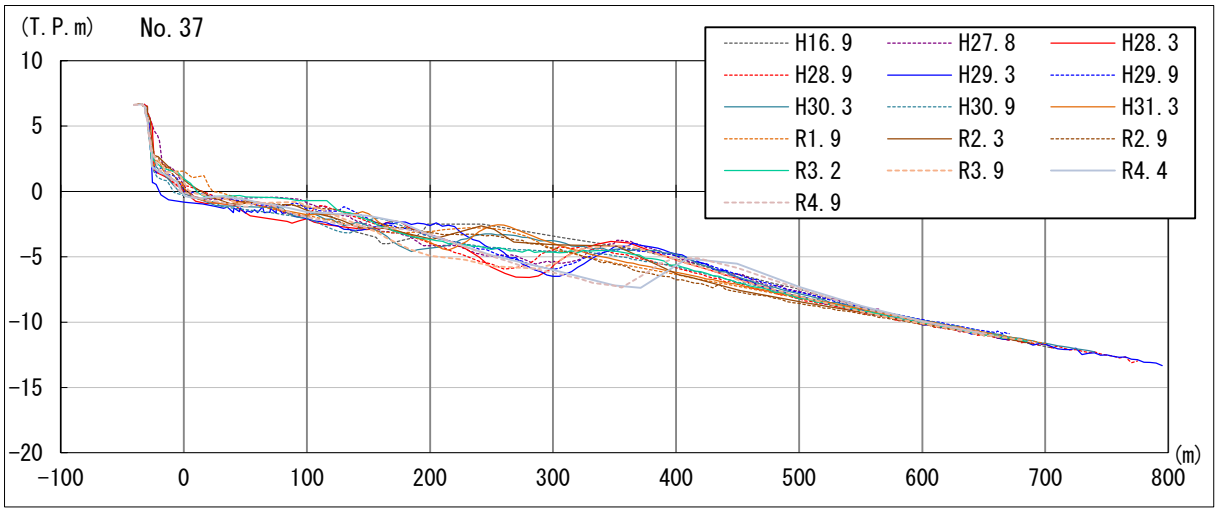
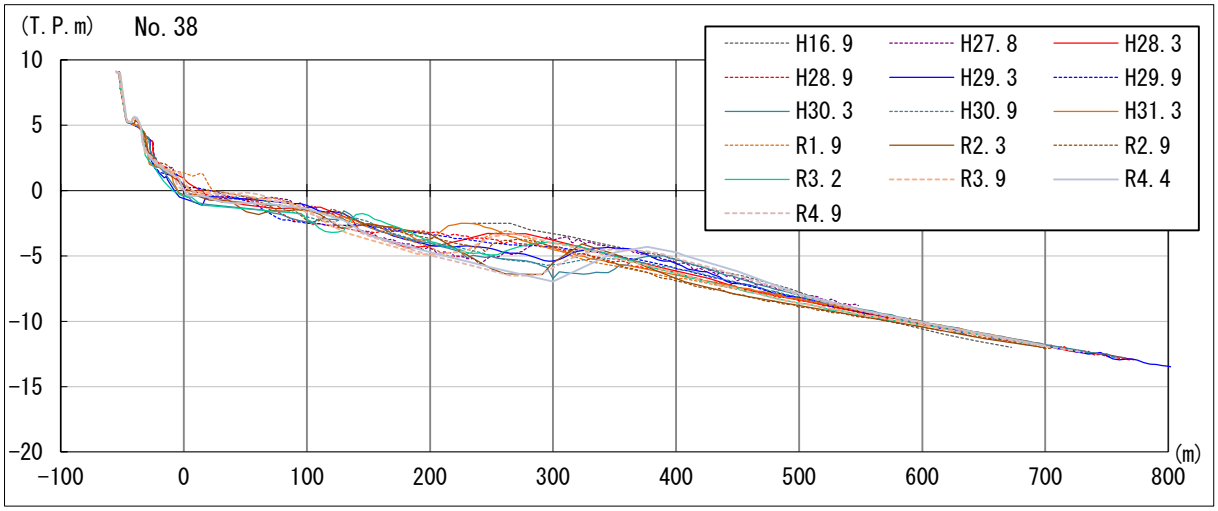


図 2.5.19 (4)　青谷海岸　沿岸横断地形の経年変化





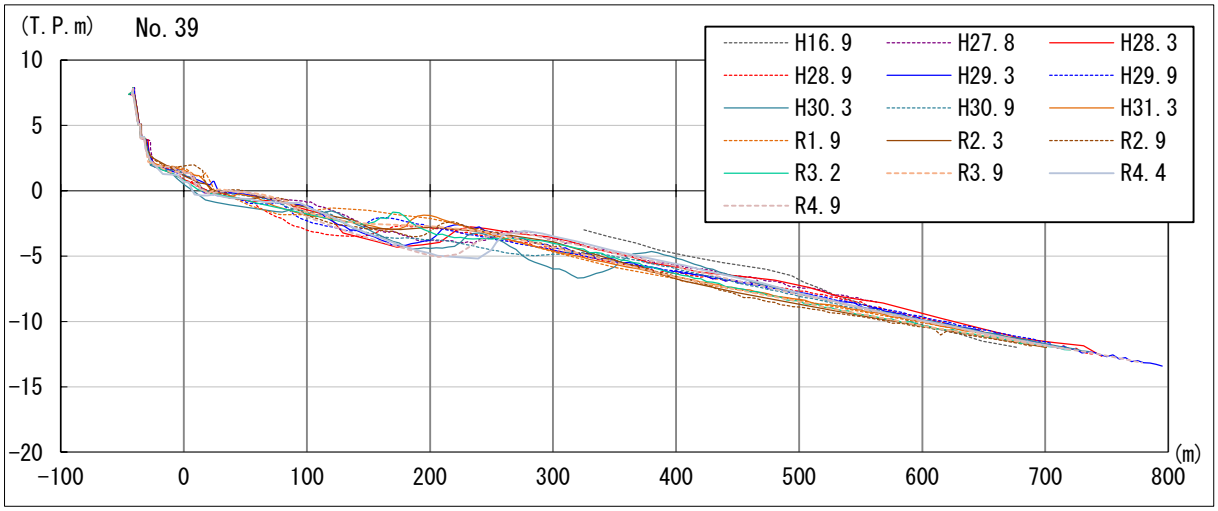
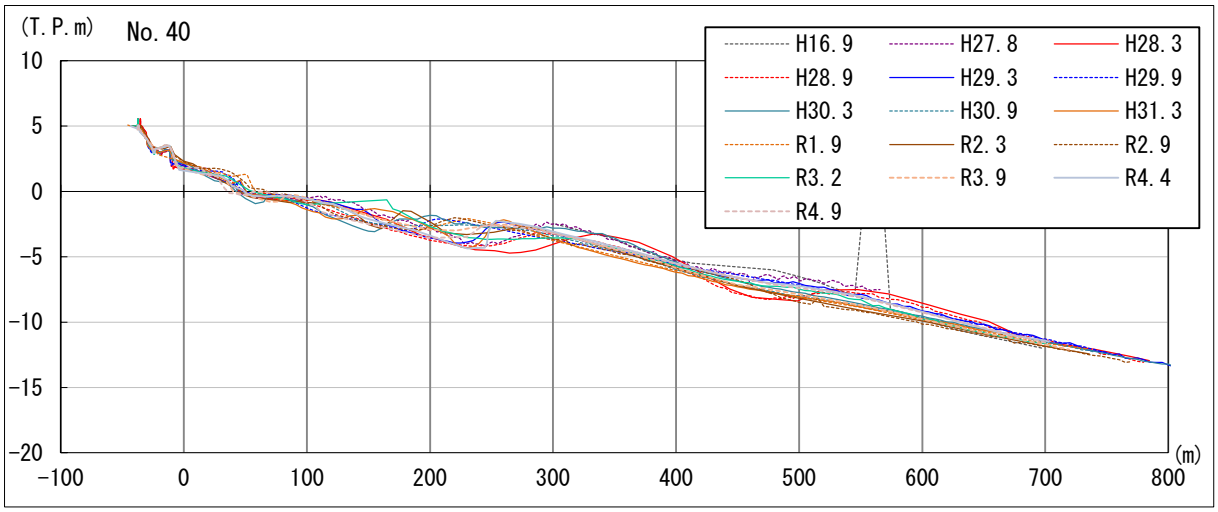
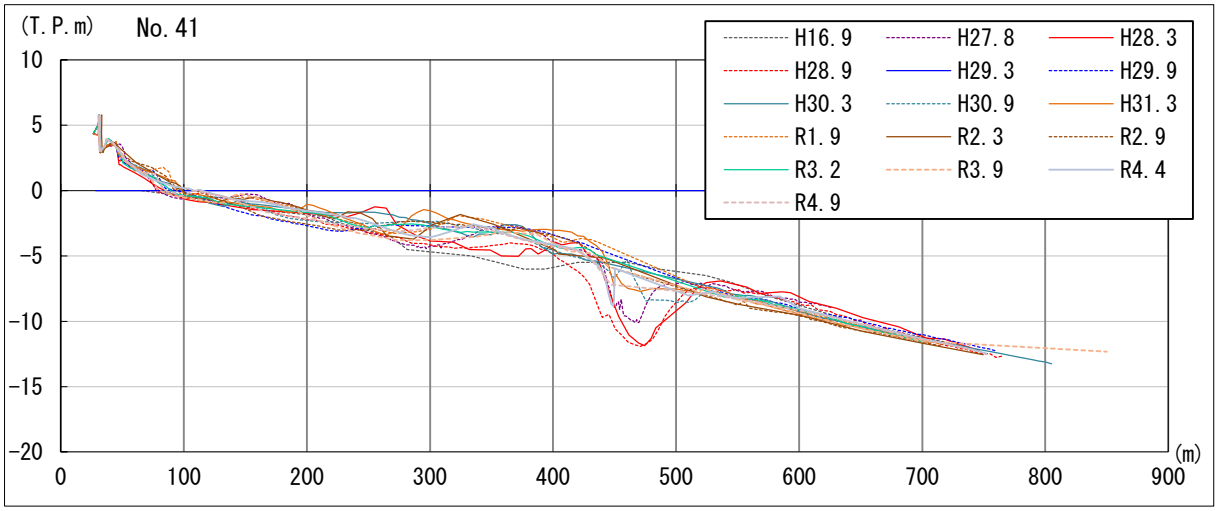


図 2.5.19 (5)　青谷海岸　沿岸横断地形の経年変化





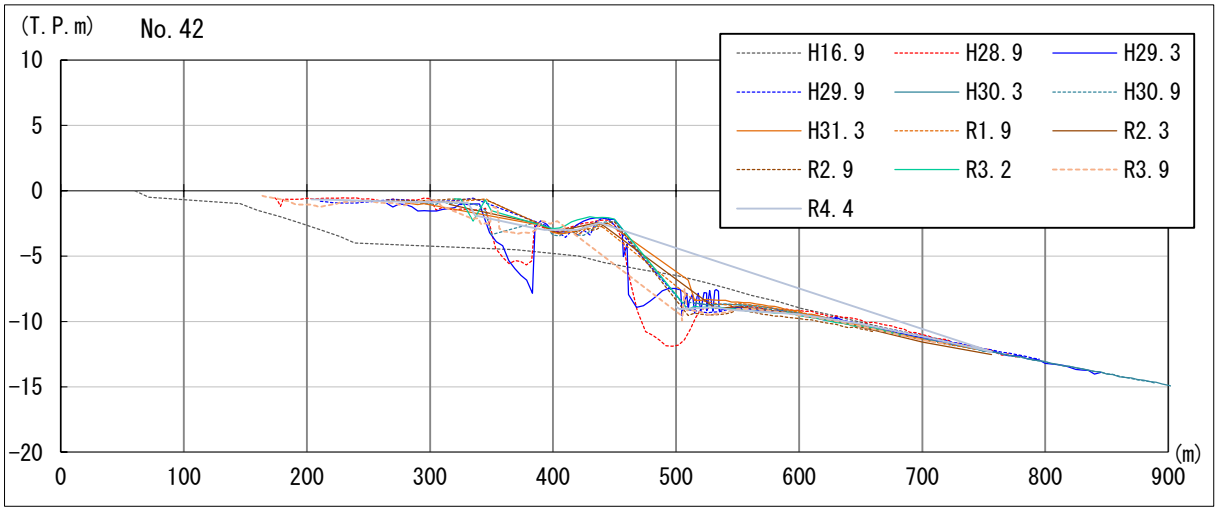


図 2.5.19 (6)　青谷海岸　沿岸横断地形の経年変化

2.5.3　汀線変化状況

(1)　汀線変化・浜幅変化

「鳥取沿岸土砂管理連絡調整会議（東部地区）」において、測量成果をもとに近年の汀線変化、浜幅変化が整理されている。その特性・傾向及び根拠となる汀線変化量図を以下に抜粋する。

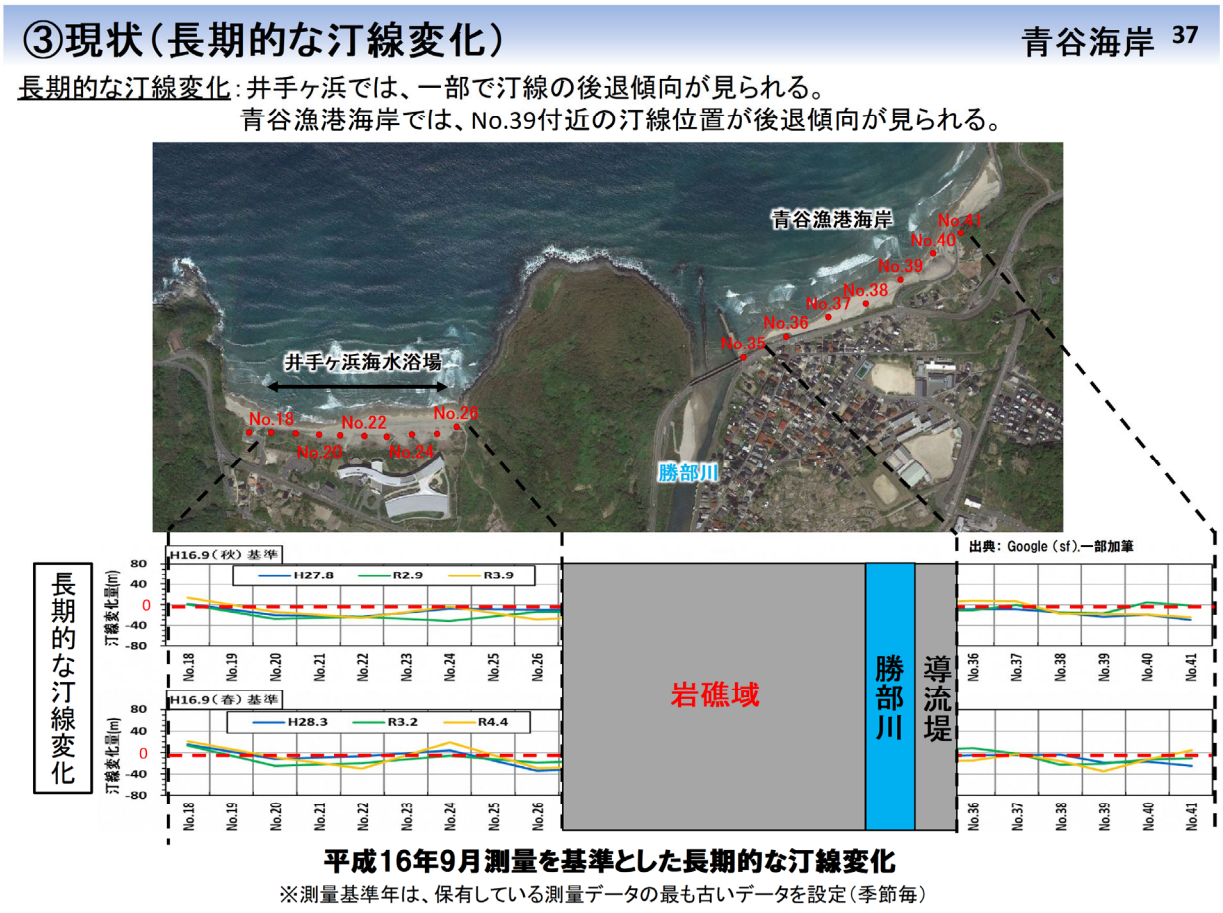


図 2.5.20　青谷海岸の長期的な汀線変化

出典：令和 4 年度 鳥取沿岸土砂管理連絡調整会議（東部地区）資料

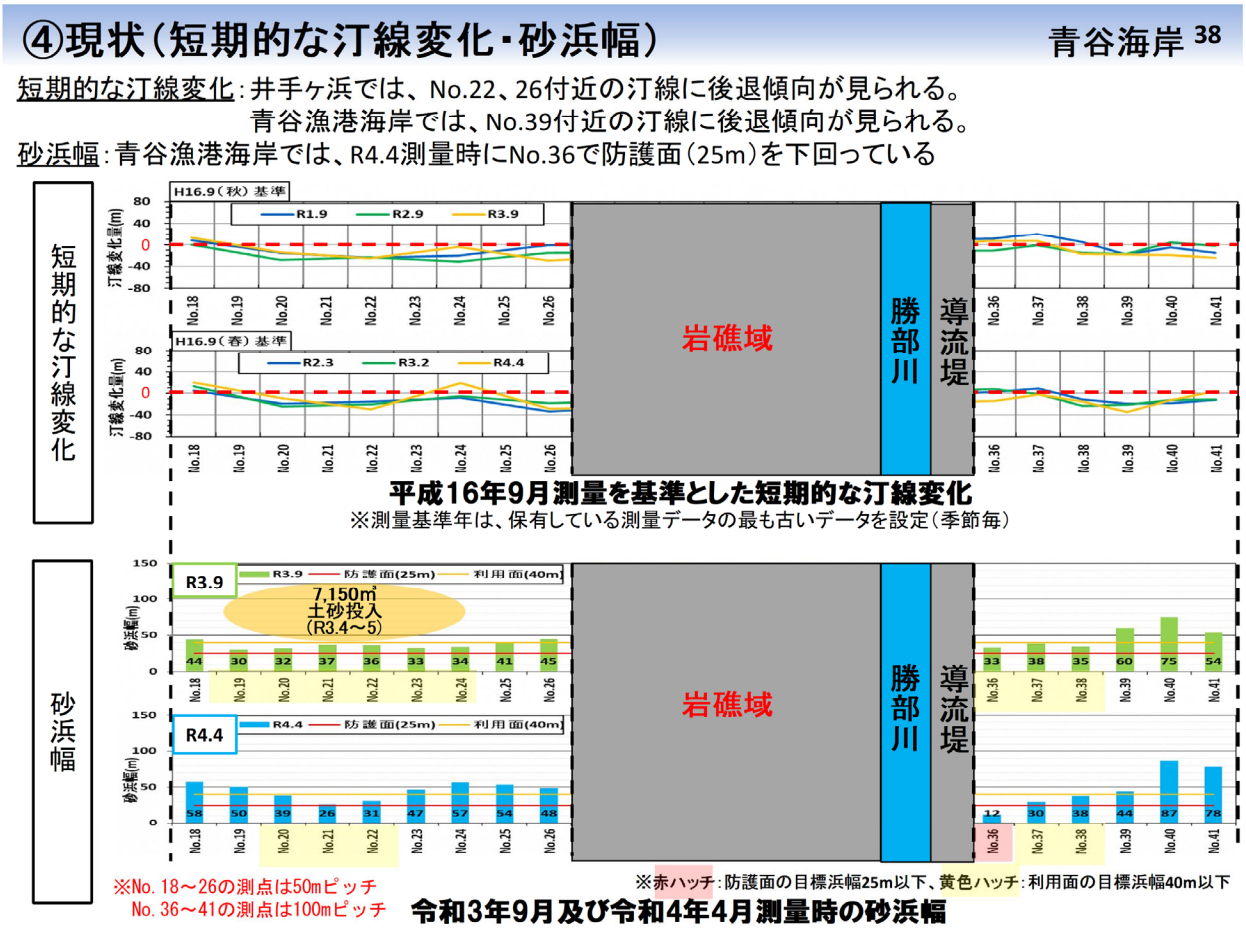


図 2.5.21　青谷海岸の短期的な汀線変化・砂浜幅

出典：令和 4 年度 鳥取沿岸土砂管理連絡調整会議（東部地区）資料

(2) 青谷海岸の課題と対応方針

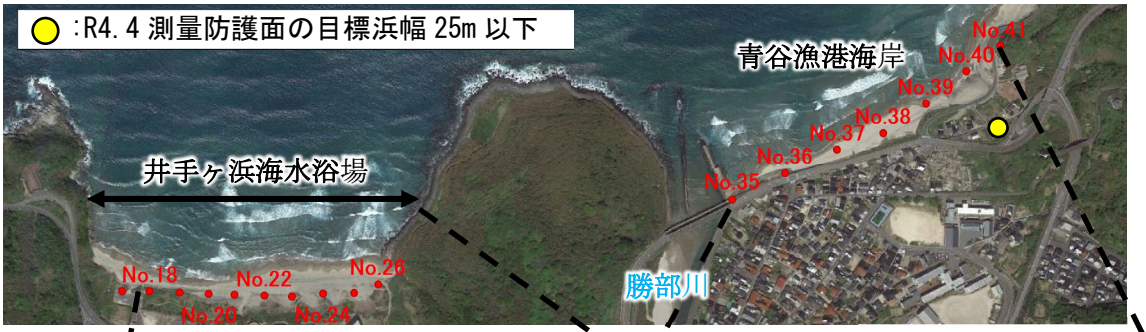
沿岸域に関しては、以下の課題と対応方針が示されている。

【対応方針（案）】

○夏泊漁港と長和瀬漁港から井手ヶ浜へのサンドリサイクルを継続して実施する。

○青谷漁港海岸で一部汀線の後退傾向とあわせて、防護面の目標浜幅を下回っていることから、夏泊漁港と勝部川河口からの浚渫による養浜を検討する。

※勝部川河口砂州は海岸からの土砂で形成されていることから、河口閉塞に注意が必要。



出典：Google（sf）.一部加筆

	井手ヶ浜海水浴場	青谷漁港海岸
施設整備履歴	－	－
対策実施状況	土砂投入	－
利用状況	海水浴場	利用なし
長期的な地形変化（H16～R4）	一部汀線後退傾向	一部汀線後退傾向
短期的な地形変化（H31～R4）	一部汀線後退傾向	一部汀線後退傾向
砂浜幅(R4.4)	防護面の目標浜幅（25m）を確保 測線No.20~No.22 で利用面の目標浜幅（40m）を下回っている	測線No.36で防護面の目標浜幅（25m）を下回っている
問題点・課題	夏期の利用面の砂浜幅確保	防護面の砂浜幅確保
今後の対応方針	ポケットビーチでは土砂供給が見込めないため、汀線を安定または前進させるためには、現状と同様の位置に継続的な土砂投入を行い、モニタリングをする必要がある。	一部汀線の後退傾向とあわせ、防護面の浜幅を下回っている箇所があるため、継続的なモニタリングと土砂投入を行い、汀線を回復させる必要がある。

図 2.5.22　青谷海岸の土砂管理の課題と対応方針

出典：令和 4 年度 鳥取沿岸土砂管理連絡調整会議（東部地区）資料

2.6　内水特性の整理

2.6.1　地形特性

当該地区の地盤高の分布図を図 2.6.1 に、詳細地盤高図を図 2.6.2。図 2.6.3 に示す。

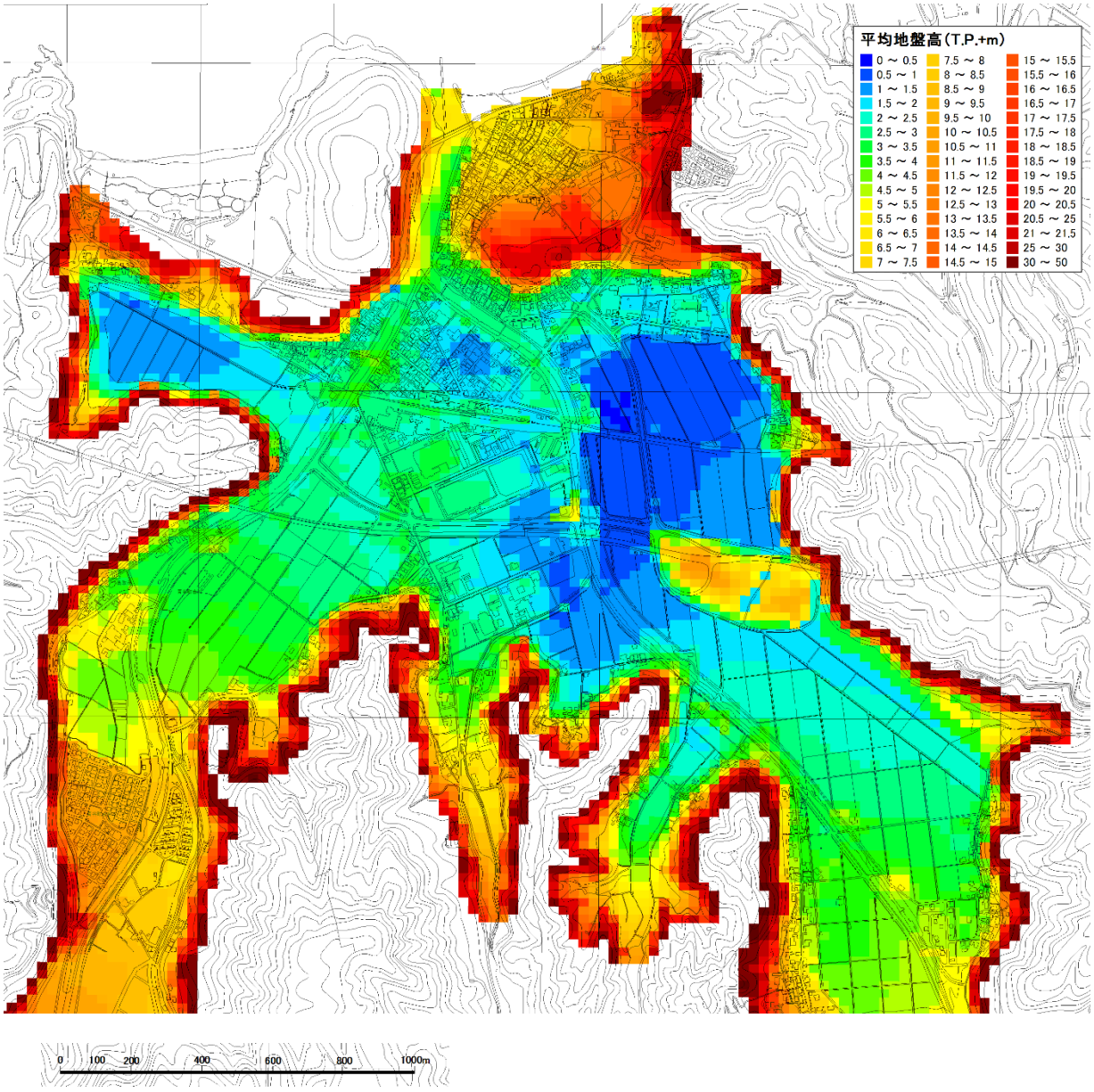


図 2.6.1　平均地盤高図（25m メッシュ）

出典：「勝部川外 洪水浸水想定区域図検討業務委託」平成 30 年 3 月 (株)ニュージェック

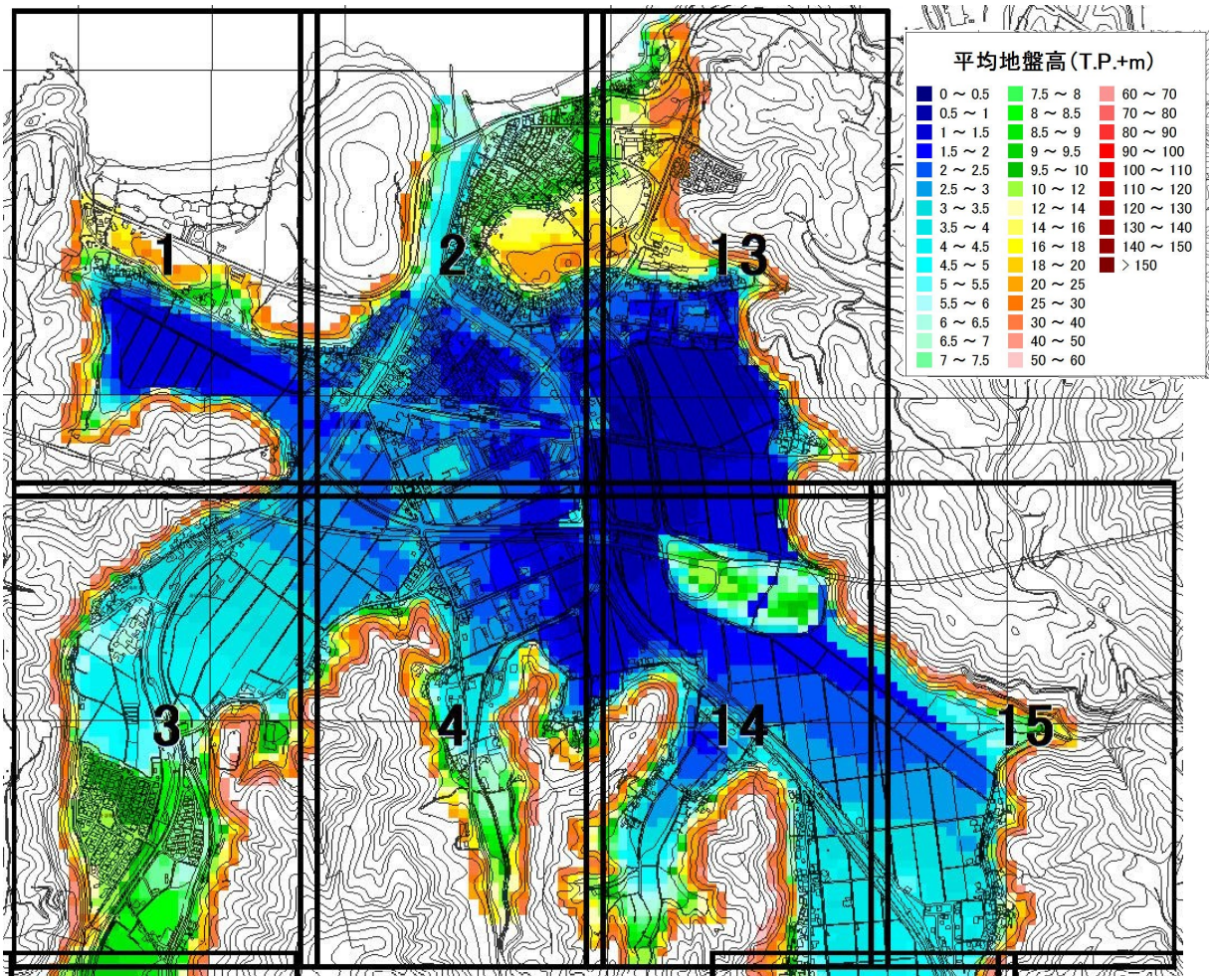
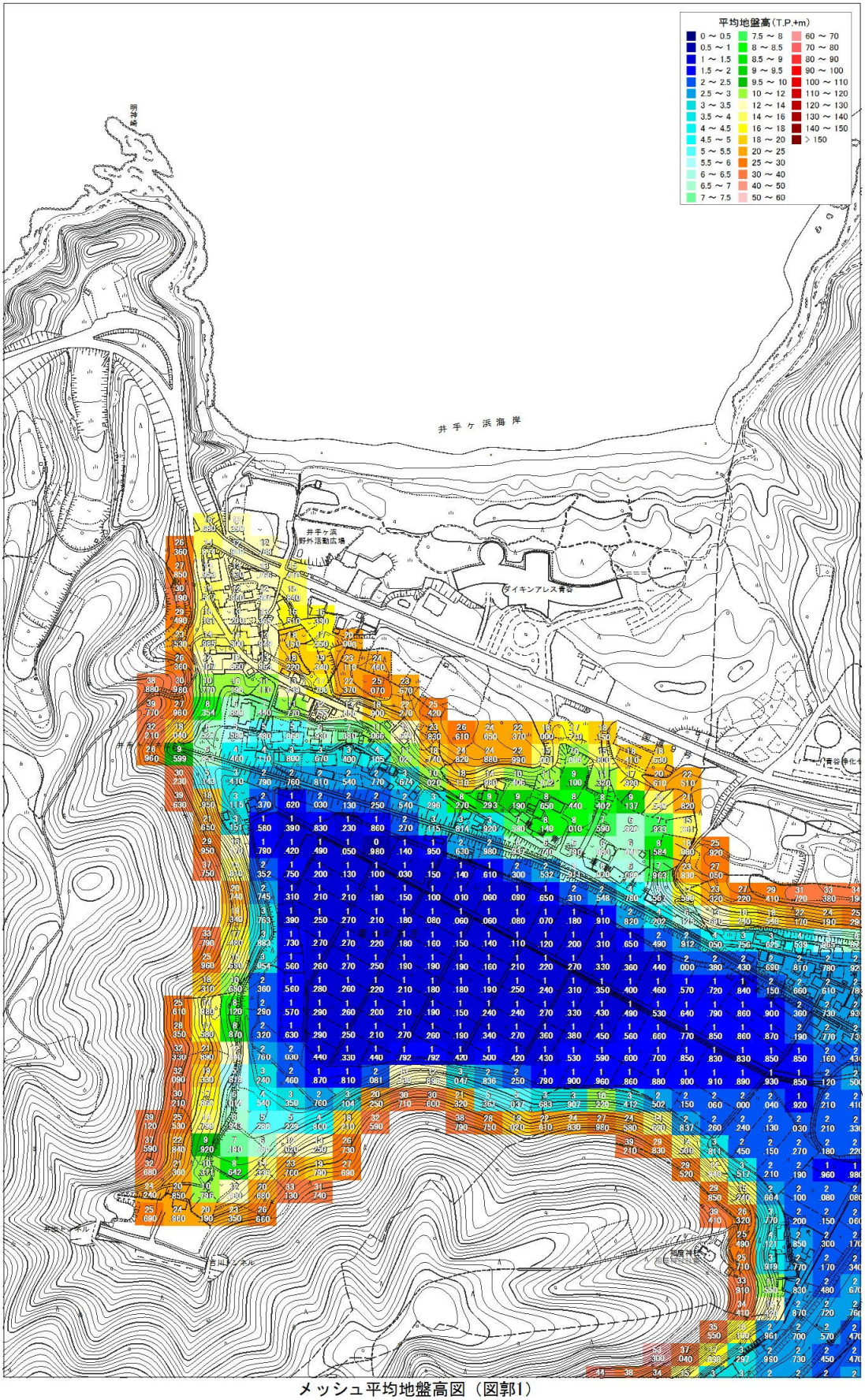


図 2.6.2　メッシュ平均地盤高図の図郭割（25m メッシュ）

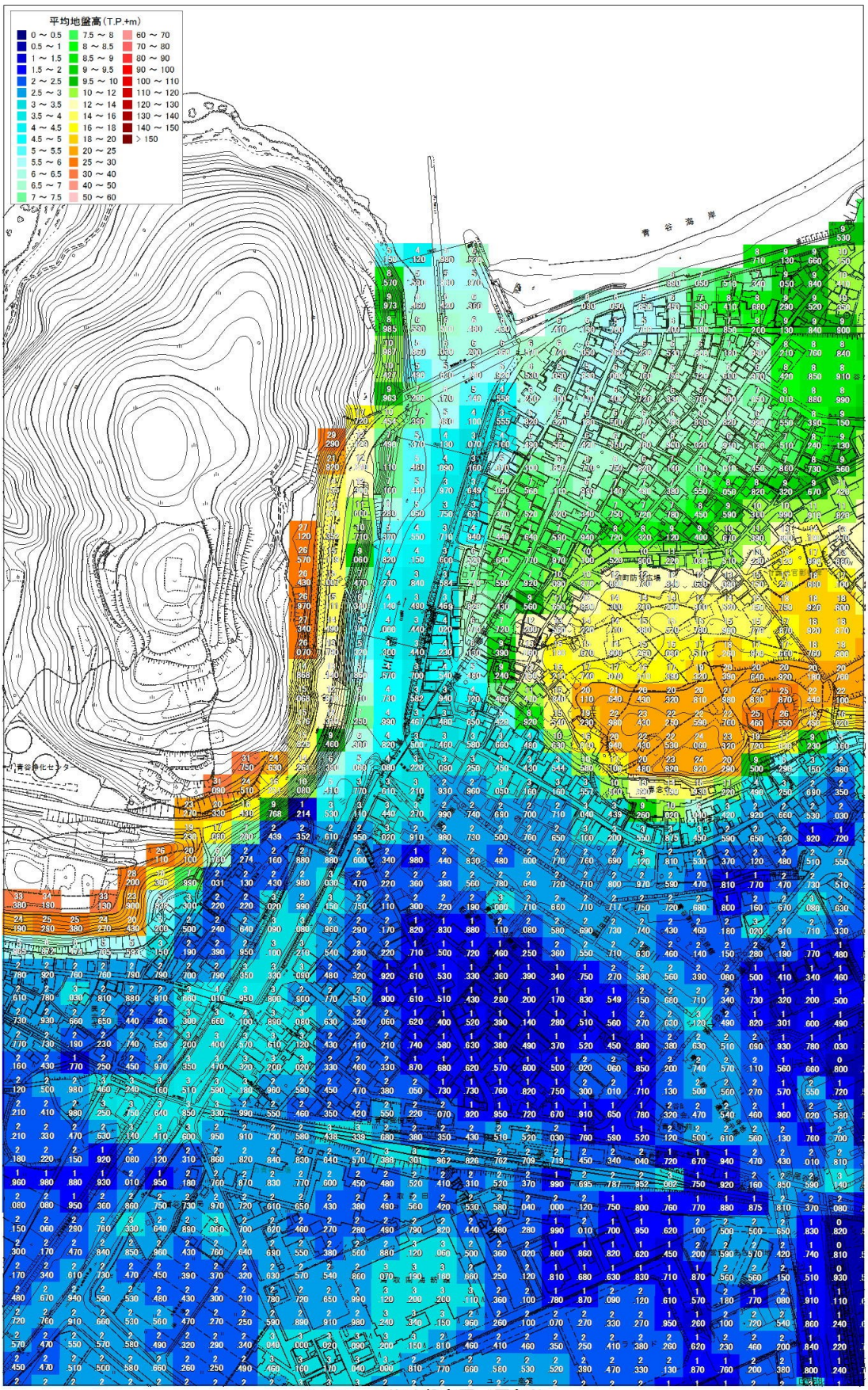
出典：「勝部川外 洪水浸水想定区域図検討業務委託」平成 30 年 3 月 (株)ニュージェック



メッシュ平均地盤高図（図郭1）

巻5-2

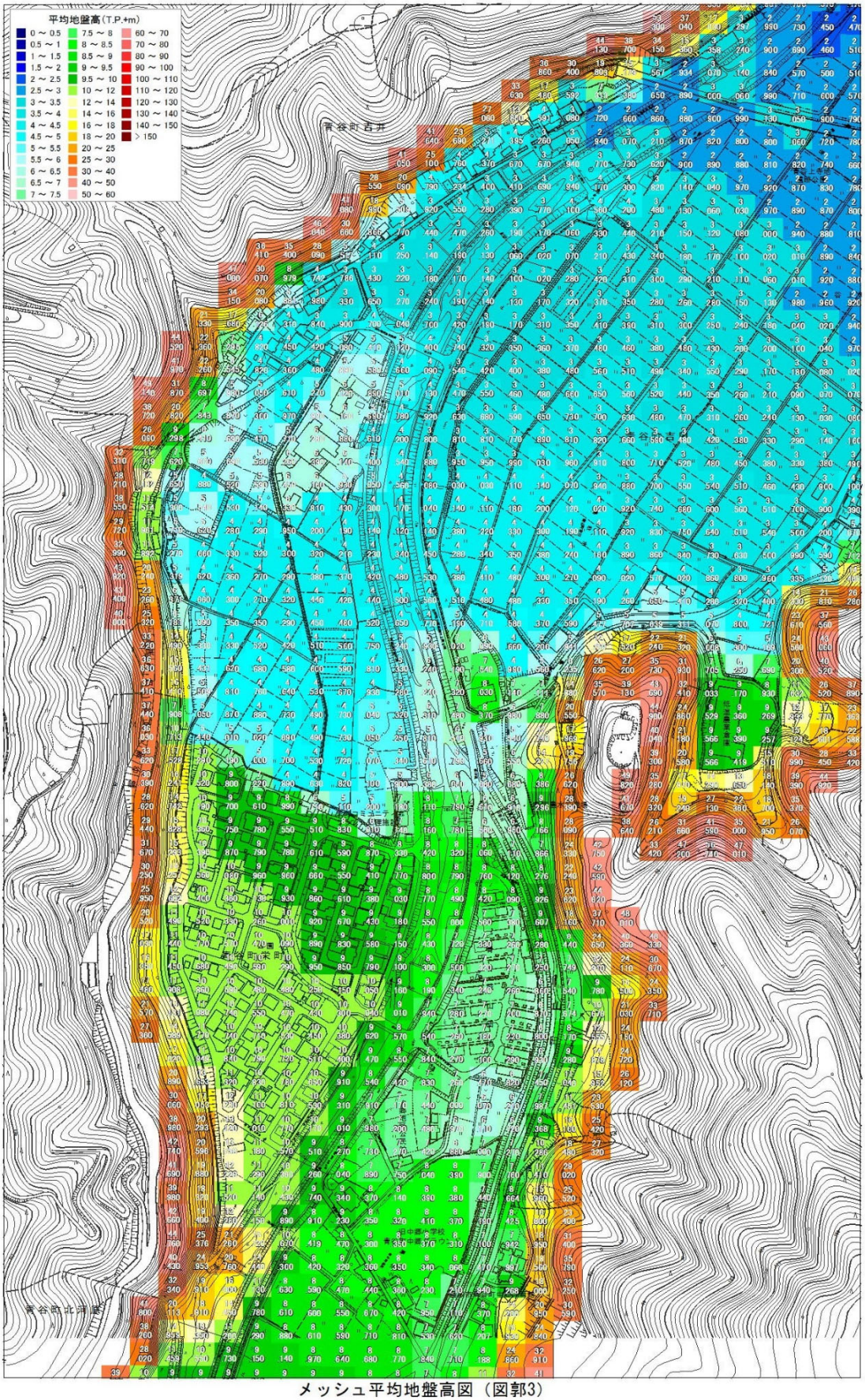
図 2.6.3(1)　メッシュ平均地盤高図（25m メッシュ）

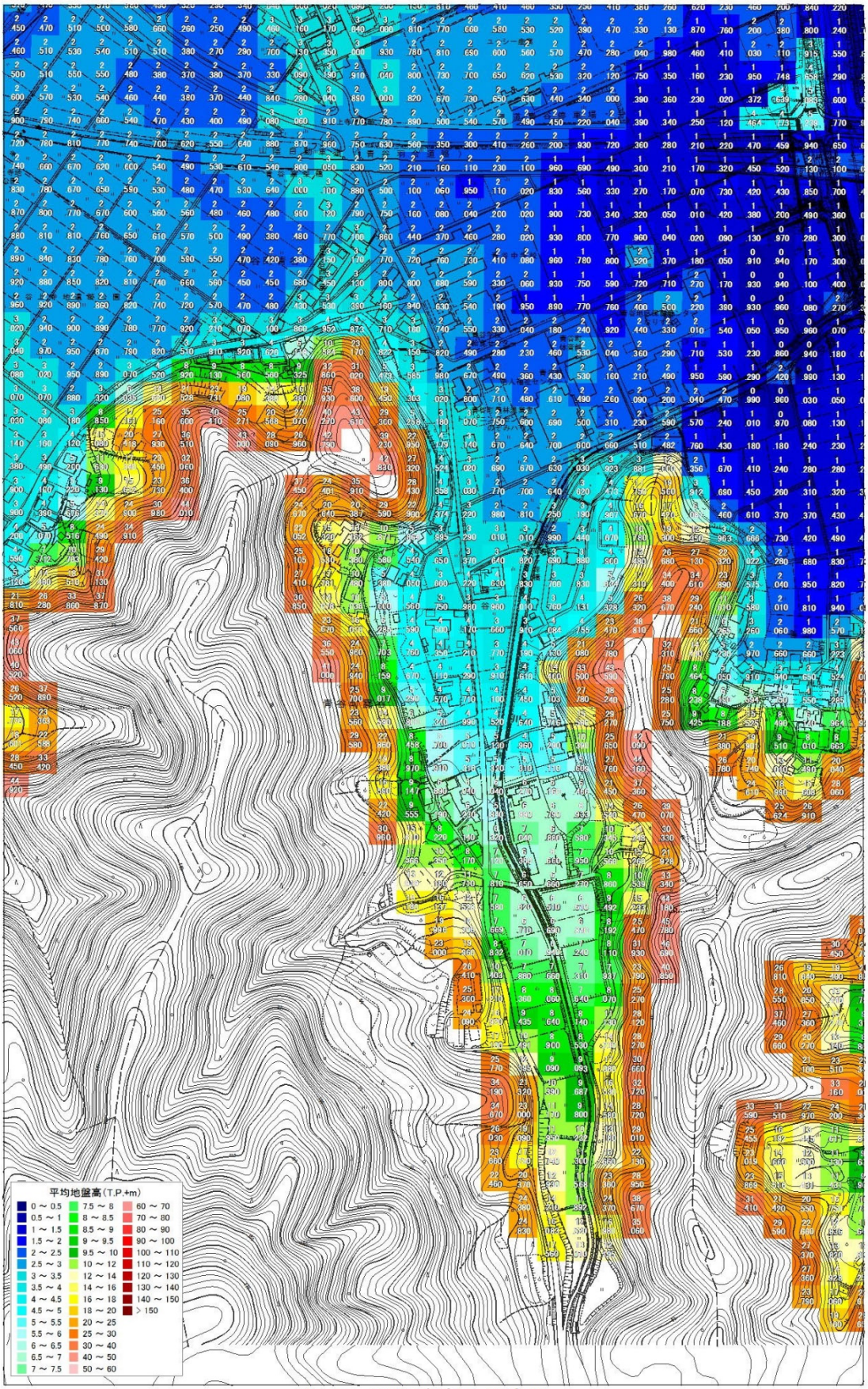


メッシュ平均地盤高図（図郭2）

巻5-3

図 2.6.3(2)　メッシュ平均地盤高図（25m メッシュ）

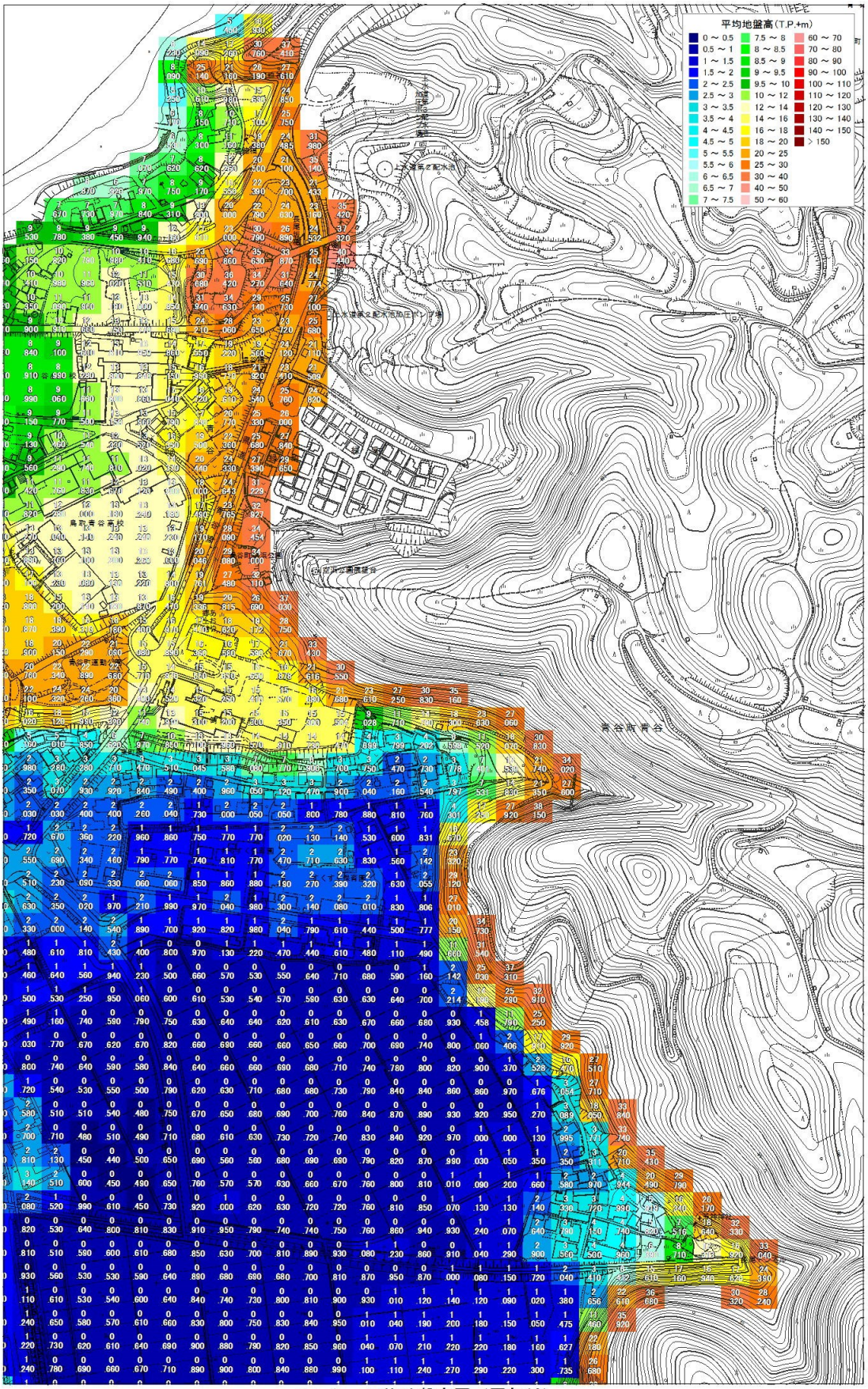

平均地盤高(T.P.+m)
0 ～ 0.5
0.5 ～ 1
1 ～ 1.5
1.5 ～ 2
2 ～ 2.5
2.5 ～ 3
3 ～ 3.5
3.5 ～ 4
4 ～ 4.5
4.5 ～ 5
5 ～ 5.5
5.5 ～ 6
6 ～ 6.5
6.5 ～ 7
7 ～ 7.5
7.5 ～ 8
8 ～ 8.5
8.5 ～ 9
9 ～ 9.5
9.5 ～ 10
10 ～ 12
12 ～ 14
14 ～ 16
16 ～ 18
18 ～ 20
20 ～ 25
25 ～ 30
30 ～ 40
40 ～ 50
50 ～ 60
60 ～ 70
70 ～ 80
80 ～ 90
90 ～ 100
100 ～ 110
110 ～ 120
120 ～ 130
130 ～ 140
140 ～ 150
> 150
青谷町吉井
青谷町北浦
青谷町青谷
青谷町中組
青谷町木地
青谷町青谷
青谷町青谷
青谷町青谷



メッシュ平均地盤高図（図郭4）

巻5-5

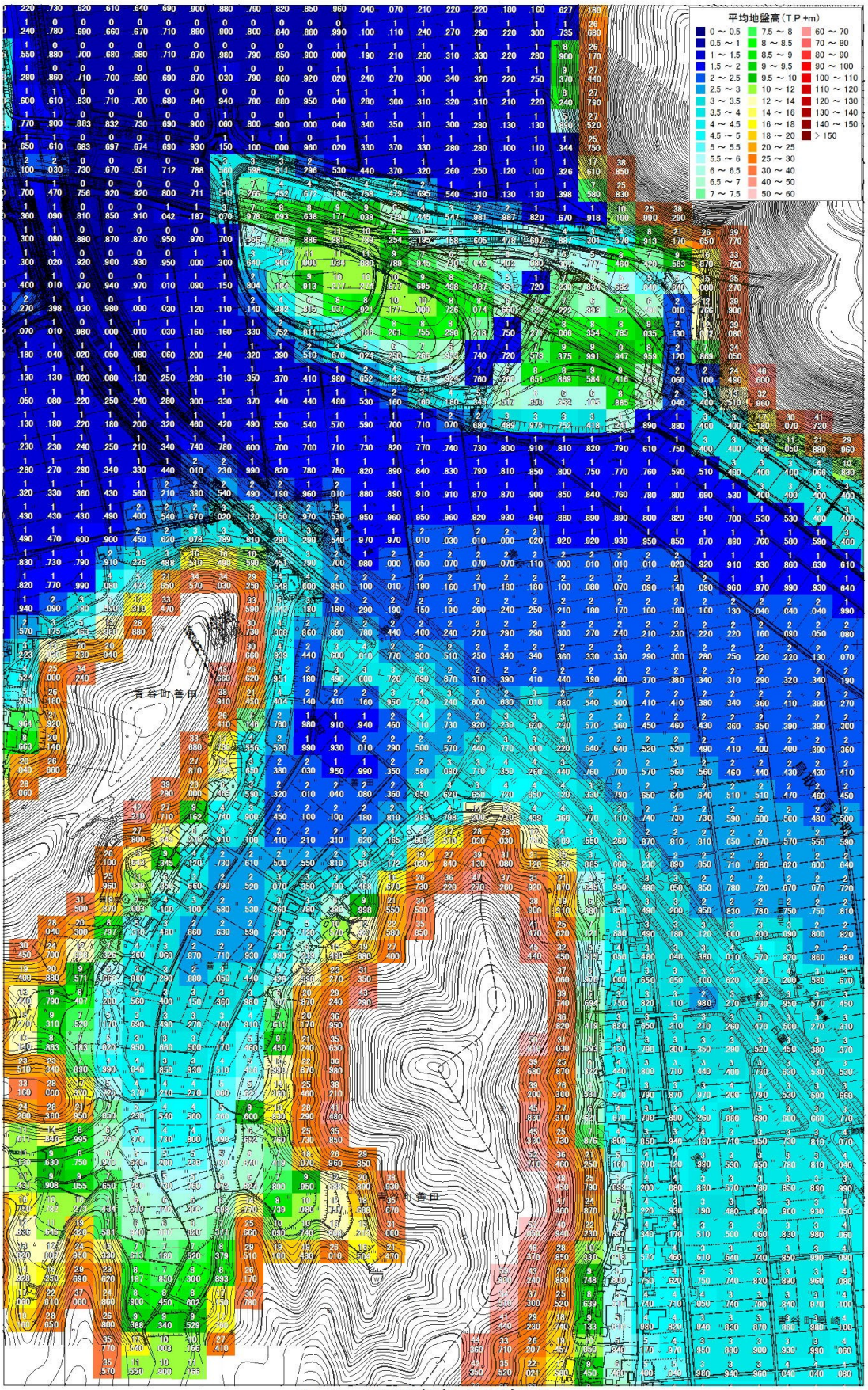
図 2.6.3(4)　メッシュ平均地盤高図（25m メッシュ）



メッシュ平均地盤高図（図郭13）

巻5-14

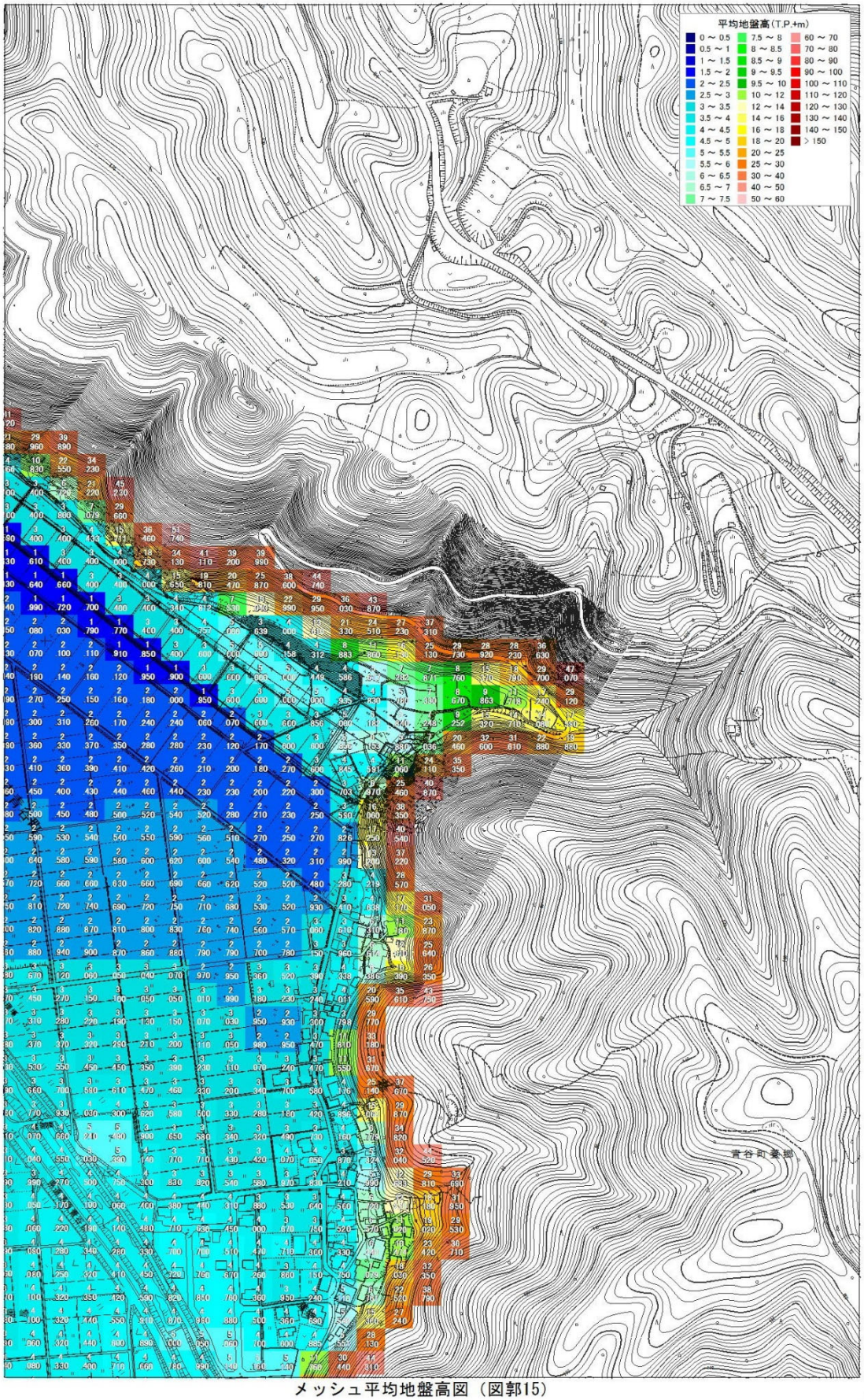
図 2.6.3(5)　メッシュ平均地盤高図（25m メッシュ）



メッシュ平均地盤高図（図郭14）

巻5-15

図 2.6.3(6)　メッシュ平均地盤高図（25m メッシュ）



メッシュ平均地盤高図（図郭15）

巻5-16

図 2.6.3(7)　メッシュ平均地盤高図（25m メッシュ）

2.6.2　過去の内水浸水実績

本地区における過去の浸水実績は図 3-6 に示すとおりである。

本地区では、床下浸水（湛水深 50cm 以下）及び床上浸水（湛水深 50cm 以上）が地盤高の低い箇所で発生している状況である。また、内水における浸水だけでなく日置川の洪水における浸水も発生しており、内水・洪水浸水が発生しやすい地区であることがいえる。

図 3-6 に過年度成果より整理した内水浸水実績位置図を示す。

また、次頁より「令和 3 年 7 月 7 日～8 日」での浸水実績（写真）を添付する。

【浸水実績】

・平成 16 年 10 月 20 日（台風 28 号）
・平成 30 年 9 月 30 日（台風 24 号）
・令和 3 年 7 月 7 日～8 日（豪雨）

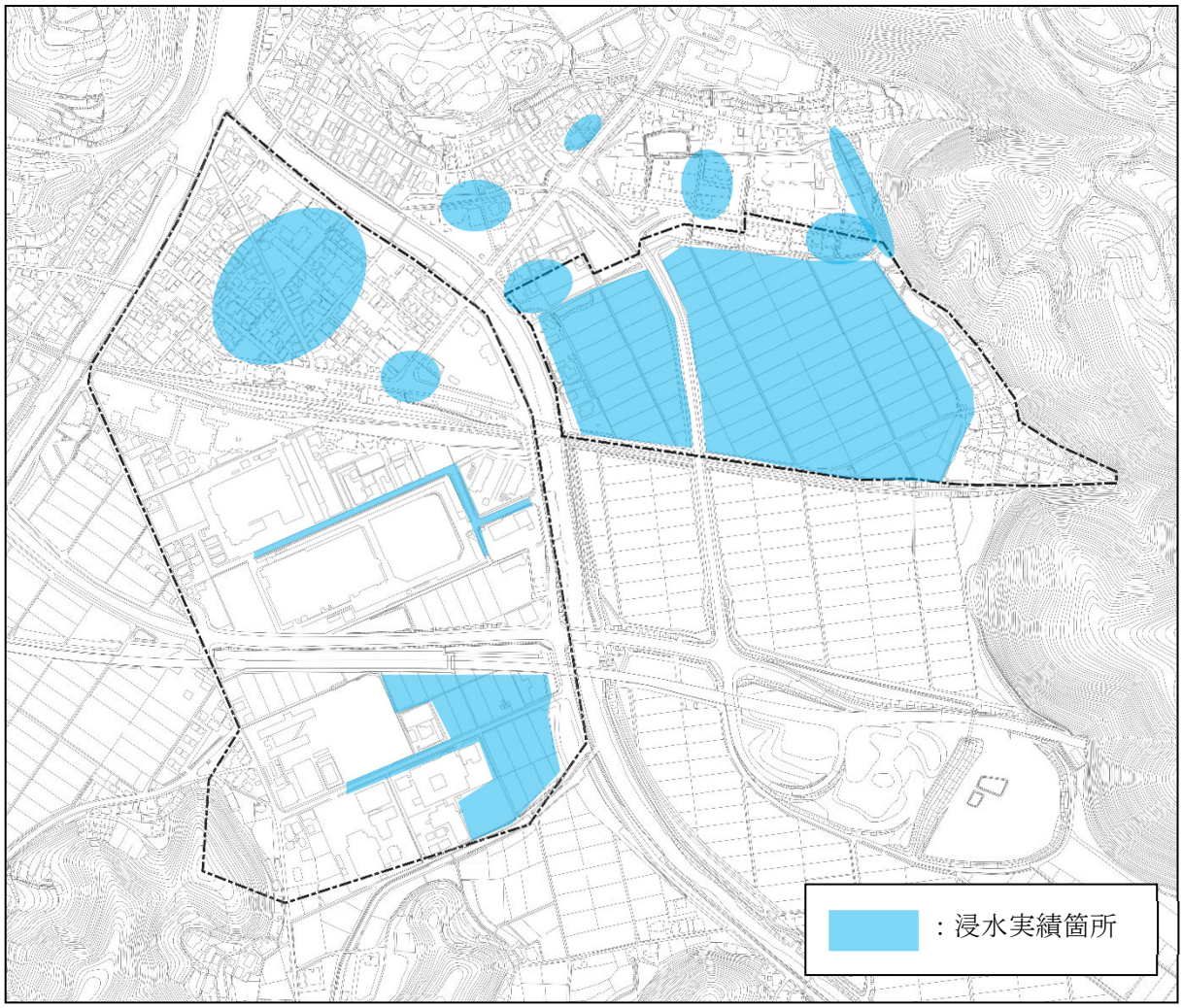


図 2.6.4　勝部川水系浸水実績位置図

出典：令和 3 年度　青谷地区ほか 2 地区内水浸水想定区域図作成業務【青谷地区編】令和 4 年 3 月
鳥取市 都市整備部 都市環境課　(株)荒谷建設コンサルタント

2.6.3　排水施設の現状

(1)　内水流域

内水流域の排水区域の分割図を図 2.6.4 に示す。

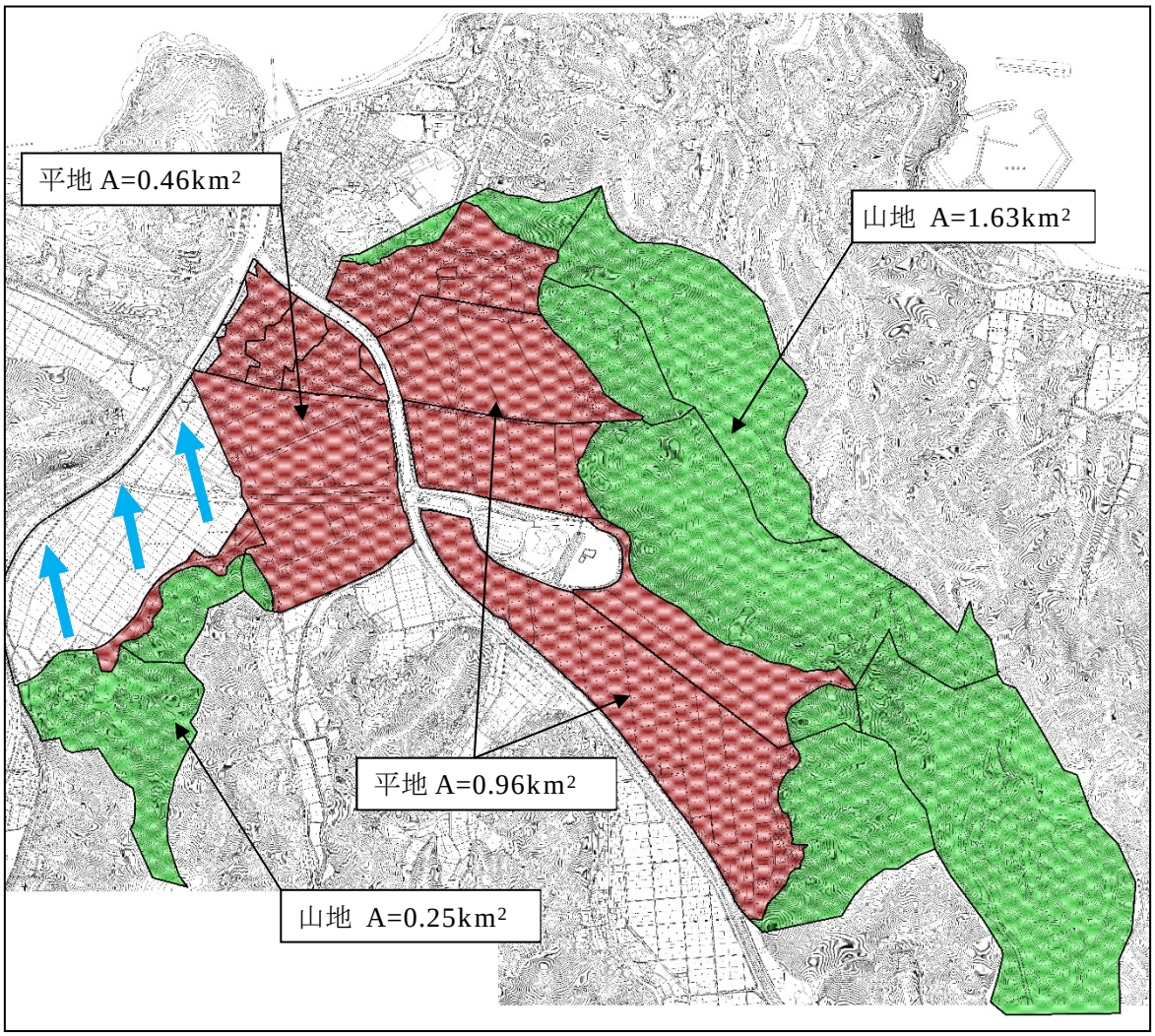
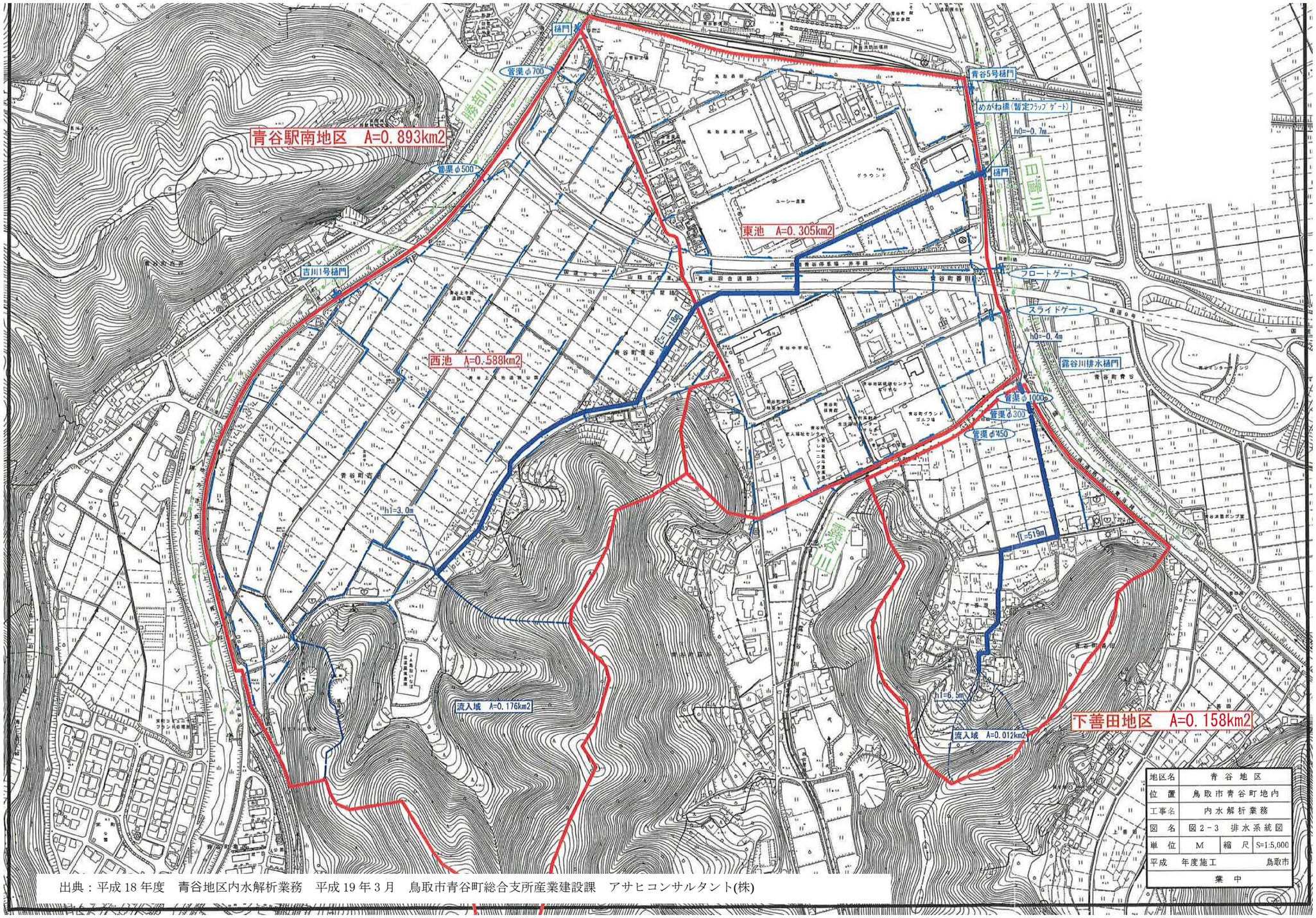


図 2.6.5　勝部川水系内水地区　流域図

出典：令和 3 年度　青谷地区ほか 2 地区内水浸水想定区域図作成業務【青谷地区編】令和 4 年 3 月
鳥取市 都市整備部 都市環境課　(株)荒谷建設コンサルタント

(2)　排水系統

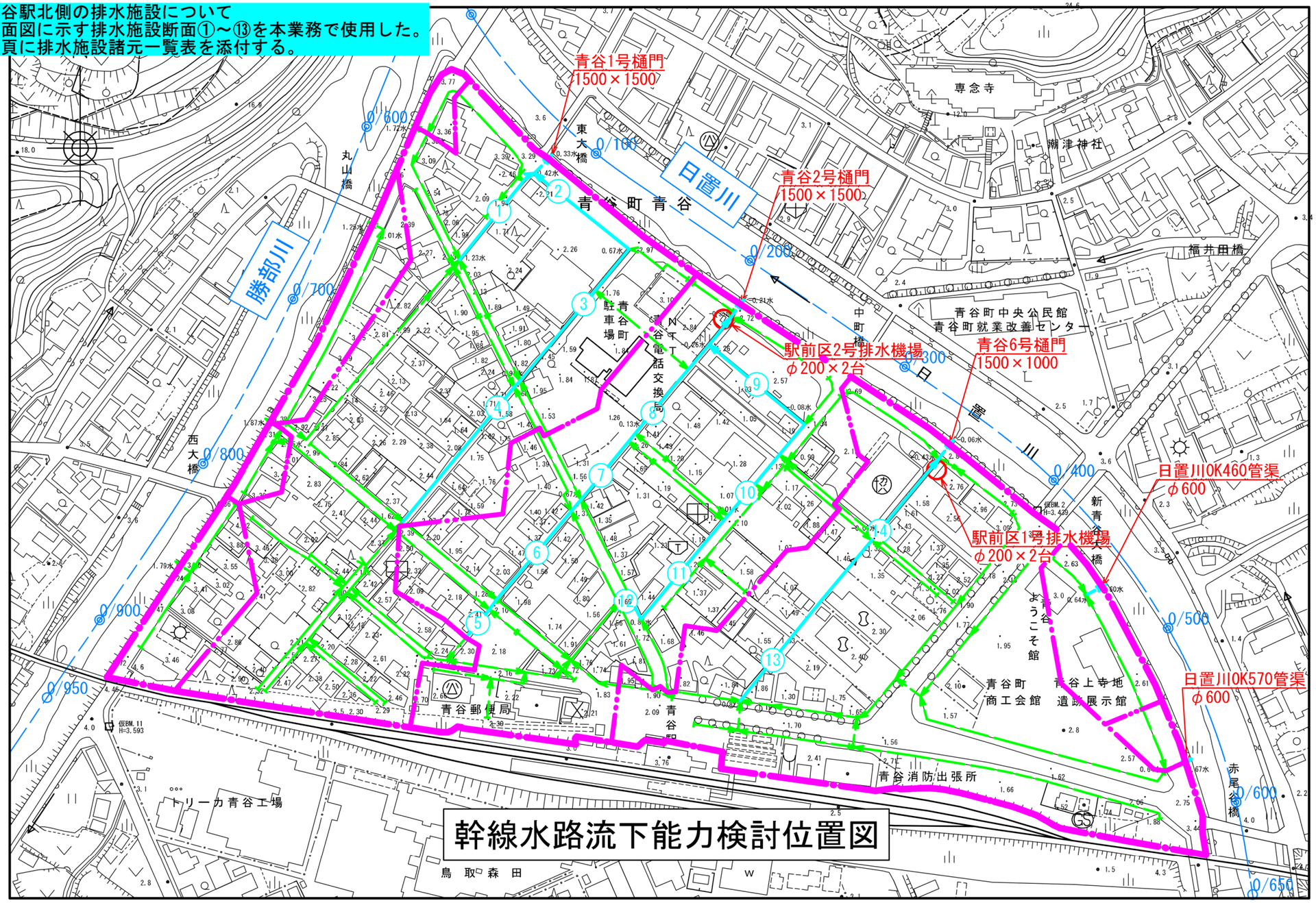
各地区の排水系統図を図 2.6.5、図 2.6.6、図 2.6.7 に示す。



出典：平成 18 年度　青谷地区内水解析業務　平成 19 年 3 月　鳥取市青谷町総合支所産業建設課　アサヒコンサルタント(株)

図 2.6.6(1)　勝部川水系内水地区　平面図（青谷駅南地区）

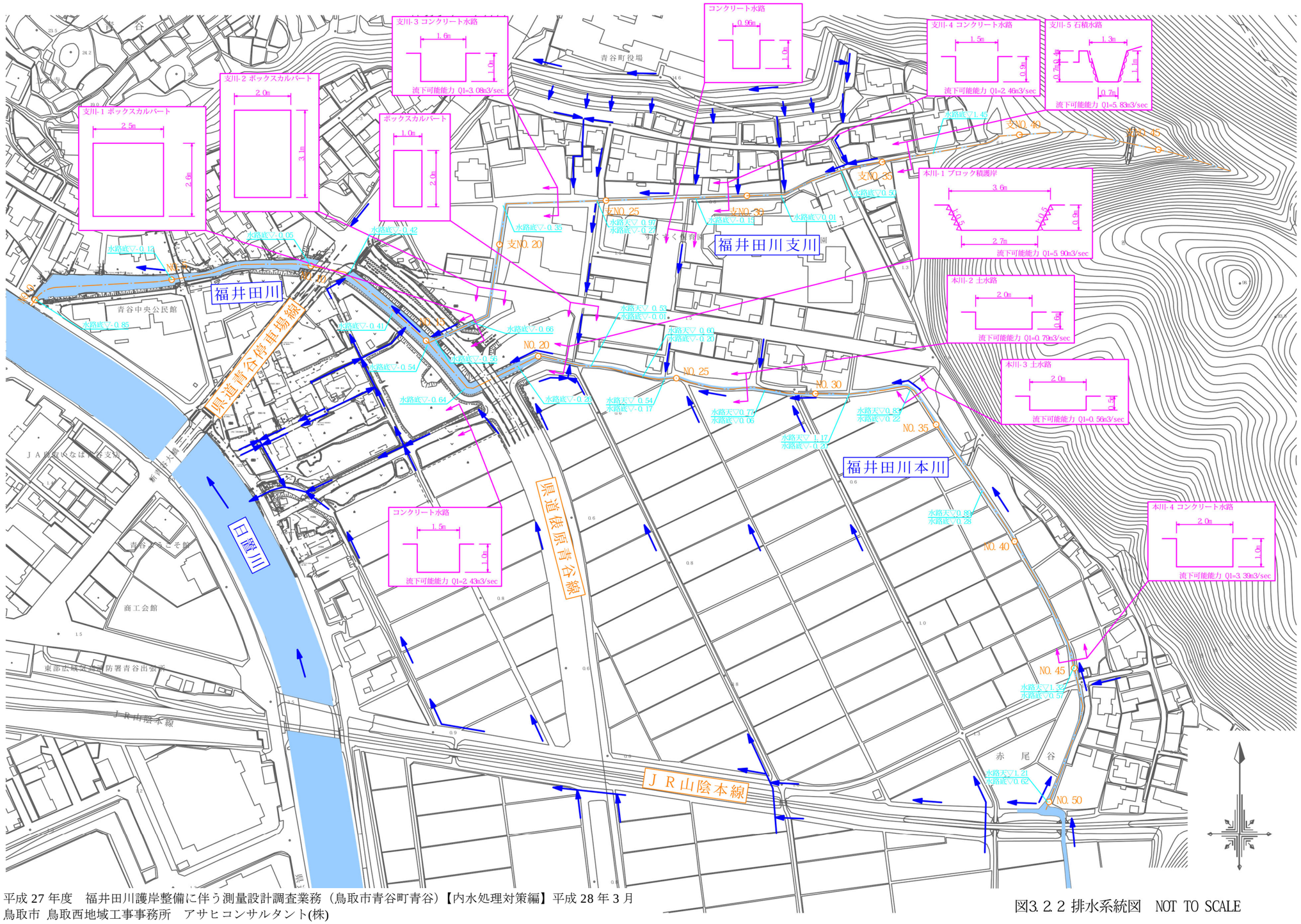
青谷駅北側の排水施設について
平面図に示す排水施設断面①～⑬を本業務で使用した。
次頁に排水施設諸元一覧表を添付する。



出典：令和３年度　青谷地区ほか２地区内水浸水想定区域図作成業務【青谷地区編】令和４年３月
鳥取市 都市整備部 都市環境課　(株)荒谷建設コンサルタント

出典　過年度資料　平成21年度　青谷地区内水解析業務

図 2.6.6(2)　勝部川水系内水地区　平面図（青谷駅前地区（勝部川～日置川～JR 下流））



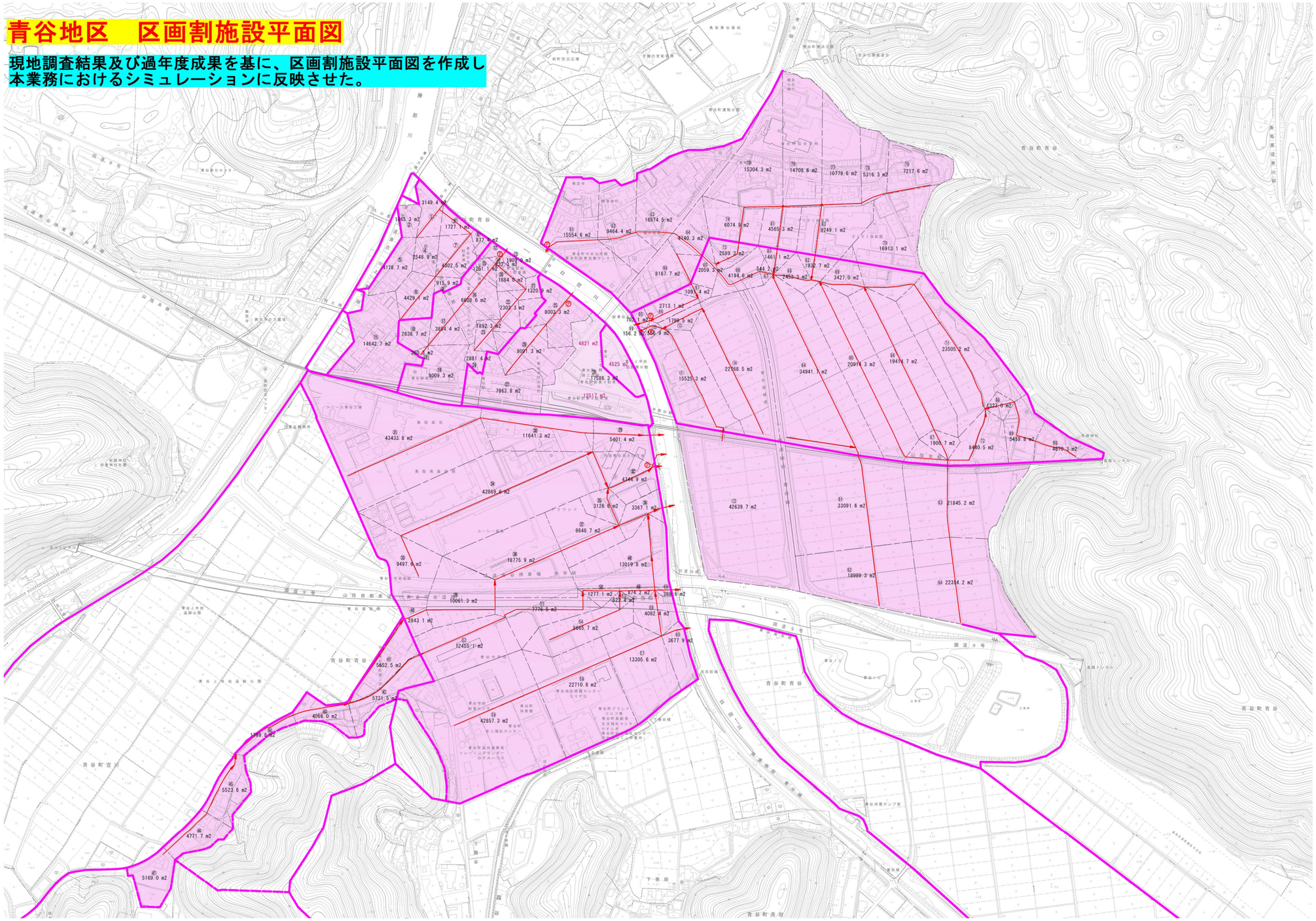
出典：平成 27 年度　福井田川護岸整備に伴う測量設計調査業務（鳥取市青谷町青谷）【内水処理対策編】平成 28 年 3 月
鳥取市 鳥取西地域工事事務所　アサヒコンサルタント(株)

図3.2.2 排水系統図　NOT TO SCALE

図 2.6.6(3)　勝部川水系内水地区　平面図（日置川右岸・福井田川地区）

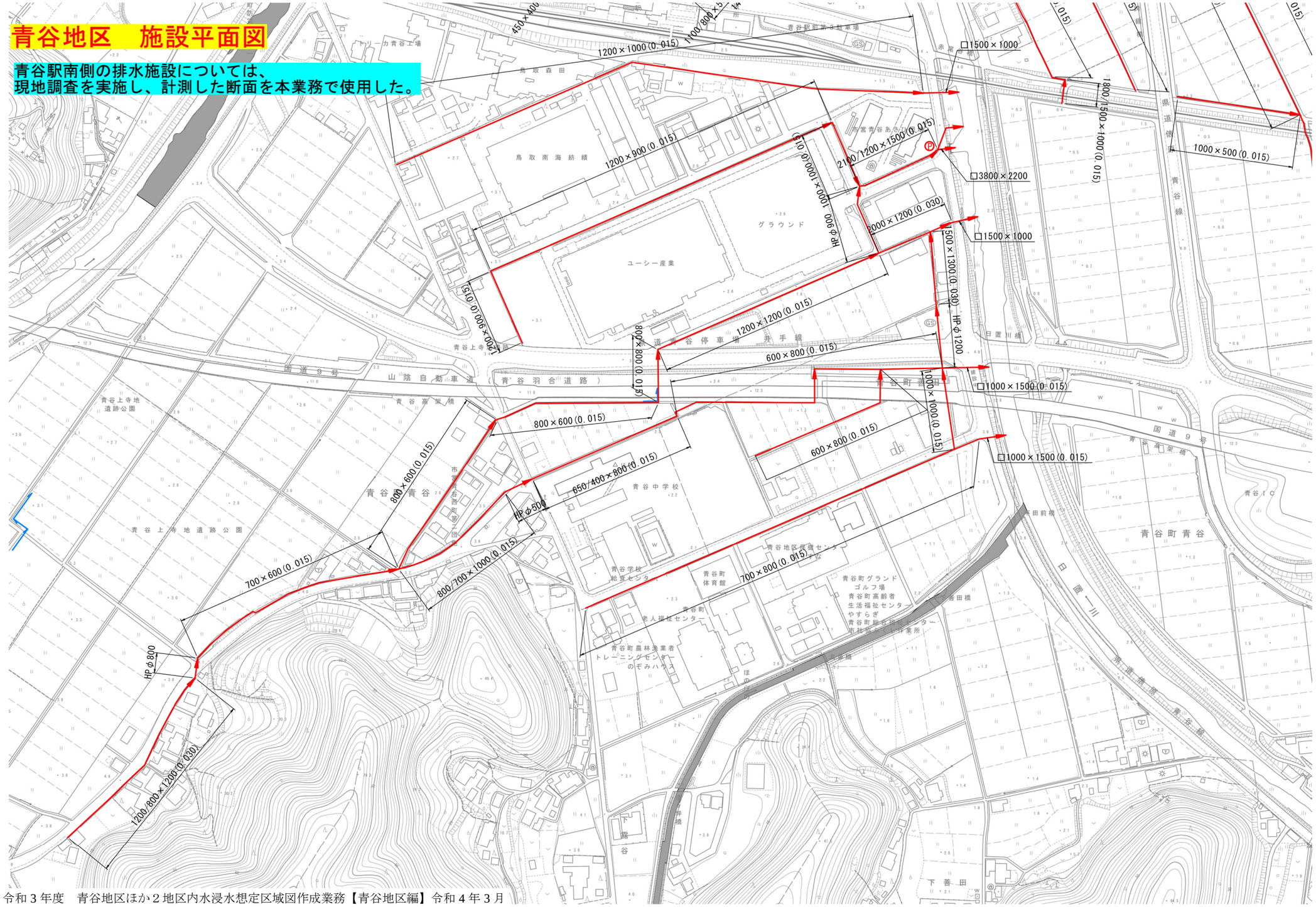
青谷地区　区画割施設平面図

現地調査結果及び過年度成果を基に、区画割施設平面図を作成し本業務におけるシミュレーションに反映させた。


青谷町青谷
青谷町青谷
青谷町青谷

青谷地区　施設平面図

青谷駅南側の排水施設については、
現地調査を実施し、計測した断面を本業務で使用した。



出典：令和３年度　青谷地区ほか２地区内水浸水想定区域図作成業務【青谷地区編】令和４年３月
　　鳥取市 都市整備部 都市環境課　(株)荒谷建設コンサルタント

現場調査より施設断面を計測

図 2.6.8(2)　勝部川水系内水地区　排水系統図　※駅南地区拡大図

(3)　排水樋門・排水機場

排水樋門及び排水機場の現状を以下に示す。青谷 2・3・4・6 号樋門、めがね橋に附属して排水機場（ポンプ場）が設置されている。加えて山陰道の排水対策として、善田排水樋門と附属の排水機場が整備されている。

当該地区には、図 3-3 に示す通り、各所に排水機場が整備されている。現状樋門及びポンプの操作については、地元住民が担っており、大雨の際に外水位の状況を考慮して稼働している状況である。

なお、地域住民への聞き取り調査により操作要領は下記のとおりである。

【ポンプ・樋門操作】

外水位と内水位の関係により、樋門の開閉を実施。目安として、河川水位が H=1.70ｍ～1.80ｍに達すると開閉の判断を行う。

外水位　＞　内水位　⇒　樋門閉める，ポンプ起動
外水位　＜　内水位　⇒　樋門開ける，ポンプ停止

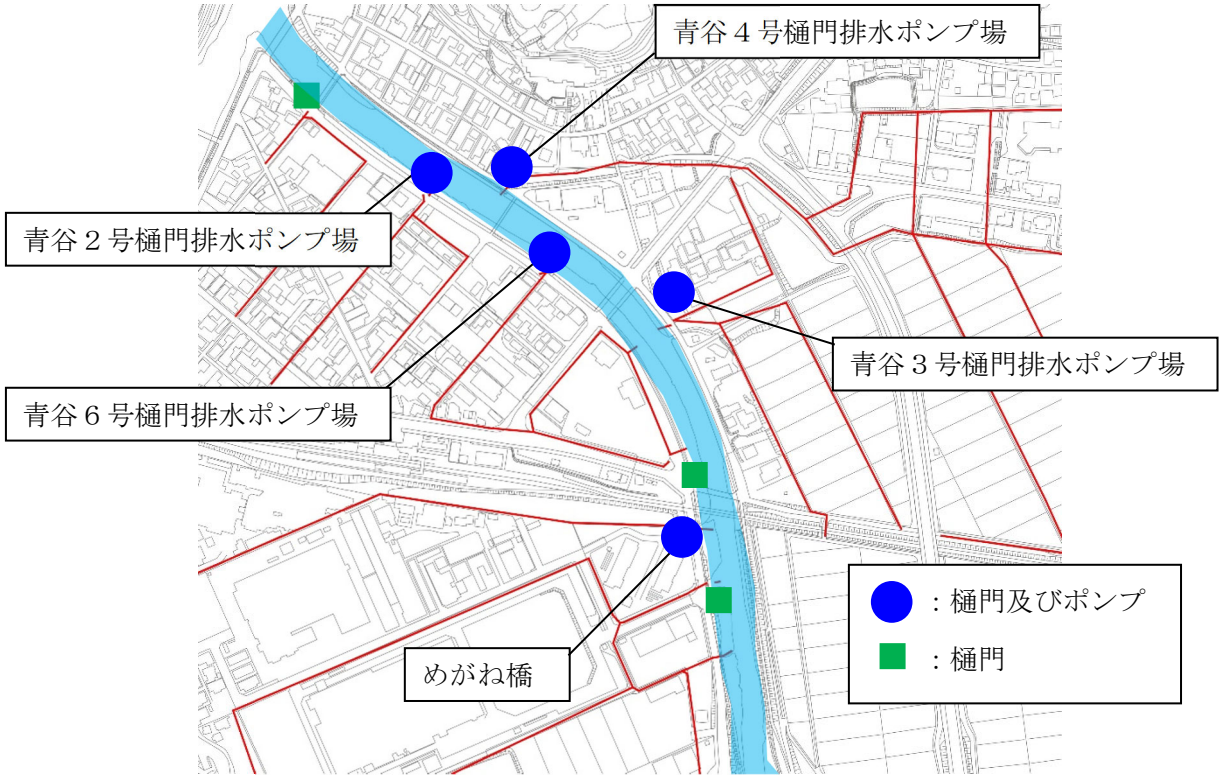


図 2.6.9(図 3-3)　樋門及びポンプ場位置図

表 2.6.1(表 3-1)　樋門及びポンプ一覧表

樋門名称	樋門寸法	ポンプ口径（mm）及び台数	吐出能力（m3/min）	
青谷2号樋門	□1500×1500	φ200×3台	12.0	各 0.2m³/s
青谷6号樋門	□1500×1000	φ200×3台	12.0	
青谷3号樋門	□4000×2100	φ200×3台	12.0	
青谷4号樋門	□2000×1500	φ200×3台	12.0	
めがね橋	□1200×1900	φ200×3台	24.0	0.4m³/s

出典：令和 3 年度　青谷地区ほか 2 地区内水浸水想定区域図作成業務【青谷地区編】令和 4 年 3 月
鳥取市 都市整備部 都市環境課　(株)荒谷建設コンサルタント

2.3.4 善田排水樋門



善田排水樋門は、青谷 IC 建設により湛水域が減少し湛水位が上昇するため、湛水位を建設前と同じとすることを目的として、内水排除および IC 流域排水を直接日置川に放流するために国土交通省が設置したものである。※1)

善田排水樋門の堤内側には、容量 4,000m3 の調整池が設置されている。

なお、この樋門は、B1.50m×H1.50m の 2 門となっている。そのうちの 1 門は IC 自然排水を直接放流するためで調整池には直接接続していなが、豪雨時には調整池の排水も放流できるように 3.0m3/min ×2 台の排水ポンプが設置されている。

もう 1 門は、常時の路面排水を直接放流し、豪雨時には調整池からの排水を放流している。

※1) 「青谷設計業務 第Ⅴ編：内水処理検討編」（H14.3,国土交通省,三井共同コンサルタント株式会社）P.5-11

※2) 「青谷設計業務 第Ⅲ編：導水路・調節池編」（H14.3,国土交通省,三井共同コンサルタント株式会社）P.1-1

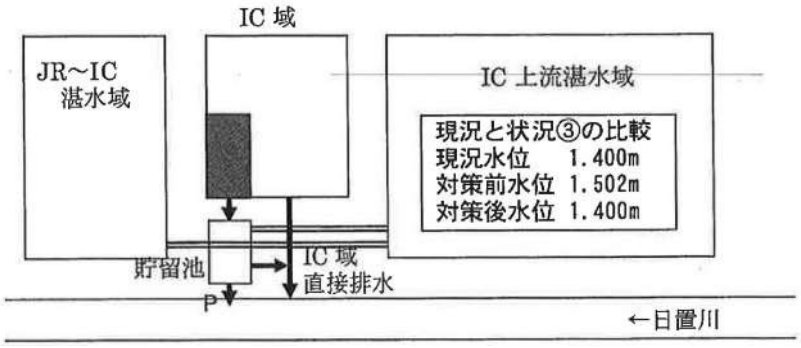


図 2.11 対策による内水位への効果※1)

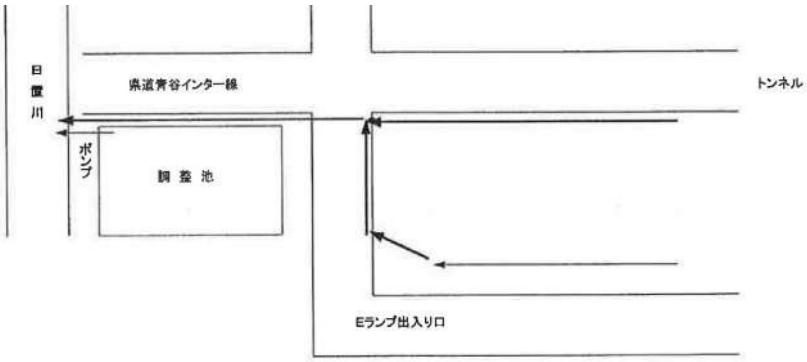


図 2.12 導流路系統図（IC 自然流域）※2)

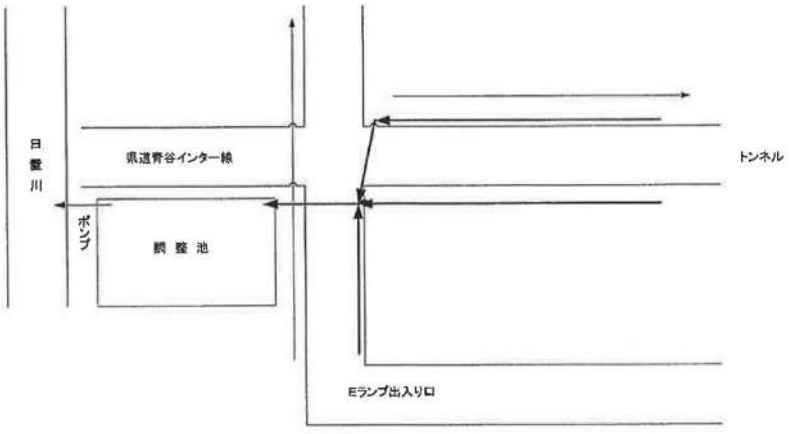
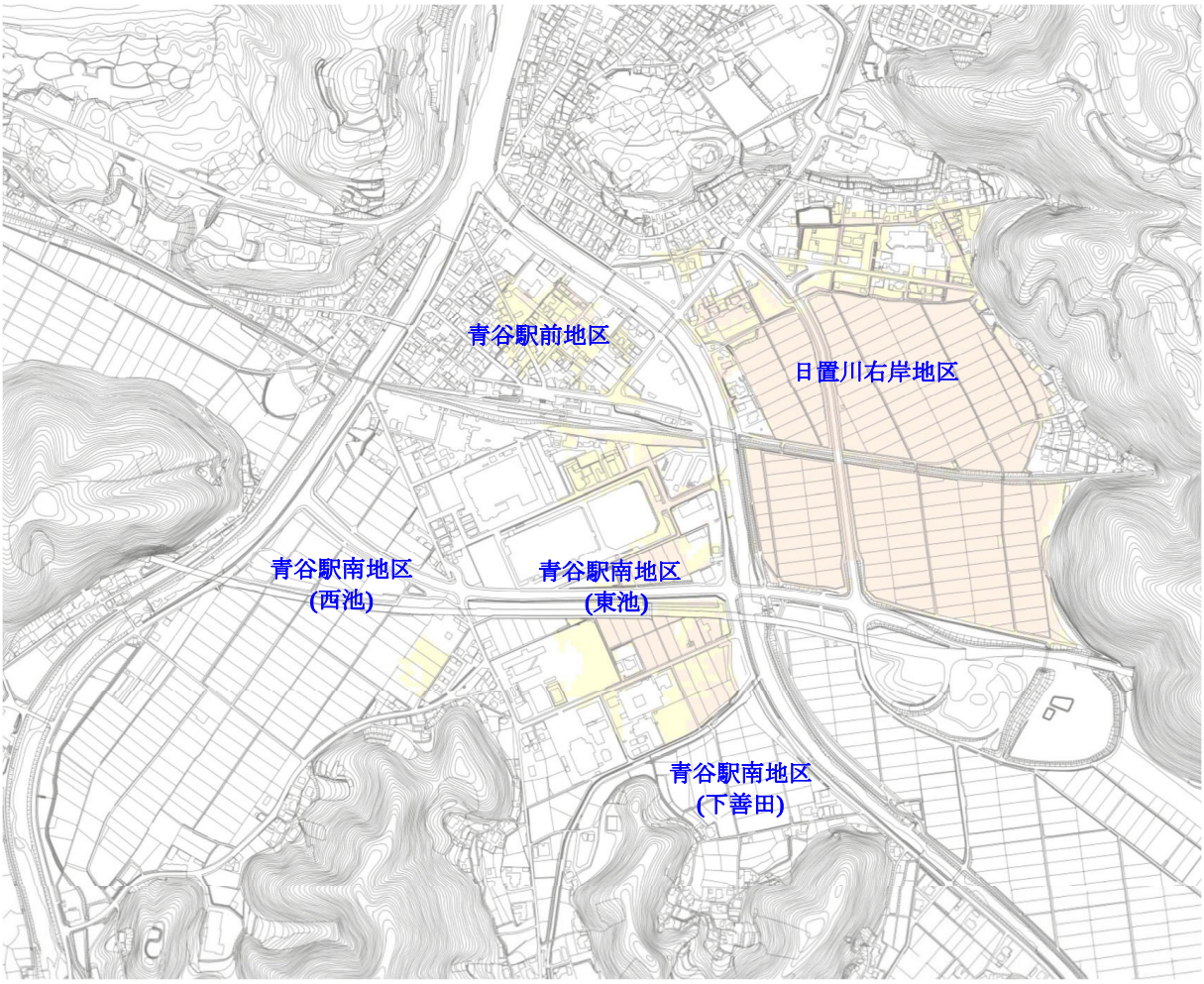


図 2.13 導流路系統図（路面排水）※2)

出典：令和 2 年度　青谷地区内水浸水対策検討業務　令和 3 年 3 月　鳥取市　アサヒコンサルタント(株)

2.6.4　内水対策の検討経緯

勝部川下流部の各地区（図 2.6.10）における内水対策の検討経緯を表 2.6.2 にまとめる。



対象降雨	：2021 年 7 月 7 日～8 日
時間雨量	：34.5mm/hr
24 時間雨量	：213.0mm/24hr

凡　例

- 0.5m未満の浸水
- 0.5m以上3.0m未満の浸水
- 3.0m以上5.0m未満の浸水
- 5.0m以上 10m未満の浸水
- 10m以上の浸水

図 2.6.10　青谷地区　浸水想定区域図（既往最大降雨）

出典：令和 3 年度　青谷地区ほか 2 地区内水浸水想定区域図作成業務【青谷地区編】令和 4 年 3 月
鳥取市 都市整備部 都市環境課　(株)荒谷建設コンサルタント

表 2.6.2　鳥取市による勝部川下流部の内水対策検討の経緯

年度	業務名	対象地域	対象降雨	想定 外水位	許容湛水位	ポンプ規模
H18	青谷地区内水解析業務	青谷駅南地区 （東池・西池・下善田地区）	H16.10 台風 23 号 S62.10 台風 19 号（10 年確率・実績降雨引伸）	本川ハイドロ （現況河道）	東池：TP+1.57m（宅地最低標高(野藤商店)＋30 cm） 西池：TP+2.55m（道路最低標高） 下善田：TP+1.86m（道路最低標高）	東池：0.8m³/s 西池・下善田：不要
H19	青谷地区内水排水対策実施設計業務（駅南左岸） ※排水機場設計					
H21	青谷地区内水解析業務	青谷駅前地区 （駅北）	H16.10 台風 23 号（10 年確率・実績降雨引伸）	本川ハイドロ （現況河道）	TP+1.23m(床下浸水(宅地最低標高+0.16m))	0.4m³/s (0.13m³/s 追加)
H27	福井田川護岸整備に伴う測量設計調査業務	福井田川流域 日置川右岸用排水路流域(日置川右岸～福井田川の間)	H11.9 台風 16 号(10 年確率程度・実績降雨) 10 年確率(中央集中型)	本川ハイドロ （現況河道）	福井田川流域(多池モデル)：湛水を許容しない 日置川右岸用排水路流域：ピークポンプのため設定せず	3 号樋門：0.2m³/s (4m³/min×3 基) 4 号樋門：0.2m³/s (4m³/min×3 基) 導水路流末： 0.28 m³/s(無湛水・ピーク流量)
H28	青谷地区(東町)内水対策に伴う測量設計業務 ※排水施設設計					
R2	青谷地区内水浸水対策検討業務	福井田川流域 日置川右岸	10 年確率 （中央集中型）	本川ハイドロ （現況河道）	宅地：湛水を許容しない TP+1.290m 農地：30 cm（24 時間以内なら 30 cm以上も許容）	44m³/min
R3	青谷地区ほか2地区 内水浸水想定区域図作成業務	青谷駅南地区 （東池） 青谷駅前地区 （駅北） 日置川右岸（赤尾谷）	既往最大：R3.7 豪雨 想定最大規模： 130mm/h(R3.7 型)	本川実績水位	設定なし （浸水想定図作成のため）	現況

(1) 青谷駅南地区（H18 年度検討）

青谷駅南地区(西池・東池・下善田)について内水解析を行い、東池のみ排水ポンプが必要であることを確認し、ポンプの必要容量を算定している。

（３）内水モデルの作成

各地区における池モデルのモデル図を図 6-5、図 6-6 に示す。

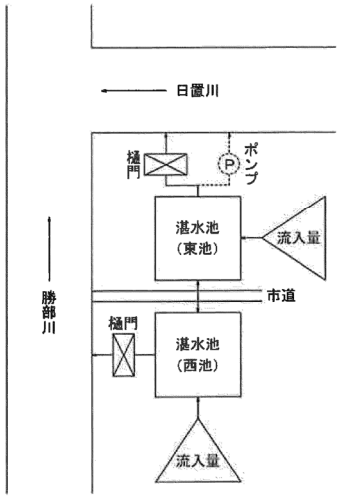


図 6-5　青谷駅南地区（2 池モデル）

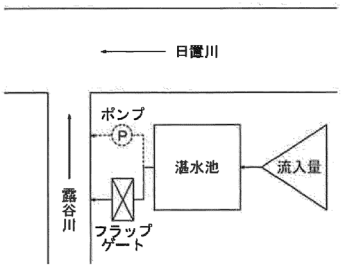


図 6-6　下善田地区（1 池モデル）

（３）施設規模の決定

①　内水排除計算ケース

検討対象内水ごとの内水排除計算ケースを下表に示す。

表 7-5　内水排除計算ケース

ケース	対象内水	流域名	ポンプの有無
1	10 年確率 (昭和 62 年 10 月 台風 19 号波形)	青谷駅南地区東池	無
2		青谷駅南地区東池	有
3		青谷駅南地区西池	無
4		下善田地区	無

②　施設規模の決定

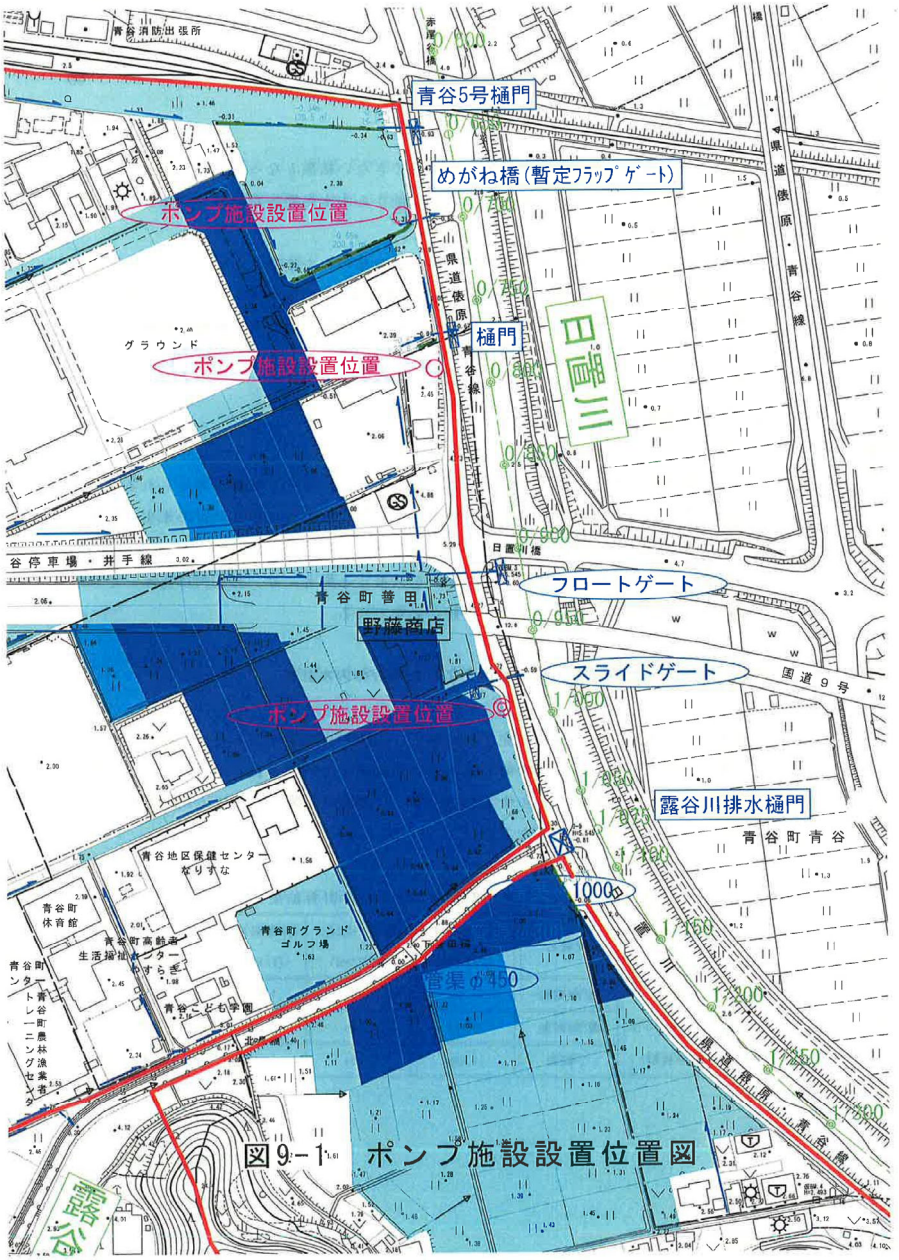
各流域ごとに内水排除計算を行った結果と、許容湛水位以下とするために必要なポンプ規模を示したのが表 7-6 である。

したがって**許容湛水位は T.P.+1.57m**とし、**ポンプ規模は 0.8m³/s と決定**した。

表 7-6　施設規模の決定

計画対象内水	流域名	最高外水位 (T.P.+m)	最高内水位 (T.P.+m)	許容湛水位 (T.P.+m)	ポンプ規模 (m³/s)	施設規模決定
10 年確率 (昭和 62 年 10 月 台風 19 号波形)	駅南東池	2.74	1.85	1.57	要	
	駅南西池	2.15	2.00	2.55	不要	
	下善田	2.89	1.51	1.86	不要	
	駅南東池	2.74	1.24(P 有)	1.27	1.6m³/s	
	駅南東池	2.74	1.56(P 有)	1.57	0.8m³/s	○

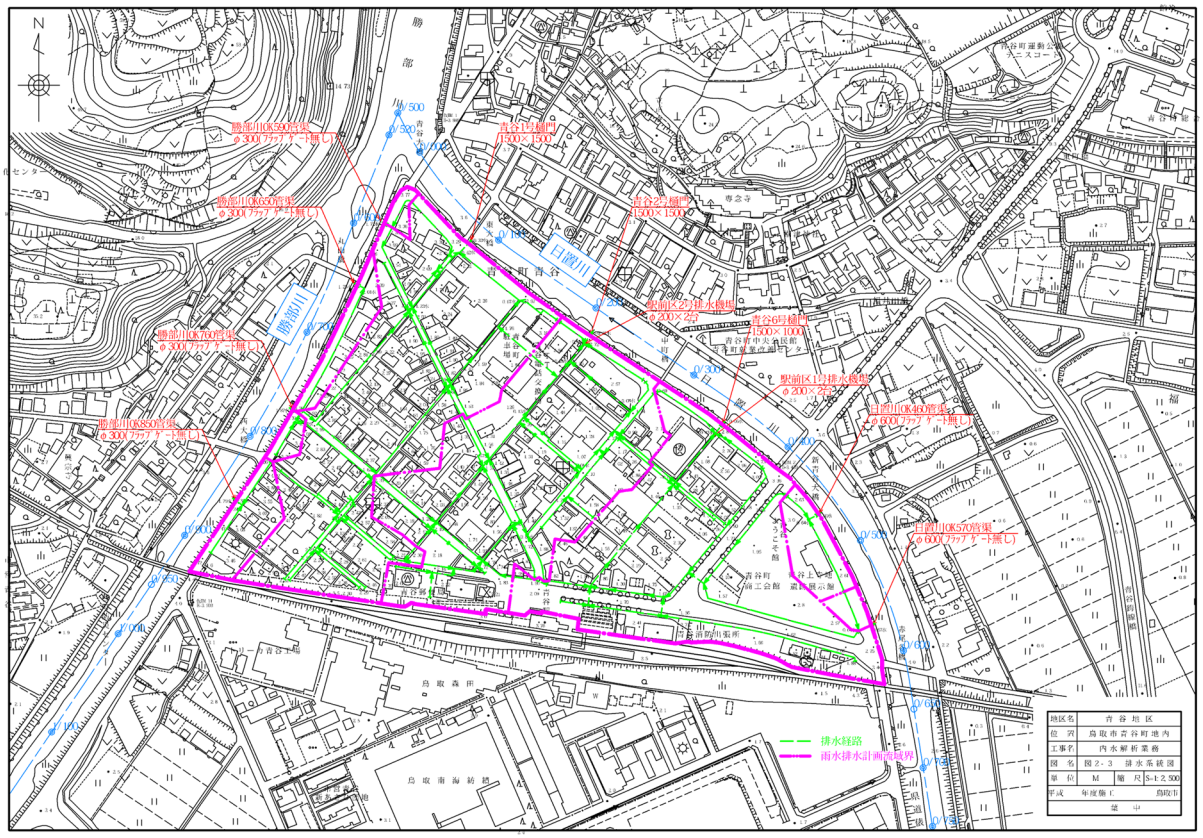
出典：平成 18 年度　青谷地区内水解析業務　平成 19 年 3 月
鳥取市青谷町総合支所産業建設課　アサヒコンサルタント(株)



出典：平成 18 年度　青谷地区内水解析業務　平成 19 年 3 月
鳥取市青谷町総合支所産業建設課　アサヒコンサルタント(株)

(2) 青谷駅前地区（H21 年度検討）

青谷駅前地区（駅北側）を対象に内水解析を行い、ポンプの必要容量を算定している。



（３）内水モデルの作成

当地区における池モデルのモデル図を以下に示す。

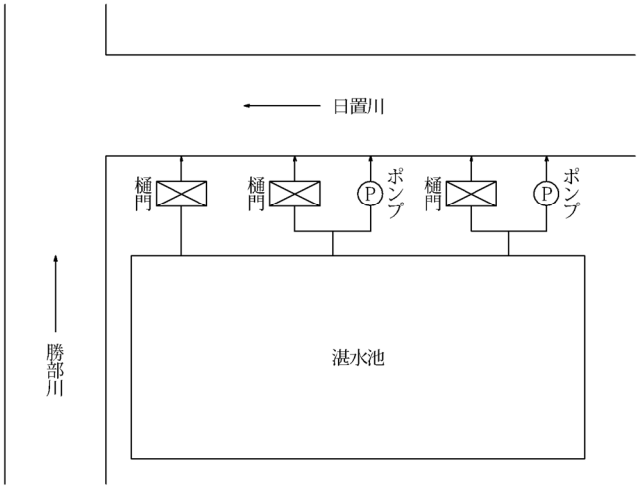


図 6-5　青谷駅前地区（1 池モデル）

出典：平成 21 年度　青谷地区内水解析業務　平成 21 年 11 月　鳥取市　アサヒコンサルタント(株)

（３）施設規模の決定

①　内水計算ケース

検討対象内水に対する内水計算ケースを下表に示す。

表 7-5　内水計算ケース

ケース	対象内水	流域名	ポンプ追加数	追加ポンプ排水量
1	10 年確率 (平成 16 年 10 月 台風 23 号波形)	青谷駅前地区	－	－
2			φ 200×１台	0.07㎥/sec
3			φ 200×２台	0.13㎥/sec
4			φ 250×２台	0.27㎥/sec

②　施設規模の決定

各ケースごとに内水計算を行った結果を以下に示す。

表 7-6　施設規模の決定

ケース	ポンプ追加数	既設を含めた全施設規模	許容湛水位	最高内水位	施設規模決定
1	－	0.27m3/sec	T. P. +1.07m	T. P. +1.39m	
2	φ 200×１台	0.33m3/sec		T. P. +1.28m	
3	φ 200×２台	0.40m3/sec		T. P. +1.23m	○
4	φ 250×２台	0.53m3/sec		T. P. +1.22m	

上表をみると、ケース３とケース４の最高湛水位の差がほとんど無いことが分かる。これは、洪水到達時間が短く降雨波形の山部が複数ある場合、ポンプが起動している状態で波形が下がり内水位が下がるとポンプが一旦停止するが、再び波形が上昇するときに再起動阻止時間（設定値 20 分）によりポンプがすぐに起動しないので、ポンプ規模をいくら大きくしても停止している間に湛水することになるためである。

したがって、追加するポンプはφ200×２台（計画排水量 0.13㎥/s）とし、これにより既設も含めた計画排水量は 0.40㎥/s となる。

ここで、設定した許容湛水位 T. P. +1.07m に対して最高内水位が T. P. +1.23m となり、最低宅地高から最大水深 0.16m の湛水が生じることになる。この水深は床下浸水の範囲であるが、湛水面積が比較的小さく深刻な被害は発生しないと考えられる。（床下浸水：浸水深 45cm 未満、床上浸水：浸水深 45cm 以上）

出典：平成 21 年度　青谷地区内水解析業務　平成 21 年 11 月　鳥取市　アサヒコンサルタント(株)

(3)　日置川右岸地区（福井田川流域・当面対応）（H27 年度検討）

新青谷大橋右岸上流側の浸水対策として、福井田川下流部の住宅地を対象に水路の拡幅及び青谷 3 号樋門の日置川本川下流側への緊急排水ポンプの設置を検討した。

3-4.内水特性の把握

福井田川は、中、上流部で河道断面が小さく、また、下流部では県道俵原青谷線と交差する付近で、県道工事に合わせて改修されているが、その下流では縦断勾配が緩くなっており、ほとんどの区間で流下能力不足となっている。

このため、中、上流部では、出水時に平坦部のほとんどを占める農地に溢れ、農地の排水路を伝って流下している。

平坦部の農地は、青谷 IC、JR 山陰本線の盛土により 3 つに分断されており、各盛土下にそれぞれ数ヶ所ある水路、通路の開口部でつながった湛水地となっている。

農地へ溢れた水は、各湛水地に湛水しながら開口部を通って順次下流へ流下し、青谷 3 号樋門、青谷 4 号樋門により日置川に排水されている。

また、日置川の外水位が高いため、樋門による排水能力は低く、湛水深が大きくなると青谷 4 号樋門北側の地盤高の低い位置にある家屋数戸が床下浸水することがある。

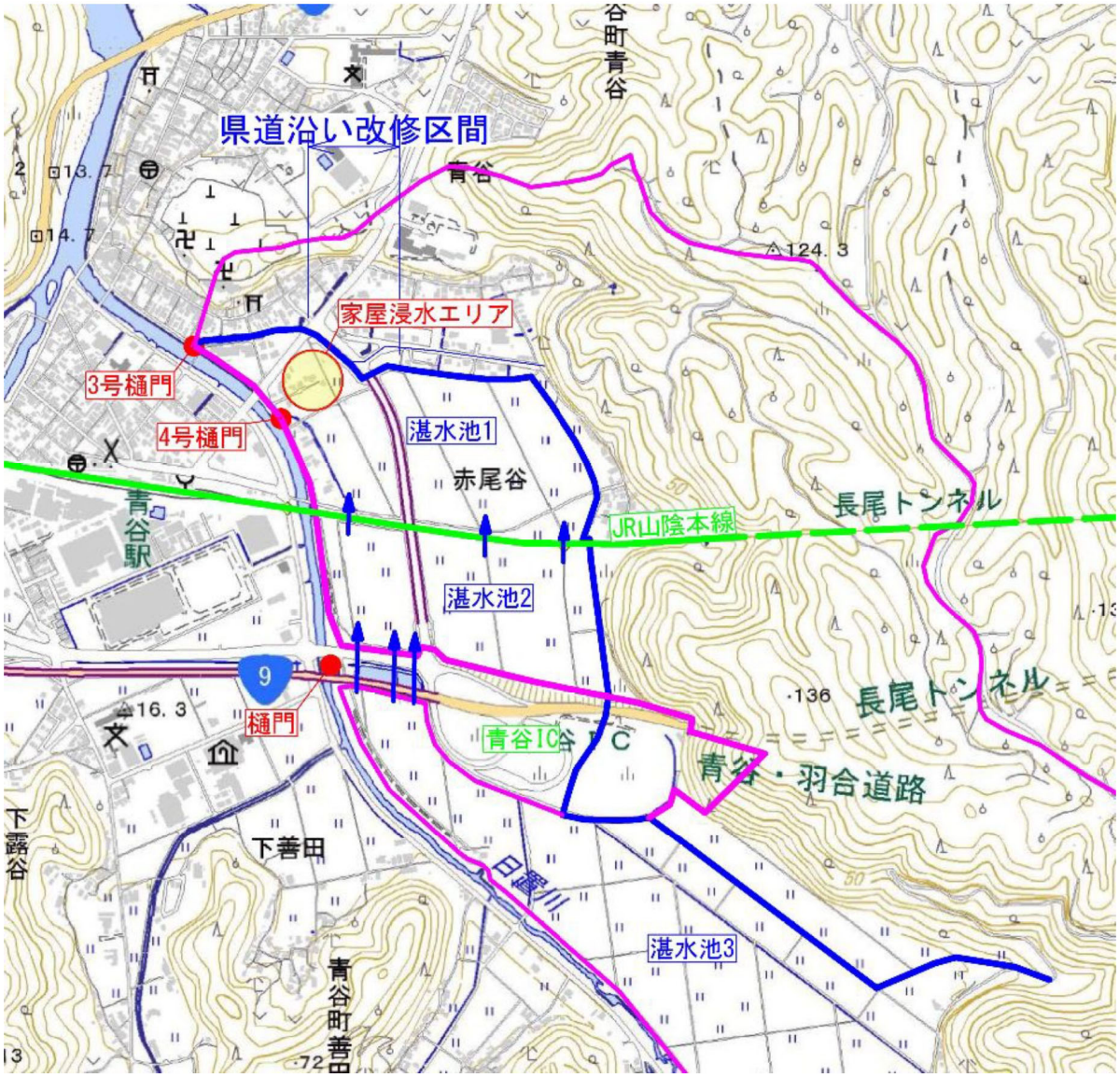


図 3. 4. 1 福井田川流域平坦部の状況

出典：平成 27 年度 福井田川護岸整備に伴う測量設計調査業務（鳥取市青谷町青谷）【内水処理対策編】
平成 28 年 3 月　鳥取市 鳥取西地域工事事務所　アサヒコンサルタント(株)

5. 内水対策検討

前章で述べたように将来的な長期対策としては、排水機場の建設が必要となる。しかし、長期対策を待っていては、日置川右岸側から福井田川までの区間の住宅地が湛水常襲区域のままとなる。

そこで、「短期対策として当該区域のみの浸水を解消するための対策を検討」することとなった。

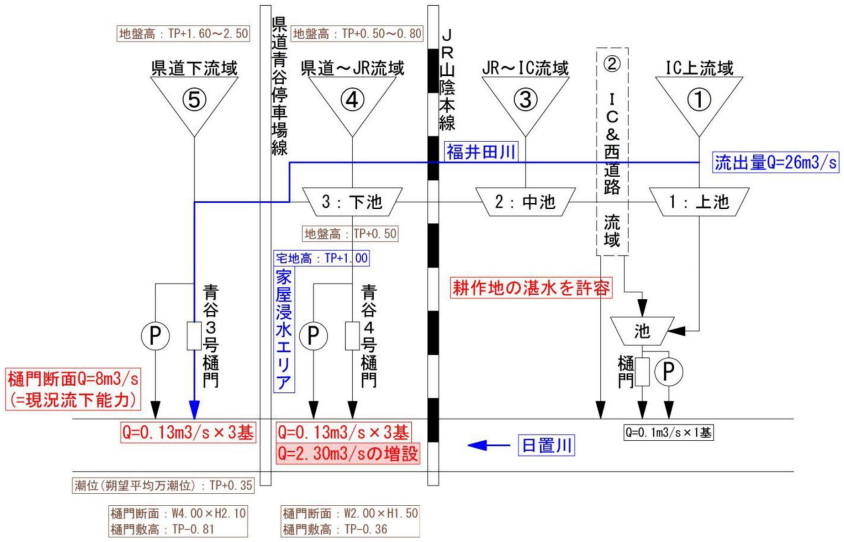


図 3.4.2　福井川内水域排水状況模式図

5-1. 現状の問題点

現状の問題点は、下記のとおりである。



図 5.1.1　現地状況と問題点

出典：平成 27 年年度 福井田川護岸整備に伴う測量設計調査業務（鳥取市青谷町青谷）【内水処理対策編】
平成 28 年 3 月　鳥取市 鳥取西地域工事事務所　アサヒコンサルタント(株)

5-4-2. 導水路断面

導水路の断面は、流量計算により決定した。

導水路の断面を算定する計画流量は、各対象流域面面積で按分し決定した。



図5.4.2　流域分割図

表5.4.1　計画流量算定表

流域番号	導水路番　号	流域面積 A(km2)	R=A/0.0130	計画流量 Q=R×0.28(m3/s)
①	①	0.0060	0.4615	0.129
②	②	0.0011	0.0846	0.024
③	③	0.0130	1.000	0.280

5-5. 内水排除検討

導水路から導かれた内水は、外水位が上昇しているため自然流下で排水することはできない。

よって、導水路へ導かれた内水を排除するために緊急排水ポンプにより排水する計画とした。

内水は、対象地域が「住宅街であり湛水を許容できない」。このため、ポンプは、降雨期間中常時排水する必要がある。

このため、ポンプ排水能力は、最大流出量から決定れば良いこととなる。

ここで、最大流出量は、前述の流出波形計算結果よりq=0.28m3/sとなる。

よって、ポンプ能力は、下記のいずれかが必要となる。

①8m3/min(0.13m3/sec)×2台＋2m3/min(0.03m3/sec)×1台=18m3/min(0.29m3/sec)

②4m3/min(0.07m3/sec)×4台=16m3/min(0.28m3/sec)

釜場(桝)の位置は、「下水道管への影響を避けるため木下氏宅地裏」とした。

緊急排水ポンプを設置するための釜場(桝)の長さは、8m3/minのポンプ寸法が約50m程度であることから、離隔等を考慮し「設置幅として1mを想定」し3台×1mで「3m」幅を確保する計画とした。

幅は、土砂撤去等の維持管理を考慮して「1.5m」とした。

出典：平成27年年度 福井田川護岸整備に伴う測量設計調査業務（鳥取市青谷町青谷）【内水処理対策編】
平成28年3月　鳥取市 鳥取西地域工事事務所　アサヒコンサルタント(株)



新青谷大橋右岸上流側の浸水対策　計画平面図

出典：平成 27 年年度 福井田川護岸整備に伴う測量設計調査業務（鳥取市青谷町青谷）【内水処理対策編】
平成 28 年 3 月　鳥取市 鳥取西地域工事事務所　アサヒコンサルタント(株)

(4)　日置川右岸地区（福井田川流域・将来対応）（H27 年度検討）

福井田川筋の抜本的な将来対応として、流末部の河道拡幅、排水機設置が困難であることから放水路（排水ポンプ併設）による対応を検討した。

流域カット範囲は､流域図から Q=7.6m/s となる流域面積 A=0.57km3 以下となるように設定した。

7.6=1/3.6×0.71×68.2×A
A=7.6×3.6/(0.71×68.2)=0.57km2



図 5.7.1　流域カット範囲

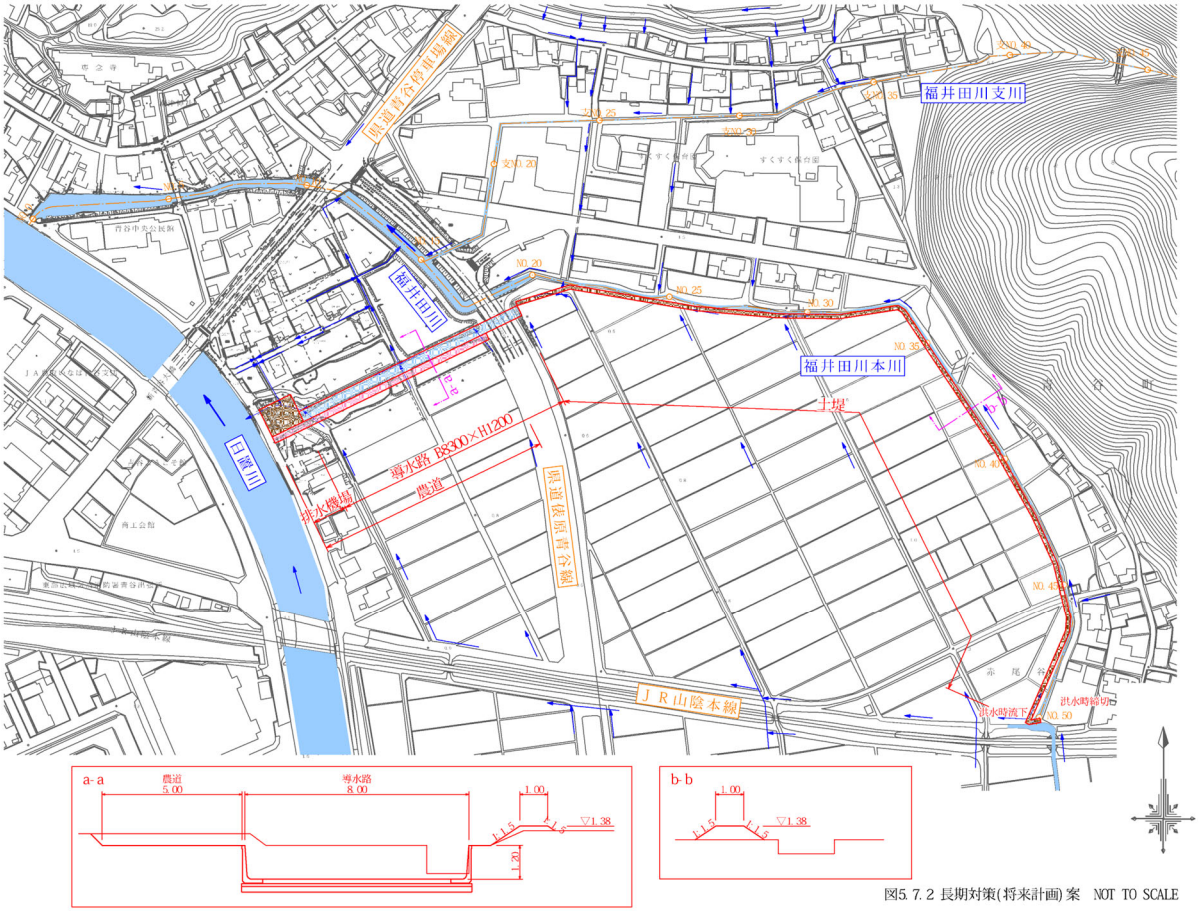


図5.7.2 長期対策(将来計画)案　NOT TO SCALE

出典：平成 27 年度 福井田川護岸整備に伴う測量設計調査業務（鳥取市青谷町青谷）【内水処理対策編】
平成 28 年 3 月　鳥取市 鳥取西地域工事事務所　アサヒコンサルタント(株)

(5)　日置川右岸地区（福井田川流域）（R2 年度検討）

福井田川流域の内水対策について検討した結果、第 3 案：青谷 3 号～青谷 4 号樋門間のポンプ排水案が決定されている。

4.4.3　内水処理方式の選定

内水処理方式は、一時選定結果から以下のハード対策について検討する。

なお、第 2 案のゲート等調節施設の設置候補地は、JR 部と青谷 IC 部の 2 箇所となるが、JR 部は、近接施工や構造物への影響による規制が厳しく設置が困難となることが想定される。このため、第 2 案のゲート等調節施設の設置位置は、青谷 IC 部とした。

表 4.17　内水処理方式案選定一覧表

第 1 案	樋門改修案	青谷 3 号樋門と同規模の樋門を 1 基増設する。
第 2 案	遊水地案	青谷 IC 部にゲート等調節施設を設置し下流への流入量を調節する。
第 3 案	ポンプ排水案	青谷 3 号樋門ないし青谷 4 号樋門部にポンプを設置する。
第 4 案	ポンプ排水+遊水地案	第 2 案と第 3 案の複合案 第 2 案のゲート数低減と第 3 案のポンプ規模低減を図る案。

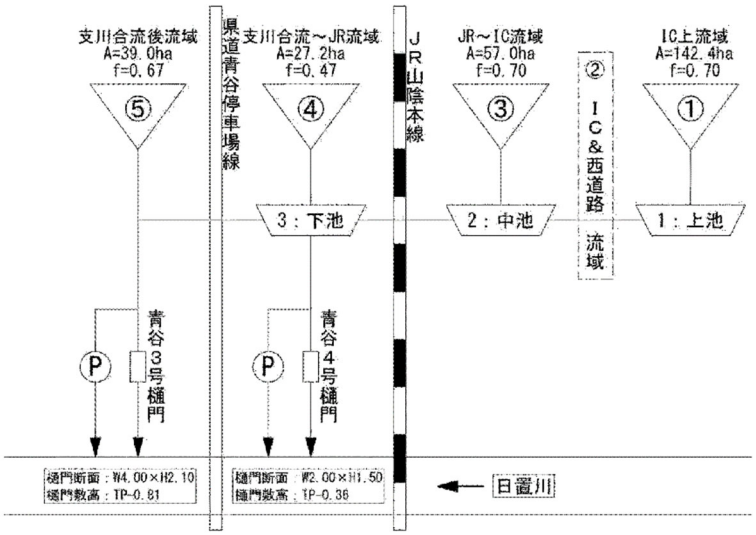


図 4.14　内水解析モデル図

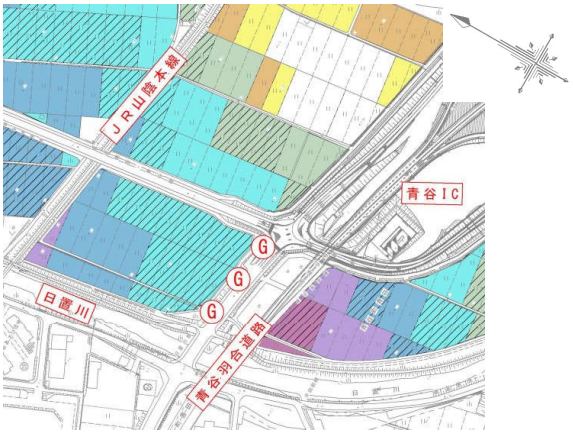


図 4.16 第 3 案ゲート設置位置

出典：令和 2 年度　青谷地区内水浸水対策検討業務　令和 3 年 3 月　鳥取市　アサヒコンサルタント(株)

4.4.4　許容湛水位

1)　宅地

宅地の許容湛水位は、家屋が無湛水となるように最低宅地高の H=1.290m とした。

【宅地の許容湛水位】(内水処理計画策定の手引き p.111)
宅地については、家屋が無湛水となるように許容湛水位を設定することを原則とする。

2)　農地

農地の許容湛水位は、内水域の耕作地が田んぼであることとから、許容湛水位深を 30cm とし、24 時間を限度として 30cm の許容湛水深を超えてもよいものとした。

【農地の許容湛水位】(内水処理計画策定の手引き p.112)
農地における許容湛水位は作物の種類、湛水深、湛水時間、湛水時期および清水、濁水の別により異なるが、原則として畑地は無湛水、水田は許容湛水位深さを 30cm として設定する。ただし、水田については 24 時間を限度として 30cm の許容湛水位を超えてもよいものとする。

表 4.18　水田標高と許容湛水位（m）

	最低水田標高	許容湛水深	許容湛水位
上池（青谷 IC 上流）	0.50	0.30	0.80
中池（青谷 IC～JR）	0.40		0.70
下池（JR 下流）	0.80		1.10

出典：令和 2 年度　青谷地区内水浸水対策検討業務　令和 3 年 3 月　鳥取市　アサヒコンサルタント(株)

4.4.5 内水解析結果

内水解析の結果、効果のある対策案は、第 2 案と第 3 案となった。

第 3 案については、青谷 IC の開口部 5 箇所のゲート設置基数と設置箇所を変えながら効果が最も発揮できる組み合わせを繰り返し計算により求めた結果である。

[確認のための修正案として] 第 4 案 [を検討することとし]、第 3 案で選定されたゲート設置箇所のうち、最も規模が大きい箇所のゲートを設置しない案とした。

表 4.19　内水解析結果一覧表

	最大湛水位（TP+m）			最　低 宅地高	条　件	効果
	上池 青谷 IC 上流	中池 青谷 IC～JR	下池 JR 下流			
現況	1.530	1.312	1.312	1.290		
第 1 案	1.530	1.312	1.311			なし
第 2 案	1.825	1.290	1.290		ゲート 3 基 締切湛水位 1.050 以下	あり
第 3 案	1.530	1.290	1.290		ポンプ規模 44m3/min (0.7m3/s)	あり
第 4 案	1.712	1.290	1.290		ゲート 2 基 ポンプ規模 44m3/min	あり ポンプ規模 変更なし

出典：令和 2 年度　青谷地区内水浸水対策検討業務　令和 3 年 3 月　鳥取市　アサヒコンサルタント(株)

第 5 章 対策方針決定

本地区の内水対策としては、操作性（確実性）や維持管理性、周辺影響を考慮すると【第 3 案：ポンプ排水案】が推奨案となる。

表 5.2 内水対策方針比較検討表

		第 1 案：樋門改修案	第 2 案：遊水地案	第 3 案：ポンプ排水案	第 4 案：ポンプ排水+遊水地案
対策概要		日置川との合流部分に設置されている青谷 3 号樋門ないし 4 号樋門の断面を拡大する。	青谷 IC を横断している排水路や道路にゲートを設置し IC より上流の耕作地を遊水地とすることにより下流への流入量を抑制する。	青谷 3 号樋門ないし青谷 4 号樋門部に排水ポンプを設置し強制排水する。	第 3 案と第 4 案の複合案
施設計画		青谷 3 号樋門 B4000×H2100×1 門 B4000×H2100×2 門 ⇒B4000×H2100×2 門	電動スライドゲート B1500×H200、B2500×H2000 スイングゲート B4000×H1000	ポンプ規模 44m3/min	電動スライドゲート B1500×H200、B2500×H2000 ポンプ規模 44m3/min
JR 下流住宅地への効果	最低宅地高	1.290	1.290	1.290	1.290
	最大湛水位	1.311	1.290	1.290	1.290
	効果	なし	あり	あり	あり
メリット			・ゲートは既存の排水施設に後付け可能であり経済性に優れる。	・青谷 3 号樋門ないし青谷 4 号男樋門部にポンプを設置することで樋門とポンプを同位置で操作可能となるため操作性が良い。 ・外水位と湛水位の状況を確認しながら状況に応じた操作が可能である。	
デメリット		・効果なし	・青谷 IC より上流の水田の湛水位が上昇することとなることから水田所有者の合意が得られ難い。 ・青谷 3，4 号樋門を含めると操作箇所が 5 箇所と多く、その内スイングゲートは手動操作となる。また、青谷 IC 部のゲート操作位置は住宅街から遠いことから操作性は悪い。 ・スイングゲートは、閉鎖タイミングが早いと用水を遮断してしまうことと、道路を走行する車両が通り抜け出来なくなり、閉鎖タイミングが遅く浸水していると水圧により閉鎖できなくなる。	・ポンプだけではなく釜場や造成等の排水機場整備が必要となるが、整備箇所周辺が軟弱地盤地域であるため整備に際して地盤改良が必要となり経済性で劣る。	・ゲートとポンプ両方が必要となるため経済性で最も劣る。
概算工事費			0.70 億円 (0.20 億×2 基,0.30 億×1 基)	青谷 3 号樋門部設置案：2.00 億円 青谷 4 号樋門部設置案：2.03 億円（導水路整備含む） 排水ポンプ車案：1.10 億円	
判定		×	△	○	×

出典：令和 2 年度　青谷地区内水浸水対策検討業務　令和 3 年 3 月　鳥取市　アサヒコンサルタント(株)

(6)　日置川右岸地区（滝坂川流域）（H27 年度検討）

福井田川右支川である滝坂川における排水対策は、内水対策ではなく排水路の能力向上による方法が選定されている。

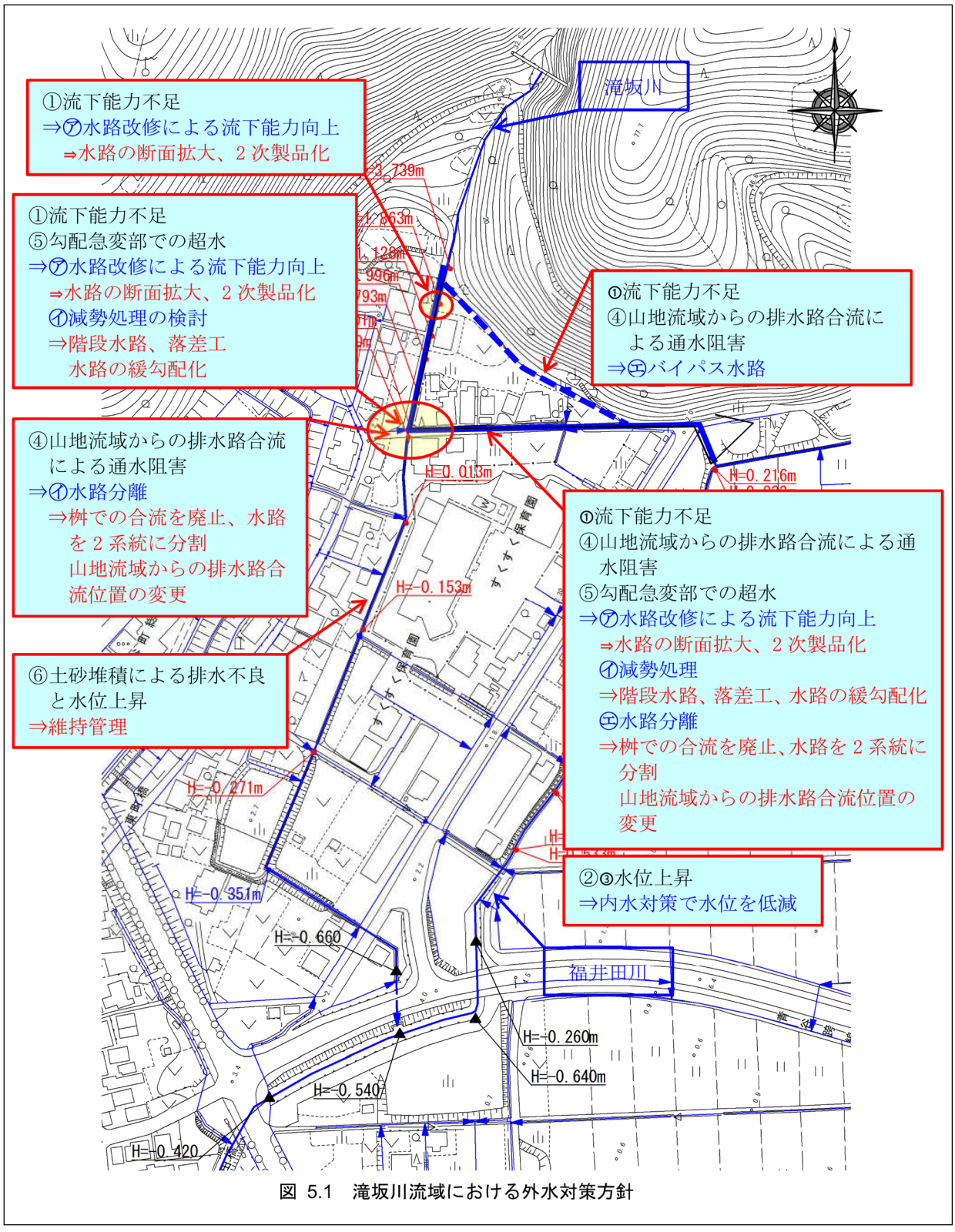


図 5.1　滝坂川流域における外水対策方針

出典：令和 2 年度　青谷地区内水浸水対策検討業務　令和 3 年 3 月　鳥取市　アサヒコンサルタント(株)

3. 河床材料特性の把握

①左岸側の砂州、②右岸側（常時通水断面）の上流部、③右岸側（常時通水断面）の下流部など代表６地点を抽出する。その上で、当該６地点において粒度分布試験を行い河床材料特性について把握する。

調査地点については下図に示す位置を想定している。現地特性の確認後、地点の追加や変更が望ましいと考えられる場合は協議するものとする。



河床材料調査位置図

当該地における河床材料の特性を把握し、以降の検討に使用するため、代表 8 地点において河床材料調査（現地での河床材料の採取、粒度分析試験）を実施した。なお、調査箇所及び方法については、別途「現地調査計画書」を作成し協議のうえで決定した。

3.1　調査箇所

以降の検討で実施する河道域の土砂動態シミュレーションモデルの構築は、勝部川水系河川整備計画の計画区間を対象とすることから、河口部だけではなく対象範囲全体の河床材料を把握する必要がある。

そこで、調査箇所については、「2.　資料収集・整理」を基に当該地の河道特性を把握するとともに、現地状況を確認したうえで、対象範囲全体の代表的な河床材料が採取できるよう、下流～上流までの 8 地点を設定した。調査箇所を図 3.1.1 に示す。



出典：Google Map

図 3.1.1　河床材料調査地点

表 3.1.1　河床材料調査地点詳細

地点番号	河川	地点詳細
①	勝部川	1.9k 付近右岸
②		1.3k 付近中央
③		1.0k 付近左岸
④		0.5k 付近右岸
⑤		0.2k 付近左岸河口砂州
⑥		0.1k 付近導流堤右側
⑦	日置川	1.5k 付近右岸
⑧		0.0k 付近右岸

3.2 調査方法

土砂動態シミュレーションでは、表層～下層の河床材料が異なる場合、表層とその下層の河床材料を把握したうえで検討に反映させることが重要である。

そこで、本調査では、表層～下層の河床材料が異なると想定される、自流区間に位置する地点①、②では、容積サンプリング法に基づき、表層 30cm 及びその下層 30cm の現地試料を採取し、それぞれの粒度分析試験（ふるい分け・沈降試験）を行う。また、海域からの土砂が堆積し、主に砂分で構成されているため、表層～下層の河床材料が大きくは異ならないと想定される、感潮区間に位置する地点③～⑧では、現地でコア採取（30～50cm 程度を想定）を行い、コア観察を行ったうえで表層の河床材料を採取し、粒度分析試験（ふるい分け・沈降試験）を行う。

地点①、②で行う容積サンプリング法の手順等は、以下に示すとおりである。参考として、調査実施時の手順のイメージを図 3.2.1 示す。

■調査手順

・手順 1：各調査地点において標準となる 1.0m×1.0m の調査ヤードを設定する。
・手順 2：調査ヤード内を 30cm 程度掘削し、表層の現地試料として採取する。
・手順 3：更にその下層 30cm 程度を掘削し、下層の現地試料として採取する。
・手順 4：表層及び下層の現地試料に対し、それぞれ 100mm のふるい分けを行い、100mm 以上の礫についてはすべてその場で短径、長径、重量を計測する。
・手順 5：100mm 未満の試料については、総重量を測定したうえで、四分法により一部を抽出し、持ち帰った後で重量を測定する。
・手順 6：持ち帰った試料に対し、室内でのふるい分け試験（JIS A 1204）を行う。
・手順 7：100mm 未満の試料の試験結果と 100mm 以上の礫成分の現場測定結果を合成し、最終的な粒度分布曲線を作成する。

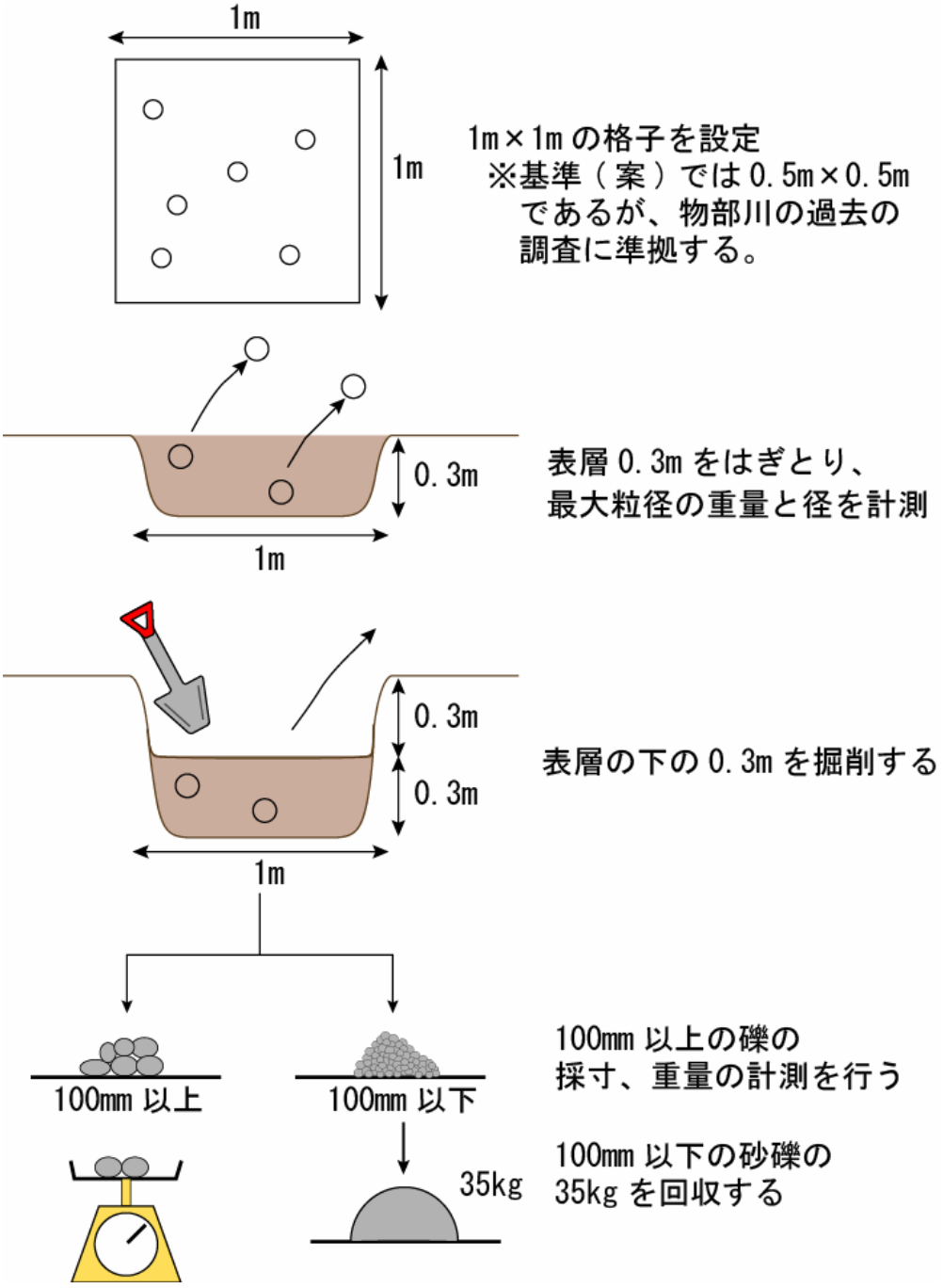


図 3.2.1　容積サンプリング法による調査のイメージ

3.3　調査結果の整理

3.3.1　調査の実施

調査は令和 5 年 4 月 27 日～28 日の 2 日間実施した。調査日程と数量を表 3.3.1 に示す。

表 3.3.1　調査日程及び数量

実施日	地点	数量
R5.4.27	①（勝部川　1.9k 付近右岸）	1 地点×2 層：2 試料
	②（勝部川　1.3k 付近中央）	1 地点×2 層：2 試料
R5.4.28	③（勝部川　1.0k 付近左岸）	1 地点×1 層：1 試料
	④（勝部川　0.5k 付近右岸）	1 地点×2 層：2 試料
	⑤（勝部川　0.2k 付近左岸河口砂州）	1 地点×1 層：1 試料
	⑥（勝部川　0.1k 付近導流堤右側）	1 地点×1 層：1 試料
	⑦（日置川　0.0k 付近右岸）	1 地点×2 層：2 試料
	⑧（日置川　1.5k 付近右岸）	1 地点×1 層：1 試料



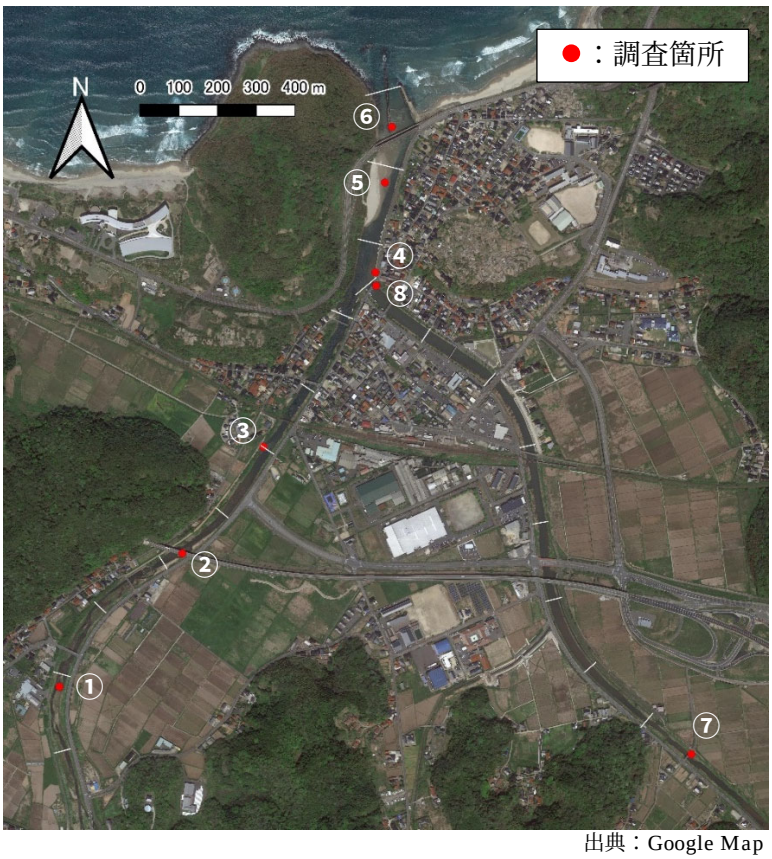
図 3.3.1　河床材料調査状況（1.3k 付近中央）

3.3.2　調査結果

調査地点の粒径加積曲線を図 3.3.5(1)～(8)、地点状況を表 3.3.2(1)～(8)に示す。加えて、コア採取を実施した地点では柱状図も併せて示した（表 3.3.3）。

以上の結果から、全地点の粒径加積曲線の作成及び中央粒径 d_{50} の算出を実施した。（図 3.3.3 及び図 3.3.4 参照）。これらから以下のことが確認できる。また、本調査の結果をまとめた資料を表 3.3.4 に作成した。

・岩や礫が多くみられるのは、感潮区間より上流であり、感潮区間付近についても、礫は下層に多く、表層には砂が高い割合で確認できた。
・感潮区間より下流側は、細砂～粗砂が表層を覆っており、下層については、シルト分～細砂の割合が高くなっていることが分かった。
・砂州部の砂については、砂州よりも下流側の地点の粒径加積曲線及び中央粒径 d_{50} と近いため、海域から波等の影響で戻ってくる砂を多く含んでいることが想定される。



出典：Google Map

図 3.3.2　河床材料調査地点

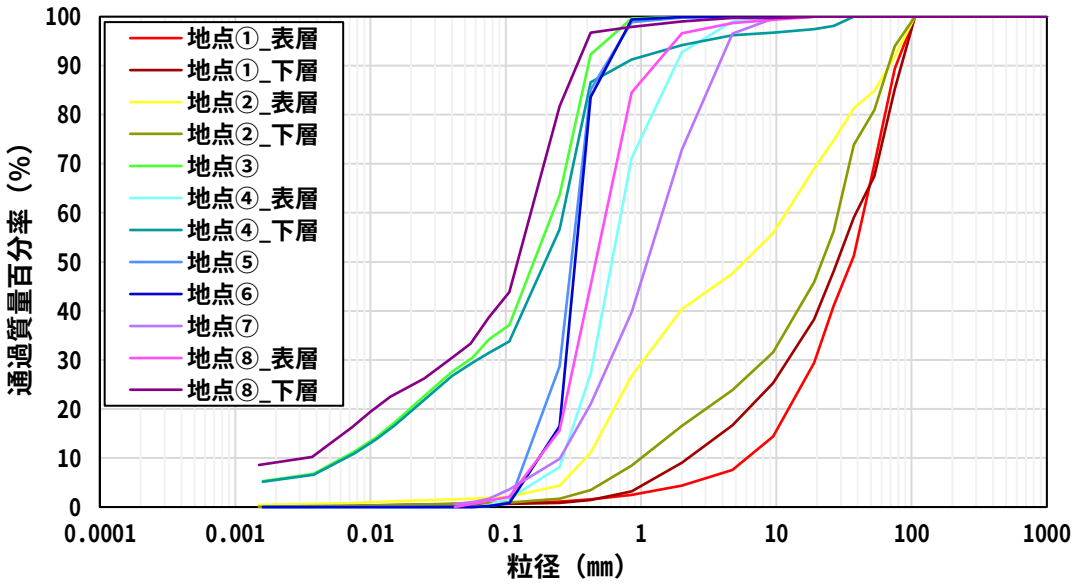


図 3.3.3　粒径加積曲線（全調査地点重ね合わせ）

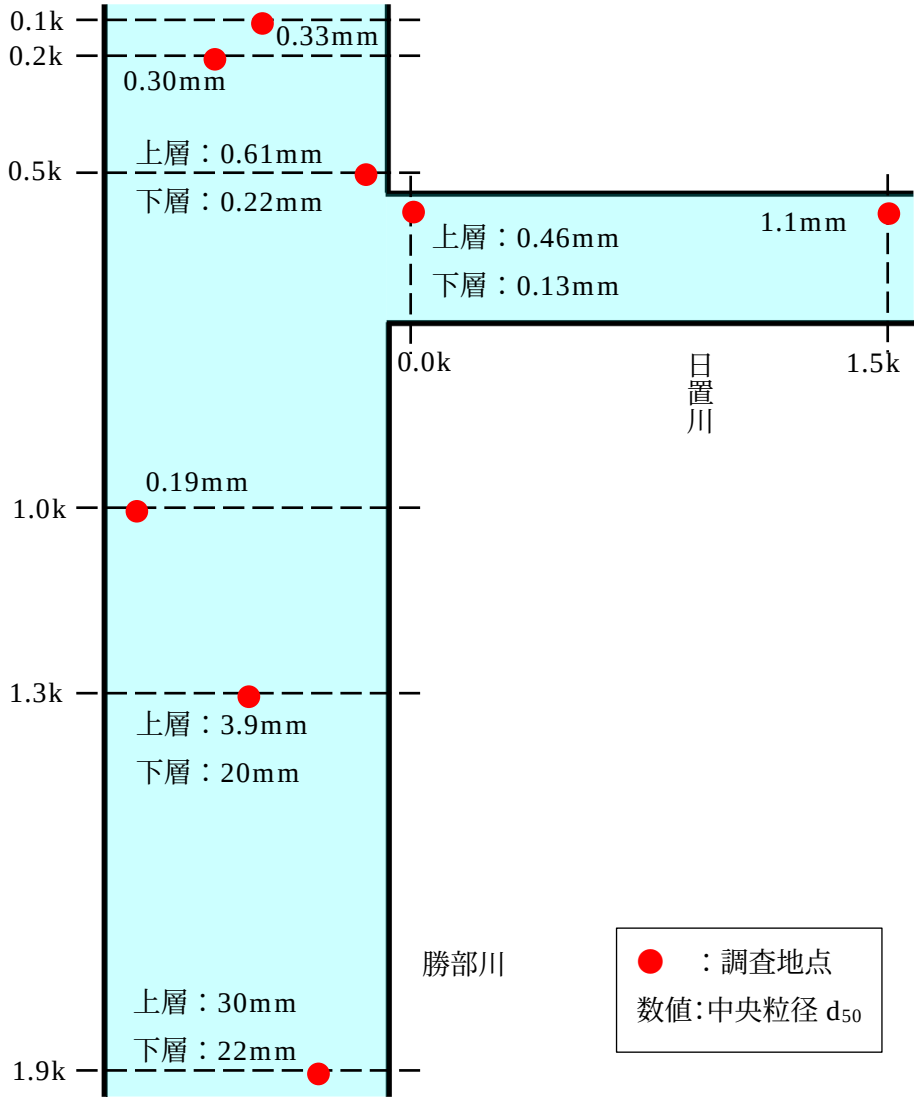


図 3.3.4　各調査地点の中央粒径 d_{50}

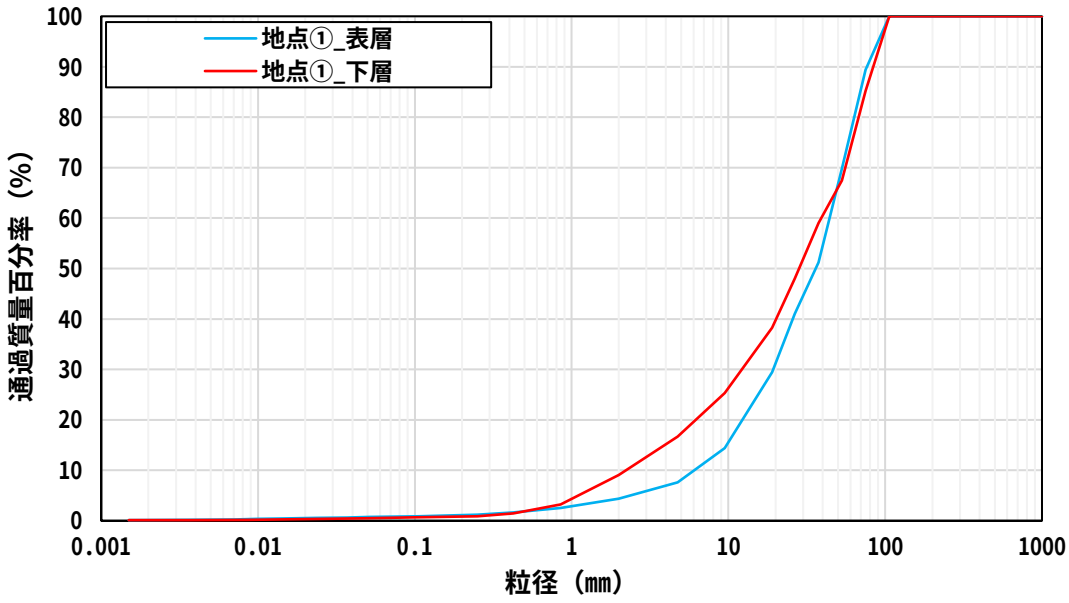


図 3.3.5(1)　粒径加積曲線（地点①　勝部川　1.9k 付近右岸）

表 3.3.2(1)　調査地点の状況（地点①　勝部川　1.9k 付近右岸）

表層の様子	表層 30 ㎝採取後の河床
	
表層 30 ㎝の材料	下層 30 ㎝の材料
	

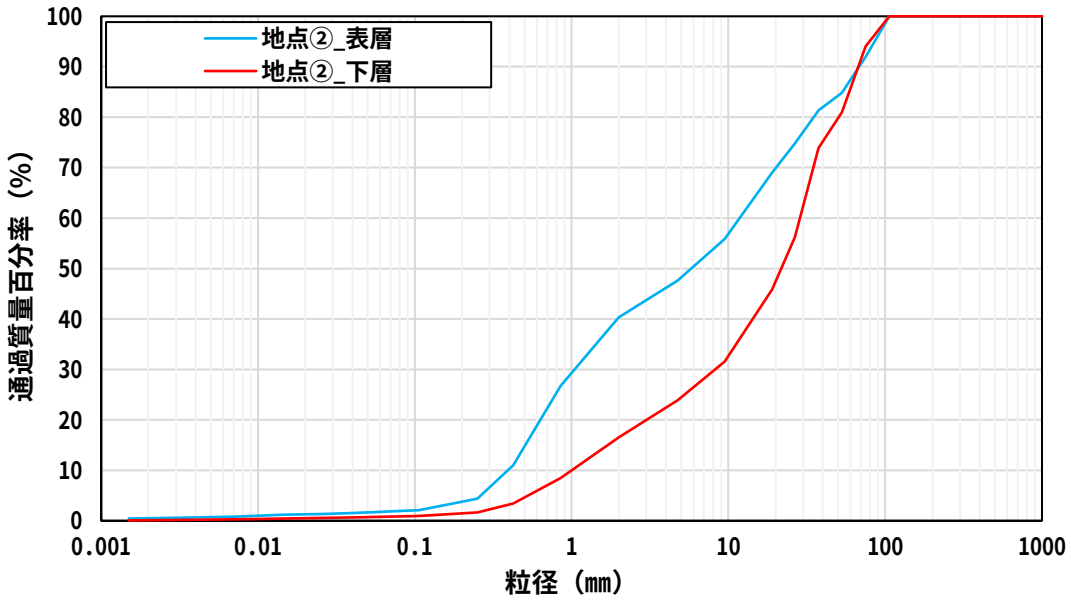


図 3.3.5(2)　粒径加積曲線（地点②　勝部川　1.3k 付近中央）

表 3.3.2(2)　調査地点の状況（地点②　勝部川　1.3k 付近中央）

表層の様子	表層 30 ㎝採取後の河床
	
表層 30 ㎝の材料	下層 30 ㎝の材料
	

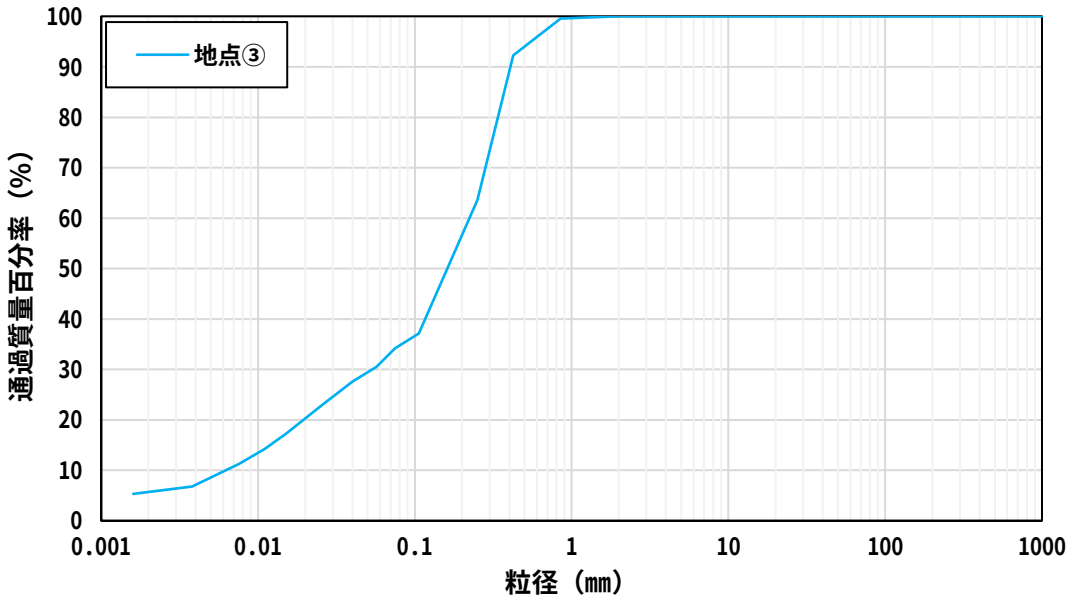


図 3.3.5(3)　**粒径加積曲線（地点③　勝部川　1.0k 付近左岸）**

表 3.3.2(3)　**調査地点の状況（地点③　勝部川　1.0k 付近左岸）**

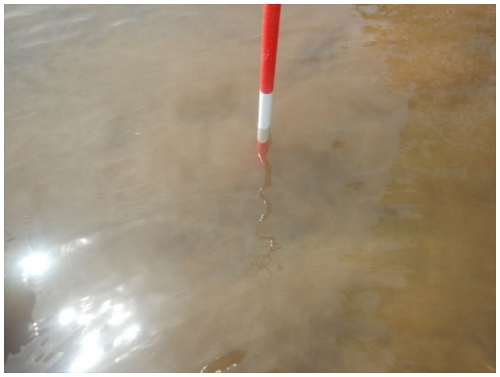
採取した試料	採取した試料
	
表面の様子	
	

表 3.3.3(1)　柱状採泥図及び現地での採取試料詳細（地点③　勝部川　1.0k 付近左岸）

標尺 (m)	スケッチ（写真）	層厚 (m)	性状	色調	臭気	夾雑物	分析層	地盤材料の分類名
0.00								
0.05		0.05	シルトまじり砂	5Y 4/2	弱硫化水素臭	－	①	粘性土質砂
0.10			砂まじりシルト	7.5Y 3/1				
0.20								
0.30		0.25						
0.40			細砂					
0.42								
0.44						植物片		
0.50						－		
0.52		0.22						
0.56		0.04	砂まじりシルト					

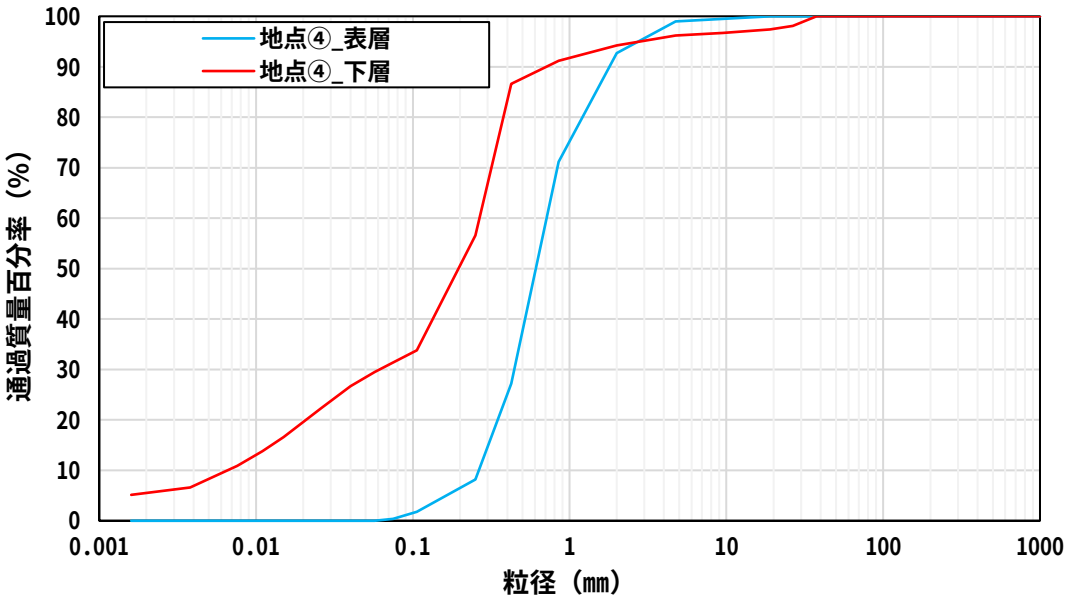
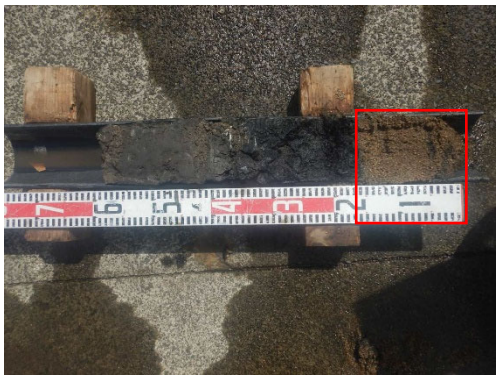
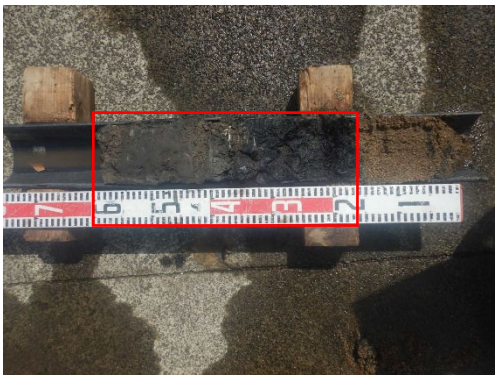


図 3.3.5(4)　**粒径加積曲線（地点④　勝部川　0.5k 付近右岸）**

表 3.3.2(4)　**調査地点の状況（地点④　勝部川　0.5k 付近右岸）**

採取した試料（表層）	採取した試料（下層）
	
表面の様子	採取した試料
	

※□：試料採取位置

表 3.3.3(2)　柱状採泥図及び現地での採取試料詳細（地点④　勝部川　0.5k 付近右岸）

標尺 (m)	スケッチ（写真）	層厚 (m)	性状	色調	臭気	夾雑物	分析層	地盤材料の分類名
0.00 0.10 0.15		0.15	粗砂	5Y 5/4	－	－	①	分級された礫まじり砂
0.20 0.30 0.35		0.20	シルト	7.5Y 2/1	弱硫化水素臭	貝殻片	②	礫まじり粘性土質砂
0.40 0.50 0.57		0.22	シルトまじり砂	7.5Y 5/2		－		

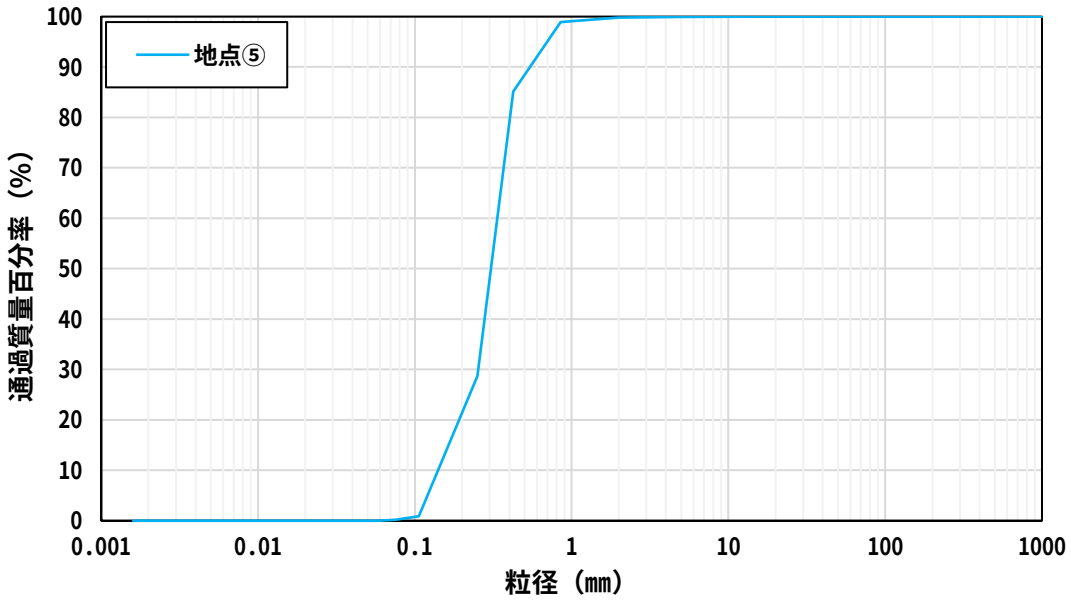


図 3.3.5(5)　**粒径加積曲線（地点⑤　勝部川**　0.2k **付近左岸河口砂州）**

表 3.3.2(5)　**調査地点の状況（地点⑤　勝部川**　0.2k **付近左岸河口砂州）**

採取した試料	採取した試料
	
表面の様子	
	

表 3.3.3(3)　柱状採泥図及び現地での採取試料詳細（地点⑤　勝部川　0.2k 付近左岸河口砂州）

標尺 (m)	スケッチ（写真）	層厚 (m)	性状	色調	臭気	夾雑物	分析層	地盤材料の分類名
0.00 0.10 0.20 0.30 0.40 0.50 0.55		0.55	細砂	7.5Y 5/2	－	－	①	分級された砂

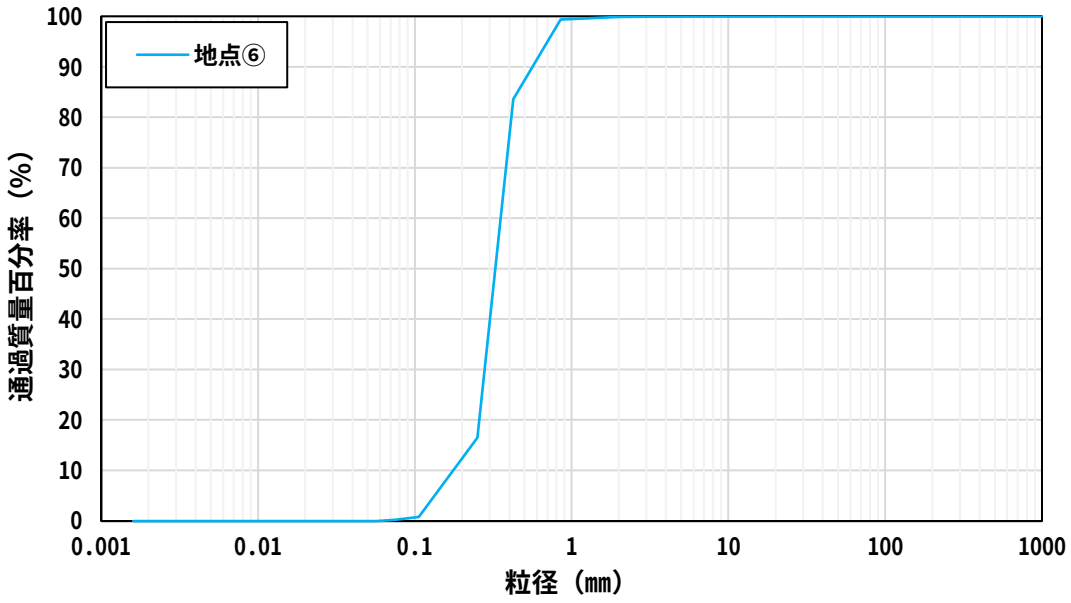


図 3.3.5(6)　粒径加積曲線（地点⑥　勝部川　0.1k 付近導流堤右側）

表 3.3.2(6)　調査地点の状況（地点⑥　勝部川　0.1k 付近導流堤右側）

採取した試料	採取した試料
	
表面の様子	
	

表 3.3.3(4)　柱状採泥図及び現地での採取試料詳細（地点⑥　勝部川　0.1k 付近導流堤右側）

標尺 (m)	スケッチ（写真）	層厚 (m)	性状	色調	臭気	夾雑物	分析層	地盤材料の分類名
0.00 0.10 0.20 0.30 0.40 0.50 0.60		0.60	細砂	7.5Y 5/2	-	-	①	分級された砂

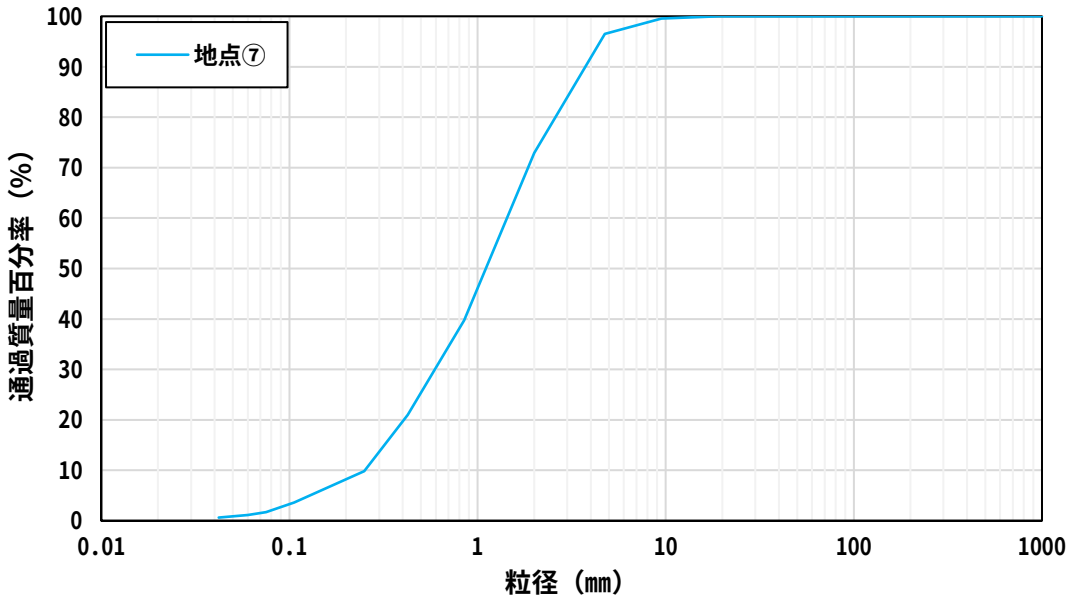


図 3.3.5(7)　**粒径加積曲線（地点⑦　日置川　1.5k 付近右岸）**

表 3.3.2(7)　**調査地点の状況（地点⑦　日置川　1.5k 付近右岸）**

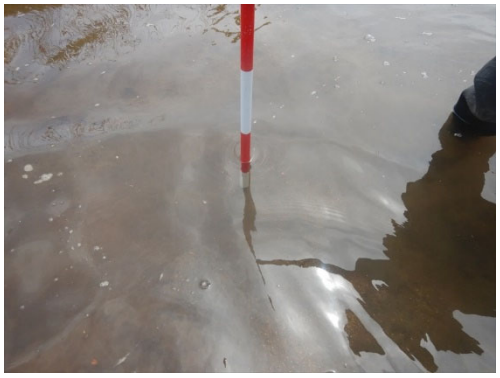
採取した試料	採取した試料
	
表面の様子	
	

表 3.3.3(5)　柱状採泥図及び現地での採取試料詳細（⑦地点⑦　日置川　1.5k 付近右岸）

標尺 (m)	スケッチ（写真）	層厚 (m)	性状	色調	臭気	夾雑物	分析層	地盤材料の分類名
0.00 0.10 0.18			粗砂	5Y 5/4	－	－	①	分級された礫質砂
0.20 0.30 0.40 0.46		0.46		5Y 4/1				
0.50 0.55		0.09	シルト	7.5Y 2/1	弱硫化水素臭	植物片	－	－

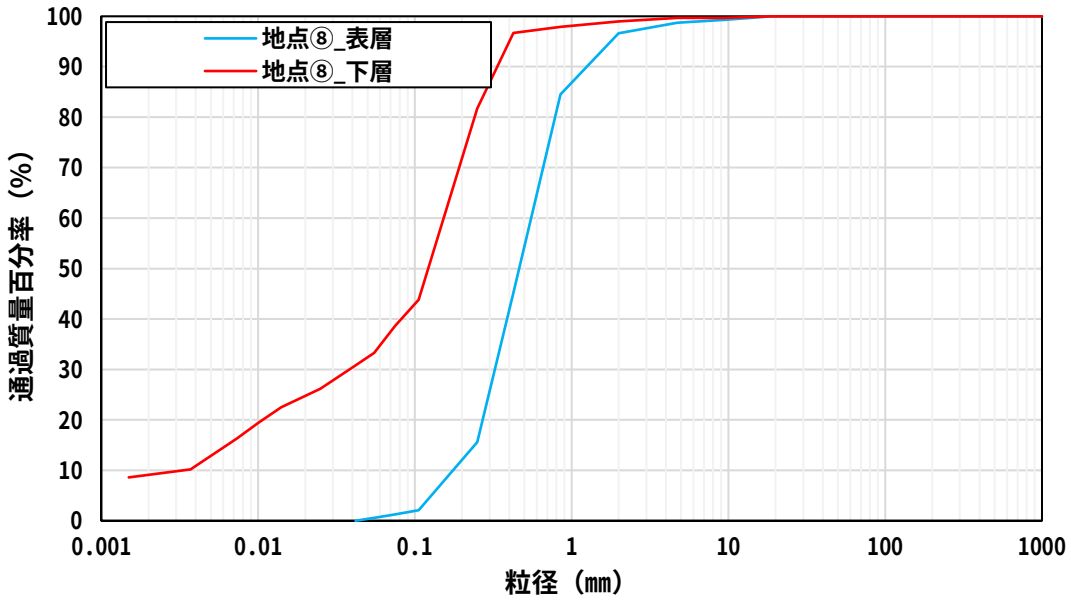
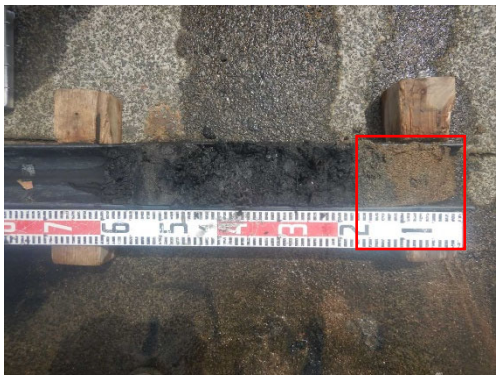


図 3.3.5(8)　粒径加積曲線（地点⑧　日置川　0.0k 付近右岸）

表 3.3.2(8)　調査地点の状況（地点⑧　日置川　0.0k 付近右岸）

採取した試料（表層）	採取した試料（下層）
	
表面の様子	採取した試料
	

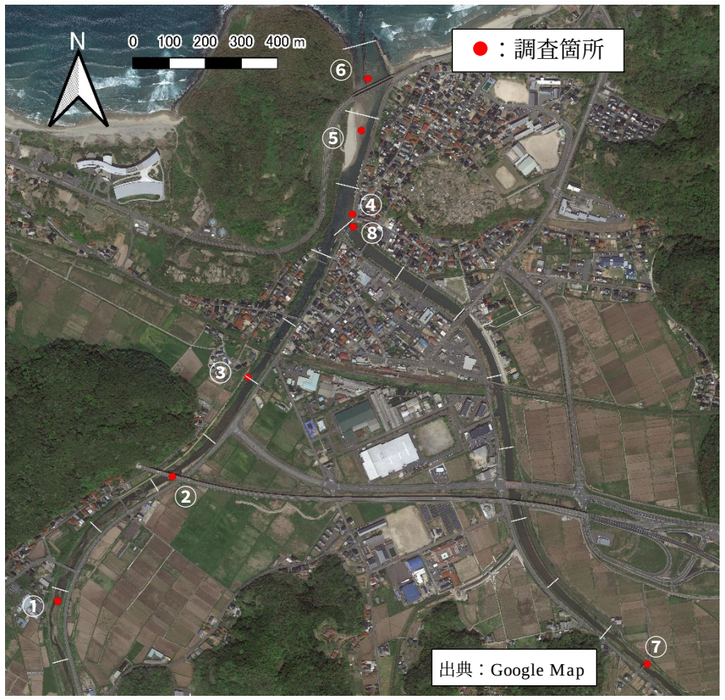
※□：試料採取位置

表 3.3.3(6)　柱状採泥図及び現地での採取試料詳細（地点⑧　日置川　0.0k 付近右岸）

標尺 (m)	スケッチ（写真）	層厚 (m)	性状	色調	臭気	夾雑物	分析層	地盤材料の分類名
0.00								
0.10								
0.17		0.17	粗砂	7.5Y 5/2	－	－	①	分級された砂
0.20								
0.30								
0.40			シルト	7.5Y 2/1	弱硫化水素臭	植物片	②	粘性土質砂
0.47		0.30						
0.50								
0.54		0.07	シルトまじり砂	7.5Y 5/2		－		
0.60		0.06	砂まじりシルト	7.5Y 3/1				

表 3.3.4　調査地点と採取試料の状況

調査地点図



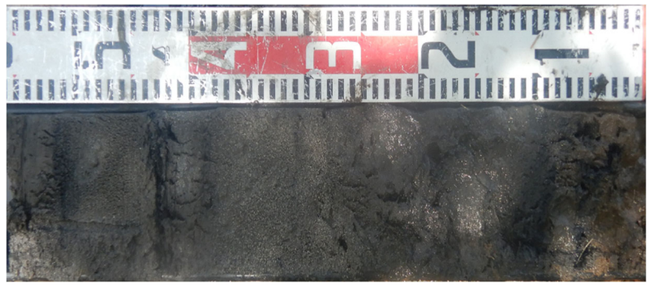
①（勝部川右岸　1.9k）※写真左：表層、右：下層



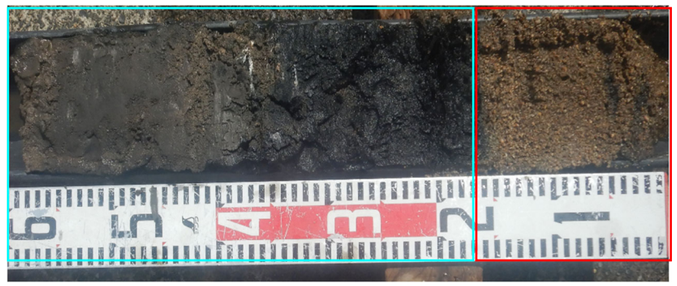
②（勝部川中央　1.3k）※写真左：表層、右：下層



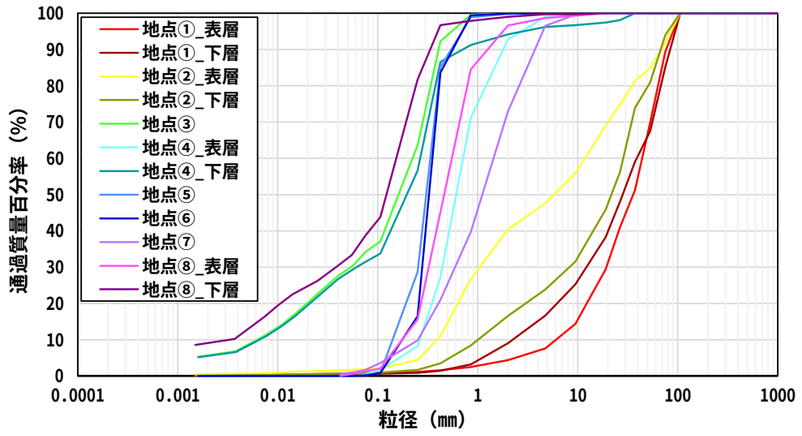
③（勝部川左岸　1.0k）※右側：表層



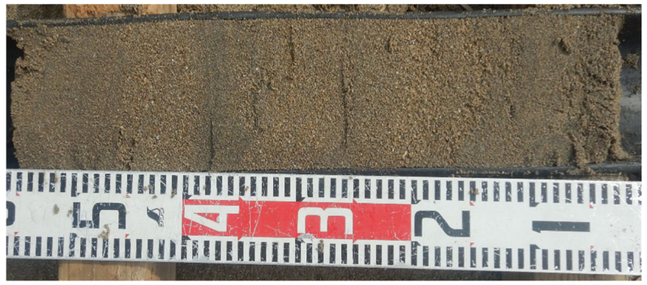
④（勝部川右岸　0.5k）※右側：表層



粒径加積曲線（全地点重ね合わせ）



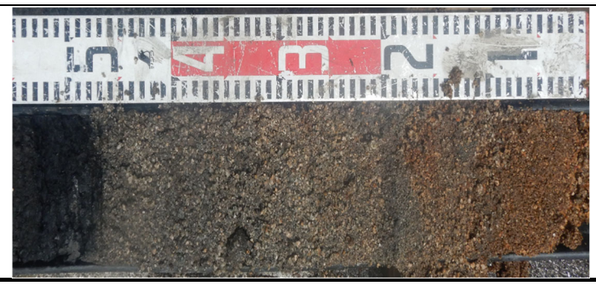
⑤（勝部川河口砂州中央　0.2k）※右側：表層



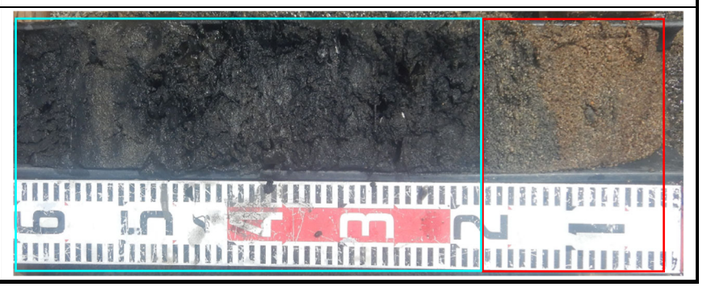
⑥（勝部川導流堤付近　0.1k）※右側：表層



⑦（日置川右岸　1.5k）※右側：表層



⑧（日置川右岸　0.0k）※右側：表層



※□：試料採取位置（表層）、□：試料採取位置（下層）

4.　砂州フラッシュが発生する条件の確認

既往の砂州フラッシュの発生状況および河床材料特性をもとに、河道流量とせん断力の相関を数式化する。その上で、どのような河道形状であればどれぐらいの河道流量で砂州フラッシュが発生するのかを確認する。

実績データ（既往検討成果、水位・測量データ）を基に、洪水と砂州フラッシュの発生状況を分析し、実際に発生した砂州フラッシュの発生条件（砂州高や流量規模）を整理する。

さらに、現況河道及び計画河道（1/10 及び 1/30 の目標流量に対応する河道）を対象とした流量規模毎の不等流計算を行い、その結果から、河川砂防技術基準 同解説　調査編等を参考に、土砂の移動判定に使われる摩擦速度、沈降速度及び移動限界粒径を算定し、「3　河床材料特性の把握」より取得した代表粒径 d60 との比較を行う。

以上の結果を基に、河道形状や流量規模に応じた砂州フラッシュ条件を把握する。

4.1　実績データからの砂州フラッシュの条件

4.1.1　河口砂州の現状

勝部川河口砂州の現状について、平面図を図 4.1.1 に、横断面の経年変化図を図 4.1.2 にそれぞれ示す。

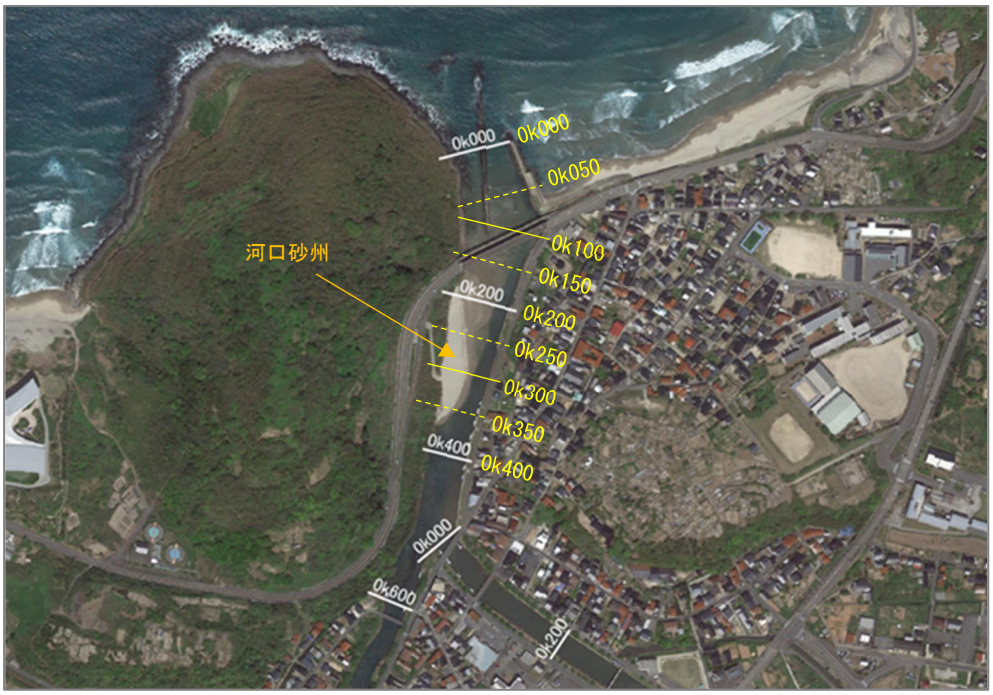


図 4.1.1　勝部川河口部　平面図

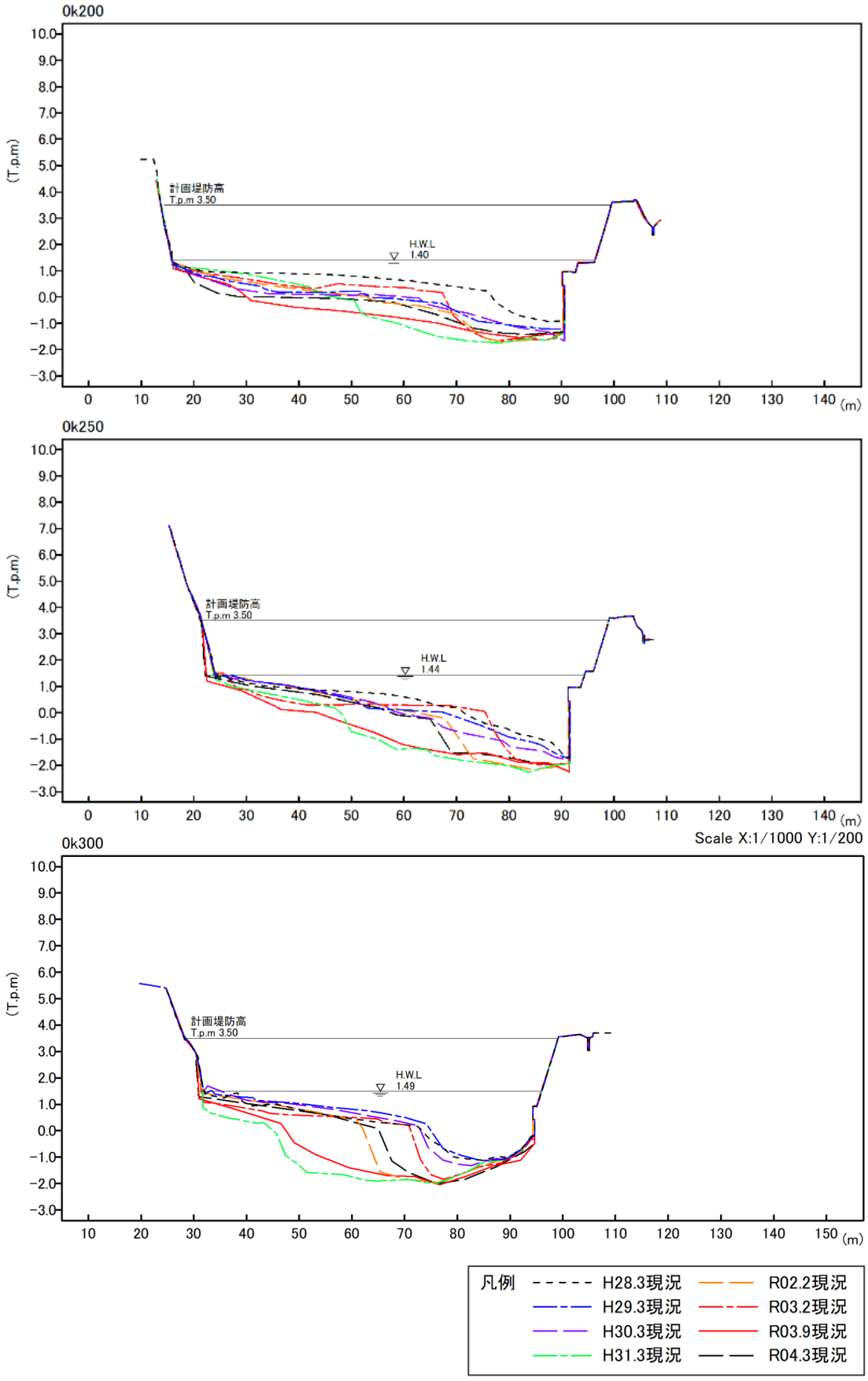


図 4.1.2　勝部川河口砂州　経年変化横断面図

4.1.2　主要洪水の整理

勝部川の水位観測データは H5(1993)から存在するが、保管されているデータが部分的であり H15 以前は洪水期間のものが残っていなかったことから H16 年以降を対象とする。

主要洪水の抽出については、H16.9 洪水の最高水位が日置観測所で 2.58 m であることを勘案し、避難判断水位（日置 2.60 m）の 1 段階下であるはん濫注意水位を上回るものを抽出対象とした。

・データ期間：洪水時のデータが存在する H16(2004)年以降

・抽出基準：はん濫注意水位

青谷観測所：1.9m(T.P.+1.06m)

日置観測所：2.4m(T.P.+1.46m)

以上の抽出基準を上回る洪水を抽出した結果を、下記リストに示す。

表 4.1.1　勝部川水系　主要洪水　ピーク水位リスト

発生年	勝部川　青谷 観測所					日置川　日置 観測所					河口	順位
	生起日時	①観測ピーク水位 (m)	①観測ピーク水位 (T.P.m)	②潮位(田後) (T.P.m)	①−②上昇量 (m)	生起日時	①観測ピーク水位 (m)	①観測ピーク水位 (T.P.m)	②潮位(田後) (T.P.m)	①−②上昇量 (m)	ピーク流量 (m/s)	(日置)
H16 (2004)	9/29 19:00	2.48	1.64	0.311	1.329	9/29 19:00	2.58	1.64	0.311	1.329	161.5	第3位
H17 (2005)	9/4 18:00	2.38	1.54	0.219	1.321	9/4 18:00	2.09	1.15	0.219	0.931	119.0	
H23 (2011)	9/3 1:00	2.68	1.84	0.537	1.303	9/3 1:00	2.19	1.25	0.537	0.713	151.9	
	9/22 0:00	2.30	1.46	0.351	1.109	9/22 1:00	1.89	0.95	0.347	0.603	101.7	
H25 (2013)	8/1 9:00	1.91	1.07	0.726	0.344	8/1 9:00	2.06	1.12	0.726	0.394	83.1	
	9/4 10:00	1.96	1.12	0.439	0.681	9/4 10:00	2.04	1.10	0.439	0.661	85.2	
H26 (2014)	8/10 11:00	2.00	1.16	0.391	0.769	8/10 11:00	1.94	1.00	0.391	0.609	82.3	
	10/13 21:00	2.27	1.43	0.302	1.128	10/13 21:00	2.21	1.27	0.302	0.968	117.5	
H27 (2015)	11/27 14:00	1.94	1.10	0.569	0.531	11/27 16:00	1.94	1.00	0.000	1.000	78.4	
H28 (2016)	8/30 12:00	1.91	1.07	0.860	0.210	8/30 12:00	1.99	1.05	0.860	0.190	79.2	
	9/8 8:00	1.99	1.15	0.669	0.481	9/8 8:00	2.01	1.07	0.669	0.401	85.4	
H29 (2017)	8/8 0:00	2.25	1.41	0.499	0.911	8/7 23:00	2.15	1.21	0.456	0.754	112.2	
	9/17 23:00	2.60	1.76	0.414	1.346	9/17 22:00	2.56	1.62	0.447	1.173	169.7	第4位
	10/23 2:00	2.08	1.24	0.505	0.735	10/23 2:00	2.16	1.22	0.505	0.715	100.3	
H30 (2018)	7/5 18:00	2.02	1.18	0.582	0.598	7/5 18:00	2.01	1.07	0.582	0.488	87.4	
	7/7 11:00	2.10	1.26	0.296	0.964	7/7 11:00	1.99	1.05	0.296	0.754	91.9	
	9/10 9:00	2.15	1.31	0.332	0.978	9/10 9:00	1.98	1.04	0.332	0.708	94.9	
	9/30 20:20	**3.53**	**2.69**	0.479	2.211	9/30 20:40	**2.97**	**2.03**	0.460	1.570	**298.4**	第1位
H31 (2019)	10/4 6:00	1.99	1.15	0.885	0.265	10/4 6:00	2.00	1.06	0.885	0.175	84.9	
R2 (2020)	1/8 16:00	1.94	1.10	0.729	0.371	1/8 16:00	2.03	1.09	0.729	0.361	83.3	
	9/4 2:00	1.97	1.13	0.929	0.201	9/4 2:00	1.98	1.04	0.929	0.111	82.5	
	12/31 0:00	2.02	1.18	0.650	0.530	12/31 0:00	2.03	1.09	0.650	0.440	88.6	
R3 (2021)	7/7 13:40	3.13	2.29	0.583	1.707	7/7 13:50	2.69	1.75	0.583	1.167	231.8	第2位
	8/10 12:00	2.10	1.26	0.808	0.452	8/10 12:00	2.15	1.21	0.808	0.402	101.1	
	12/17 22:00	1.92	1.08	0.626	0.454	12/17 21:00	1.97	1.03	0.591	0.439	78.8	
R4 (2022)	8/16 18:00	1.92	1.08	0.913	0.167	8/16 18:00	1.91	0.97	0.913	0.057	75.6	
	9/7 2:00	1.92	1.08	0.861	0.219	9/7 2:00	1.97	1.03	0.861	0.169	78.8	
	9/20 1:00	2.05	1.21	0.547	0.663	9/20 1:00	2.14	1.20	0.547	0.653	97.0	

4.1.3　検証期間の砂州フラッシュ状況の分析

河口部の定期横断測量が始まった平成 23 年 3 月以降を砂州フラッシュの検証期間とした。

この期間中のピーク水位、測量時期、砂州掘削時期を整理し、下図に示す。流量規模の大きい主要 3 洪水と測量時期との関係から、検証期間として下記 3 案を抽出した。

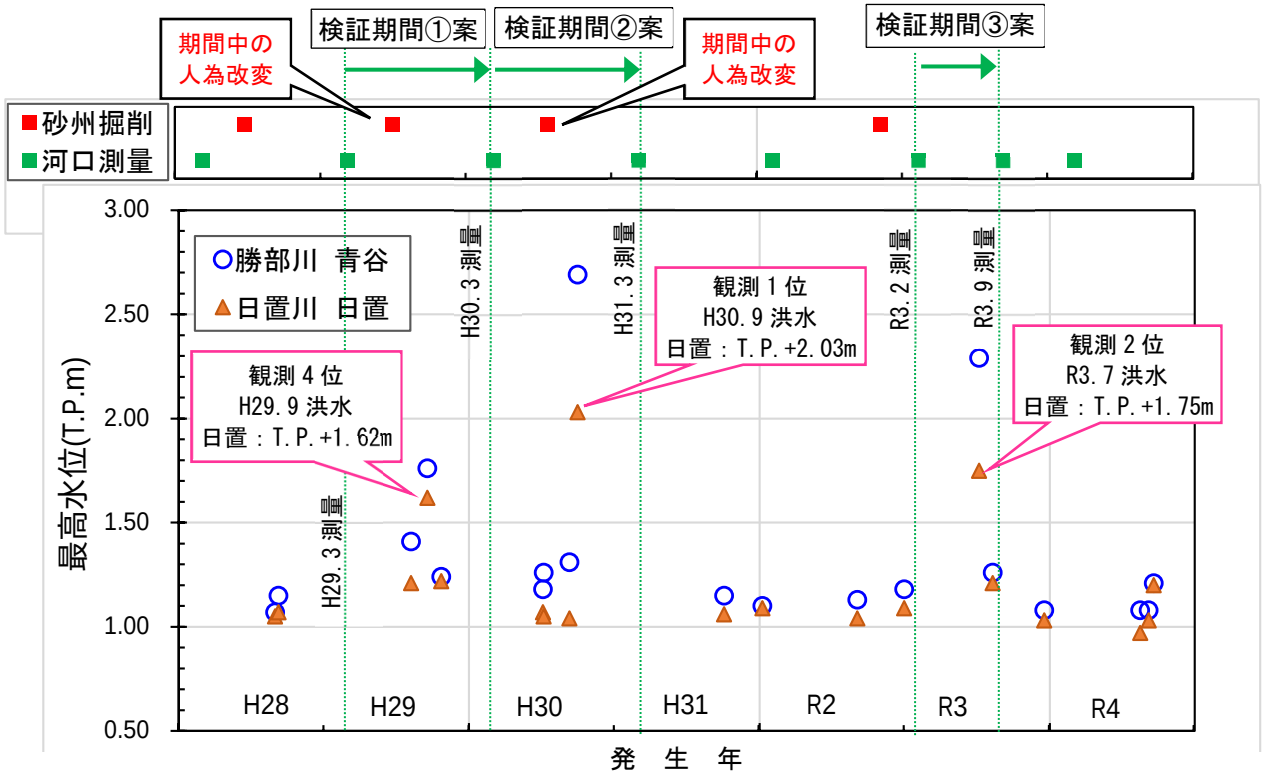


図 4.1.3　近年の主要洪水と砂州掘削・測量時期との関係（検証期間案の想定）

これら検証期間 3 案の砂州フラッシュの特性について、時刻水位、流量、河道測量断面、定点写真（国道 9 号橋より）を整理し、図 4.1.4 に示す。

各洪水の概要と砂州フラッシュの有無をまとめると以下のとおりであり、日置水位が T.P.+1.75m 程度(河口流量 230m³/s)を超えた場合に河口砂州のフラッシュが発生すると考えられる。

・H29.9 洪水(観測 4 位)　日置ピーク水位：T.P.+1.62m(河口ピーク流量：169.7m³/s) ⇒砂州フラシュ無し
・H30.9 洪水(観測 1 位)　日置ピーク水位：T.P.+2.03m(河口ピーク流量：298.4m³/s) ⇒砂州フラシュあり
・R3.7 洪水(観測 2 位)　日置ピーク水位：T.P.+1.75m(河口ピーク流量：231.8m³/s) ⇒砂州フラシュあり

なお、時刻水位波形を見ると、いずれの洪水もピーク付近の水位波形は緩慢な水位低下を示している。現状の当該河口では急激な水位低下を伴うような砂州の大規模なフラッシュが発生する現象が起きにくい状況が考えられる。

（H29.9 洪水）日置実績ピーク水位：2.56m(T.P.+1.62m)；近 18 カ年第 4 位、河口ピーク流量：169.7m³/s
・期間中の 6 月に砂州掘削している。
・砂州の上流側のみお筋付近の断面が僅かに拡大したのみで、洪水後の断面変化がほとんど生じていない。
・砂州フラッシュは発生していないと考えられる。
　⇒フラッシュを生じないケースの検証洪水として適する

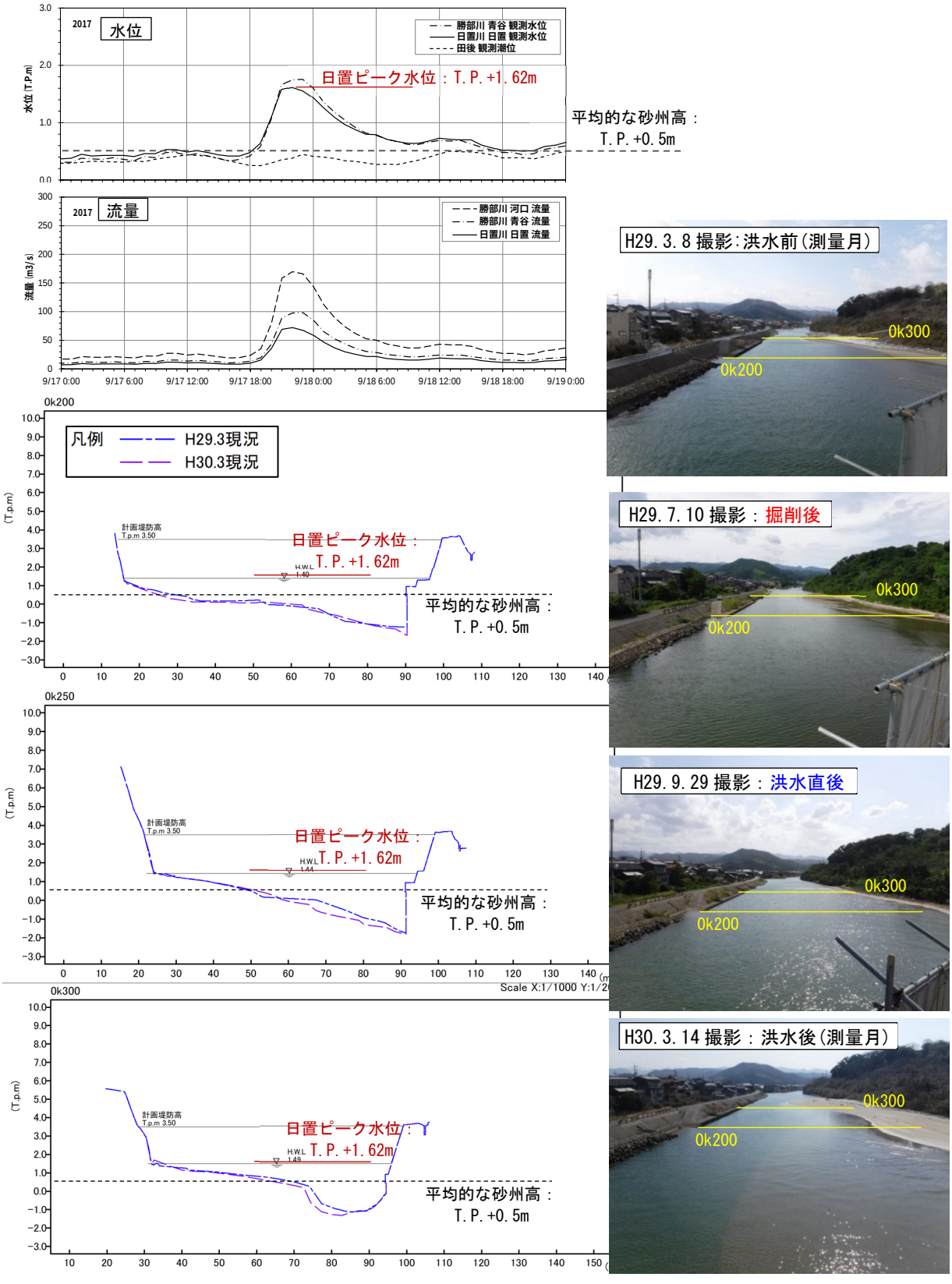


図 4.1.4(1)　初期断面・検証断面の候補（検証期間①案：H29.9 洪水）

（H30.9 洪水）日置実績ピーク水位：2.97m(T.P.+2.03m)；近 18 カ年第 1 位、河口ピーク流量：298.4m³/s
・期間中の 6 月に砂州掘削している。
・洪水後に断面が拡大していることから、洪水による砂州フラッシュの発生が認められる。
・0k200 では洪水後に左岸寄りで堆積しており、測量断面は冬季波浪の遡上影響を受けている可能性がある。
⇒検証洪水として適当でない

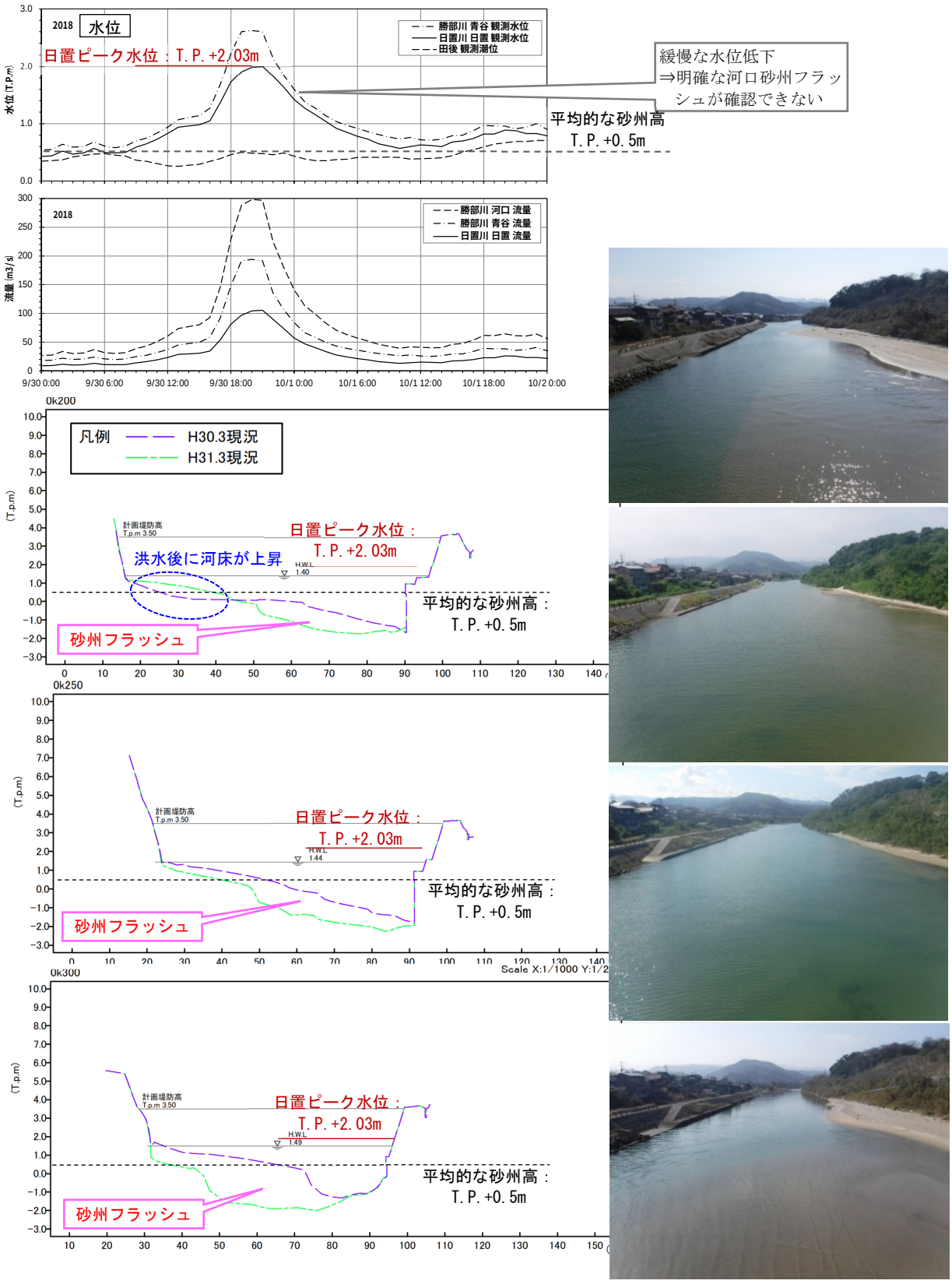


図 4.1.4(2)　初期断面・検証断面の候補（検証期間②案：H30.9 洪水）

（R3.7 洪水）日置実績ピーク水位：2.69m(T.P.+1.75m)；近 18 カ年第 2 位、河口ピーク流量：231.8m³/s
・期間中の砂州掘削は実施されていない。
・洪水後に断面が拡大していることから、洪水による砂州フラッシュの発生が認められる。
・洪水後の堆積はほとんど無く、9 月測量のため波浪遡上による堆積影響を受けていないと考えられる。
⇒フラッシュ発生ケースの検証洪水として適する

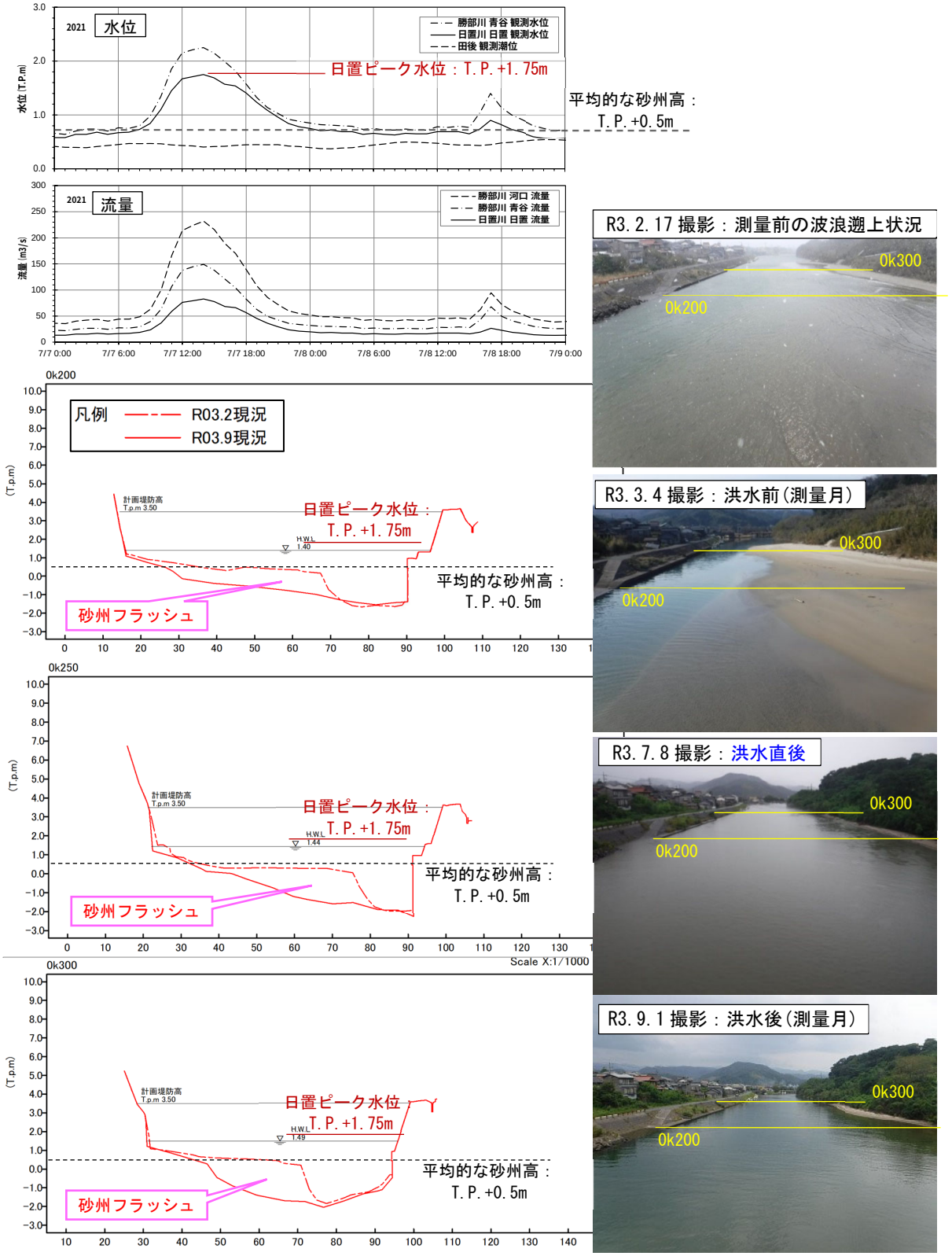


図 4.1.4(3)　初期断面・検証断面の候補（検証期間③案：R3.7 洪水）

4.2　水理量からの砂州フラッシュの条件

4.2.1　土砂移動の判定基準

不等流計算によって算定した摩擦速度u_*をもとに、土砂移動の移動限界粒径を算定する。限界摩擦速度と粒径との関係は以下に示す「岩垣の式」による。

$$
\left.
\begin{aligned}
d_m \le 0.303cm \quad &; \quad u_{*c}{}^2 = 80.9 d_m \\
0.118 \le d_m \le 0.303 \quad &; \quad u_{*c}{}^2 = 134.6 d_m{}^{31/22} \\
0.0565 \le d_m \le 0.118 \quad &; \quad u_{*c}{}^2 = 55.0 d_m \\
0.0065 \le d_m \le 0.0565 \quad &; \quad u_{*c}{}^2 = 8.41 d_m{}^{11/32} \\
d_m \le 0.0065 \quad &; \quad u_{*c}{}^2 = 226 d_m
\end{aligned}
\right\} \cdots\cdots \text{岩垣の式}
$$

ここに、d_mは平均粒径，u_{*c}は限界摩擦速度を示す。

沈降速度Woはルベエイの式によると次のように表わされる。

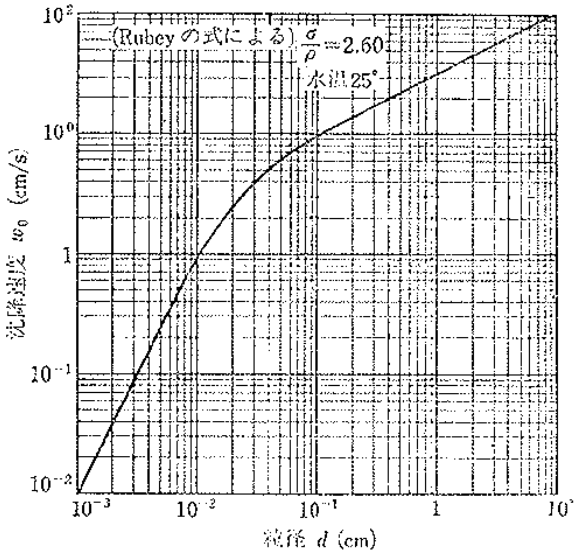


図 4.2.1　砂粒の沈降速度と粒径との関係

4.2.2 不等流計算条件

流量規模～摩擦速度の関係を把握するため不等流計算を実施することとし、検討条件を表 4.2.1 以下にまとめる。

勝部川下流部における土砂移動限界粒径の把握が目的であることから、不等流計算の流量規模は小規模流量をカバーするものとし、計算流量は表 4.2.2 とする。

表 4.2.1 不等流計算条件による水面形の再現検証条件

項 目	条 件	備 考
対象河川	・勝部川： L=2,200m（A=60.5km²） ・日置川： L=2,400m	勝部水系 2 級河川
計算断面	洪水前断面による(河口部は砂州が発達した地形) ・勝部川 河口部(0k000～0k400)：R3.2 測量 河口部以外(0k400～)：H31.03 測量（河口部以外の最新測量） ・日置川 全区間：H31.04 測量（河口部以外の最新測量）	
水位計算手法	・1 次元不等流モデルによる *)	
計算流量	・河口：17～620m³/s（6 ケース）（参照：表 4.2.2）	
出発水位	・勝部川下流端（河口）0ｋ000：限界水深による（T.P.+0.5m より低い場合は、朔望平均満潮位） ＊参考までにすべて限界水深による検討結果を併記 ・日置川下流端 0ｋ000：本川背水影響を受けるため、本川合流点 0k500 の計算水位(0k400 と 0k600 の平均)を適用	
粗度係数	・勝部川・日置川：n=0.030（全区間）	河川整備計画の粗度

*)平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」の事業評価モデルと整合

表 4.2.2 不等流の計算流量配分

(単位；m³/s)

	ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6
勝部川 河口	17	85	170	340	460	620
勝部川 日置川合流前	10	50	100	200	270	360
日置川 下流端	7	35	70	140	190	260
日置川 露谷川合流前	7	33	65	130	180	230
流量配分根拠	1/3 流量 ×5%	1/3 流量 ×25%	1/3 流量 ×50%	1/3 流量	1/10 流量	1/50 流量

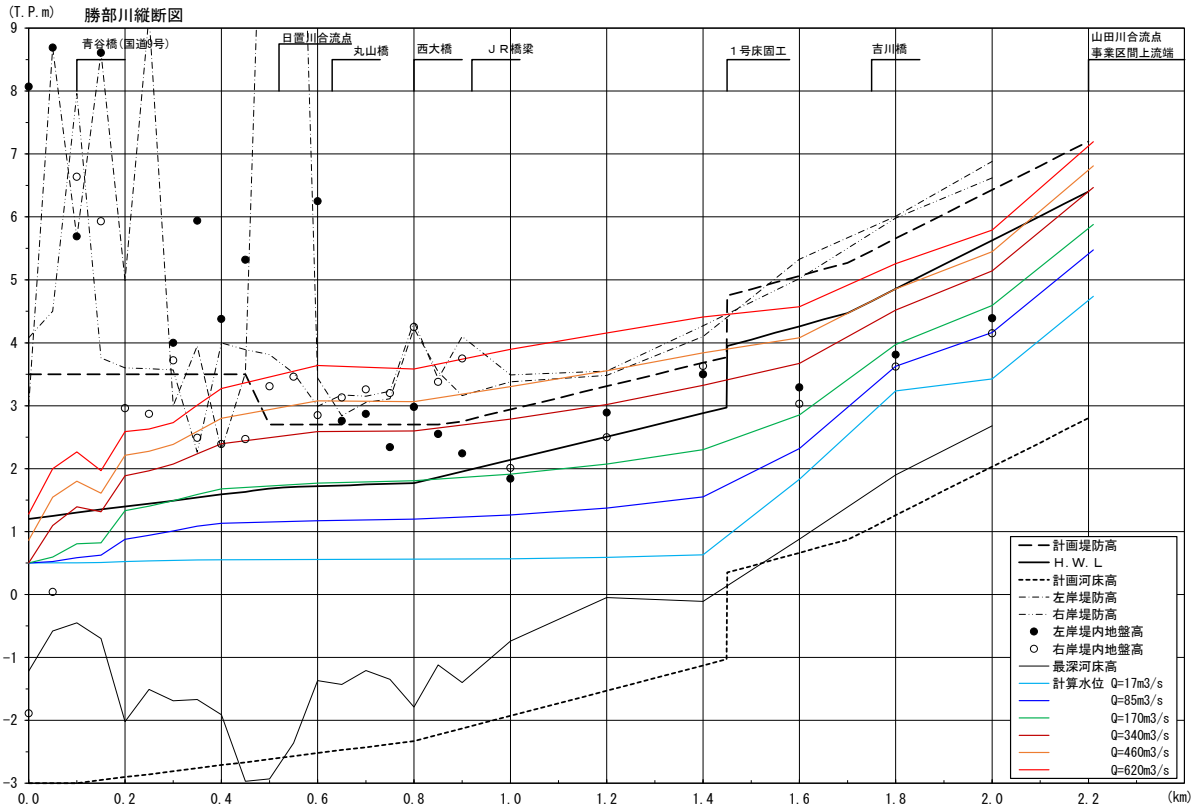


図 4.2.2(1)　不等流計算水位縦断図（勝部川）※出発水位：朔望平均満潮位を考慮

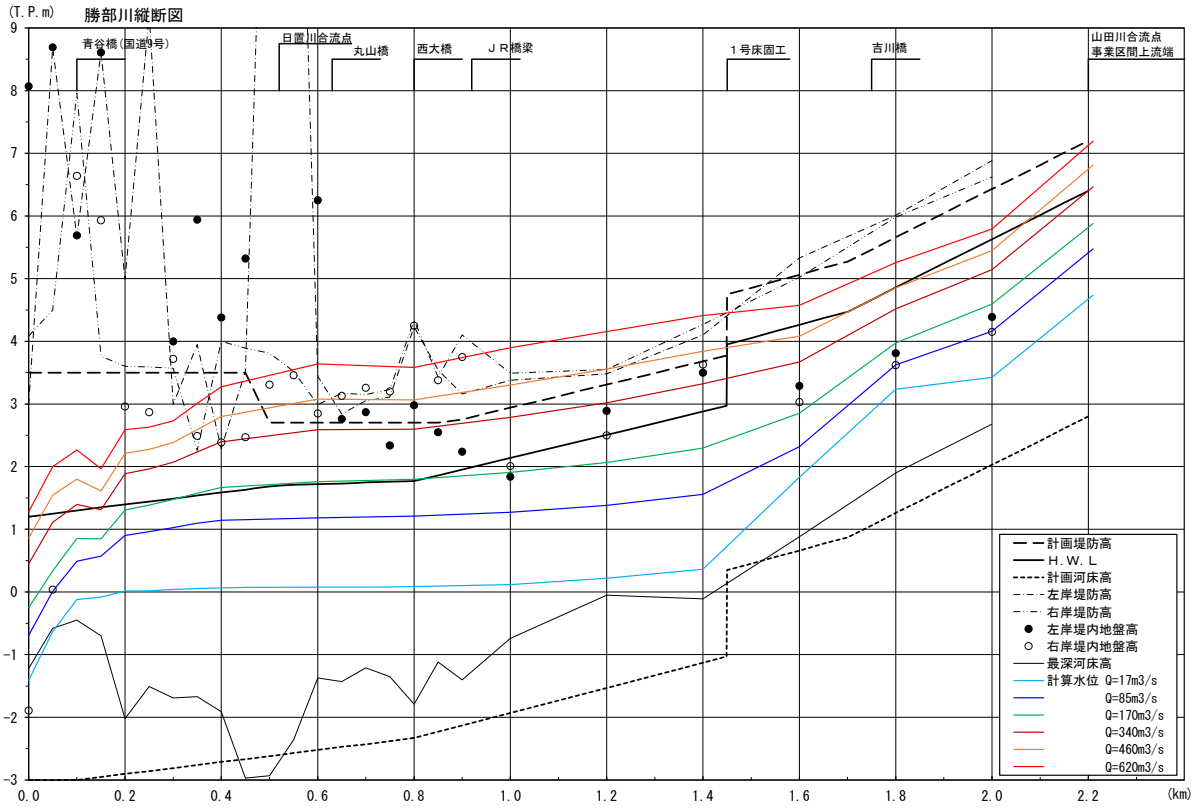


図 4.2.3(2)　不等流計算水位縦断図（勝部川）※出発水位：限界水深による

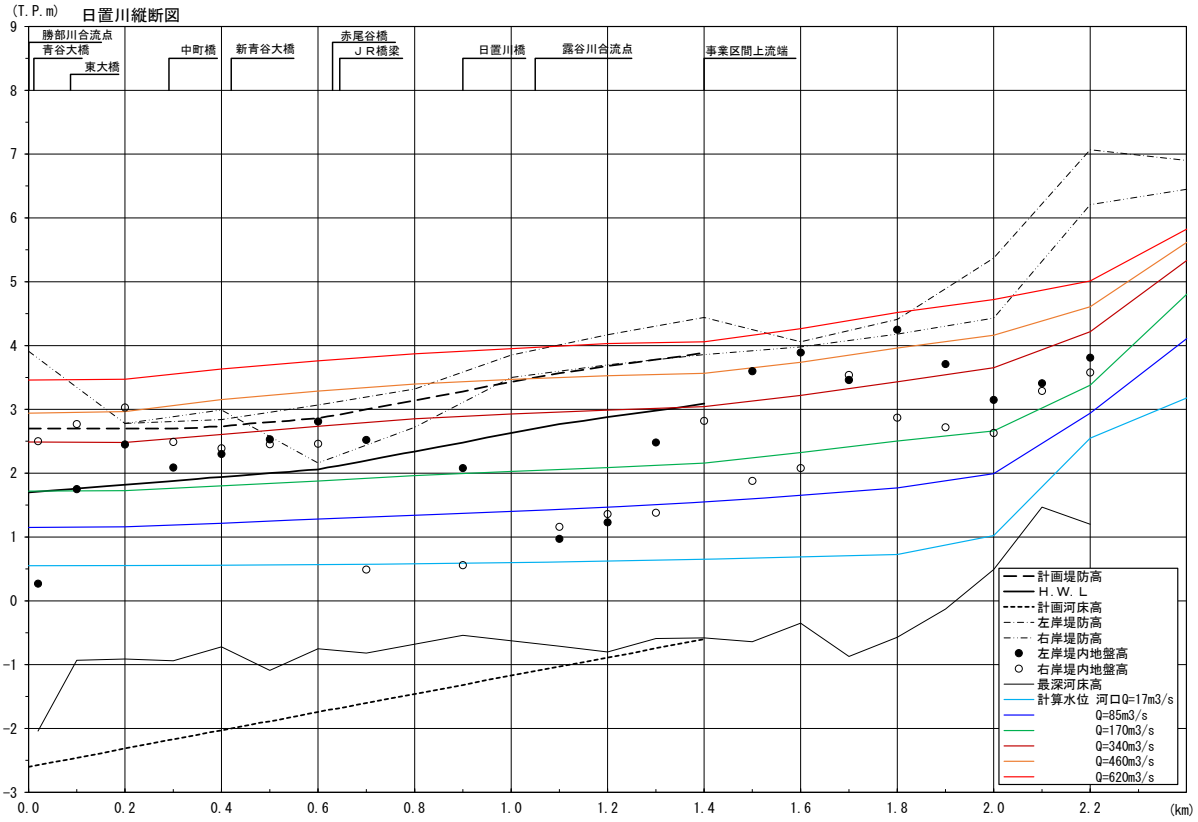


図 4.2.4(1)　不等流計算水位縦断図（日置川）※出発水位：朔望平均満潮位を考慮

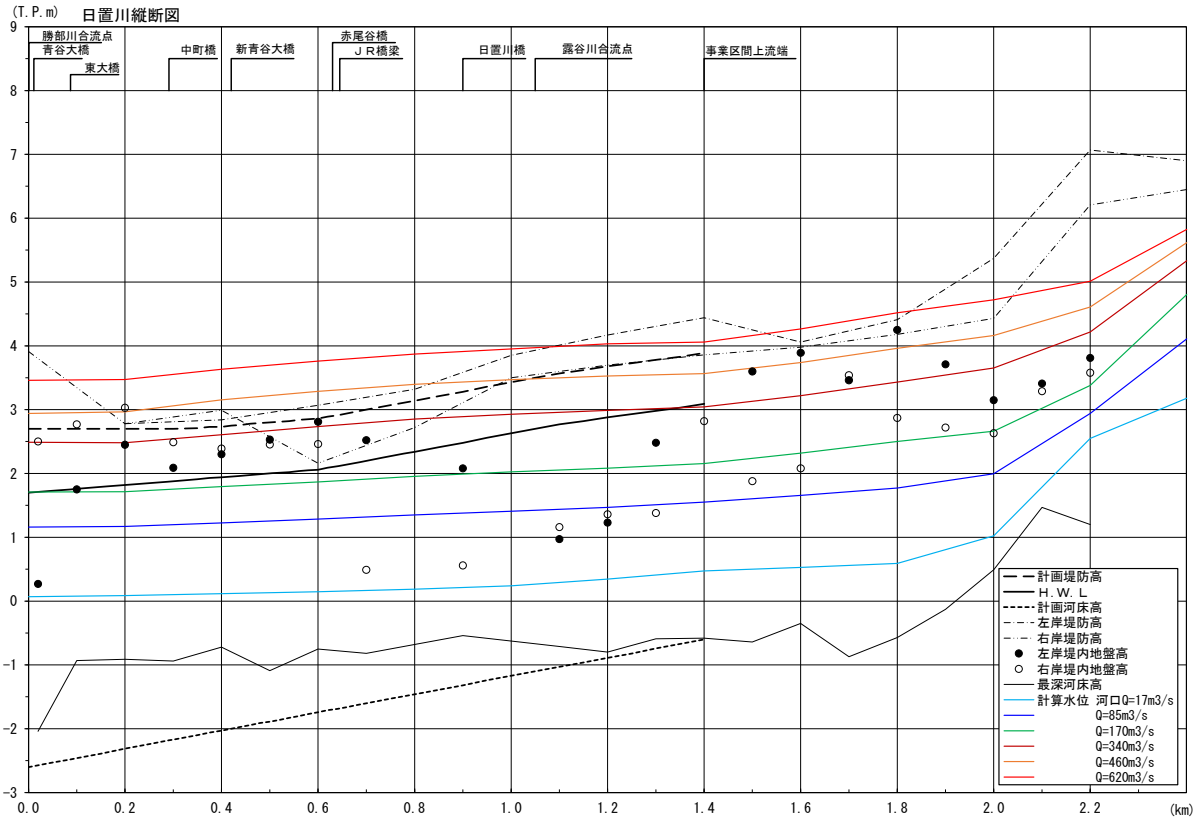


図 4.2.5(2)　　不等流計算水位縦断図（日置川）※出発水位：限界水深による

4.2.3　代表粒径

3.1 節での河床材料調査を用いることとし、60%粒径(d_{60})を適用する。不等流計算の断面は勝部川河口部 50m ピッチ、その他は 200m ピッチのため、計算断面の河床材料調査が行われていない場合は近傍の調査実施個所の d_{60} を用いる。

4.2.4　算定結果

不等流計算結果より、流速、平均水深を抽出して土砂の移動判定に使われる摩擦速度・沈降速度、移動限界粒径を算定し、比較した結果を図 4.2.6 に示す。河床材料が移動を始める流量を以下に示す。

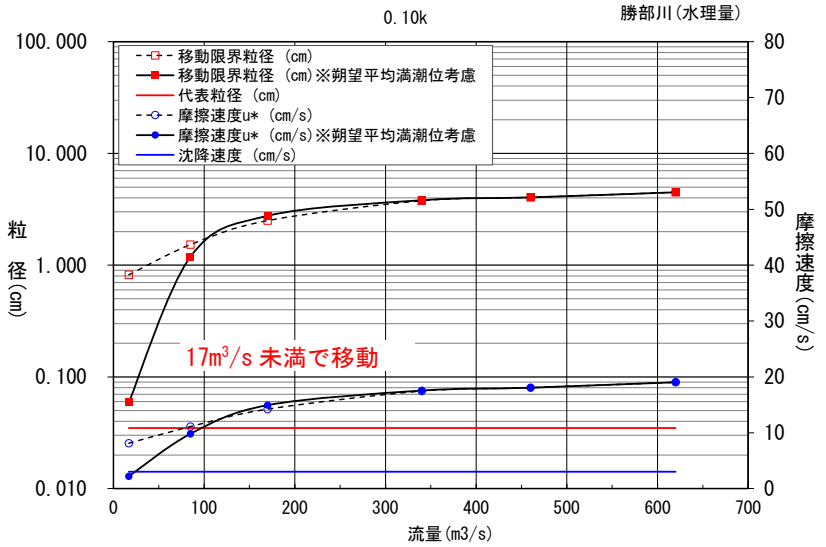
＜河床材料が移動を始める流量＞

- 0.1k：17m³/s
- 0.2k：17m³/s
- 0.4k：30m³/s
- 1.0k：10m³/s
- 1.2k(表層)：40m³/s
- 1.2k(下層)：135m³/s
- 1.8k(表層)：160m³/s
- 1.8k(下層)：110m³/s

移動限界粒径と代表粒径、沈降速度と比較した水理量は概ね対象全区間において大きく、河床材料を構成する粒径成分に対しては基本的に掃流領域にあると言える(勝部川上流端付近を除く)。

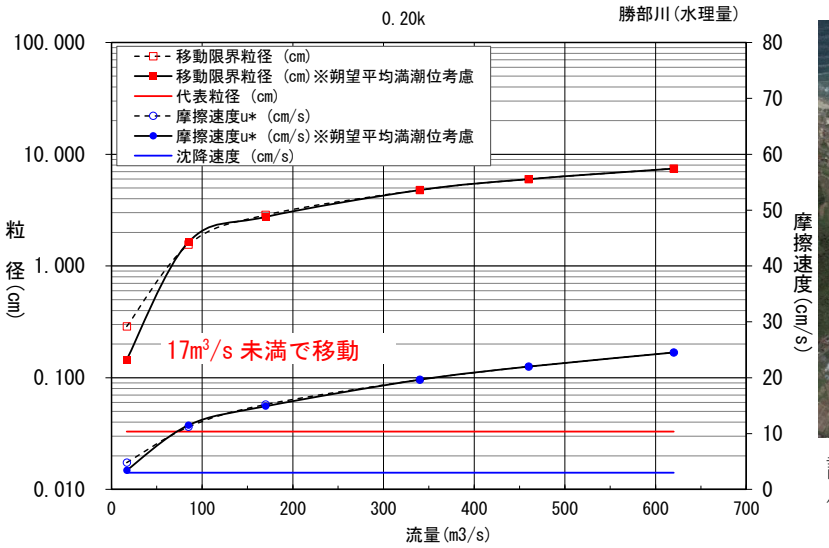
大部分の流量規模において移動限界粒径より代表粒径 d_{60} が小さいことから、中小洪水時でも勝部川下流部の土砂は非常に動きやすい傾向であることが言える。実際の水理量は横断地形による水深の相違や冠水の有無に支配されることから、本業務では 2 次元流況計算モデルにおいて横断的な水深、水理量を時々刻々と計算して土砂移動の有無の判定、流砂量算出を行っていくものとする。

なお、検討区間の上流部においては、低水路部を含む河道の大部分が草本によって覆われて実際の河床変動はほとんど生じていないと考えられる箇所があり、実態に合わせた河床変動計算を行う必要がある。



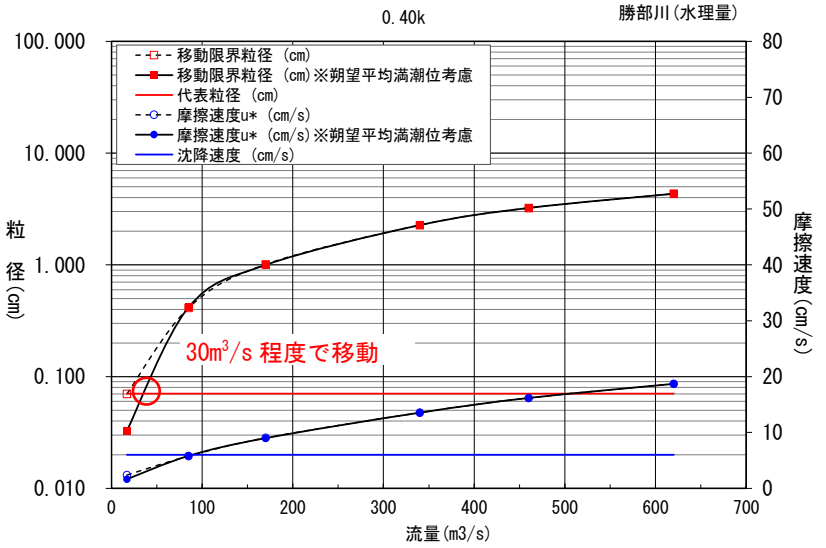


調査箇所：⑥0.1k 表層
代表粒径 d_{60}=0.348mm
(0.0348cm)





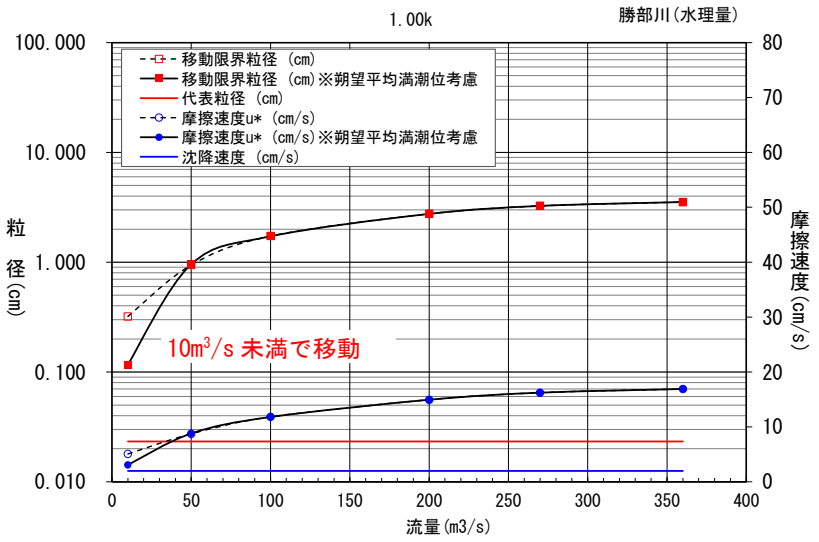
調査箇所：⑤0.2k 表層
代表粒径 d_{60}=0.330mm
(0.0330cm)





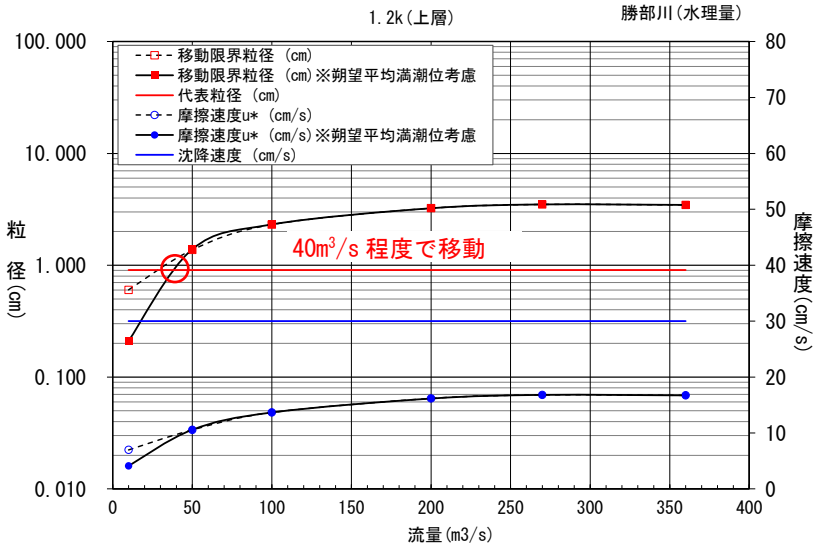
調査箇所:④0.5k 表層
代表粒径 d_{60}=0.704mm
(0.0704cm)

図 4.2.6(1)　流量と移動限界粒径・摩擦速度の関係（勝部川）



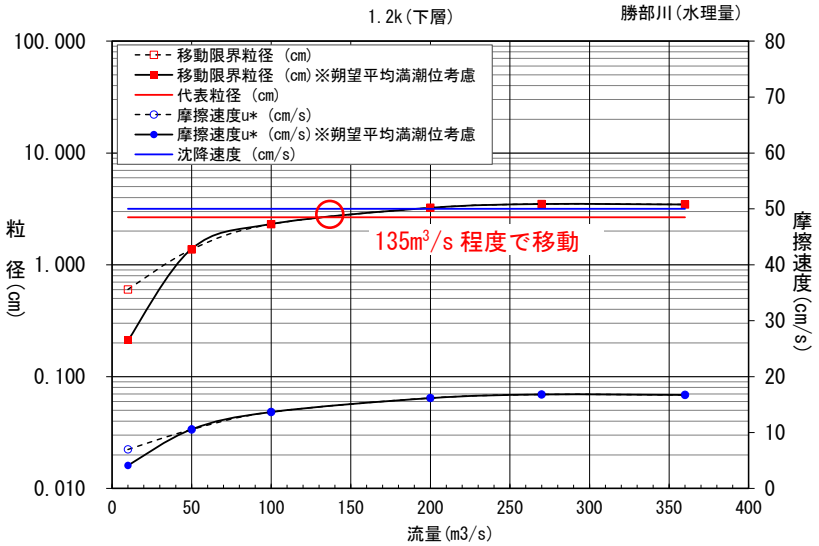


調査箇所:③1.0k 表層
代表粒径 d_{60}=0.233mm
(0.0233cm)





調査箇所 : ②1.3k 表層
代表粒径 d_{60}=9.078mm
(0.9078cm)





調査箇所 : ②1.3k 下層
代表粒径 d_{60}=26.601mm
(2.6601cm)

図 4.2.6(2) 流量と移動限界粒径・摩擦速度の関係（勝部川）

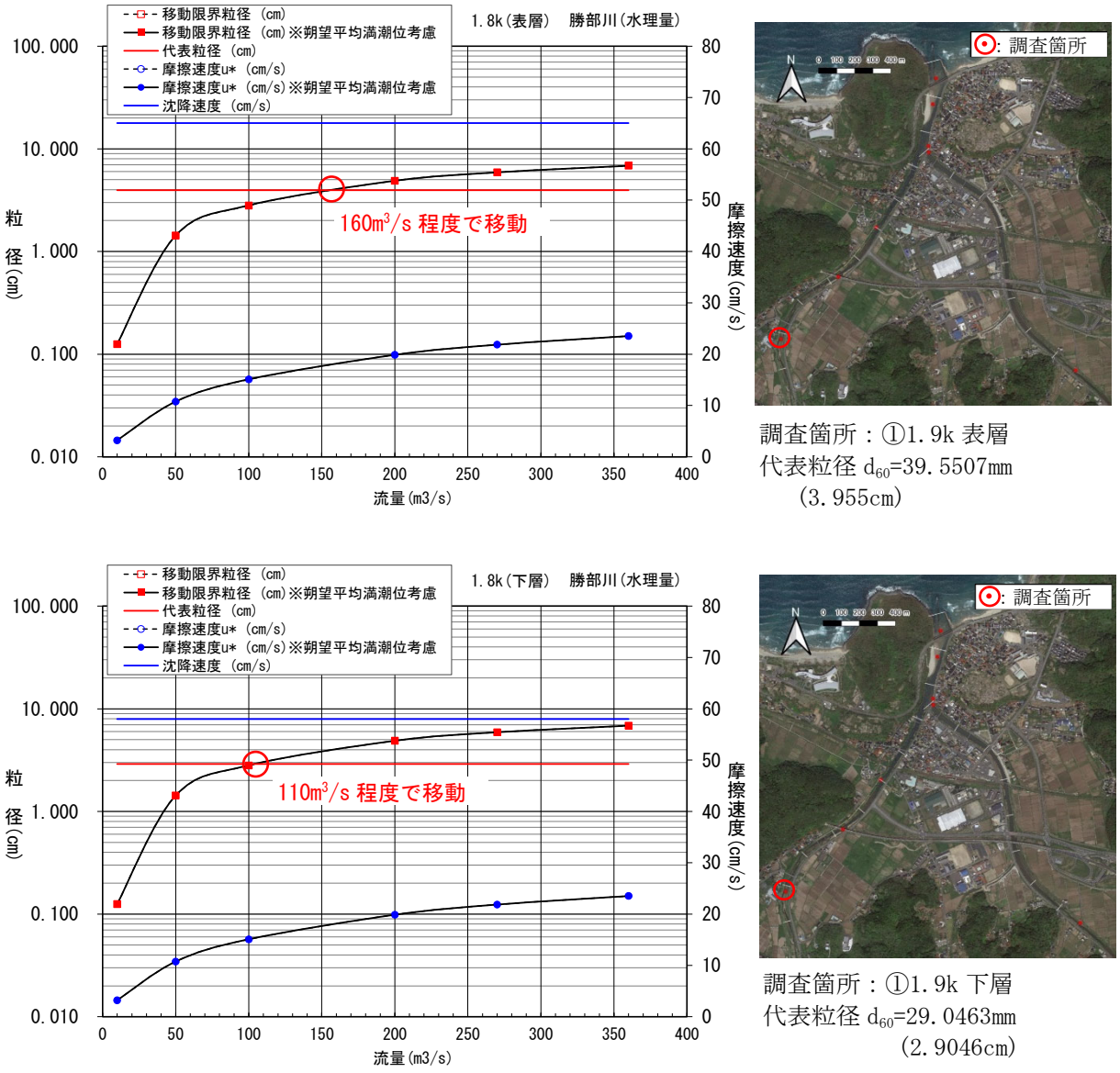
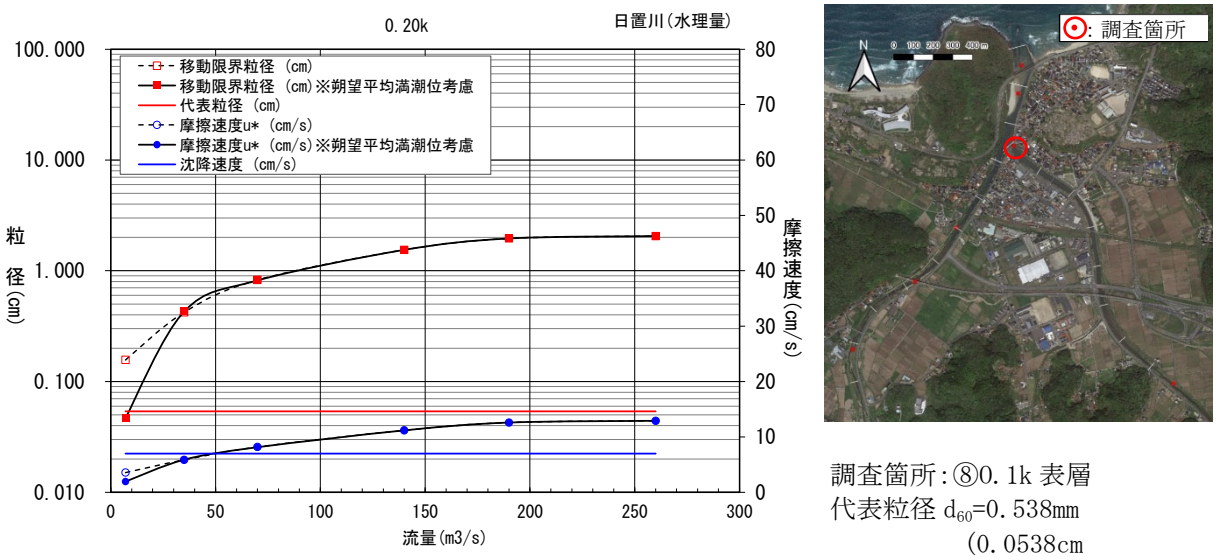


図 4.2.6(3)　流量と移動限界粒径・摩擦速度の関係（勝部川）



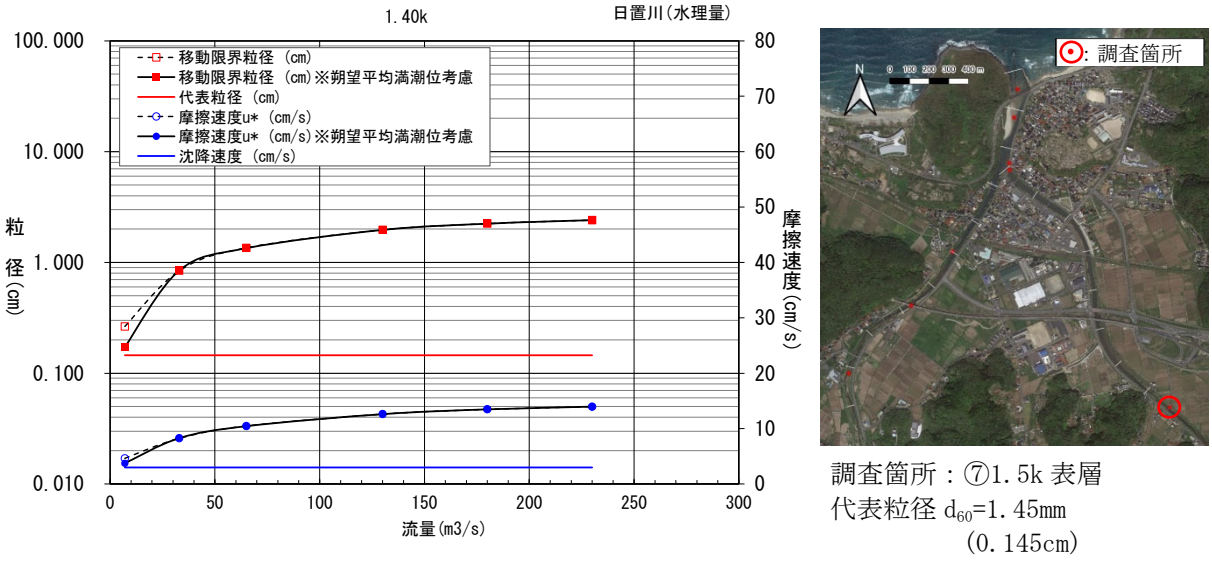


図 4.2.6(4)　流量と移動限界粒径・摩擦速度の関係（日置川）

5. 目標設定

河口部治水対策の整備目標を設定する。なお、設定にあたって次の点に留意する。

（留意事項）

・対策工（砂州フラッシュを促進するための中導流堤の整備、維持的掘削等）によって物理的に実現可能と考えられる目標とする必要がある。現時点では、勝部川水系河川整備計画が 50 年確率規模であるのに対して、今回の目標設定では早期に効果を発現させるため、暫定的に中小規模（例：10 年確率規模・20 年確率規模）の目標とすることを想定している。

・この暫定目標については、一定程度の便益が早期に得られるものとする必要があり、既往業務で実施した段階的確率規模別氾濫解析の結果をもとに検討することを想定している。ただし、越水による氾濫だけではなく、内水についてもこれまでの浸水被害に対して軽減すること確認し、検討を進めることを想定している。

・一定程度の便益を得られるように目標設定しようとすると、中導流堤と維持掘削等だけで達成できないことも想定される。この場合は、「河道内のうち河口部以外での対策」の方法を提案すること。その上で、「暫定整備目標」＝「河口部対策（砂州フラッシュを促進するための中導流堤の整備、維持的掘削等）の整備目標」＋「河道内のうち河口部以外での対策の整備目標」を設定する。

令和 3 年度　勝部川河口対策検討業務委託における検討成果（1/10 及び 1/30 の目標流量に対応する河道断面形状、不等流計算結果等）、平成 24 年度　勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」における検討成果（確率規模別の氾濫解析の結果等、表 5.2.1 参照）等を基に、協議のうえで、河口部治水対策の整備目標を設定する。

設定にあたっては上記の留意事項を踏まえ、次に示す項目を整理・検討する。

・設定断面と流下能力との関係整理

1/10 等の中小規模の目標の設定していることから、設定断面と流下能力（確率規模）との関係を整理しておく。

・暫定目標の検討

既往業務の段階的確率規模別氾濫解析の結果をもとに、整備効果を踏まえた整備目標を設定する。また、鳥取市による内水排除計画を参考に、暫定整備による内水被害の軽減についても確認する。

・整備目標の設定検討

6 章の対策工検討の結果、中導流堤と維持掘削等による対応が難しいことが確認されている。このため、河川事業の範囲内での河口部以外での対策としては河口部の流量配分の軽減、すなわち洪水処理計画の見直しが対象となる。既定計画の河川整備基本方針における洪水調節ダム、遊水地の検討案をもとに整理・検討する。

5.1　設定断面と流下能力との関係整理

勝部川の河口部では掘削しても波浪の影響により土砂が堆積し、再び河口砂州が形成されるため、維持掘削あるは洪水時の砂州フラッシュによる所定断面の確保といった河口部の河積を担保する必要がある。このことから、本検討において河口砂州フラッシュ等のシミュレーションを実施し、確保できた断面を踏まえて治水目標の設定を行う方針としている。

暫定改修規模において確保した河積における流下能力（目標安全度）を把握することとし、既往検討*)や「河川砂防技術基準」等を踏まえ、河口部に流量規模別の不等流計算を実施して流下能力を検討する。

*)R3 年度　勝部川河口対策検討業務委託　令和 4 年 1 月　（株）建設技術研究所

5.1.1　現況流下能力特性の把握（目標設定の前提条件）

勝部川下流部には低地が拡がっており、S62.10 洪水、H16.10 洪水、H30.9 洪水、R3.7 洪水等において浸水被害が発生している。このことを踏まえて現況河道の流下能力を把握し、目標設定の前提条件とする。

(1)　検討条件

勝部川・日置川の水位上昇に関する検討条件について、以下のとおりまとめる。

表 5.1.1　不等流計算条件表

項　目	条　件	備　考
対象河川	・勝部川：　L=2,200m（A=60.5km²） ・日置川：　L=2,400m	勝部水系下流低平地区間
検討断面	＜現況＞ ○現況 1(河口：洪水後) 勝部川：現況（0.0ｋ~0.4k：H31.3 測量、0.6ｋ~2.2k：H31.3 測量） ○現況※暫定改修断面：築堤のみ・掘削残し 日置川：現況（0.0ｋ~2.4k：H31.4 測量）	(河口部の計算断面) ・現況 1(河口：洪水後)：H30.9 洪水により砂州がフラッシュされた H31.3 断面
水位計算手法	・1 次元不等流計算	
計算流量	・計算流量配分：図 5.1.1	確率規模別流量
出発水位	・勝部川下流端（河口）0ｋ000：ピーク流量時の実績潮位(田後験潮場) ※潮位が低く射流となる場合は限界水深による ・日置川下流端 0ｋ000：本川背水影響を受けるため、本川合流点 0k500 の計算水位(0k400 と 0k600 の平均)を適用	
粗度係数	・河川整備計画での設定値：n=0.030（全区間）	

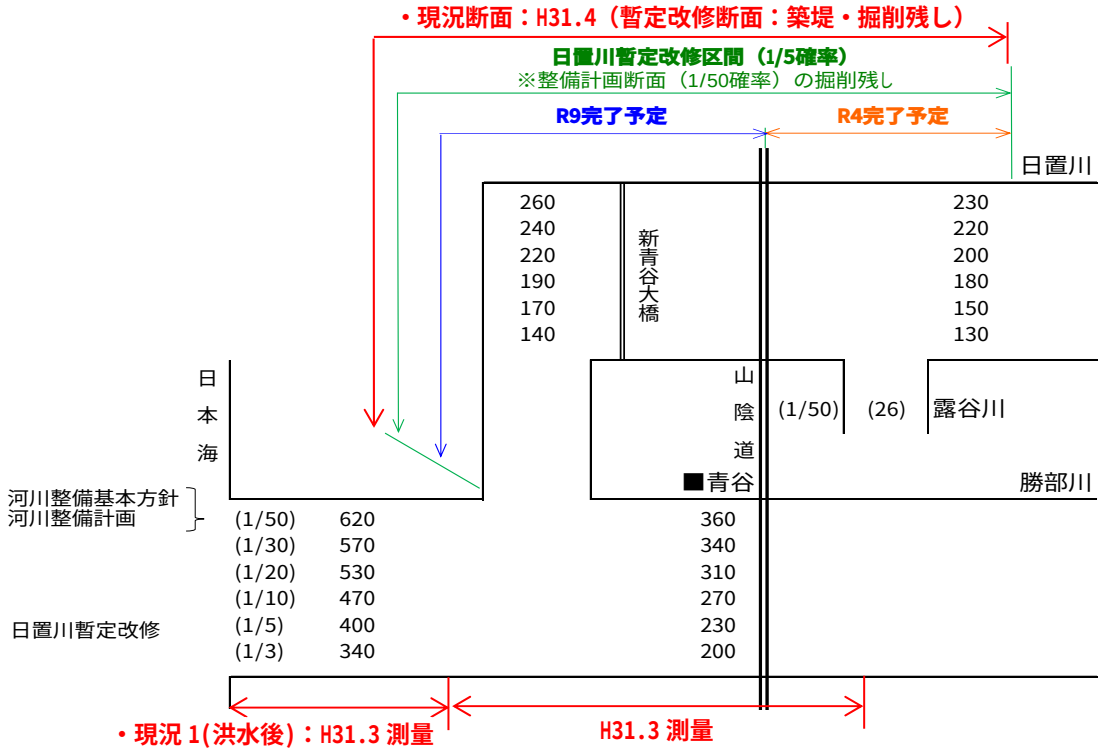


図 5.1.1　当面の暫定的な対策案の概要及び確率規模別流量配分

(2) 計算断面

日置川では暫定改修が実施中であり、この暫定改修断面（現況断面の築堤のみ・掘削残し、1/5 確率と評価）を設定する。

実測水位の検証計算により洪水後の断面を設定した方が適合度は高く、河口部については、洪水後の砂州がフラッシュされた断面を対象に、流下能力の検討に用いる断面形状を設定し図 5.1.2 に示す。

＜ケース 1　現況＞

○勝部川現況(河口：洪水後)

勝部川：現況 1（0.0ｋ~0.4k：H31.3 測量、0.6ｋ~2.2k：H31.3 測量）

○日置川現況　※日置川暫定整備(築堤のみ・掘削残し)

日置川：現況（0.0ｋ~2.4k：H31.4 測量）

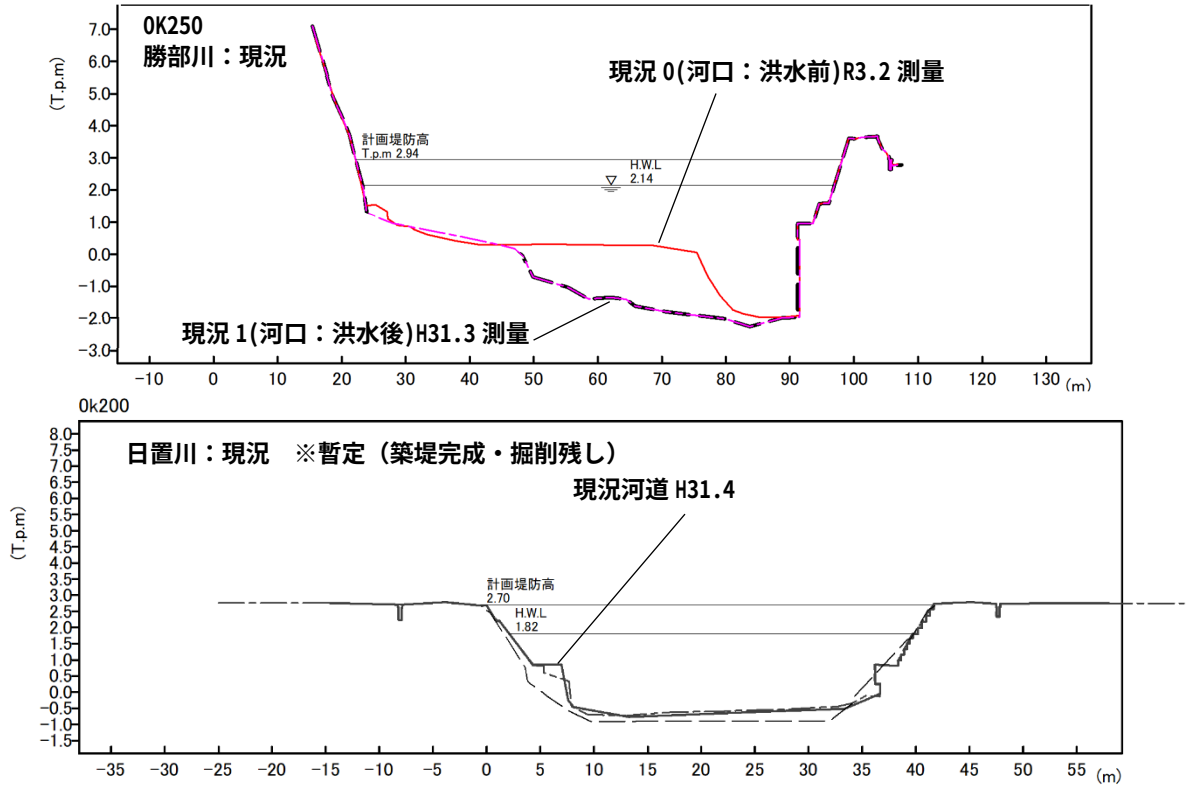


図 5.1.2　検討に用いた断面（勝部川河口部）※代表断面図

※共通出典

計画堤防高、H.W.L、計画河床高：河川整備計画

1/30 河道河床高の出典：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

(3) 計算結果

設定した断面形状をもとに不等流計算を行い、計算結果を図 5.1.12、図 5.1.13 に示す。図 5.1.13 より現況河道（日置川暫定改修）において 1/5 確率流量の H.W.L 以下の流下は困難であるが、堤防天端高以下であれば流下可能である。

5.1.2　規模別河道断面の検討（今後の段階的整備において確保すべき断面形状）

既往検討のとりまとめ及び一部検討ケースの変更を行い、河道改修断面の規模別の流下能力を把握する。

(1)　1/10 確率断面

1)　検討条件

勝部川・日置川の水位計算にかかる検討条件を、以下に示す。

表 5.1.2　不等流計算条件表

項　目	条　件	備　考
対象河川	・勝部川：　L=2,200m（A=60.5km²） ・日置川：　L=2,400m	勝部水系下流低平地区間
検討断面	＜対策案＞ ○勝部川河口：掘削後 勝部川：1/10 断面掘削（0.0ｋ~0.4k：掘削、0.6ｋ~2.2k：H31.3 測量） ○現況※暫定改修断面：築堤のみ・掘削残し 日置川：現況（0.0ｋ~2.4k：H31.4 測量） ○日置川掘削後 日置川：1/10 断面（0.0ｋ~2.4k）	
水位計算手法	・1 次元不等流	
計算流量	・計算流量配分：図 5.1.3	確率規模別流量
出発水位	・勝部川下流端（河口）0ｋ000：朔望平均満潮位 T.P.+0.39m ※潮位が低く射流となる場合は限界水深による ・日置川下流端 0ｋ000：本川背水影響を受けるため、本川合流点 0k500 の計算水位(0k400 と 0k600 の平均)を適用	
粗度係数	・河川整備計画での設定値：n=0.030（全区間）	

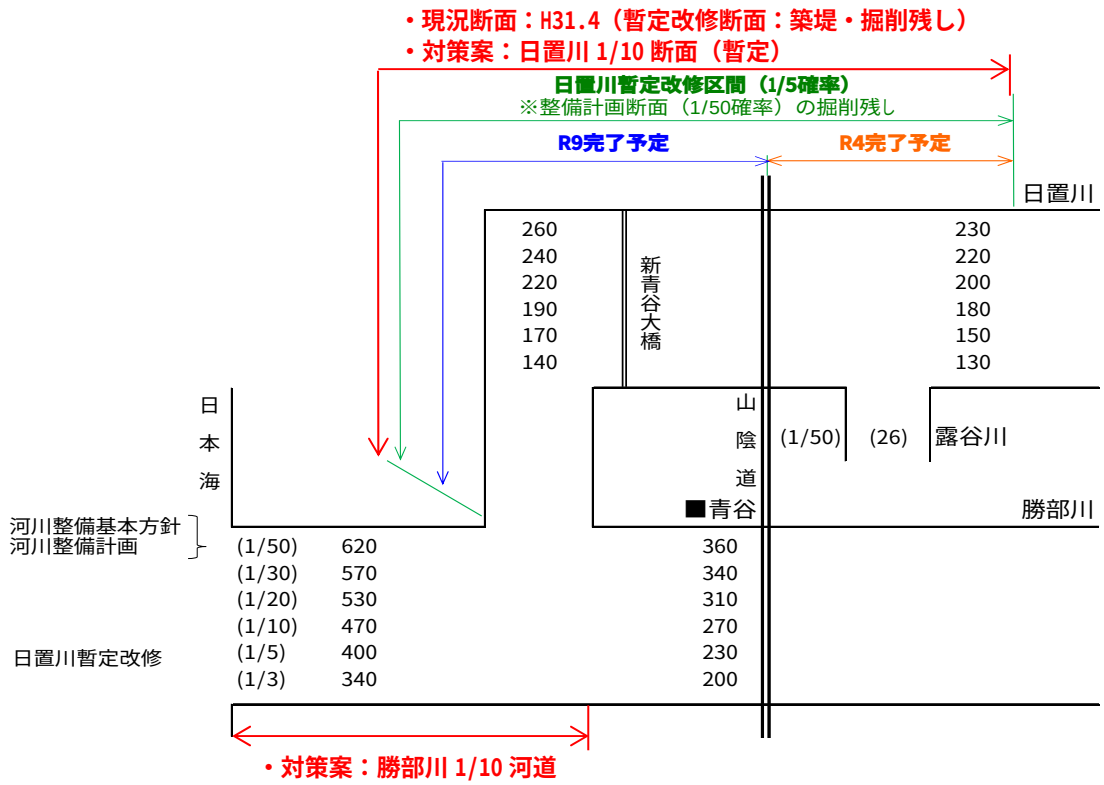


図 5.1.3　当面の暫定的な対策案の概要及び確率規模別流量配分

2) 検討断面の設定

日置川の暫定改修の終了後において必要となる河口部の断面形状を、既往検討断面をもとに下記のとおり設定する。

＜ケース 2-1　河口部 1/10 掘削後＞

○勝部川河口掘削後（横断面図：図 5.1.5）
勝部川：1/10 断面（0.0ｋ~0.4k：掘削、0.6ｋ~2.2k：H31.3 測量）
○日置川現況　※日置川暫定整備(築堤のみ・掘削残し)
日置川：現況（0.0ｋ~2.4k：H31.4 測量）

＜ケース 2-1　1/10 掘削後(暫定)＞

○勝部川河口掘削後（横断面図：図 5.1.5）
勝部川：1/10 断面（0.0ｋ~0.4k：掘削、0.6ｋ~2.2k：H31.3 測量）
○日置川掘削後
日置川：1/10 断面（0.0ｋ~2.4k）（横断面図：図 5.1.6）
河床掘削区間 0.0k～1.4k：実延長 L=約 1400m

3) 計算結果

勝部川河口部の河積を 1/10 確率断面とした場合の不等流計算水位を図 5.1.14 に示す。

日置川現況断面とした場合を図 5.1.15 に示す。1/5 確率流量の H.W.L 以下での流下が可能となる。

日置川 1/10 断面とした場合を図 5.1.15 に示す。1/10 確率流量の H.W.L 以下での流下が可能となる。

※日置川 1/30 河床掘削の取り扱いについて

既往検討の時点では改修途上のため護岸未設置箇所があったため、河床部を掘削残し（掘りっ放し）とする図 5.1.4 の暫定断面を想定した。しかし R9 完成予定で概ね護岸設置が進捗し、掘削残し掘りっ放し河床形状を想定する必要がなくなったことから本検討の整理対象としない。

＜日置川 1/30 河床掘削＞

日置川：1/30 河道の河床まで掘削（現状河岸から 3 割勾配で掘削）

河床掘削区間 0.0k～1.4k：実延長 L=約 1400m

・1/50 河道では、護岸等の対策が必要となり、現実的ではない。
・そこで、1/30 河道の計画河床高を適用する。
・暫定掘削となることから、恒久的な護岸を必要としない 3 割勾配で掘削する
※1/30 河道の出典：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

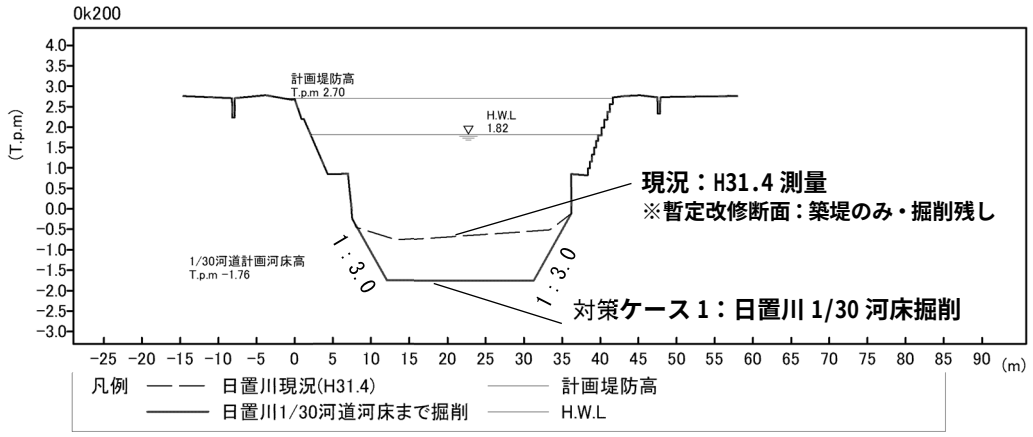


図 5.1.4　1/30 河床掘削の代表断面（日置川 0K200）

R3 年度　勝部川河口対策検討業務委託　令和 4 年 1 月　（株）建設技術研究所
（既往報告書掲載場所）日置川横断図：図 4.2.22、水位縦断図：P4-15 図 4.2.11）

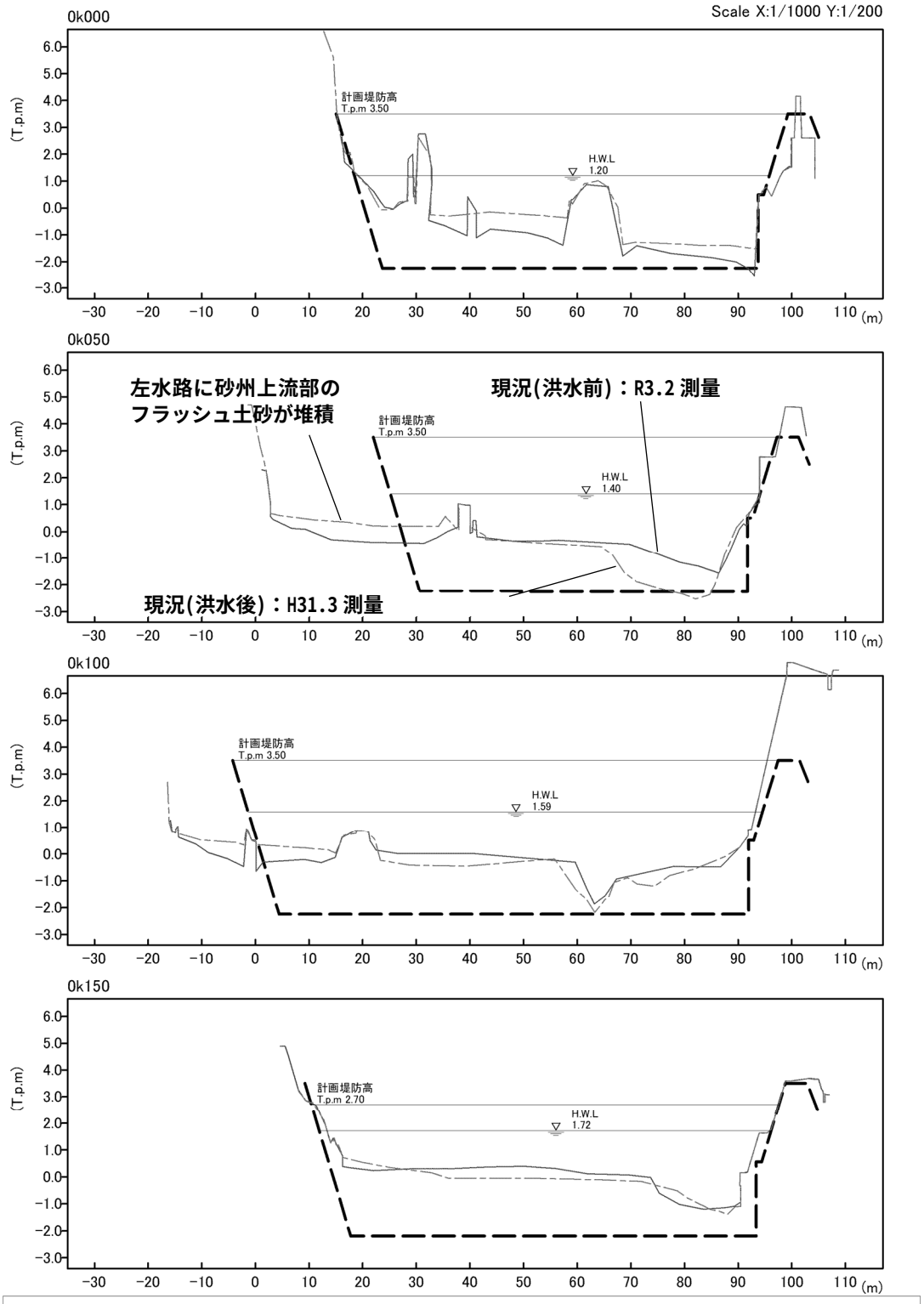


図 5.1.5(1)　不等流計算断面図（勝部川河口部 1/10 計画）

出典(計画堤防高、H.W.L、計画河床高)：河川整備計画
出典(1/30 河道河床高)：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

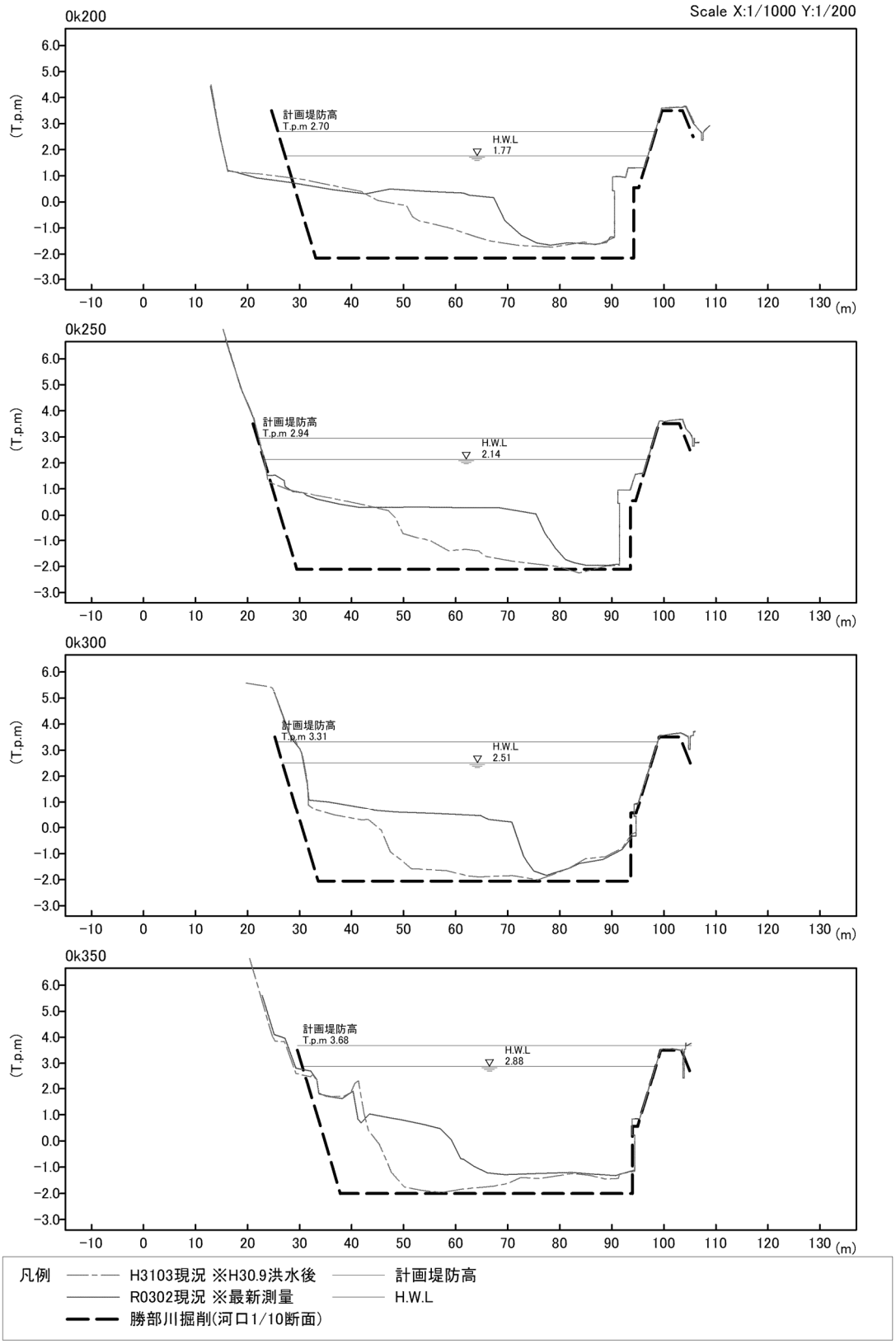
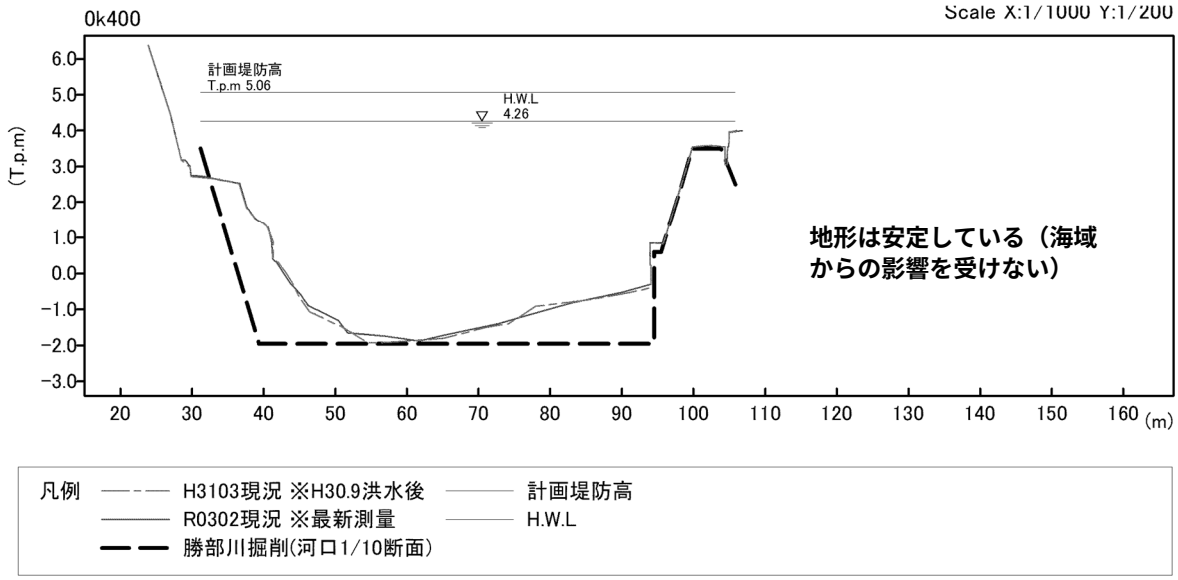


図 5.1.5(2)　不等流計算断面図（勝部川河口部 1/10 計画）

出典(計画堤防高、H.W.L、計画河床高)：河川整備計画
出典(1/10 河道河床高)：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」



凡例
H3103現況 ※H30.9洪水後
R0302現況 ※最新測量
勝部川掘削(河口1/10断面)
計画堤防高
H.W.L

図 5.1.5(3)　不等流計算断面図（勝部川河口部 1/10 計画）

出典(計画堤防高、H.W.L、計画河床高)：河川整備計画
出典(1/10 河道河床高)：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

日置川

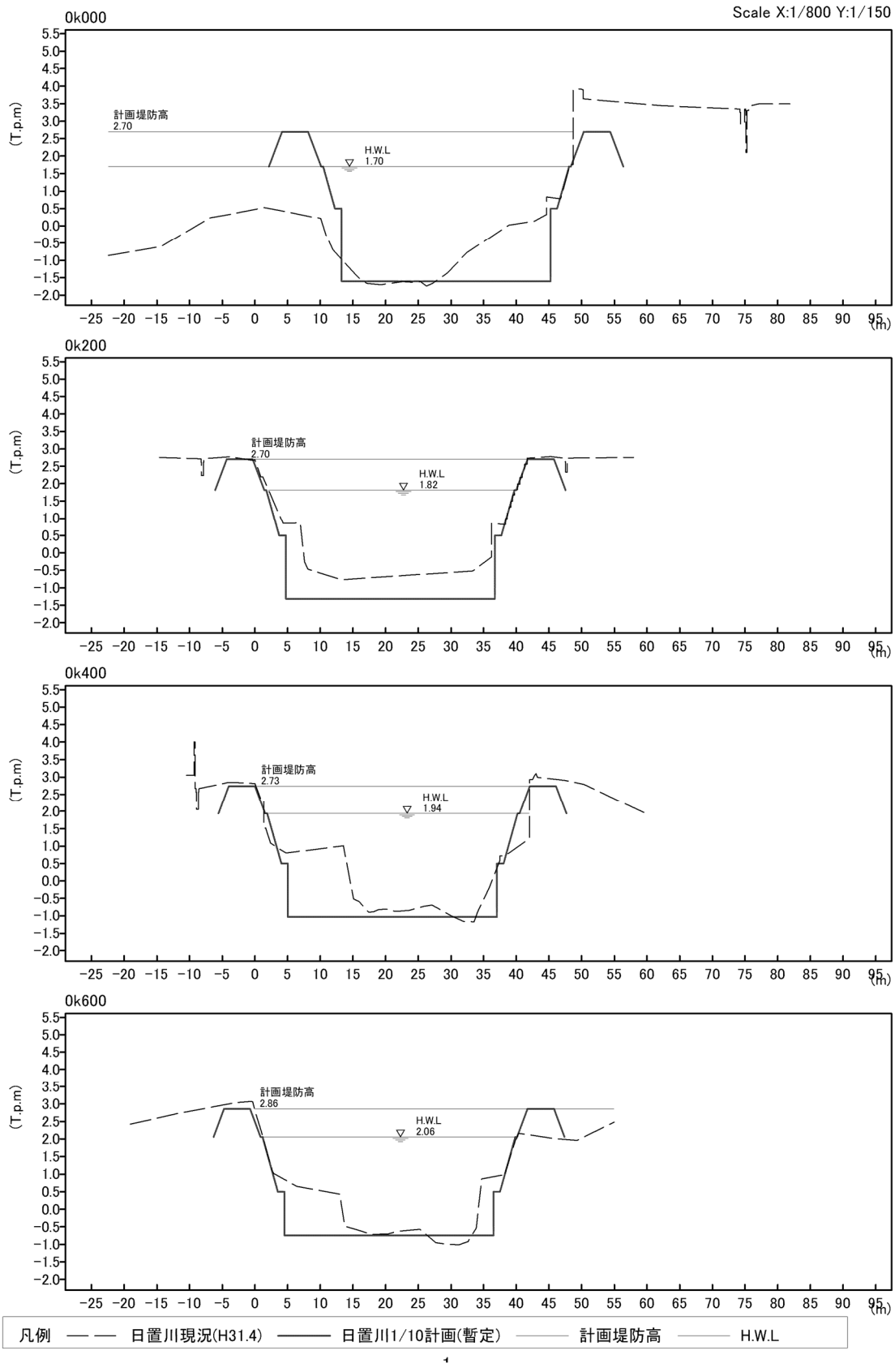


図 5.1.6(1)　不等流計算断面図（日置川 1/10 河道）

計画堤防高、H.W.L、計画河床高の出典：河川整備計画
1/10 河道河床高の出典：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

日置川

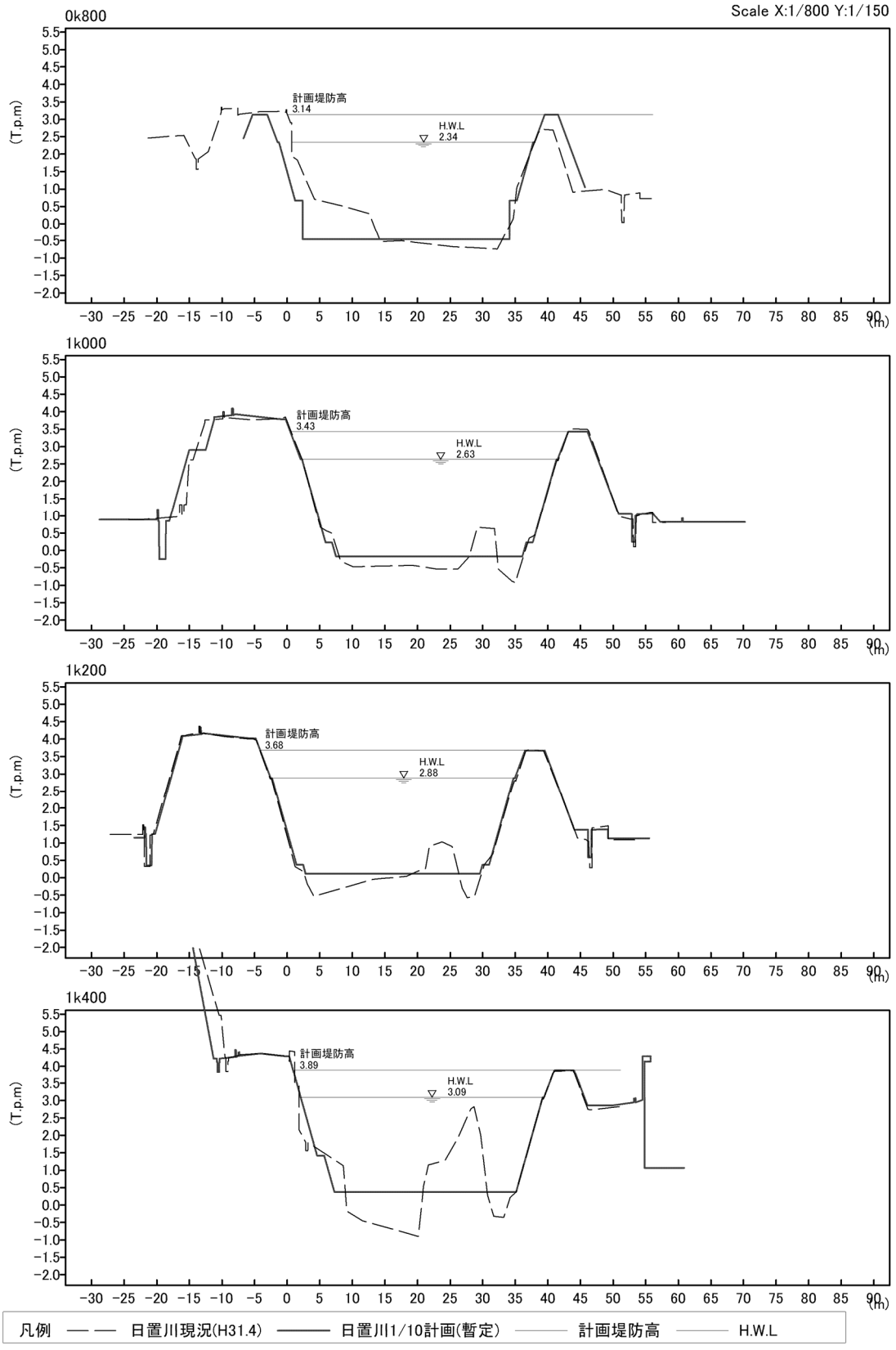


図 5.1.6(2)　不等流計算断面図（日置川 1/10 河道）

計画堤防高、H.W.L、計画河床高の出典：河川整備計画
1/10 河道河床高の出典：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

(2) 1/30・1/50 確率断面

暫定改修後の次期河川整備（今後の治水安全度を向上させる抜本的な河川改修）となる河道計画を検討する。既往検討や「河川整備基本方針」等を踏まえた検討を行い、今後の段階的整備において必要となる河口部の断面形状を把握する。

1) 検討条件

勝部川・日置川の水位計算にかかる検討条件を、以下に示す。

表 5.1.3 不等流計算条件表

項　目	条　件	備　考
対象河川	・勝部川： L=2,200m（A=60.5km²） ・日置川： L=2,400m	勝部水系下流低平地区間
検討断面	＜暫定整備 1/30 確率＞ ○勝部川：暫定（掘削）※河口部も掘削 ○日置川：暫定（掘削） ＜河川整備基本方針・河川整備計画 1/50 確率＞ ○勝部川：計画（掘削）※河口部も掘削 ○日置川：計画（掘削）	
水位計算手法	・1 次元不等流による	
計算流量	・計算流量配分：図 5.1.7	確率規模別流量
出発水位	・勝部川下流端（河口）0ｋ000：朔望平均満潮位 T.P.+0.39m ※潮位が低く射流となる場合は限界水深による ・日置川下流端 0ｋ000：本川背水影響を受けるため、本川合流点 0k500 の計算水位(0k400 と 0k600 の平均)を適用	
粗度係数	・河川整備計画での粗度：n=0.030（全区間）	河川整備計画での粗度

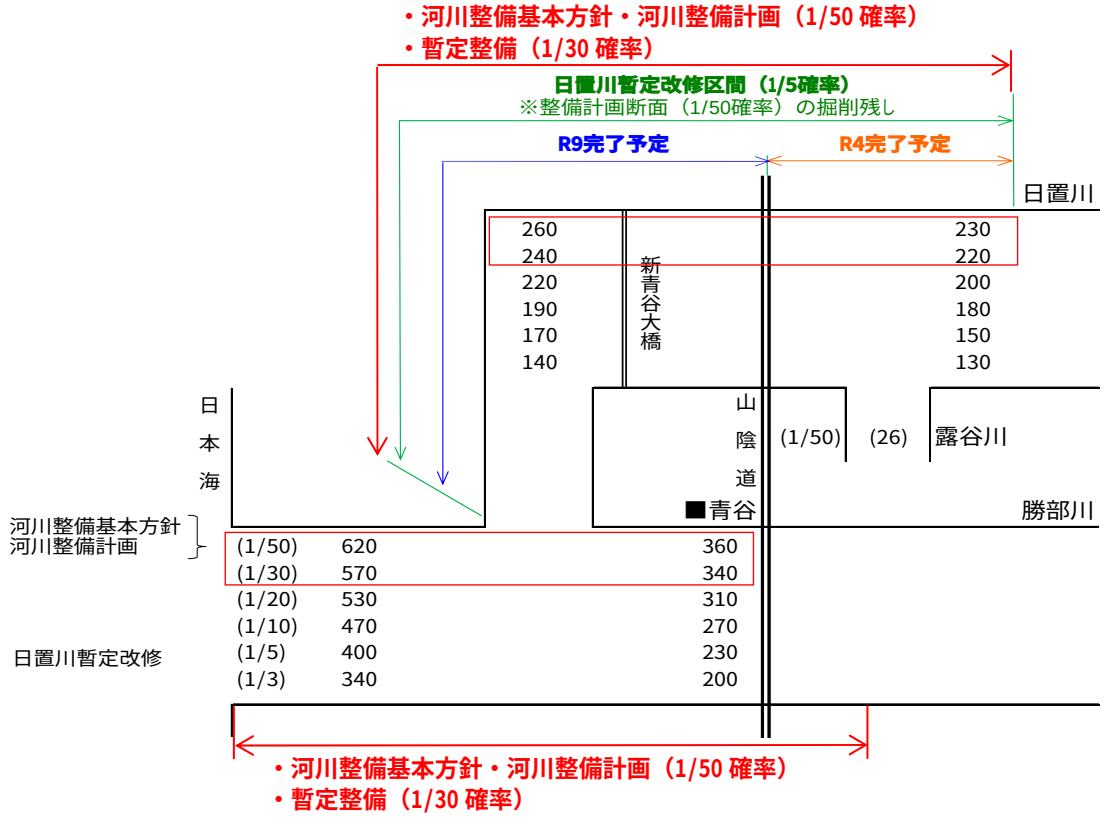


図 5.1.7 確率規模別の目標流量（不等流計算の流量配分に適用）

2) 検討断面の設定

堆砂による流下能力への影響は砂州フラッシュ後でも顕著であり、上流流下能力見合いの河積を得るためには掘削が必要である。このため、河口部の計算断面については「流下能力低下の要因分析」で把握したとおり、流下能力確保には上流河道断面見合いの断面を確保することとし、検討断面を既定計画、既往検討をもとに下記のとおり設定する。

＜ケース 3　1/30 掘削後(暫定)＞

○流量規模

・勝部川：570m³/s

・日置川：240m³/s

○勝部川（図 4.2.8）

・0.0ｋ~2.2k：暫定断面

○日置川（図 5.1.9）

・0.0ｋ~1.4k：暫定断面

・1.6ｋ~2.2k：H31.4 測量現況（計画区間外）

※平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」による

＜ケース 5　1/50 掘削後(河川整備基本方針・河川整備計画)＞

○流量規模

・勝部川：620m³/s

・日置川：260m³/s

○勝部川（図 4.2.8）

・0.0ｋ~2.2k：計画断面

○日置川（図 5.1.9）

・0.0ｋ~1.4k：計画断面

・1.6ｋ~2.2k：H31.4 測量現況（計画区間外）

※河川整備基本方針・河川整備計画による

3) 不等流計算結果

不等流計算を行い、勝部川河口部の断面形状が勝部川・日置川の流下能力に及ぼす影響を把握する。計算結果のうち目標流量 1/30 確率を図 5.1.17、図 5.1.18、目標流量 1/50 確率を図 5.1.19、図 5.1.20 に示す。

すべて H.W.L 以下で流下しており H.W.L と計算水位との差は小さく、改修断面形状を変更する余地は小さいと考えられる。

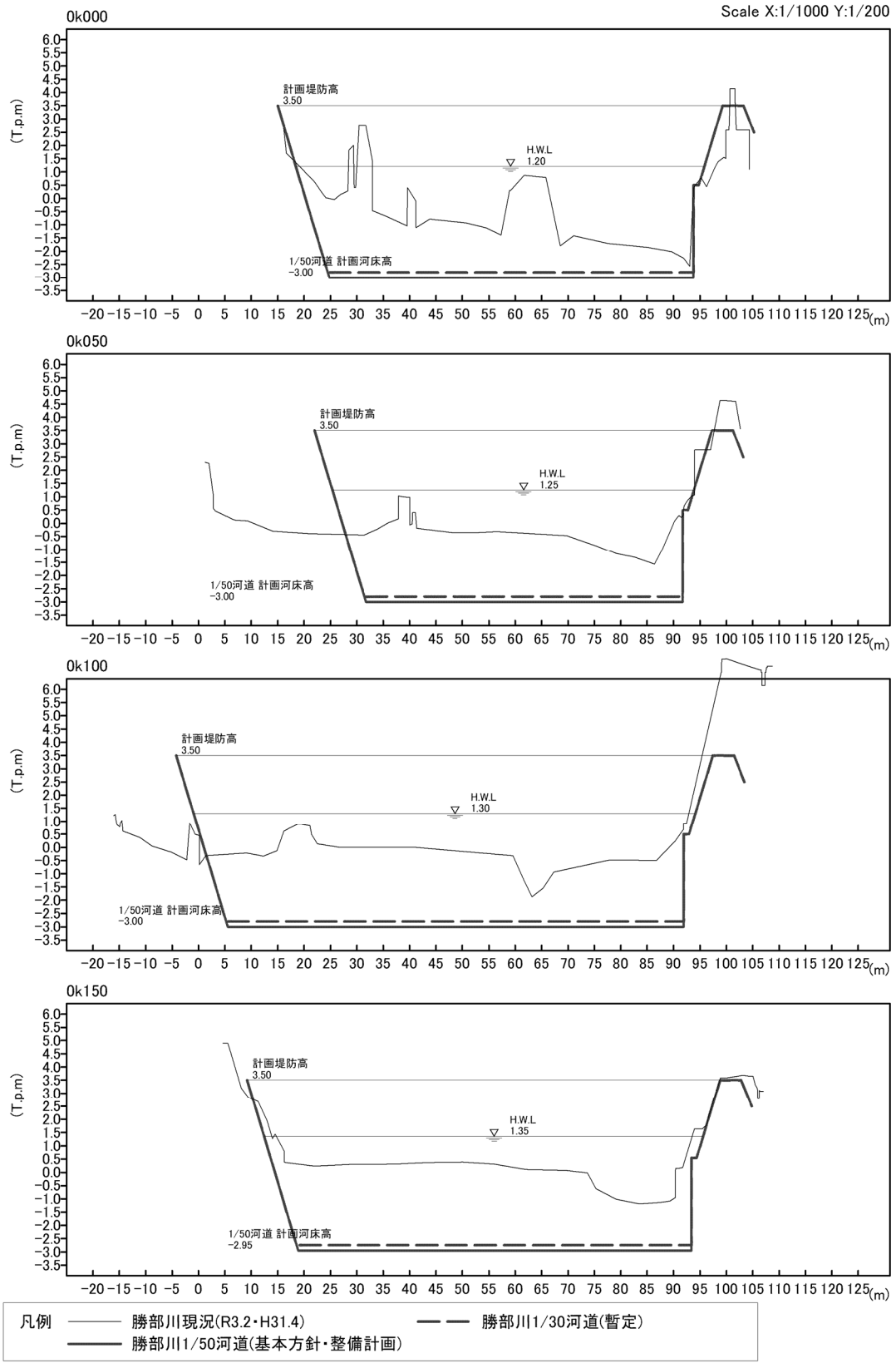


図 5.1.8(1)　勝部川計画断面(1/30、1/50 確率)

計画堤防高、H.W.L、計画河床高の出典：河川整備計画
1/30・1/50 河道断面の出典：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

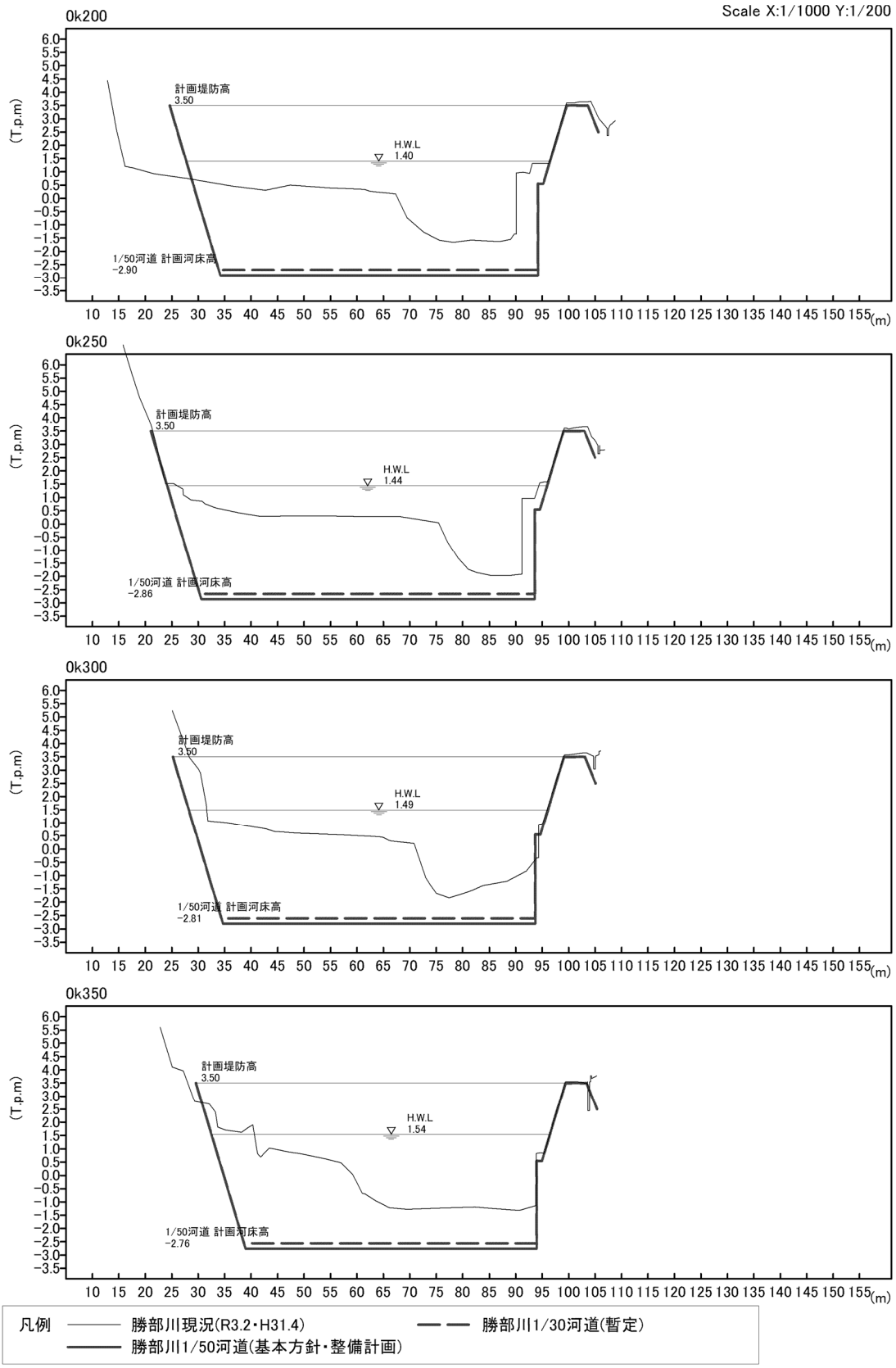


図 5.1.8(2)　勝部川計画断面(1/30、1/50 確率)

計画堤防高、H.W.L、計画河床高の出典：河川整備計画
1/30・1/50 河道断面の出典：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

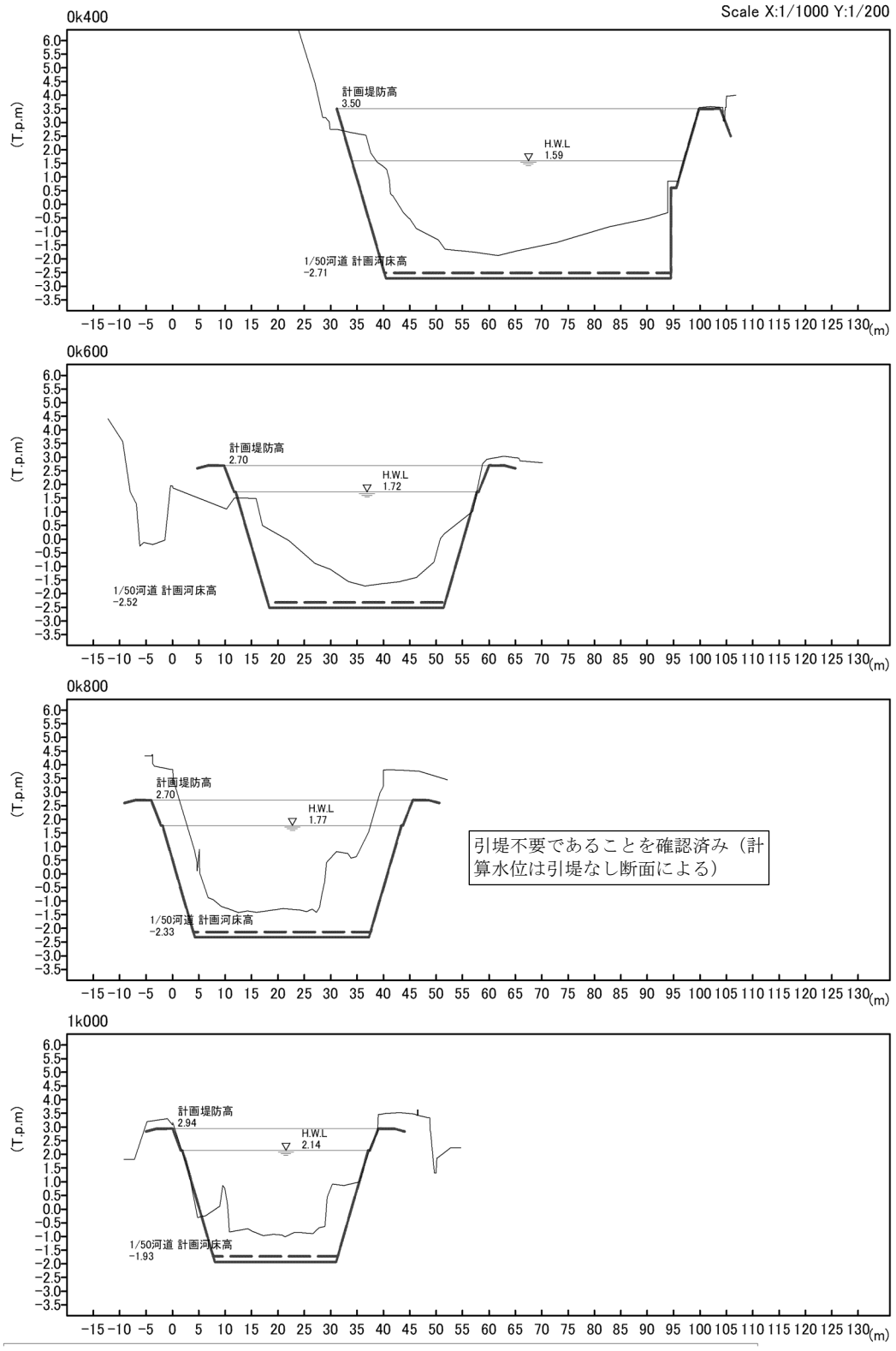


図 5.1.8(3)　勝部川計画断面(1/30、1/50 確率)

計画堤防高、H.W.L、計画河床高の出典：河川整備計画
1/30・1/50 河道断面の出典：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

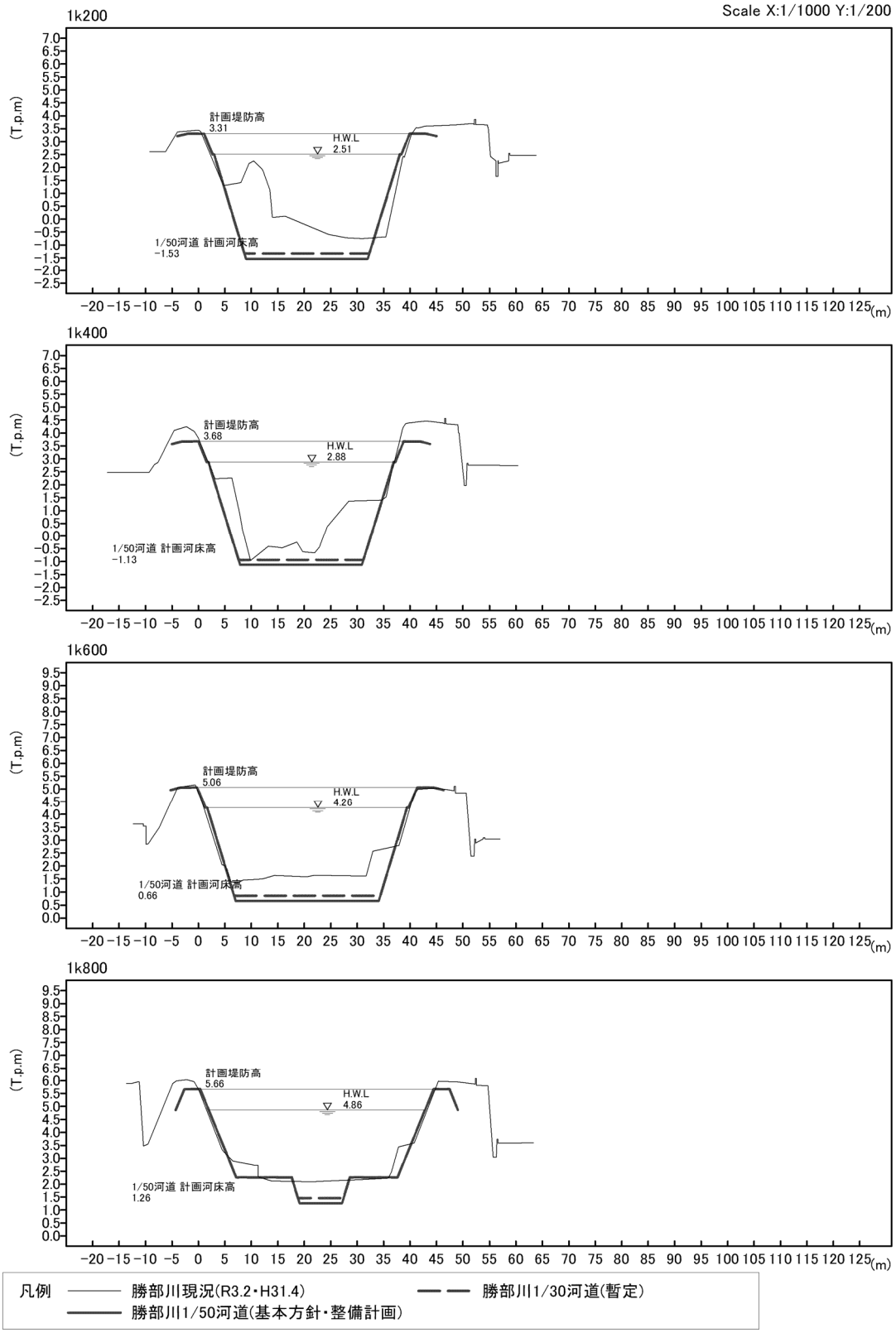
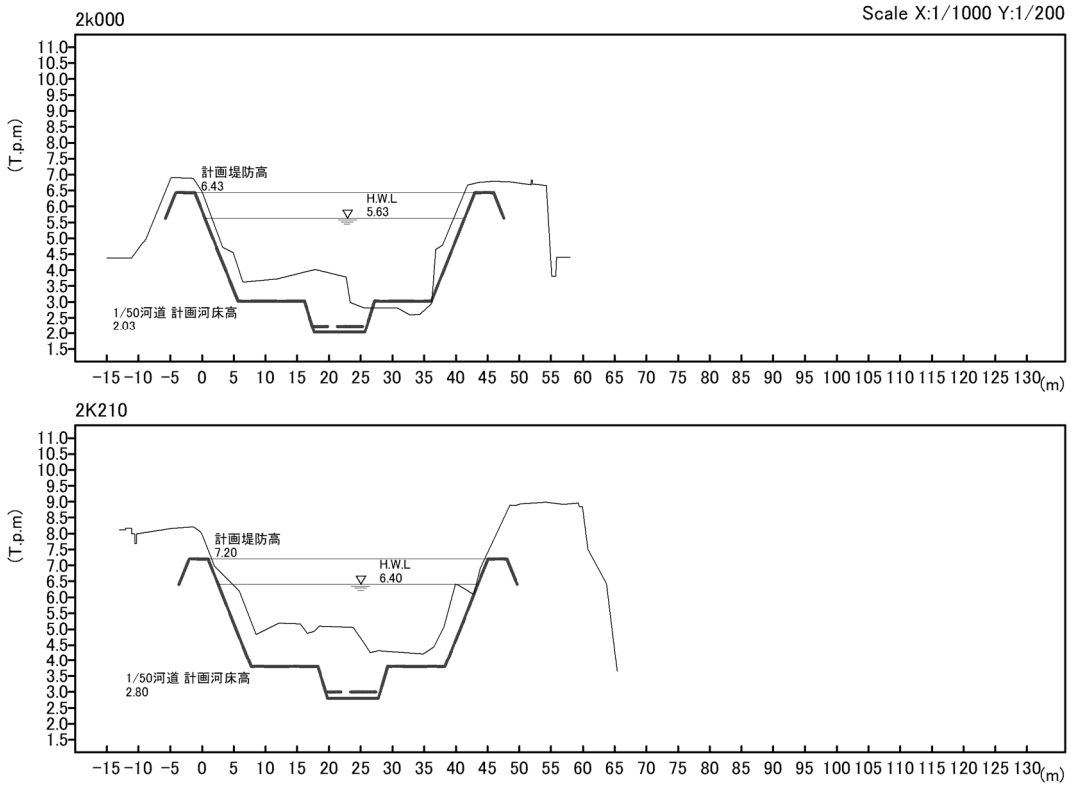


図 5.1.8(4)　勝部川計画断面(1/30、1/50 確率)

計画堤防高、H.W.L、計画河床高の出典：河川整備計画
1/30・1/50 河道断面の出典：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」



凡例　勝部川現況(R3.2・H31.4)　勝部川1/30河道(暫定)
勝部川1/50河道(基本方針・整備計画)

図 5.1.8(5)　勝部川計画断面(1/30、1/50 確率)

計画堤防高、H.W.L、計画河床高の出典：河川整備計画
1/30・1/50 河道断面の出典：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

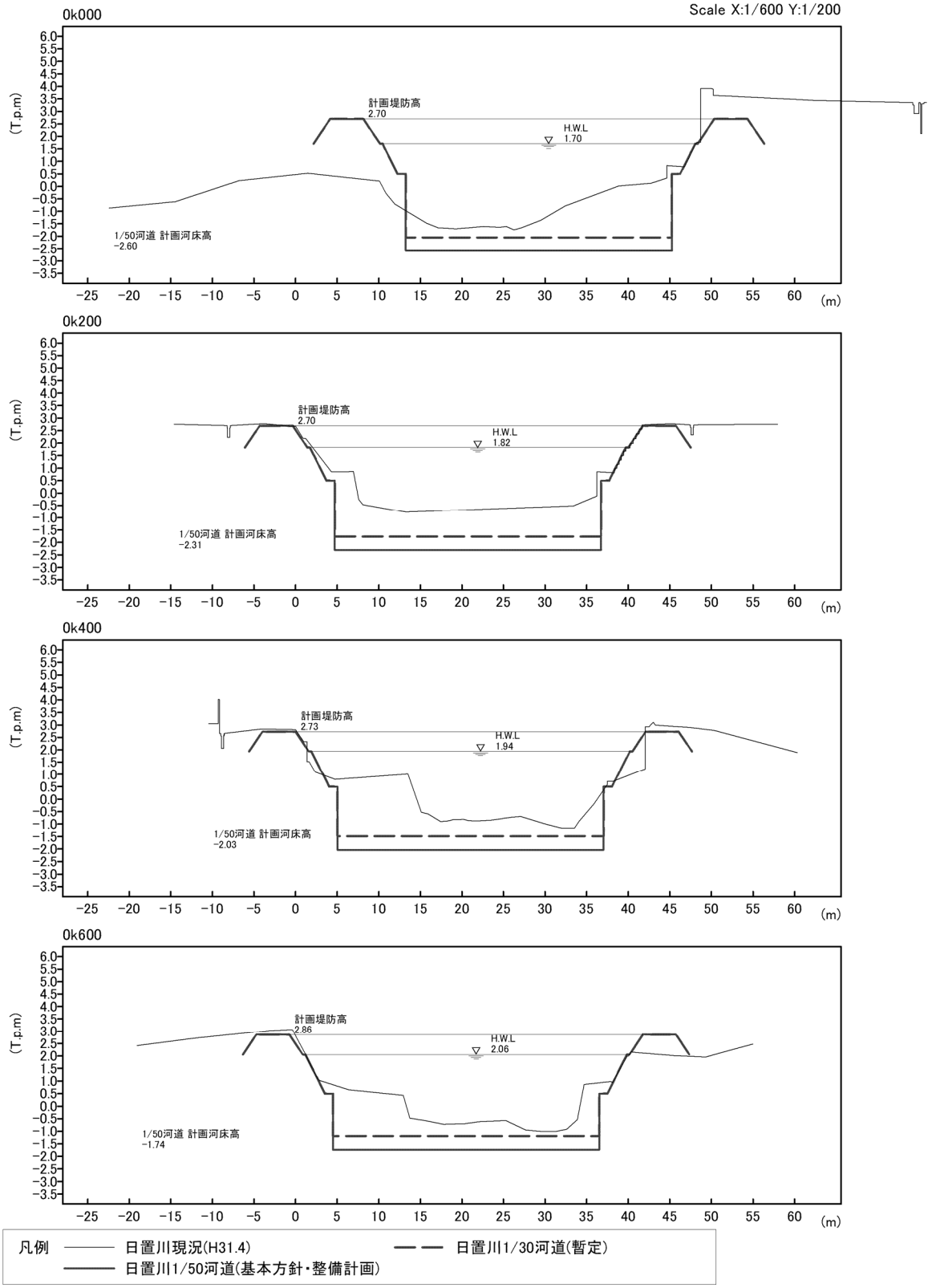


図 5.1.9(1)　日置川計画断面(1/30、1/50 確率)

計画堤防高、H.W.L、計画河床高の出典：河川整備計画
1/30・1/50 河道断面の出典：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

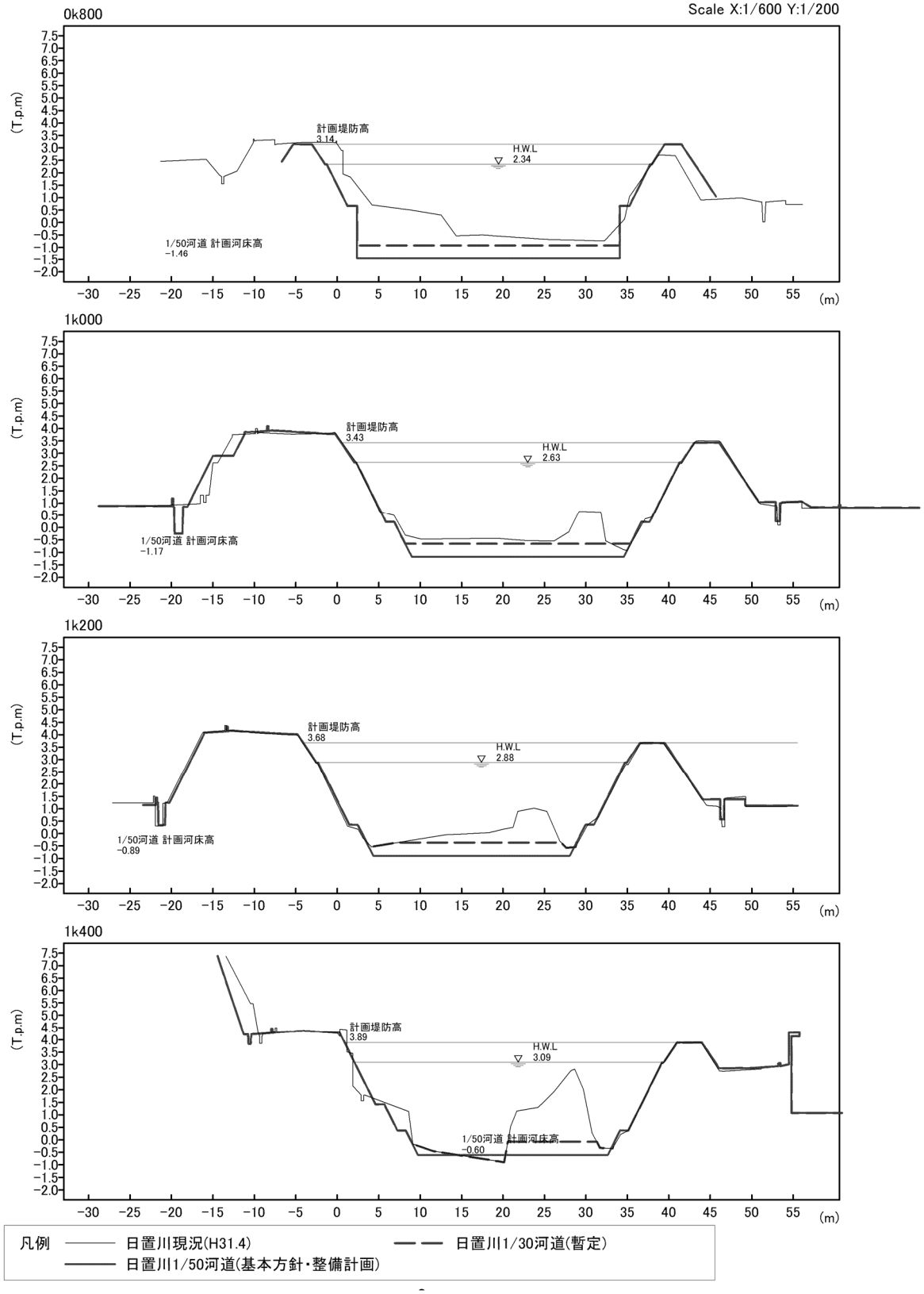


図 5.1.9(2)　日置川計画断面(1/30、1/50 確率)

計画堤防高、H.W.L、計画河床高の出典：河川整備計画
1/30・1/50 河道断面の出典：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

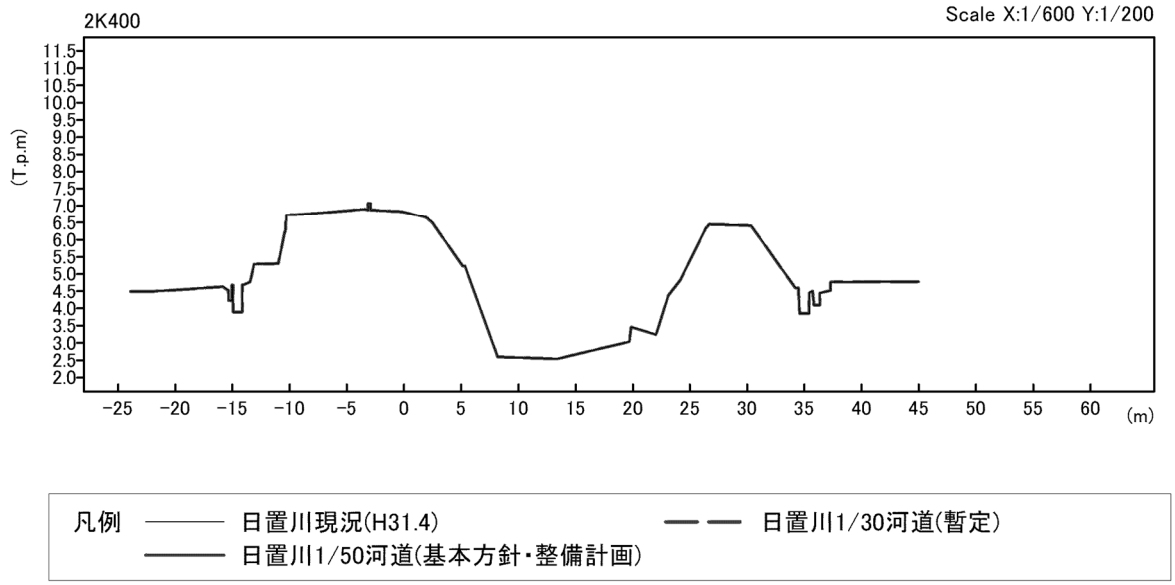


図 5.1.9(4)　日置川計画断面(1/30、1/50 確率)

計画堤防高、H.W.L、計画河床高の出典：河川整備計画
1/30・1/50 河道断面の出典：平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

5.1.3　流下能力の検討結果

既往計画、既往検討における勝部川の河道改修断面を対象に、図 5.1.10 の確率規模別流量配分による不等流計算を行った結果をもとに、改修断面ごとの流下能力を把握する。設定断面形状と流下能力の算定結果を表 5.1.4 にまとめる。

検討ケースと流下能力（確率規模）との関係を、図 5.1.11 に簡潔に図化する。河口部を大きく掘削し河道断面を大きく設定すれば、1/50、1/30、1/10 といった所定の流量を H.W.L 以下で流下することが可能である。

しかし、設定断面は想定のものであり、河口部の河積確保の裏付けが必要となる。このため、期待される砂州フラッシュの状況が例えば不等流計算の設定断面形状より小さい場合、評価水位を堤防天端高として計画立案するといった対応が必要となる(図 5.1.11 参照)。

このように最初に目標設定するのは難しく、次章のシミュレーション結果より河口部の河積を確保できる有効な対応策が見出せなかったことから、単純な確率規模別の目標を掲げるのではなく、確保した河積と流下能力との関係をとりまとめたものである。

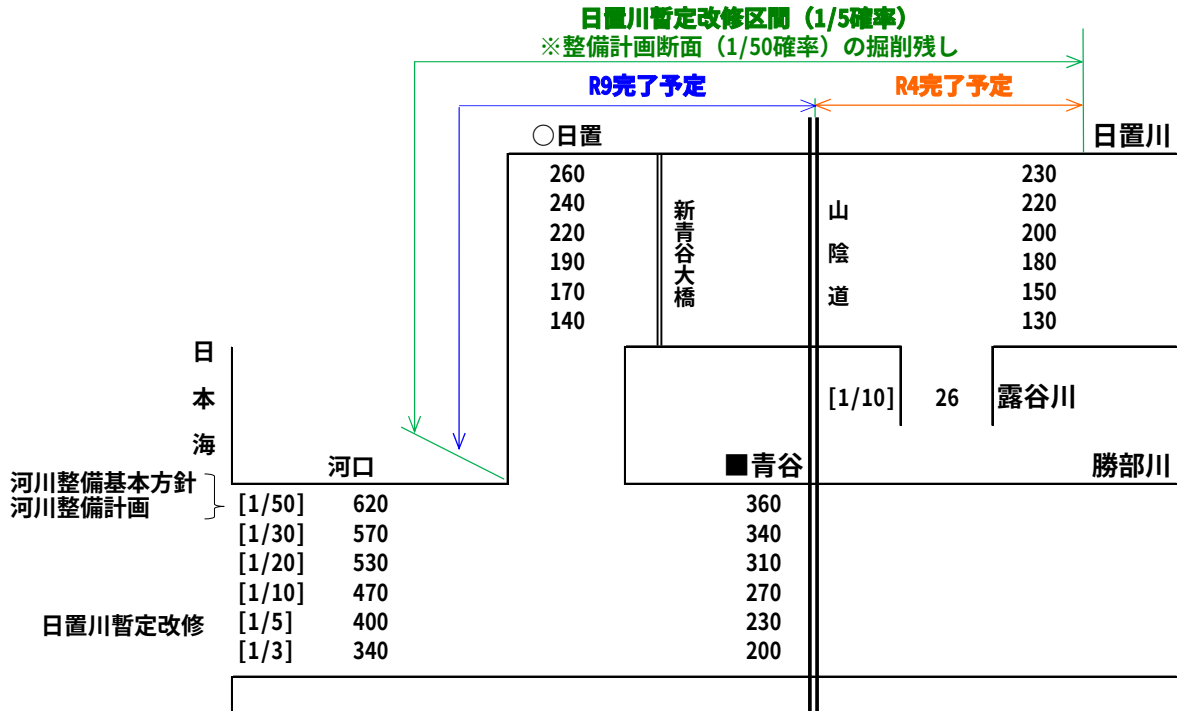
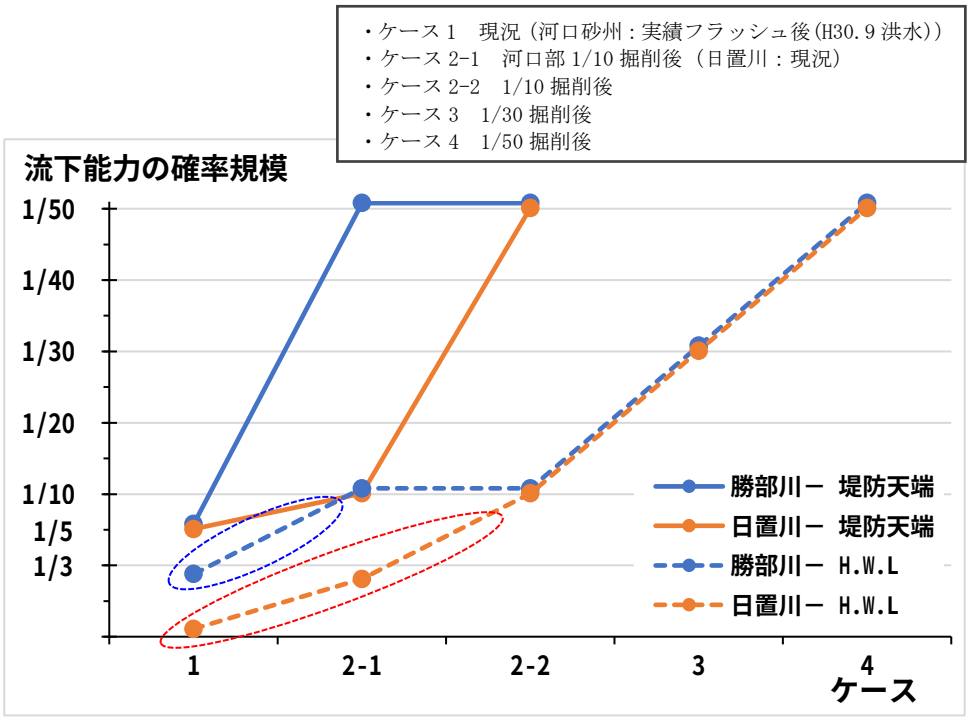


図 5.1.10　勝部川水系　確率規模別流量配分図



*掘削ケースの河口部(砂州部)断面の維持方法は未定

※各ケースの検討条件は表 5.1.4 を参照

砂州フラッシュ後の断面がケース 2-1･2-2 断面より小さい場合、HWL 評価(破線)の流下能力は以下となる。

・勝部川：1/10 流量の流下は難しい

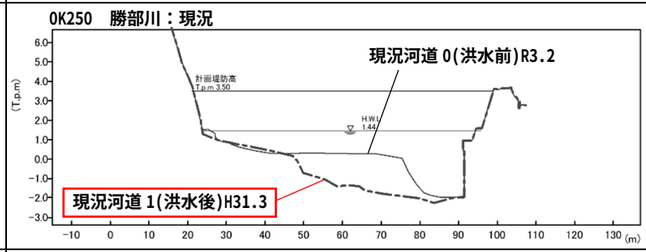
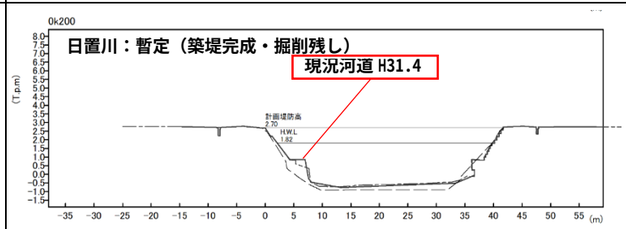
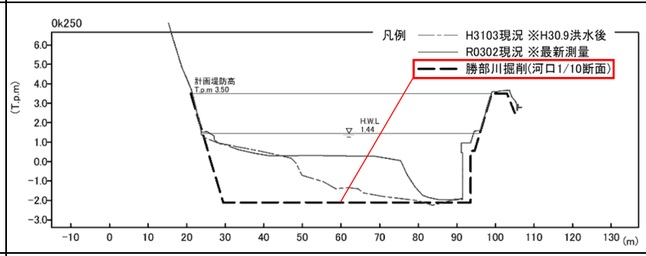
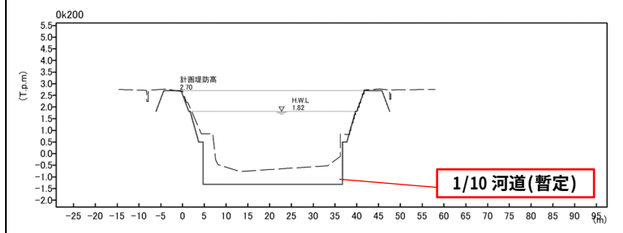
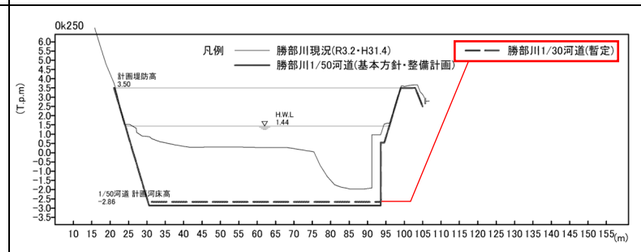
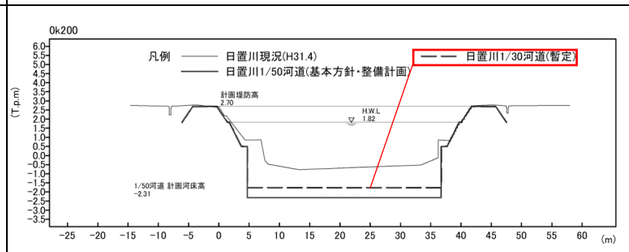
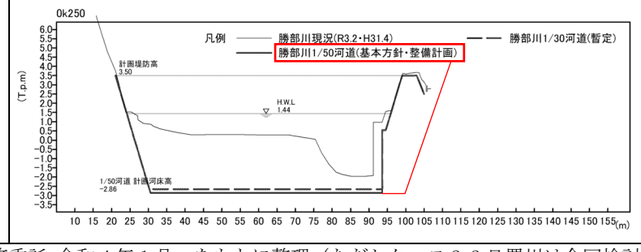
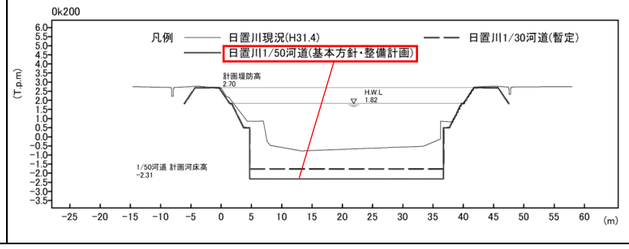
・日置川：1/5 流量の流下は難しい

⇒堤防天端高評価で整理する必要がある

※ケース 2-1・2-2 断面は勝部川 1/10 対応の同じものである。

図 5.1.11　勝部川水系　河道検討ケースと流下能力との関係

表 5.1.4　勝部川河道 規模別不等流計算の条件・結果整理

ケース	河道断面						流下能力（水位縦断図）	
	勝部川			日置川			勝部川	日置川
	ケース	内容	横断図	ケース	内容	横断図		
1	現況	現況河道 1(洪水後)H31.3 ※河口砂州実績フラッシュ後(H30.9 洪水) (右図：P4-2 図 4.2.1)		現況	現況河道 H31.4 ≒暫定河道(築堤完成・掘削残し) (右図：P4-2 図 4.2.1)		堤防天端：1/5 H.W.L：1/3 未満 図 5.1.12 (P4-5 図 4.2.3)	堤防天端：1/5 H.W.L：1/3 未満 図 5.1.13 (P4-5 図 4.2.4)
2-1	河口部 1/10 掘削後	河口部 1/10 断面(～日置川合流点)、他は現況 (右図：P4-10 図 4.2.7)		現況	現況河道 H31.4 ≒暫定河道(築堤完成・掘削残し) (右図：P4-2 図 4.2.1)	(同上)	堤防天端：1/50 H.W.L：1/10 図 5.1.14 (P4-14 図 4.2.9)	堤防天端：1/10 H.W.L：1/3 未満 図 5.1.15 (P4-14 図 4.2.10)
2-2	1/10 掘削後	河口部 1/10 断面(～日置川合流点)、他は現況 (右図：P4-10 図 4.2.7)	(同上)	掘削	1/10 河道(暫定) (右図：図 4.2.20) (右図：図 4.2.22) ※1/10 相当。R9 完成が近づいたため、護岸施工済み前提の 1/10 掘削を想定		(同上)	H.W.L：1/10 図 5.1.16
3	1/30 掘削後	1/30 河道(暫定) (右図：P4-18 図 4.2.13)		掘削	1/30 河道(暫定) (右図：P4-23 図 4.2.14)		H.W.L：1/30 図 5.1.17 (P4-27 図 4.2.15)	H.W.L：1/30 図 5.1.18 (P4-27 図 4.2.16)
4	1/50 掘削後	1/50 河道(基本方針・整備計画) (右図：P4-18 図 4.2.13)		掘削	1/50 河道(基本方針・整備計画) (右図：P4-23 図 4.2.14)		H.W.L：1/50 図 5.1.19 (P4-28 図 4.2.17)	H.W.L：1/50 図 5.1.20 (P4-28 図 4.2.18)

令和 3 年度 勝部川河口対策検討業務委託 令和 4 年 1 月　をもとに整理（ただしケース 2-2 日置川は今回検討）、（　）内は掲載図の収録場所
*勝部川の流下能力は河口～西大橋を対象(上流側は自己流区間となり河口の影響を受けないため)
*掘削ケースの河口部(砂州部)断面の維持方法は未定

【確率規模別　不等流計算結果】

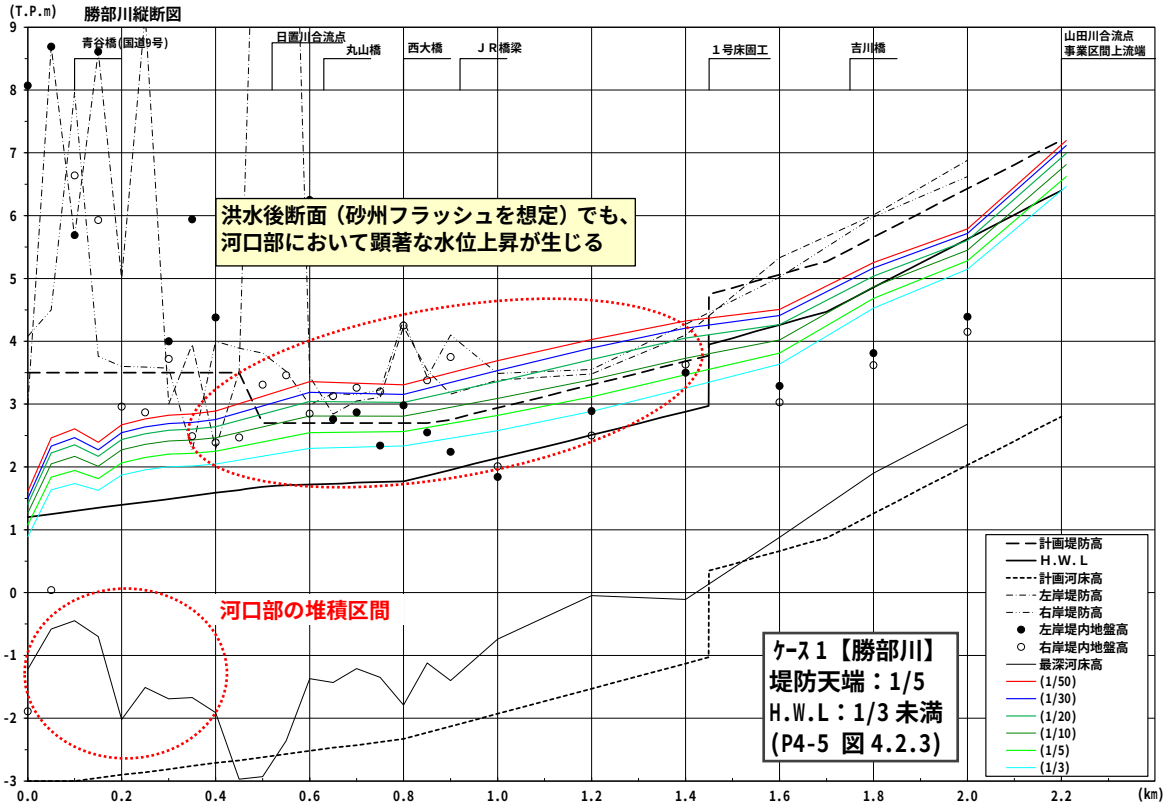


図 5.1.12　不等流計算水位縦断図　勝部川現況(河口：洪水後断面）

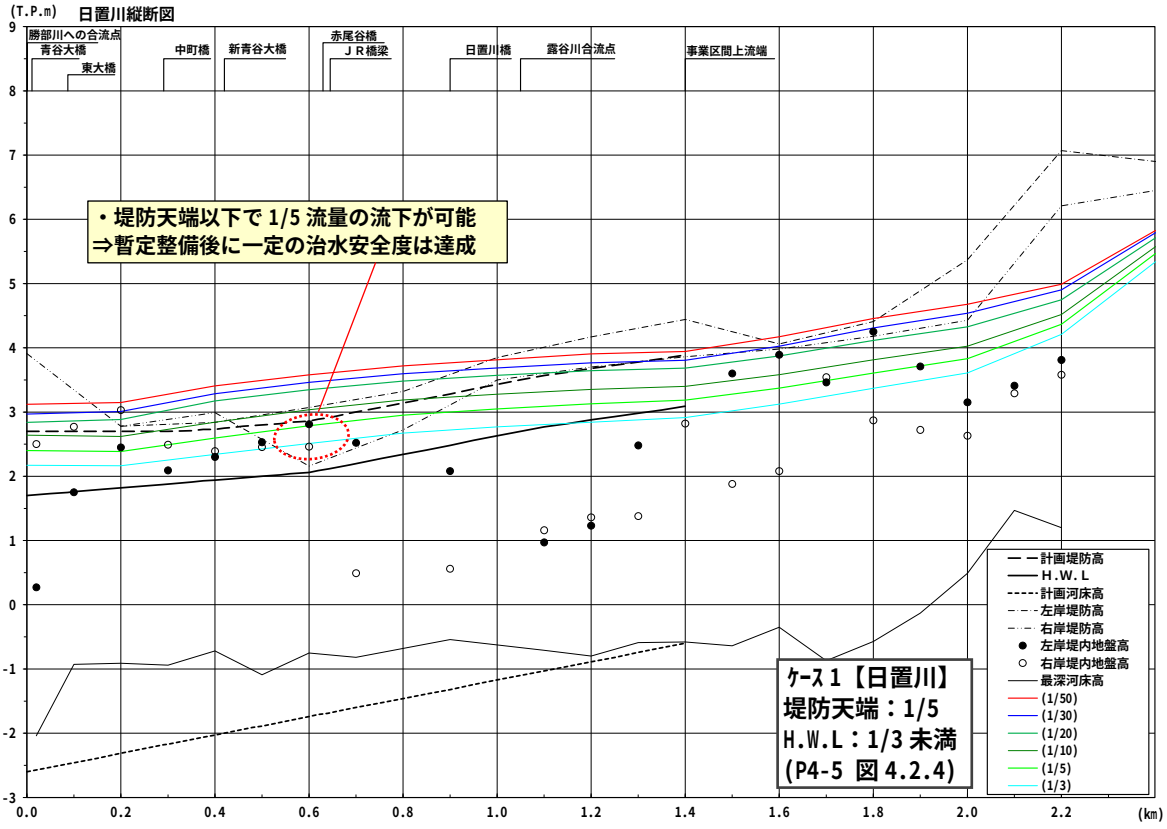


図 5.1.13　計算水位縦断図　日置川現況　※河口現況：洪水後断面

出典：令和 3 年度 勝部川河口対策検討業務委託 令和 4 年 1 月

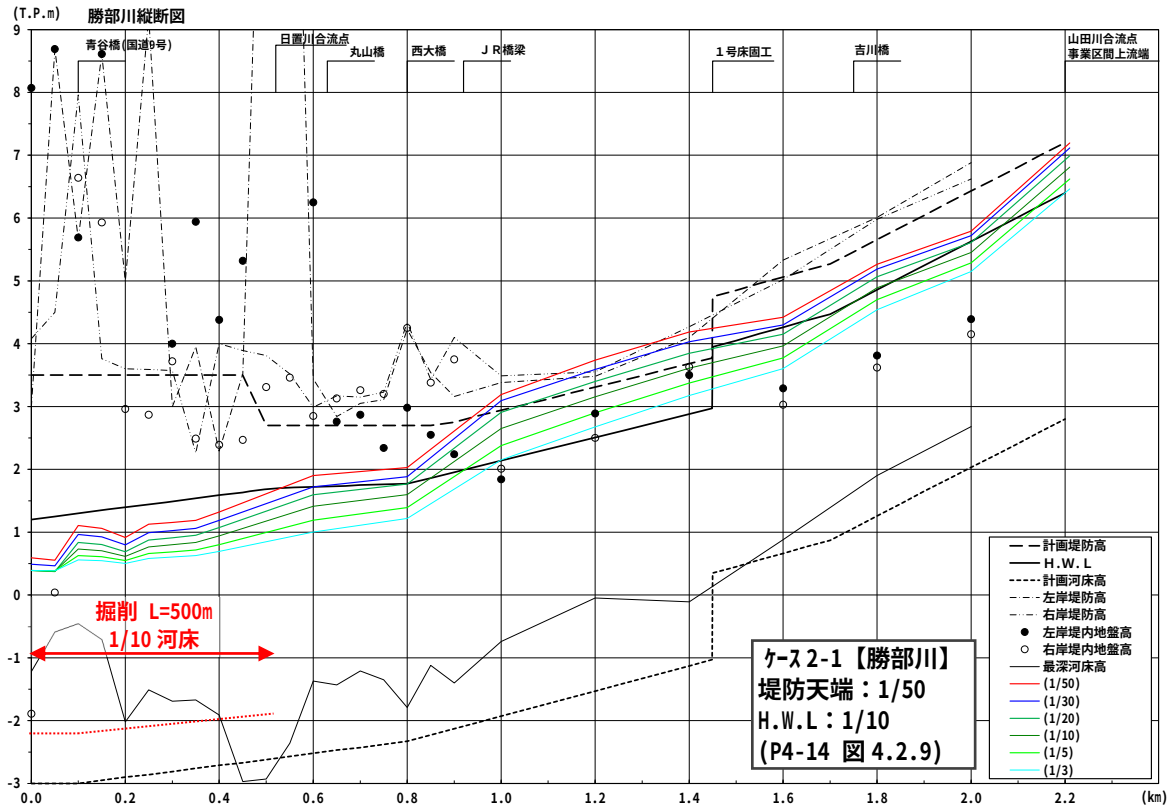


図 5.1.14　不等流計算水位縦断図　勝部川河口掘削（河口 1/10 断面・上流現況 H31.3）

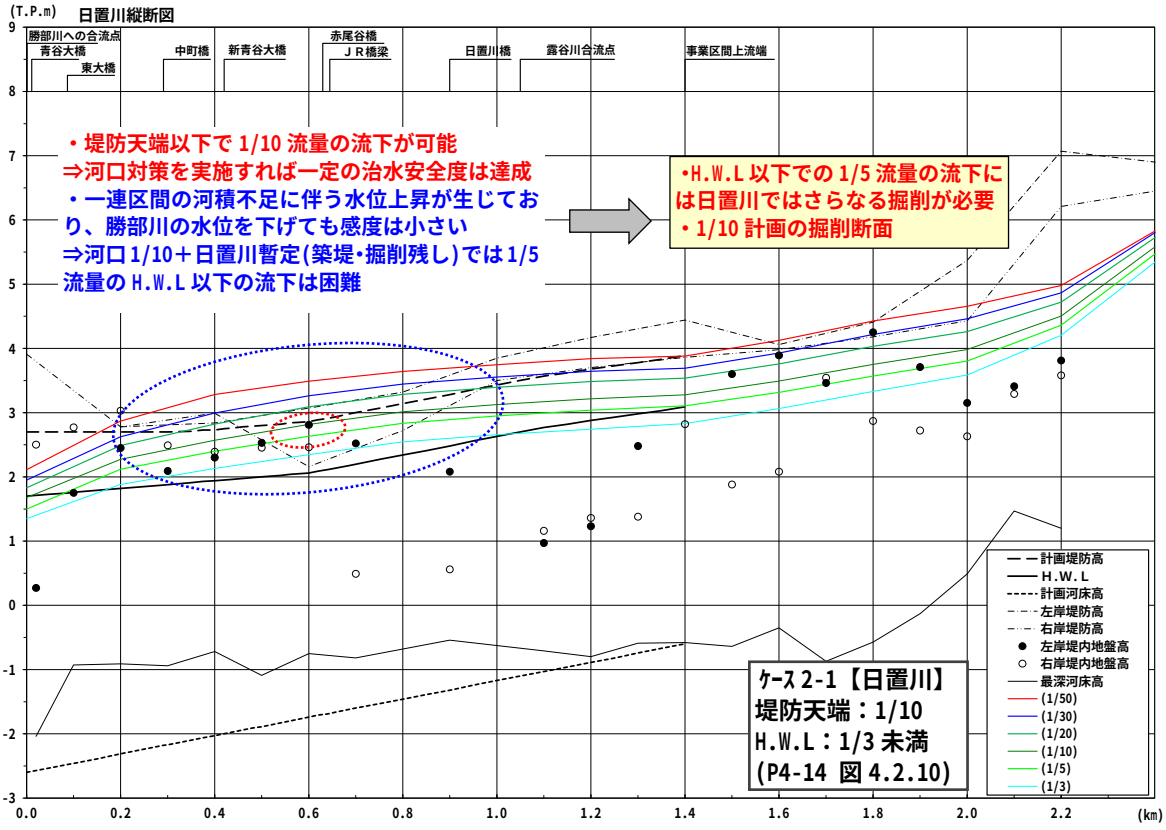


図 5.1.15　不等流計算水位縦断図　日置川現況 H31.4　※河口 1/10 断面

出典：令和 3 年度 勝部川河口対策検討業務委託 令和 4 年 1 月

ｹｰｽ 2-2【勝部川】
堤防天端：1/50
H.W.L：1/10
(P4-14 図 4.2.9 と同じ)

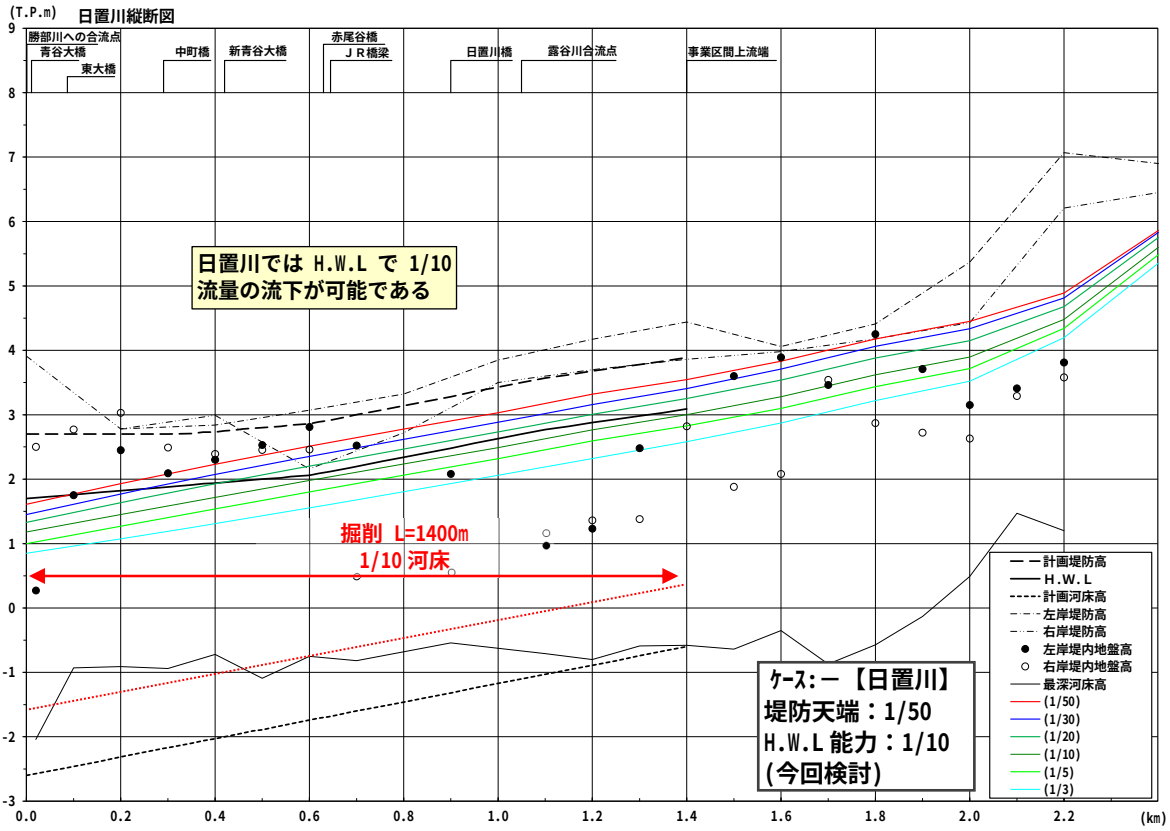


図 5.1.16　不等流計算水位縦断図　日置川 1/10 確率

※今回検討

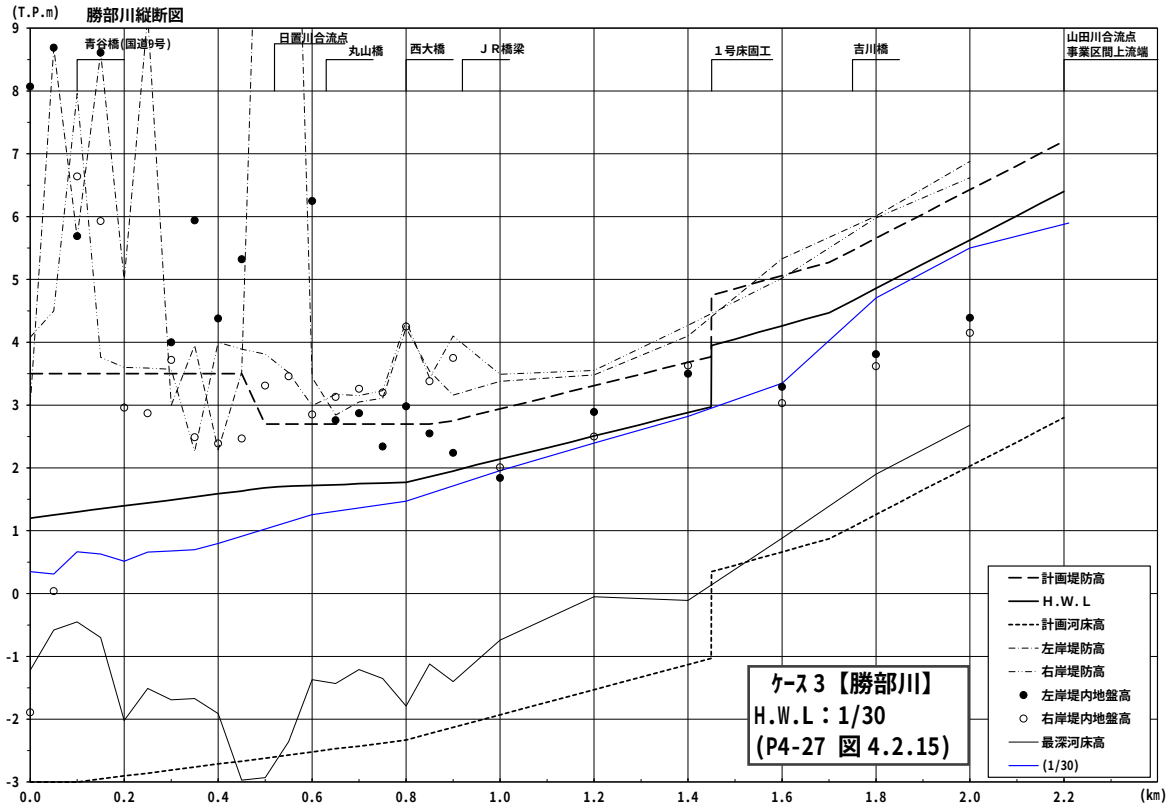


図 5.1.17　不等流計算水位縦断図　勝部川 1/30 確率

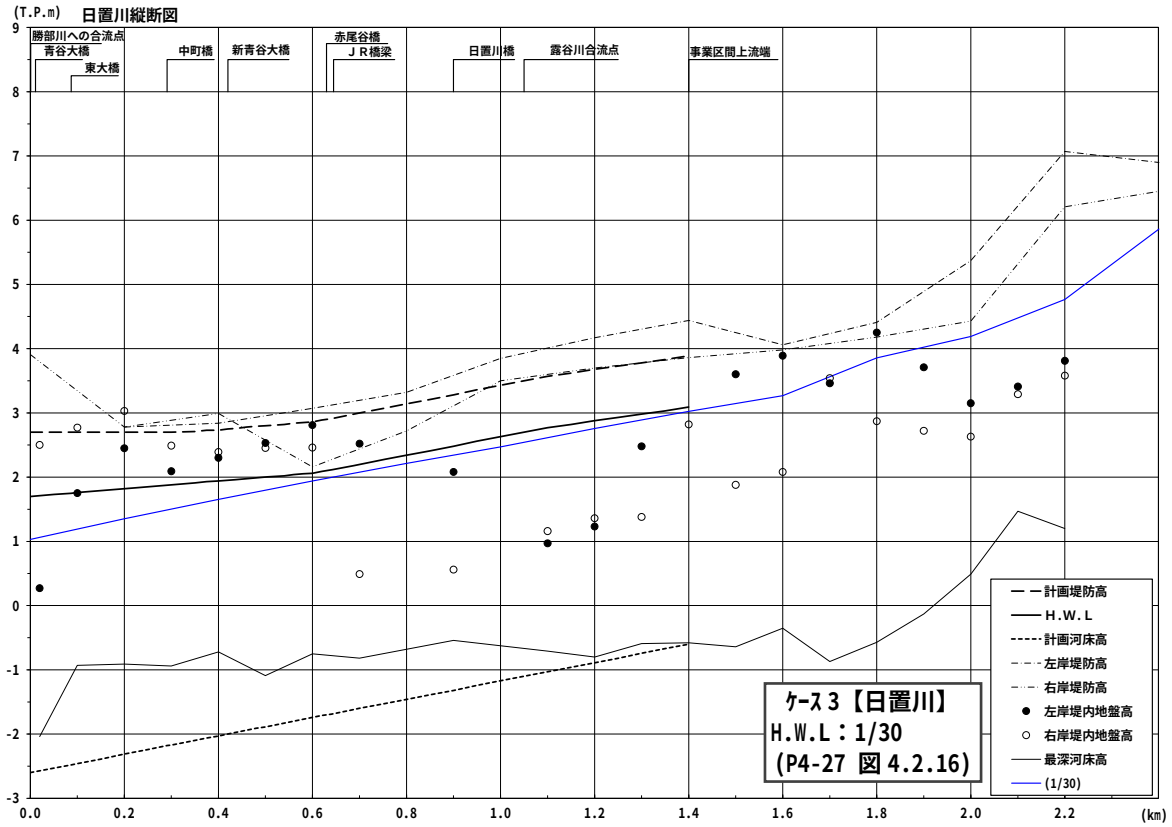


図 5.1.18　不等流計算水位縦断図　日置川 1/30 確率

出典：令和 3 年度 勝部川河口対策検討業務委託 令和 4 年 1 月

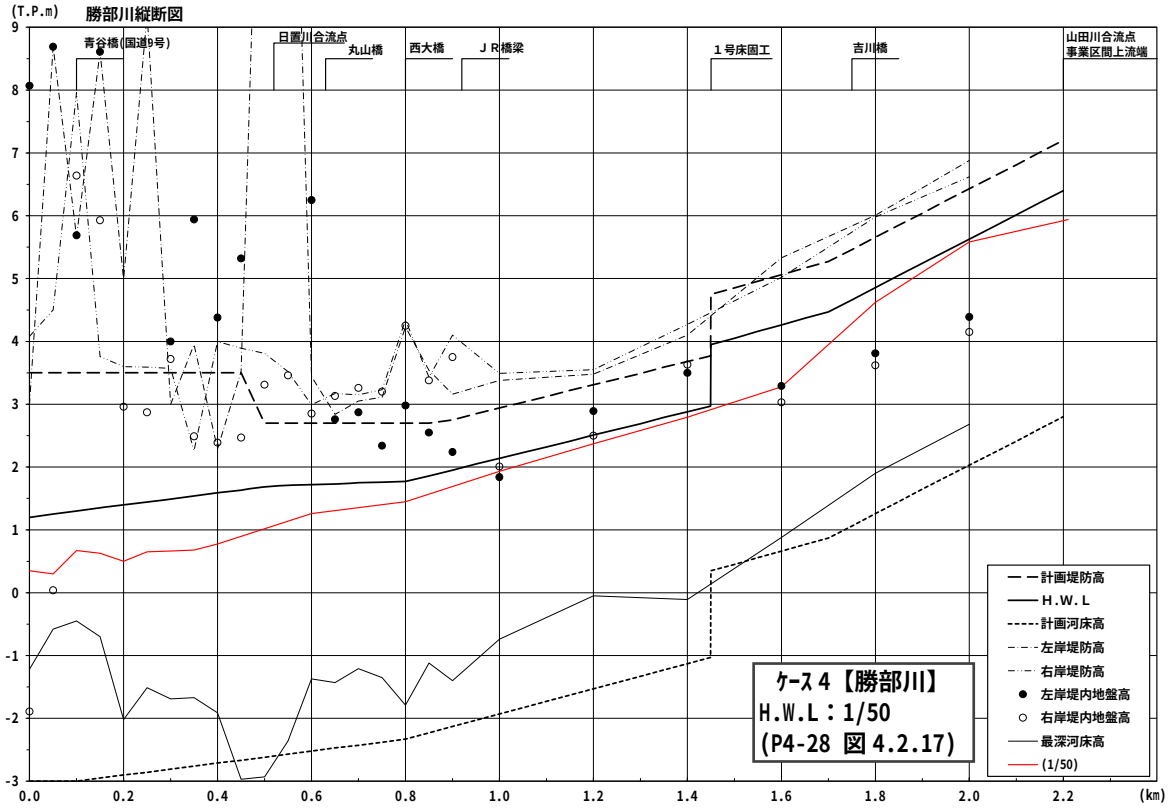


図 5.1.19　不等流計算水位縦断図　勝部川 1/50 確率

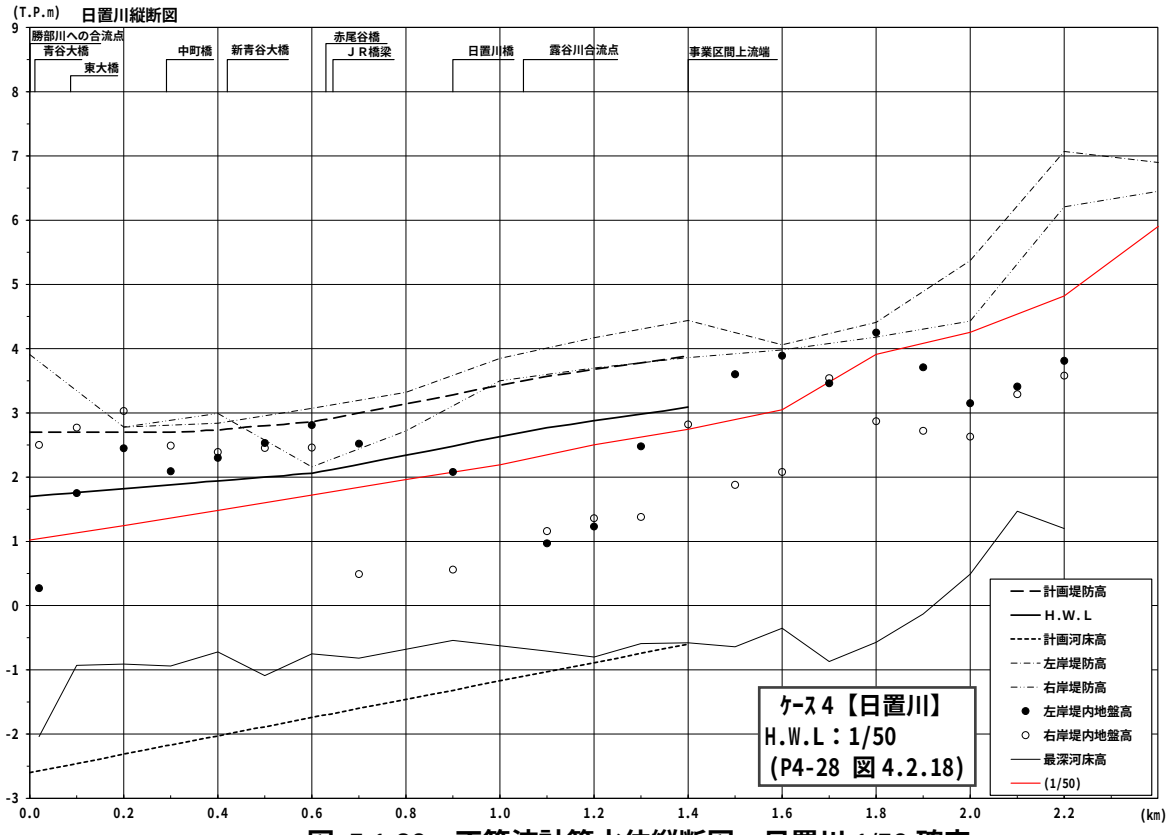


図 5.1.20　不等流計算水位縦断図　日置川 1/50 確率

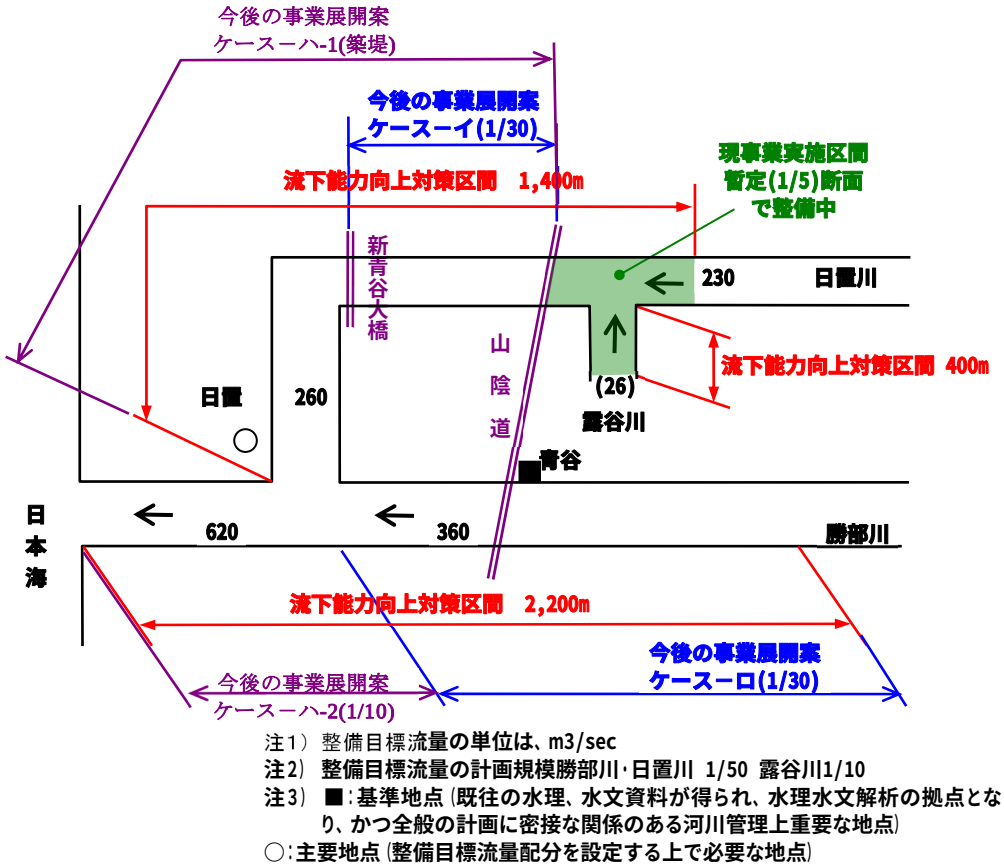
出典：令和 3 年度 勝部川河口対策検討業務委託 令和 4 年 1 月

5.2　暫定目標の検討

5.2.1　改修段階と氾濫状況との関係整理

既往検討において、勝部川の今後の改修方式別の浸水被害を受ける人口、面積、施設数の指標値が整理されている。各ケースの設定条件を図 5.2.1 に、検討結果を表 5.2.1 に示す。現在実施中の日置川暫定改修は Case4(ケース-ハ-1)であり、河口対策を実施せず暫定掘削を行う Case2(ケース-イ)、Case3(ケース-ロ)の効果は小さい。これに対して河口対策を含む Case5(ケース-ハ-2)は指標値の大幅な減少が想定されている。

このことから、勝部川の今後の整備方針として河口対策（河口流量配分の軽減対策も含む）は重要であり、今後の事業内容を決める上で前提となるものと考えられる。



注1）整備目標流量の単位は、m3/sec
注2）整備目標流量の計画規模勝部川･日置川 1/50 露谷川1/10
注3）■:基準地点（既往の水理、水文資料が得られ、水理水文解析の拠点となり、かつ全般の計画に密接な関係のある河川管理上重要な地点）
○:主要地点（整備目標流量配分を設定する上で必要な地点）

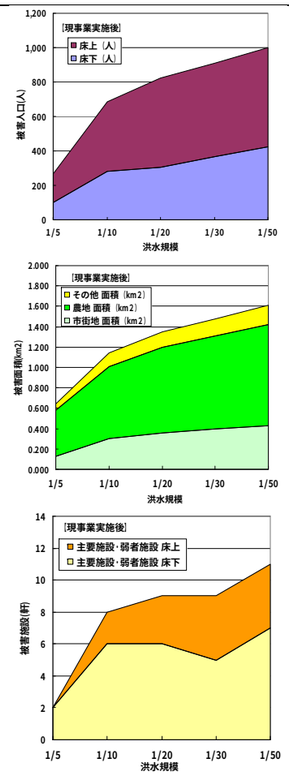
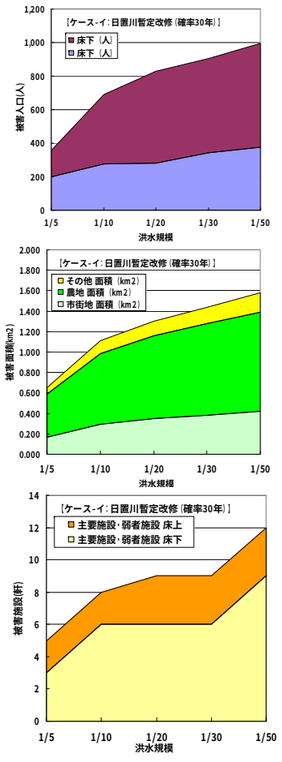
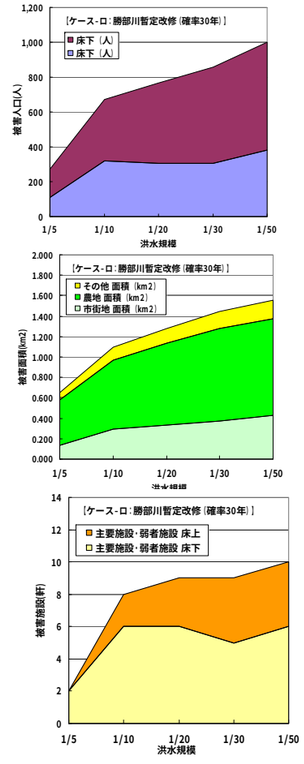
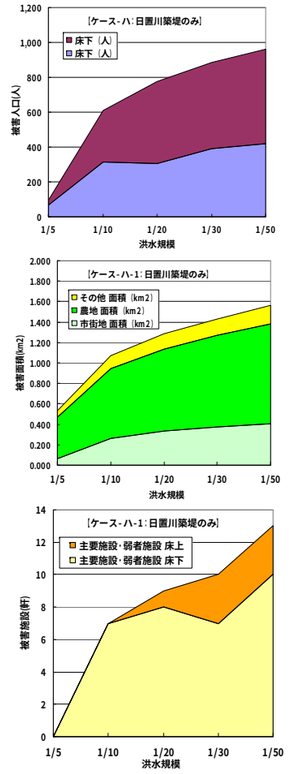
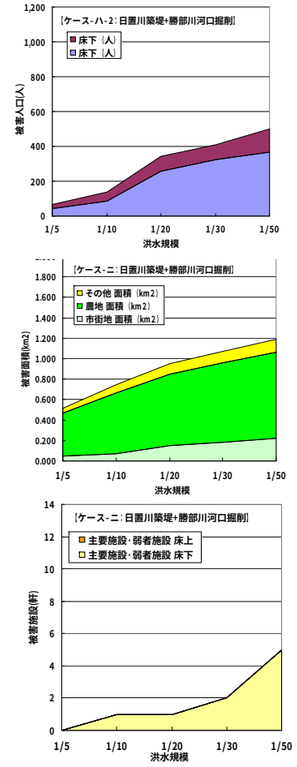
図 5.2.1　勝部川水系河川整備計画の目標流量（今後の事業展開(案)の設定ケース条件）

出典：平成 24 年度　勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

日置川現況河道

表 5.2.1　現事業実施後の整備方針の検討（今後の事業展開案の検討）

日置川暫定河道（築堤完成・掘削残し）　　**勝部川河口掘削（1/10 断面）** ＋ **日置川暫定河道（築堤完成・掘削残し）**

項目			Case1	Case2　ケース-イ	Case3　ケース-ロ	Case4　ケース-ハ-1	Case5　ケース-ハ-2
			現事業実施後	日置川暫定改修 （確率規模 30 年）	勝部川暫定改修 （確率規模 30 年）	日置川築堤のみ	日置川築堤+勝部川河口掘削
改修内容 (今後の展開案は Case1 への追加分)			日置川　新青谷大橋～計画上流端	日置川　新青谷大橋～山陰道 1/30 暫定掘削	勝部川　日置川合流点～計画上流端 1/30 暫定掘削	日置川　下流端～山陰道 築堤	勝部川　河口～日置川合流点 1/10 暫定掘削(ネック部引堤含む)
概算事業費 (百万円)			―	43	1,089	367	790
治水面の効果（被害状況）	洪水確率規模別の被害状況						
	浸水被害の年期待値	人口(人)	113	117	109	96	34
		家屋(世帯)	38	40	37	33	11
		氾濫面積 (km^2)	0.196	0.191	0.189	0.181	0.137
		主要施設 弱者施設(軒)	1.21	1.37	1.20	1.06	0.17
利水・環境面への影響			―	・利水施設への影響なし ・特筆される自然環境への影響なし	・利水施設への影響なし ・特筆される自然環境への影響なし	・利水施設への影響なし ・特筆される自然環境への影響なし	・利水施設への影響なし ・特筆される自然環境への影響なし
維持管理面への影響			―	・整備区間より下流部の河道で未掘削のため、掘削区間への堆砂が懸念される。	・整備区間より下流部の河道で未掘削のため、掘削区間への堆砂が懸念される。	・維持管理上の特段の問題なし。	・河口砂州の形状を一定に維持し、洪水時に所定のフラッシュ形状となるようにする必要がある。
評　価			―	・治水面の効果はほとんど無く、浸水被害はわずかに増える傾向にある。 (×)	・治水面の効果はほとんど無く、浸水被害の軽減はわずかである。 (×)	・治水面の効果は全体に小さいが、小洪水における被害軽減が顕著で被害の年期待値は減少しており、効果が認められる。 (△)	顕著な事業効果が得られ、最優先で進めることが望ましい。 (◎)

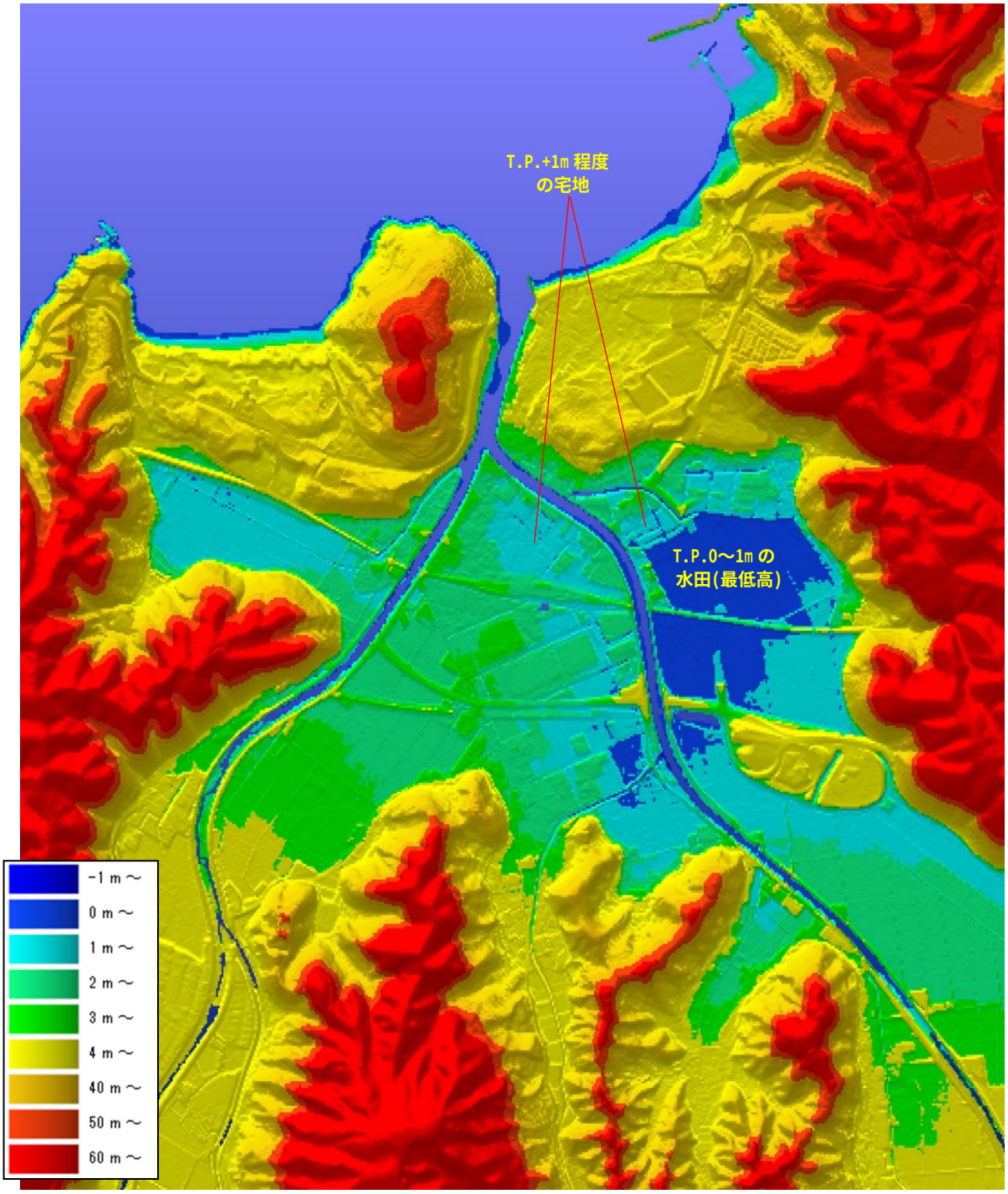
・概算事業費の出典：勝部川河川整備計画　参考資料

出典：平成 24 年度　勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」

5.2.2 内水

(1) 内水域の現状

当該地区の地盤高の分布図を図 5.2.2 に、各地区の排水系統図を図 5.2.3 に示す。最低高は T.P.0～1m の水田であり、T.P.+1m 程度の宅地が一部に分布する。



「国土地理院　基盤地図情報（数値標高モデル,5m メッシュ）」による

図 5.2.2　標高分布図（5m メッシュ）（単位；T.P.m）

出典：令和 3 年度　青谷地区ほか 2 地区内水浸水想定区域図作成業務【青谷地区編】令和 4 年 3 月
鳥取市 都市整備部 都市環境課　(株)荒谷建設コンサルタント

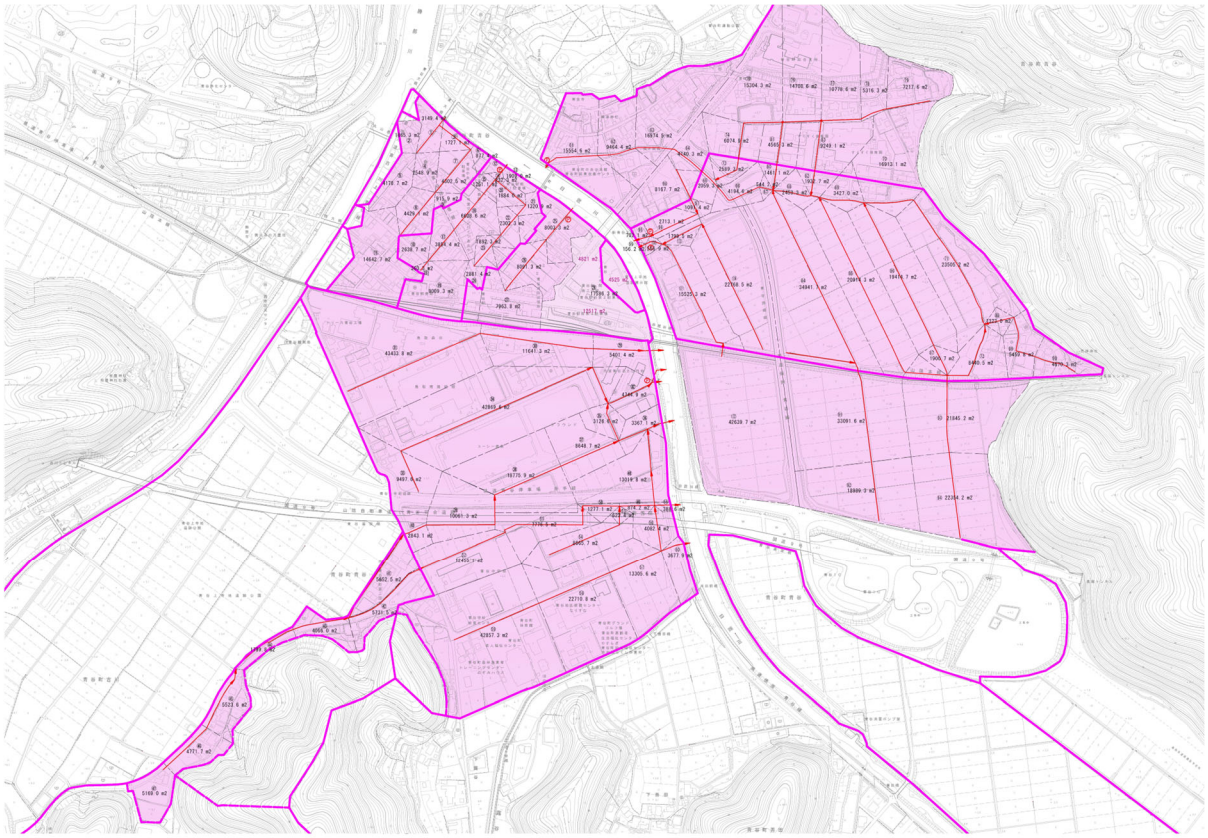


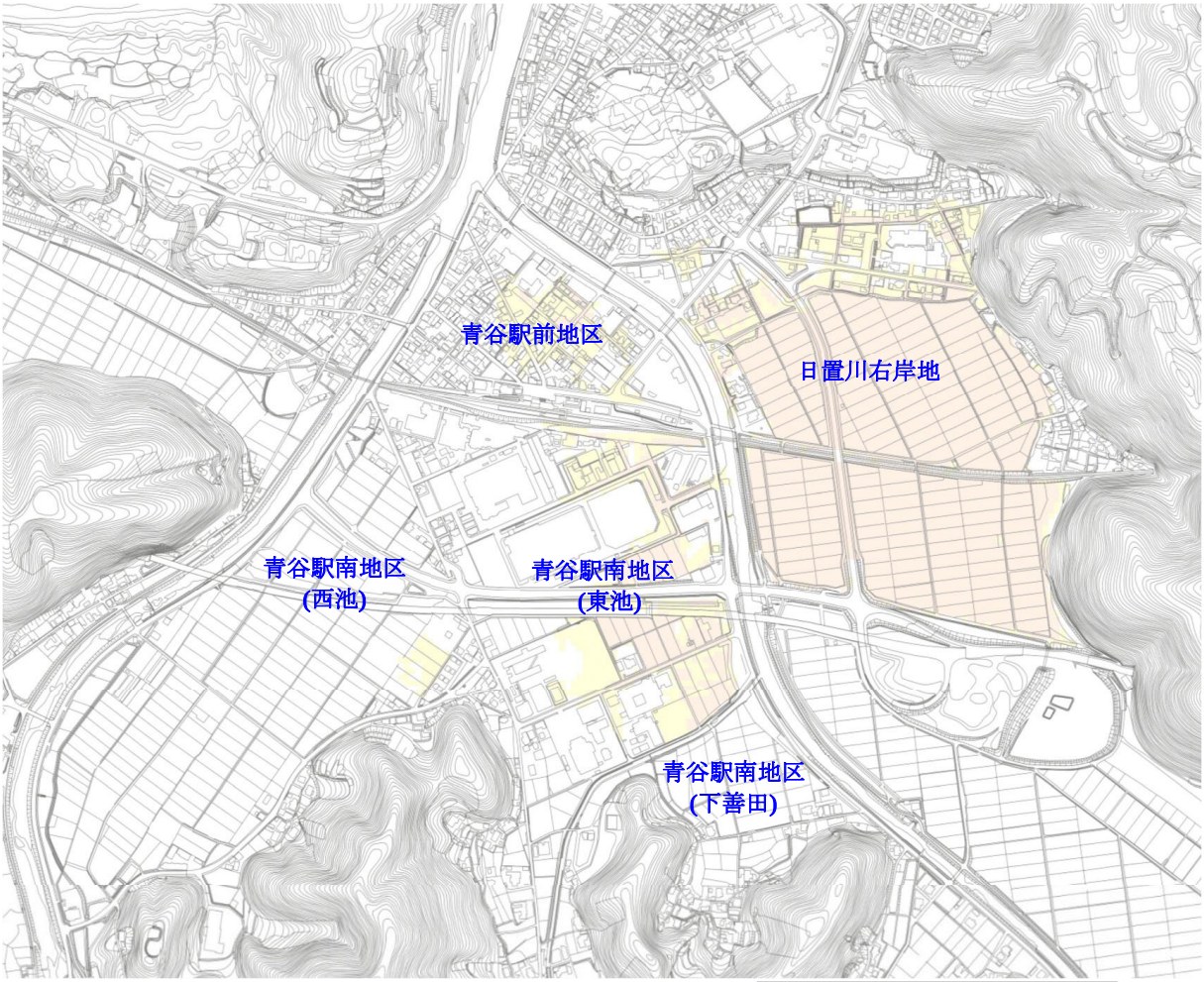
図 5.2.3　勝部川水系内水地区　排水系統図

出典：令和 3 年度　青谷地区ほか 2 地区内水浸水想定区域図作成業務【青谷地区編】令和 4 年 3 月
鳥取市 都市整備部 都市環境課　(株)荒谷建設コンサルタント

(2) 内水域に対する目標水位

勝部川下流部の各地区（図 5.2.4）における内水対策の検討経緯を、表 5.2.2 にまとめる。

各地区において内水対策が実施中であり、内水被害の軽減のためには河川水位を許容湛水位程度まで下げることが必要と考えられる。



対象降雨	：2021 年 7 月 7 日～8 日
時間雨量	：34.5mm/hr
24 時間雨量	：213.0mm/24hr

凡　例

- 0.5m未満の浸水
- 0.5m以上3.0m未満の浸水
- 3.0m以上5.0m未満の浸水
- 5.0m以上 10m未満の浸水
- 10m以上の浸水

図 5.2.4　青谷地区　浸水想定区域図（既往最大降雨）

出典：令和 3 年度　青谷地区ほか 2 地区内水浸水想定区域図作成業務【青谷地区編】令和 4 年 3 月
鳥取市 都市整備部 都市環境課　(株)荒谷建設コンサルタント

表 5.2.2　鳥取市による勝部川下流部の内水対策検討の経緯

年度	業務名	対象地域	対象降雨	想定 外水位	許容湛水位	ポンプ規模
H18	青谷地区内水解析業務	青谷駅南地区 （東池・西池・下善田地区）	H16.10 台風 23 号 S62.10 台風 19 号（10 年確率・実績降雨引伸）	本川ハイドロ （現況河道）	東池：TP+1.57m（宅地最低標高（野藤商店）＋30 cm） 西池：TP+2.55m（道路最低標高） 下善田：TP+1.86m（道路最低標高）	東池：0.8m³/s 西池・下善田：不要
H19	青谷地区内水排水対策実施設計業務（駅南左岸） ※排水機場設計					
H21	青谷地区内水解析業務	青谷駅前地区 （駅北）	H16.10 台風 23 号（10 年確率・実績降雨引伸）	本川ハイドロ （現況河道）	駅前：TP+1.23m（床下浸水（宅地最低標高+0.16m））	0.4m³/s （0.13m³/s 追加）
H27	福井田川護岸整備に伴う測量設計調査業務	福井田川流域 日置川右岸用排水路流域（日置川右岸～福井田川の間）	H11.9 台風 16 号（10 年確率程度・実績降雨） 10 年確率（中央集中型）	本川ハイドロ （現況河道）	福井田川流域（多池モデル）：湛水を許容しない 日置川右岸用排水路流域：ピークポンプのため設定せず	3 号樋門：0.2m³/s （4m³/min×3 基） 4 号樋門：0.2m³/s （4m³/min×3 基） 導水路流末： 0.28　m³/s（無湛水・ピーク流量）
H28	青谷地区（東町）内水対策に伴う測量設計業務 ※排水施設設計					
R2	青谷地区内水浸水対策検討業務	福井田川流域 日置川右岸	10 年確率 （中央集中型）	本川ハイドロ （現況河道）	宅地：湛水を許容しない 日置川右岸：TP+1.290m 農地：30 cm（24 時間以内なら 30 cm以上も許容）	44m³/min
R3	青谷地区ほか2地区 内水浸水想定区域図作成業務	青谷駅南地区 （東池） 青谷駅前地区 （駅北） 日置川右岸（赤尾谷）	既往最大：R3.7 豪雨 想定最大規模： 130mm/h（R3.7 型）	本川実績水位	設定なし （浸水想定図作成のため）	現況

(3) 内水対策の考え方

内水被害を抜本解消する河道水位は、内水地区の許容湛水位が目安となり、以下のとおりである。

・駅南地区
　東池：TP+1.57m（宅地最低標高(野藤商店)＋30 ㎝）
　西池：TP+2.55m（道路最低標高）※
　下善田：TP+1.86m（道路最低標高）※
・駅前地区：TP+1.23m(床下浸水(宅地最低標高+0.16m))
・日置川右岸：TP+1.29m
※現状で排水ポンプ必要なしとされており、河道水位低減目標の対象としない

当面、想定される河道条件である現況河道を対象とした日置川不等流計算の水面形と比較して図 5.2.5 に示す。

いずれの水位も各規模計算水位及び HWL より低く、河川側外水位の多少の水位低下では内水被害の抜本解消は困難と考えられる。また将来的に外水位を HWL 以下としても内水状態は解消されない。

ただし、外水位の外水位の低下により内水氾濫が軽減される可能性はあり、精査のためには内水解析が必要と考えられる。

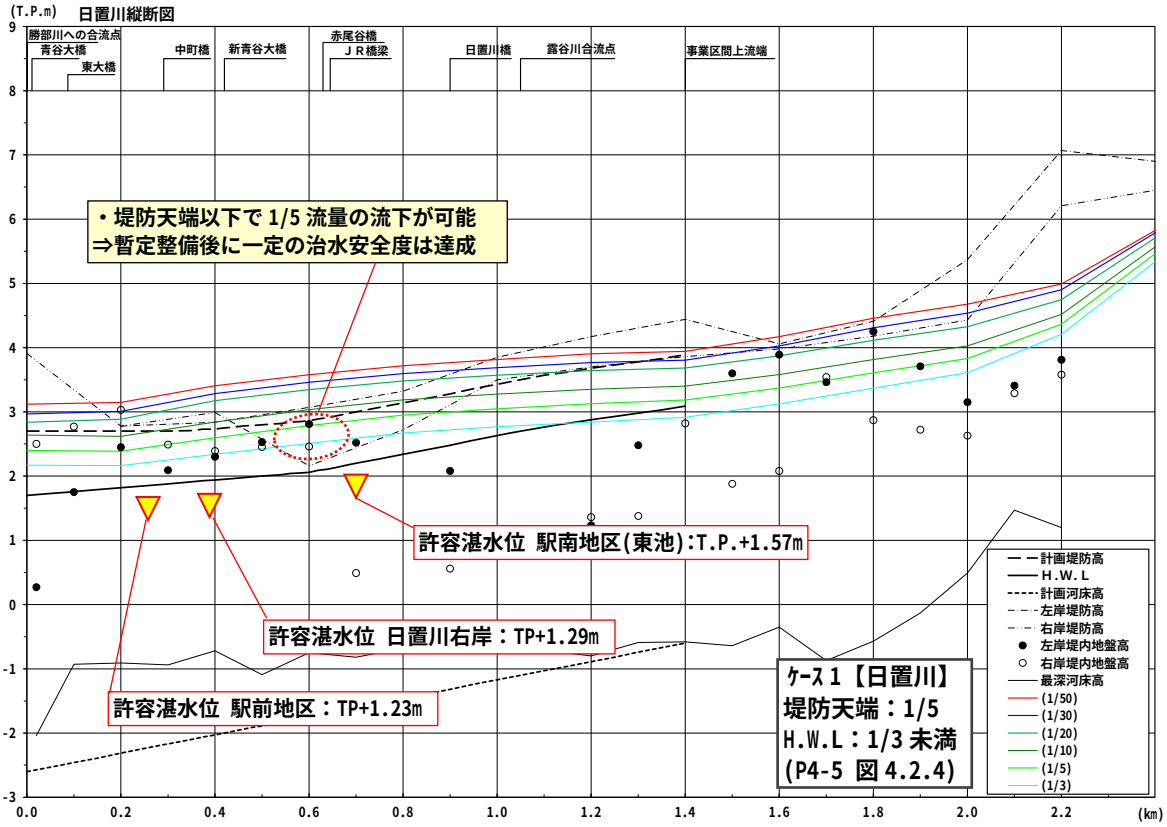


図 5.2.5　計算水位縦断図　日置川現況　※河口現況：洪水後断面

出典：令和 3 年度 勝部川河口対策検討業務委託 令和 4 年 1 月

5.3 整備目標の方策検討

5.3.1 方針

次章の検討よれば中導流堤と維持掘削等のみで有意な水位低下効果を得ることは困難であり、この結果をもとにした目標設定はできない。このため整備目標を以下のように考えることとする。

「河口部対策（砂州フラッシュを促進するための中導流堤の整備、維持的掘削等）の整備目標」
＋「河道内のうち河口部以外での対策の整備目標」

「河道内のうち河口部以外での対策の整備目標」としては、基本的に河口部の洪水調節施設等により流量低減する方法となり、以下（案）を掲げる。

・洪水調節ダム
・遊水地
・放水路

これらの施設により対処するにあたっては、勝部川の河口部対策が容易でないことを考慮すれば段階的な整備が必要と考えられ、下記のとおり規模別の外力を検討することが必要と考えられる。

・暫定整備目標：1/10、1/30 確率程度
・将来整備目標（河川整備基本方針）：1/50 確率

5.3.2 洪水調節施設等（代替案）の可能性について

河川整備基本方針において洪水調節施設等の検討対象となった上流ダム（案)、遊水地（案）について整理し、遊水池案の調節効果を概算するとともに、河川水位の低下効果を把握する。

(1) 現行治水計画

「勝部川水系河川整備基本方針　参考資料（案）　平成 14 年 3 月」に記載された内容を以下に抜粋する。

1) 洪水調節ダム（案）の概要

河川整備基本方針における遊水地（案）について以下に示す。

6.3 代替案の検討

6.3.1 河道改修案

＜河道改修案の方針＞

勝部川水系の全体計画は、各種施設計画がなく洪水処理計画は全て河道で分担するものとなっており、同計画に向けて河川改修が行われてきている。

また、勝部川は高潮の影響を受ける河川であり、下流区間においては河道幅が確保されている。この結果、下流区間は、河床掘削のみで対応できるため、事業費が安く済む方式であるといえる。

なお、河道改修案においては、全体計画河道及び環境に配慮した多自然型河道を設定することが望ましい。

＜河道改修案の検討＞

勝部川及び日置川全体計画河道において不等流計算を実施した結果、全体計画河道における計算水位（計画流量）は、全区間でH. W. L以下に収まる結果となった。

勝部川の日置川合流点下流部及び日置川においては、既に築堤改修済みである区間が多く、概ね河床掘削のみの対応で済むことから、非常に有効な手法であると考えられる。

＜評価＞

下流部の高潮堤防が完成していること等を考えると、引堤及び築堤が必要となるのは上流部区間のみに絞られ、工事費が安く押さえられるといえる。

なお、河道改修方式の一つとして日本海への放水路が考えられるが、宅地移転等様々な課題が残り、現実的ではないといえる。

6.3.2 上流ダム案

＜上流ダム案の方針＞

勝部川流域は、山地部が多く、ダムによる洪水調節効果は非常に大きいと考えられる。

また、日置川下流域は、低平地が多く、近年洪水においても内水被害が多く発生しているため、上流部での洪水調節は内水被害等を軽減する有効な手段であると考えられる。

＜上流ダム案の検討＞

勝部川上流域に1ダム、日置川上流域に1ダムを配置する、上流ダム計画を想定した。

この結果、両河川の上流域は、勾配が非常に急であり、ダム高約60mでダム計画を実施しても、僅かな貯水容量しか確保できない結果となった。

これに対して、中流域にダム計画を実施した場合、ダム容量は確保されるものの、多くの集落が、移転を余儀なくされる結果となる。

以下には、上流域2ダムの計画を行った場合の、ダムの効果概要を示す。

＜ダム設定条件＞

設置数：２ダム

ダム諸元：

ダム名	勝部川上流ダム	日置川上流ダム
集水面積	約 2.1km^2	約 2.8km^2
湛水面積	約 5ha	約 5ha
ダム高	約 60m	約 60m
概算ダム容量	100 万 m^3	100 万 m^3

＜洪水調節効果＞

上記地点にダムを建設した場合の、洪水調節効果を想定した。

設定条件及び洪水調節効果

・洪水期間全量カットを想定

・比流量 10m^3/s の計画流量を想定

・洪水調節効果（基準地点に対してレベルカットを想定）

勝部川上流ダム案：約 21m^3/s

日置川上流ダム案：約 28m^3/s

＜評価＞

勝部川流域に２ダムを設置することは、莫大な建設コスト、住宅移転、自然環境の破壊等が伴うにもかかわらず、さらなる河道改修を必要とする結果となっており、現実的でない計画であると言える。

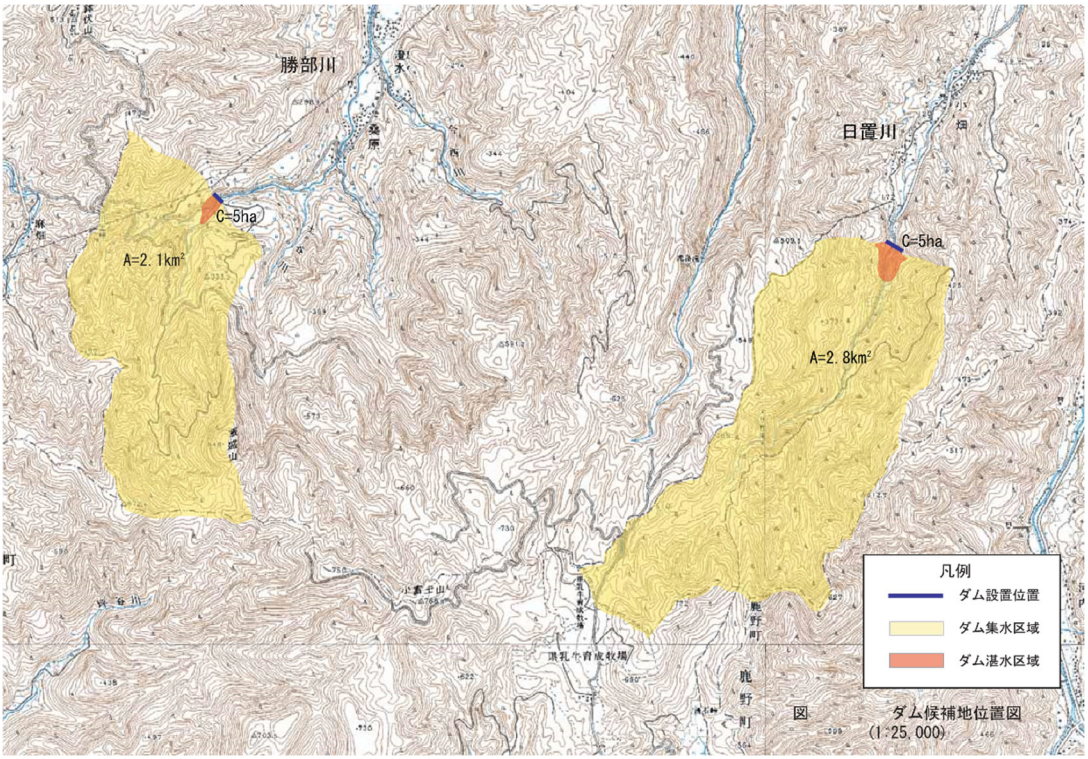


図 5.3.1　上流（洪水調節）ダム（案）の概要

2)　遊水地（案）の概要

河川整備基本方針における遊水地（案）について以下に示す。

6.3.3 遊水地案

＜遊水地案の方針＞

勝部川流域に遊水地建設の可能性を評価した場合、日置川下流部右岸の田園地帯が考えられる。

これに対して、勝部川下流部田園地帯は、地盤高がＨＷＬ以上の地域が多く、治水容量の確保が困難であると考えられる。

また、日置川下流域は、低平地が多く、近年洪水においても内水被害が多く発生しているため、市街地上流部での洪水調節は内水被害を軽減する有効な手段であると考えられる

＜遊水地案の検討＞

日置川中流域に2遊水地を配置し（同流域における遊水地による可能最大洪水調節を想定）、洪水調節の可能性を検討した。

この結果、遊水地候補地点として考えられる2地点を想定したものの、容量的に大きく不足し、下流河道の負担があまり軽減できない結果となった。

遊水地配置後においても、前述の河道改修と同規模の改修が必要となる。

遊水地設定条件

設置数：２遊水地

遊水地諸元：

遊水地名	日置川ＪＲ下流	日置川ＪＲ上流	合計
湛水面積	23.8ha	68.8ha	92.6ha
洪水調節容量 （湛水深 2m を想定）	48 万 m^3	138 万 m^3	186 万 m^3

＜評価＞

抜本的な容量確保ができない結果となった。

また、今回設定した遊水地内には宅地及び道路計画が含まれるため移転等が必要となることや、大幅な掘削等が必要になるという問題点があげられ、相応しくないと考えられる

出典：勝部川水系河川整備基本方針　参考資料（案）　平成 14 年 3 月

6.4 代替案の比較及び評価

以上３案を比較した結果、ダム及び遊水地案は現実性が低く、かつ、治水効果の確保が困難である結果となった。

既往計画との整合性や事業損失の防止の観点からみて、河道改修案が最も妥当で、現実的であると考えられる。

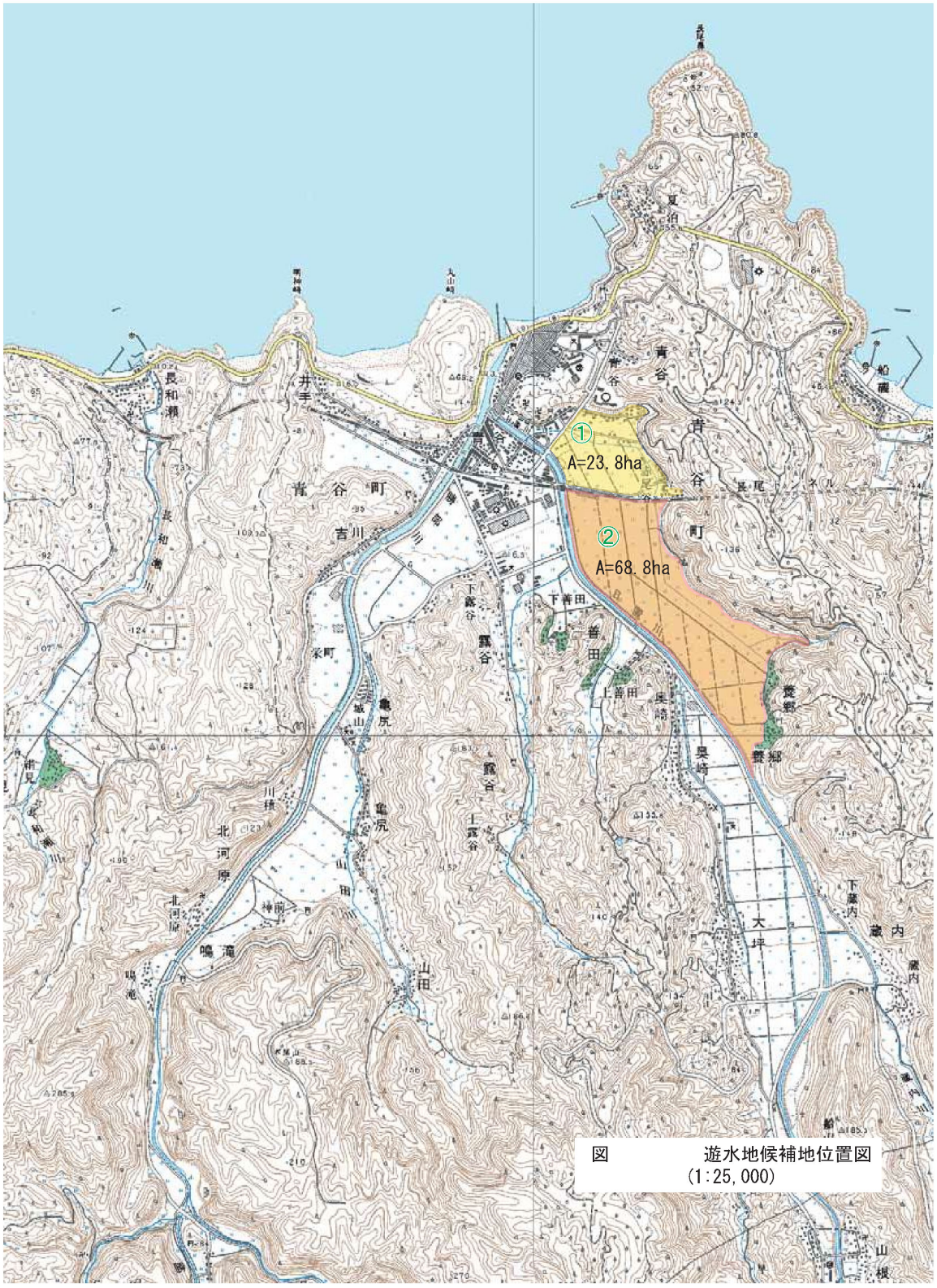


図 5.3.2　日置川遊水地（案）の候補範囲

(2) 洪水調節計算洪水調節施設(遊水地)の効果について

河川整備計画の根拠として準用されている河川整備基本方針参考資料に、遊水地の洪水調節計算の結果が記載されていないため、以下の条件で簡易の調節計算を実施する。

・遊水地の範囲

JR 下流は山陰道インターチェンジが設置され、開発が進みつつあるため、遊水地が設置可能なのは JR 上流のエリアと考えられる。

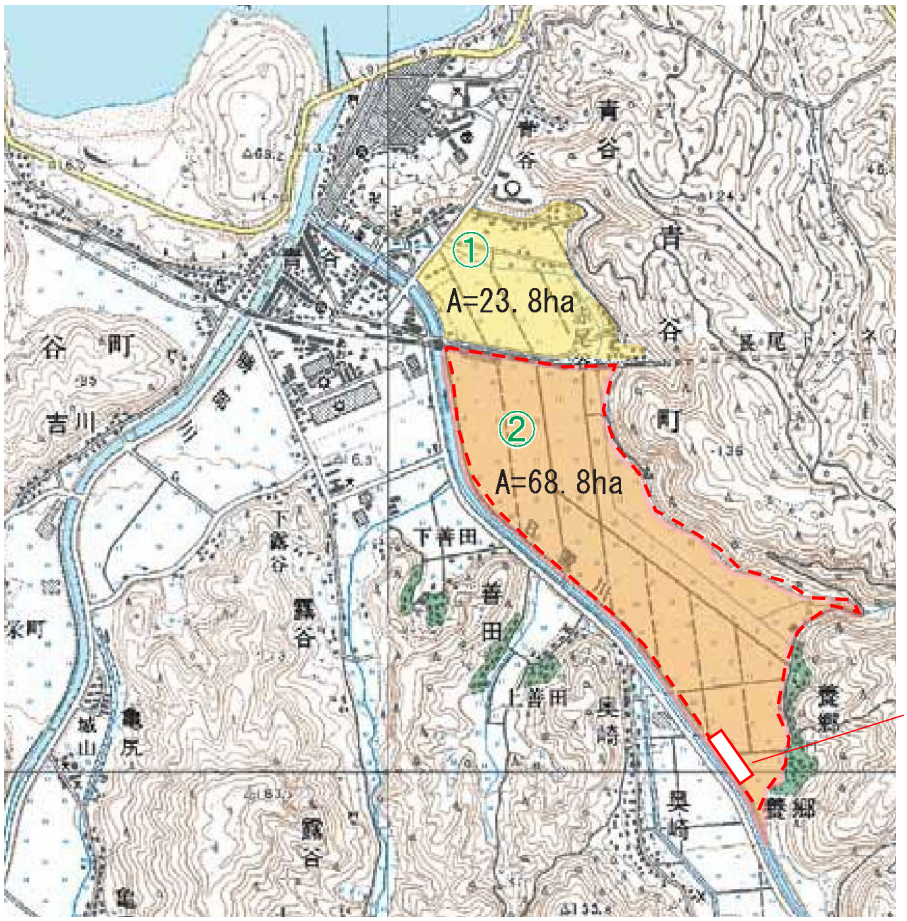


図 5.3.3 日置川遊水地（案）の候補範囲

・遊水地の諸元

JR 上流を対象とすることから、遊水地の施設容量は以下となる。

表 5.3.1 対象遊水地の諸元（JR 上流）

遊水地名	日置川ＪＲ下流	日置川ＪＲ上流	合計
湛水面積	23.8ha	68.8ha	92.6ha
洪水調節容量 （湛水深 2m を想定）	48 万 m^3	138 万 m^3	186 万 m^3

・遊水地の容量

自然調節方式の越流堤を想定し、有効容量を施設容量の 8 割（自然調節方式の越流堤を想定した有効容量）と設定する。

有効容量：138 万×0.8＝110.4 万 m³

有効容量に見合う一定量カット量を検討し、結果を下図に示す。

日置川の越流堤地点における調節量として 200m³/s が得られ、下流側の影響区間に反映させる。洪水調節計算結果を表 5.3.2 にまとめる。

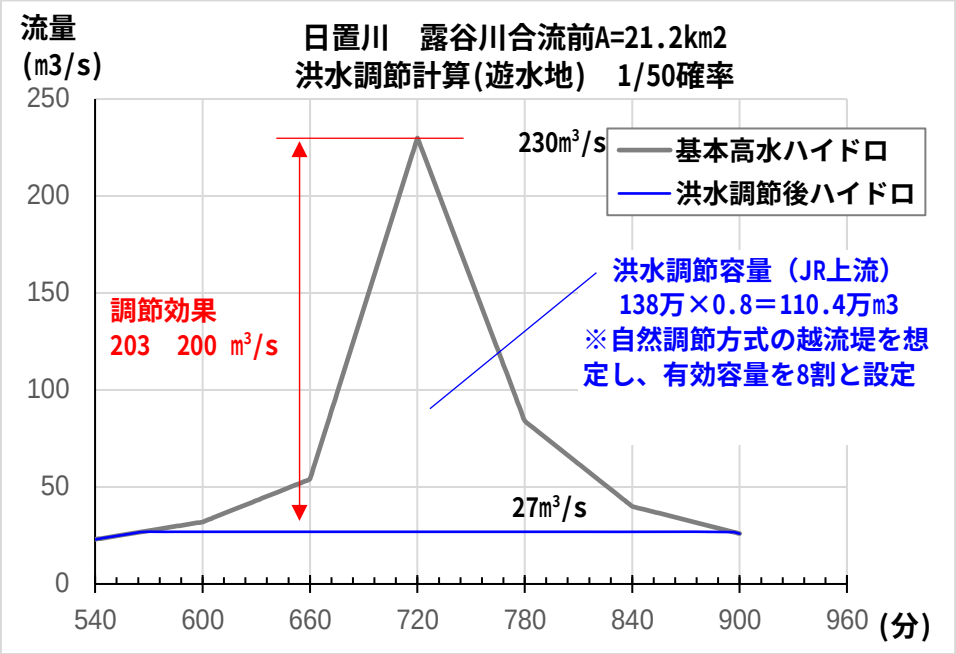


図 5.3.4　日置川洪水調節ハイドログラフ

表 5.3.2　洪水調節計算結果（不等流の計算流量配分）；河川整備計画 1/50 流量

(単位；m³/s)

	① 基本高水ピーク (調節なし)	② 洪水調節後	①－② 調節効果
勝部川　河口	620	420	200
勝部川　日置川合流前	360	360	0
日置川　下流端	260	60	200
日置川　露谷川合流前	230	30	200

(3) 不等流計算

以上、設定した遊水地調節前後の流量配分をもとに、現況河道における不等流計算を実施する。計算条件は下表に示す。

表 5.3.3 不等流計算条件

項 目	条 件	備 考
対象河川	・勝部川： L=2,200m（A=60.5km²） ・日置川： L=2,400m	勝部水系 2 級河川
計算断面	洪水前断面による(河口部は砂州が発達した地形) ・勝部川 河口部(0k000～0k400)：R3.2 測量 河口部以外(0k400～)：H31.03 測量（河口部以外の最新測量） ・日置川 全区間：H31.04 測量（河口部以外の最新測量）	
水位計算手法	・1 次元不等流モデルによる *)	
計算流量	・河口：620m³/s 、420m³/s（2 ケース）（参照：表 5.3.2）	
出発水位	・勝部川下流端（河口）0ｋ000：限界水深による（T.P.+0.5m より低い場合は、朔望平均満潮位） ＊参考までにすべて限界水深による検討結果を併記 ・日置川下流端 0ｋ000：本川背水影響を受けるため、本川合流点 0k500 の計算水位(0k400 と 0k600 の平均)を適用	
粗度係数	・勝部川・日置川：n=0.030（全区間）	河川整備計画での粗度

*)平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」の事業評価モデルと整合

計算水位縦断図を図 5.3.5、図 5.3.6 に示す。勝部川（日置川合流点）において 0.8m 程度、日置川（青谷大橋）において 1m 程度の水位低下がそれぞれ見られる。

水位低下効果の検討結果について以下の課題があり、本検討は可能最大的な効果を試算したものと考えられる。

・JR 上流側の遊水地の規模を最大とし、かなり好条件で越流堤による洪水調節が行われた想定のものである。施設規模、洪水調節を精査した場合、調節効果が低下する可能性がある。
・1/50 確率モデルハイエトを使用したものである。実績洪水を考慮して施設諸元を精査した場合、調節効果が低下する可能性がある。

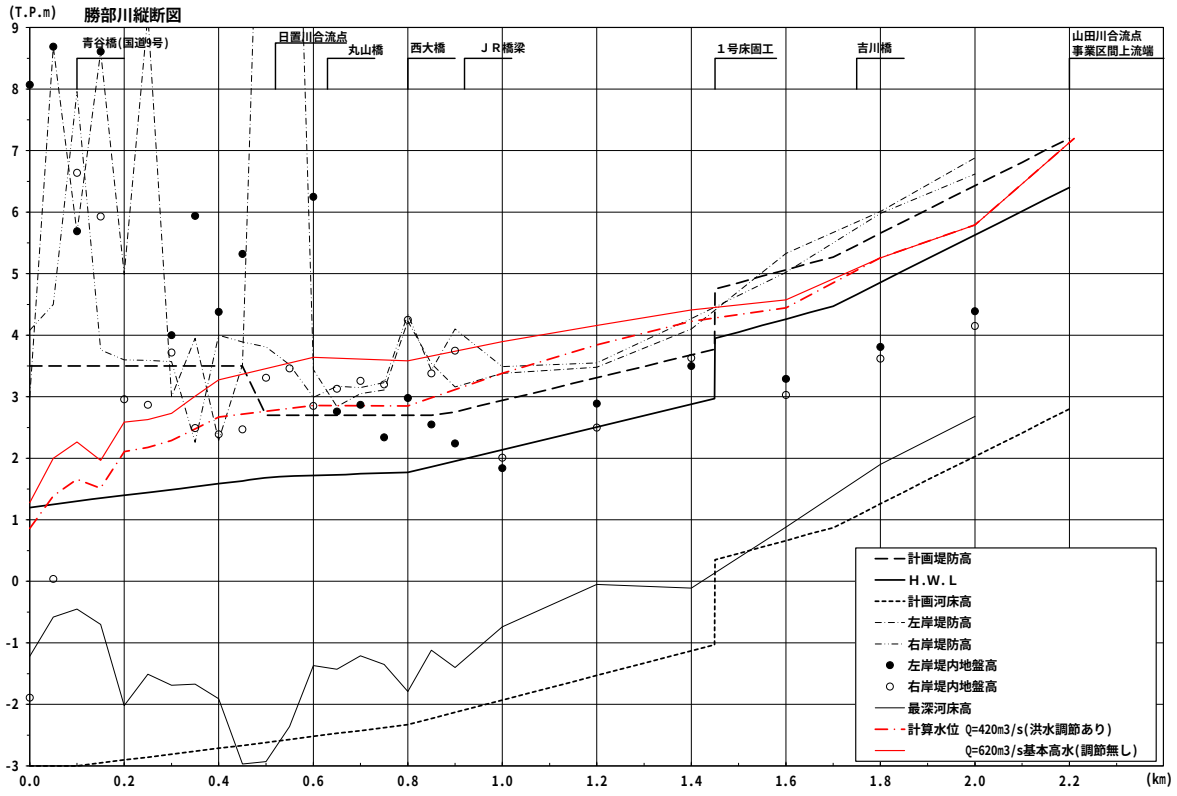


図 5.3.5　不等流計算水位縦断図（勝部川）※出発水位：朔望平均満潮位を考慮

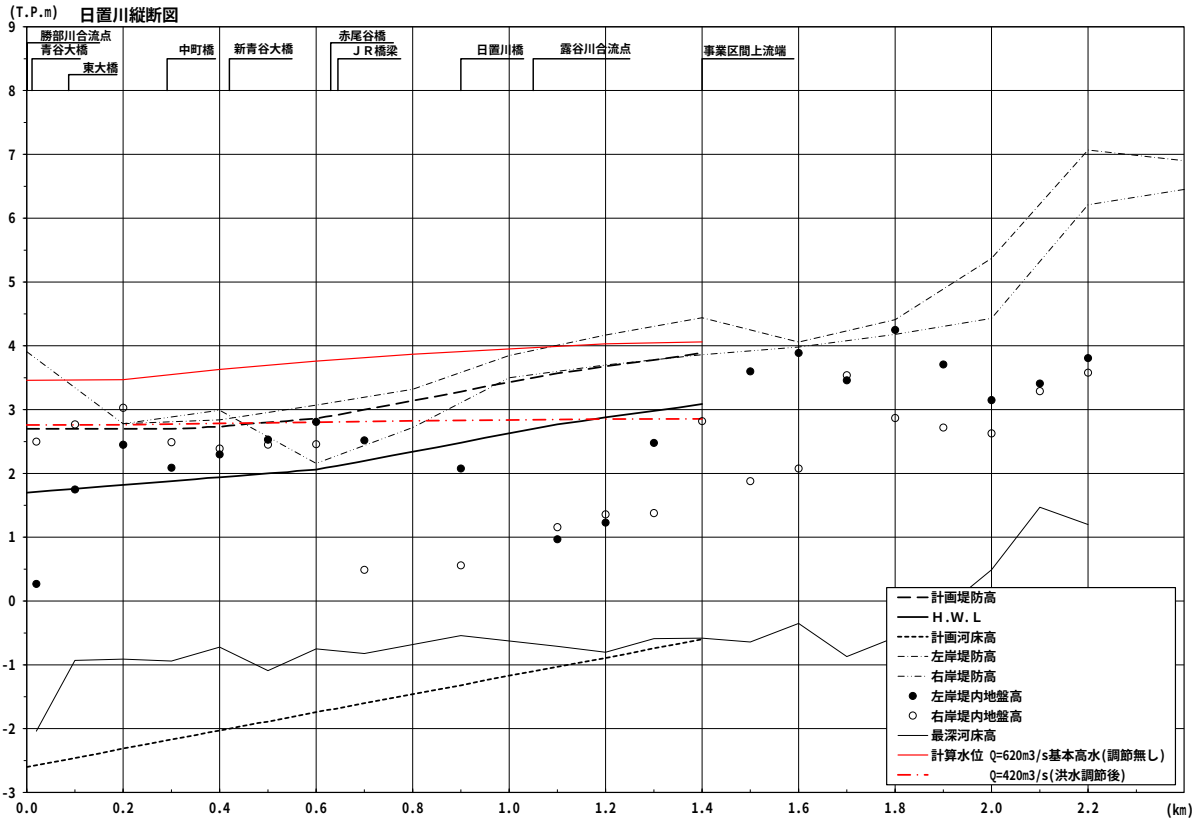


図 5.3.6　不等流計算水位縦断図（日置川）※出発水位：朔望平均満潮位を考慮

6. 対策工の検討

①中導流堤の規模・配置および維持的掘削の形状・頻度の検討

治水効果および周辺環境（漂砂、漁業）への影響を勘案して、中導流堤の規模（長さ、幅、高さ）・配置を検討する。また、維持的掘削の形状・頻度を検討する。

②河道域の土砂動態の数値シミュレーション

中導流堤の治水効果を確認するため、河道域の土砂動態の数値シミュレーションを行う。この際、砂州形成（砂州フラッシュを含む）に係る土砂動態の実態を再現できる数値解析モデルを構築して土砂動態メカニズムを分析する。数値解析モデル構築に当たっては、河口部における漂流および洪水流の拡散流下状況が把握可能なモデルとし、また、解析レベルは平面２次元および混合粒形とすることを想定している。

なお、対象範囲については二級河川勝部川水系河川整備計画の計画区間とし、海域における土砂動態の数値シミュレーションついては対象外である。

6.1 検討経緯

6.1.1 当該地区の課題

二級河川勝部川水系（勝部川・日置川）における河口部は、河床勾配が緩く土砂が堆積しやすい状況となっており、流下能力やプレジャーボート・漁船等の水面利用にも支障をきたす場合があることから、河口部への土砂堆積（河口閉塞、河道内砂州の形成、航路埋没等）や洪水時の河川水位の上昇および流下能力の低下が問題となっている。加えて、周辺海岸においては、砂浜侵食等が問題となっているため、河口部に堆積した土砂の維持浚渫（井手ヶ浜へのサンドリサイクルに活用）が定期的に実施されている。

勝部川・日置川の氾濫域（特に下流部の青谷町低地）には国道・JR、家屋・商業施設等の資産が集中しており、河川改修の契機となった S62.10 洪水や近年の H16.10 洪水等において、堤防越水や床上浸水等の甚大な被害が発生している。これらの度重なる洪水被害への対策として、河川整備基本方針(H18)および河川整備計画(H21)が策定されている（計画規模 1/50）。これまで、これらの 計画に沿った段階的な整備が進められており、現在では、R10 完了予定の暫定改修（日置川の築堤等、1/5 規模）が 行われている。今後、暫定改修後の次期河川整備を進めていく必要がある。

一方、H30.9、R3.7 の豪雨では内水被害が発生しており、浸水被害対策に関する地元要望が高まっている状況にある。要望では、今後の治水安全度を向上させる河川改修に加えて、堆積土砂や中州の撤去といった現状の浸水被害を軽減させる対策の実施が求められており、抜本的な対策等を検討していく必要がある。

6.1.2　これまでの検討状況

6.1.1　で示した課題に対して、既往検討「R3 年度 勝部川河口対策検討業務委託 報告書」において、現況の整理（図 6.1.1 参照）及び定性的な対策案の抽出（図 6.1.2 参照）が実施されている。この中では、現在の課題に対して、以下に示すような対策方針が挙げられている。

①海域からの土砂流入を阻害（遮蔽）することを目的とした対策（離岸堤など）
②洪水時にフラッシュを促進させ、河積の確保を目的とした対策（中導流堤の延伸など）
③基本方針・整備計画で想定されている 1/50 計画断面を実現させるための掘削

また、これら 3 種類の対策方針に該当する工法について、総合的観点（治水機能・海岸保全機能・環境・利用等）に基づいて、定性的な評価が実施されている（図 6.1.2 参照）。この中で、有効であると考えられた対策は以下であった。

・砂州の人口開削（河道断面の確保）　→ 対策方針③
・導流堤　→ 対策方針①②
・突堤　→ 対策方針②
・離岸堤　→ 対策方針①
・人工リーフ　→ 対策方針①
・土砂ポケット　→ 対策方針②

なお、既往検討には、課題として、今後は定量的な評価による対策の絞り込みが必要と記載されている。よって、本検討では、主に上記の②である“フラッシュを促進させる対策”について、計算モデル等を用いて、定量的な評価を実施する。

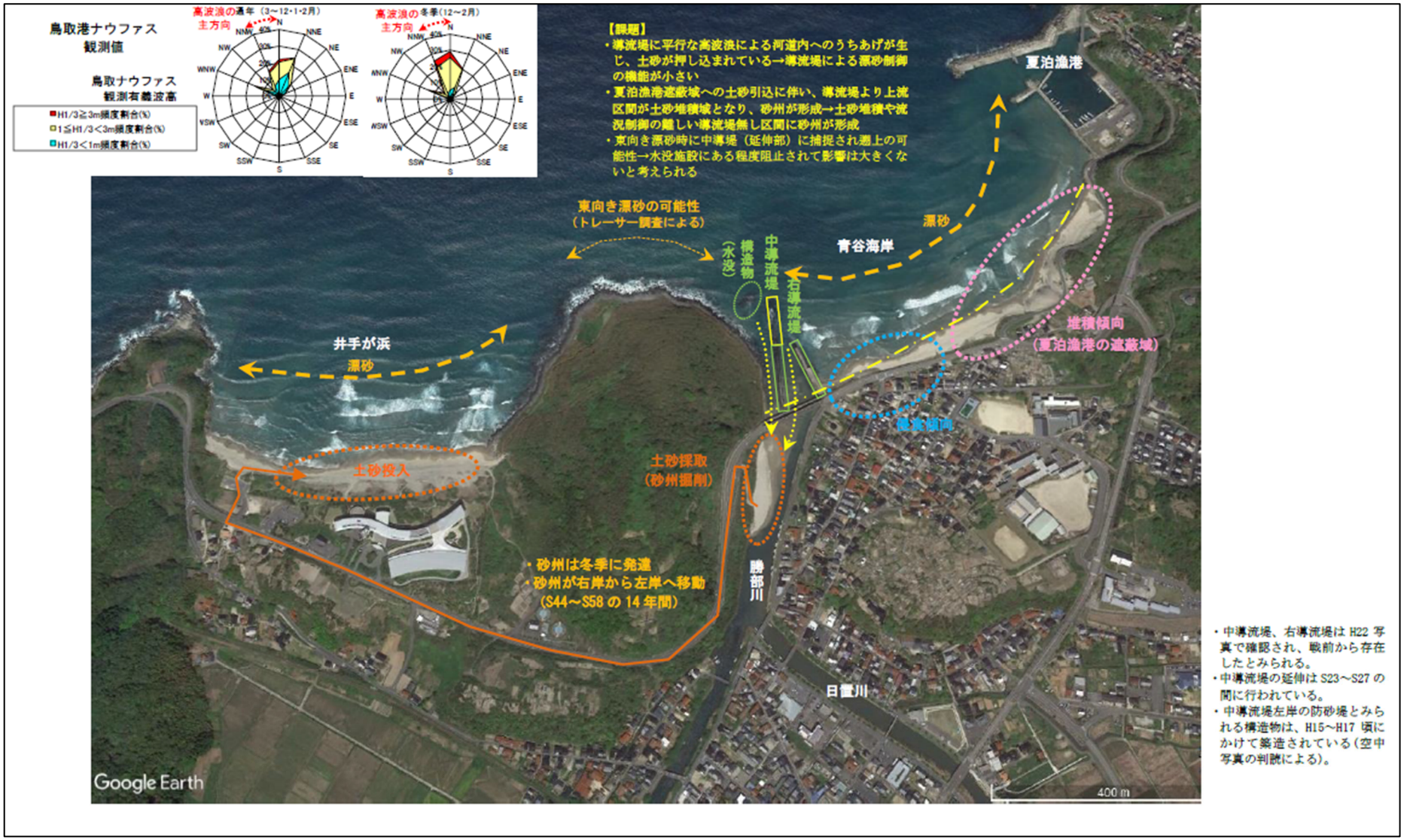


図 6.1.1　当該地域の特徴（出典：R3 年度勝部川河口対策検討業務委託 報告書）

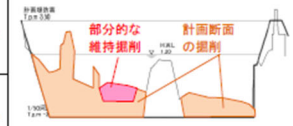
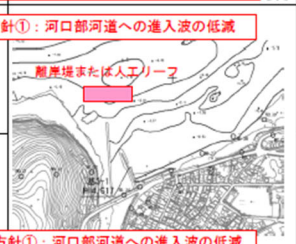
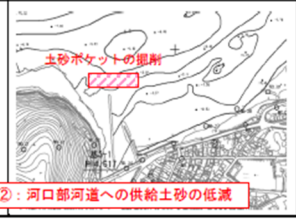
河口処理工法（イメージ図）	土砂動態・対策要件からの評価	隣接海岸への影響	維持管理の容易さ	併用他工法	総合評価	
砂州の人工開削（計画断面の掘削） 	・掘削後しばらくは、計画断面が確保されるが、河川からの供給土砂の河口テラスへの堆積と波による押し戻しにより、砂州が再度形成して閉塞されることが懸念される。	・河道内の改変であるため、隣接海岸への影響は小さいと考えられる。	・維持管理が必要であり、閉塞の程度・頻度によっては大規模な掘削となり、費用が嵩む。	－	×	・維持管理が必要であり、単独での適用は困難である。
砂州の人工開削（部分的な維持掘削） 対策方針③：堆積土砂のフラッシュの促進	・部分的な維持掘削であるため、計画流量流下時に十分にフラッシュされなければ計画流量を安全に流下することができない恐れがある。 ・中小洪水時の砂州フラッシュ促進が期待できる。	・河道内の改変であるため、隣接海岸への影響は小さいと考えられる。	・継続的な維持掘削が必要であるが、軽微な掘削でも洪水時に十分にフラッシュされる促進効果が得られる場合がある。	・離岸堤 ・導流堤 ・人工リーフ	○	・現在も実施している工法である。 ・計画流量流下時にフラッシュされ、水位が計画高水位以下となることを確認する必要がある。
導流堤  対策方針①：河口部河道への進入波の低減 対策方針②：河口部河道への供給土砂の低減 対策方針③：堆積土砂のフラッシュの促進	・現状の導流堤は、土砂堆積領域（夏泊漁港整備後）の沖側にあり、高さが低いこともあって、土砂制御の機能を殆ど果たしていないと考えられる。 ・河口位置、澪筋が安定するため、計画流量を安全に流下させることができると考えらえる。 ・平面配置の変更によって、河道への波浪遡上を低減できる。 ・中導流堤が漂砂を捕捉している可能性があり、その場合、移設等により河道への土砂進入を低減できる。 ・導流堤形状を工夫し、フラッシュを促す河積設定とできる可能性がある。	・海域が対象区域の場合、導流堤により沿岸漂砂が影響を受け、隣接海岸が堆積・侵食される可能性がある。 ・既設導流堤先端部より河川側であれば、河道内の改変であるため、隣接海岸への影響は小さいと考えられる。	・導流堤により河口位置、澪筋が安定すれば、維持管理はほとんど必要なくなる。	・維持掘削（河口砂州が残る場合） ・突堤	○	・東向き漂砂の河道進入抑制を図ることが可能と考えられる。 ・現状ベースの増減改良あるいは全面改築等の様々な平面配置（河道内、海域）が考えられる。 ・初期投資額が大きくなるが、維持管理がほとんど必要ない工法である。
突堤  対策方針②：河口部河道への供給土砂の低減	・河口閉塞の主な要因は河口テラスに堆積した土砂及び沿岸漂砂（主に東向）の波浪による押し戻しと考えられ、沿岸漂砂の抑制に対しては効果的と考えられる。 ・中導流堤西側に防砂堤とみられる構造物が水没状態で設置されており、これを突堤として左岸に接続するなどして、東向き漂砂の河口進入を低減する方法が考えられる。	・沿岸漂砂が影響を受け、隣接海岸が堆積・侵食される可能性がある。	・突堤により河口位置、澪筋が安定すれば、維持管理はほとんど必要なくなる。	・維持掘削（河口砂州が残る場合） ・導流堤	○	・東向き漂砂の河道進入抑制を図ることが可能と考えられる。 ・導流堤との組み合わせによりさらなる効果が期待される。
離岸堤 対策方針①：河口部河道への進入波の低減 	・河口部沖合に設置するため、洪水流下の支障となる恐れがある。 ・河口前面の波高の抑制により砂州高を抑えるものの、計画流量流下時に十分にフラッシュされなければ計画流量を安全に流下することができない恐れがある。 ・洪水時の砂州フラッシュ促進が期待できる。	・沿岸漂砂が影響を受け、隣接海岸が堆積・侵食される可能性がある。	・砂州高の低下、砂州規模の縮小により、中小洪水規模で砂州がフラッシュされれば、維持掘削の規模は小さくなるものと考えられる。	・維持掘削（河口砂州が残る場合）	○	・計画流量流下時にフラッシュされ、水位が計画高水位以下となることを確認する必要がある。
人工リーフ 対策方針①：河口部河道への進入波の低減	・河口部沖合に設置するため、洪水流下の支障となる恐れがある。 ・河口前面の波高の抑制により砂州高を抑えるものの、計画流量流下時に十分にフラッシュされなければ計画流量を安全に流下することができない恐れがある。 ・洪水時の砂州フラッシュ促進が期待できる。	・沿岸漂砂が影響を受け、隣接海岸が堆積・侵食される可能性がある。	・砂州高の低下、砂州規模の縮小により、中小洪水規模で砂州がフラッシュされれば、維持掘削の規模は小さくなるものと考えられる。	・維持掘削（河口砂州が残る場合）	○	・計画流量流下時にフラッシュされ、水位が計画高水位以下となることを確認する必要がある。 ・離岸堤と比較して沿岸部の波高低減効果は小さいものと考えられるが、景観面で優位性がある。
土砂ポケット  対策②：河口部河道への供給土砂の低減	・海域からの漂砂を土砂ポケットに捕捉して河道への遡上を低減することにより、砂州の発達を抑制する。 ・岸沖方向の漂砂が多い場合に効果的であり、沿岸方向の漂砂が多い場合はロスが大きい。 ・砂州がフラッシュされた後に掘削を実施し、河川側からの土砂による埋没を予防する。	・沿岸漂砂が影響を受け、隣接海岸が堆積・侵食される可能性がある。	・土砂ポケットを効果的に運用するため洪水後、速やかに掘削する必要があり、フラッシュによるポケット埋没のモニタリングが重要となる。 ・浚渫船による掘削となることから、掘削単価は比較的低廉となる。	・維持掘削（河口砂州が残る場合）	○	・漂砂によるポケットの経年埋没を把握する必要がある。 ・土砂移動量の多い海域のため比較的大規模となる可能性があるが、掘削単価が安く、大量掘削が洪水年のみとできれば、現実的な維持費用に収まる可能性がある。

図 6.1.2(1)　勝部川河口部における河口処理工法の抽出（出典：R3 年度勝部川河口対策検討業務委託 報告書）

河口処理工法（イメージ図）		土砂動態・対策要件からの評価	隣接海岸への影響	維持管理の容易さ	併用他工法	総合評価	
水門		・水門整備により非洪水時が閉鎖し上流側への砂州形成を防止し、洪水時に開放して砂州をフラッシュし、計画流量を安全に流下させる。 ・水門操作により中小洪水時の砂州フラッシュ促進が期待できる。	・河道内の改変であるため、隣接海岸への影響は小さいと考えられる。	・水門操作規則の策定、操作人員の確保等が必要であり、維持管理が容易ではない。 ・河川から氾濫が発生した場合に人的要因となる可能性がある。	－	×	・維持管理が容易でなく、災害発生時に人的要因となる可能性がある。 ・小河川に適した工法であり、当該地への適用は費用が大きくなるため難しいと考えられる。
暗渠・トンネル（放水路）		・小河川に適した工法であり、勝部川への適用は難しいと考えられる。	・河道内の改変であるため、隣接海岸への影響は小さいと考えられる。	・点検、修繕等がやや煩雑となる。	－	×	・小河川に適した工法であり、当該地への適用は費用が大きくなるため難しいと考えられる。
堤防の嵩上げ		・沿川の土地利用から、内水被害を助長し浸水被害のポテンシャルを上げることから、住民に受け入れられないと考えられる。	・河道内の改変であるため、隣接海岸への影響は小さいと考えられる。	－	・維持掘削（河口砂州が残る場合）	×	・沿川の土地利用から浸水被害のポテンシャルを上げることは住民に受け入れられないと考えられる。

図 6.1.2(2)　勝部川河口部における河口処理工法の抽出（出典：R3 年度勝部川河口対策検討業務委託 報告書）

6.1.3　本検討の目的

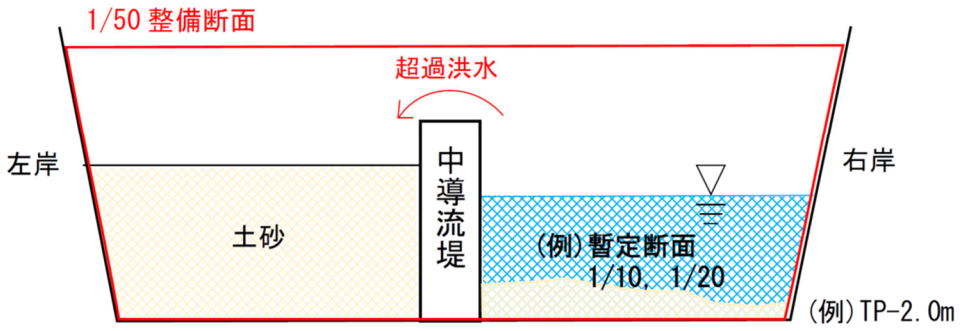
本検討では、6.1.2　で示した既往検討（R3 年度勝部川河口対策検討業務）で挙げられた対策（案）の内、河川内で実施可能な対策（導流堤及び砂州の維持掘削）について、フラッシュの促進による水位低減効果を検証し、対策効果及び影響を把握する。そして、これらの抜本的対策が、当該地域で適応可能であるかを定量的に評価することを目的とする。

なお、以下の観点から効果・影響を把握することとする。

効果：①土砂流出量の増加による基本方針、整備計画で想定されている 1/50 計画断面の確保
②フラッシュの促進による水位低減効果

影響：①構造物を設置したことによる周辺への影響
②フラッシュを促進させたことによる周辺への影響





右岸側：フラッシュを促し、対象の暫定確率規模の断面を確保する。
左岸側：右岸側の確率規模を超えた洪水の際にフラッシュを促すよう維持管理する。

図 6.1.3　対策のイメージ（特記仕様書より）

6.2　土砂動態シミュレーションモデルの構築

現状の現地特性の再現に加え、対策実施時の流況・土砂動態を適切に評価可能な解析手法を選択するとともに、目的に応じた解析条件を設定する。また、土砂動態を適切に反映するには、流量規模や、河口砂州の発達状況に応じた砂州フラッシュ、それに伴う河川水位の低下や海域への土砂流出を再現するモデルが必要となることから、再現検証を実施しシミュレーション結果の妥当性を評価する。

6.2.1　解析手法の設定

導流堤等の複雑な地形を表現することに加え、対策による中導流堤左右岸の掃流力や河床高の平面的な変化を評価するため、河川砂防技術基準 同解説　調査編等（図 6.2.1）を参考に、平面二次元河床変動モデル（混合粒径、浮遊砂・掃流砂を考慮）を採用した。

表 6-3-1　解析レベルに応じた計算法の選定（標準：種別については 3.3～3.7 参照）

解析レベル				計算法の設定（標準：（）内は推奨）				
河床高	粒径	流送形態	流れ場	河床形状	粒度分布	掃流砂	巻き上げ量 または 基準面濃度	濃度分布
1DB	U	BL	1DF	1B	—	BaBL	—	—
		BSL		1BS	—		BaE	1DC
	M	BL		1B	1fB	BaBLM	—	—
		BSL		1BS	1fBS		BaEM	1DCM
	U	BL	2DF’	1B	—	BaBL	—	—
		BSL		1BS	—		BaE	1DC
	M	BL		1B	1fB	BaBLM	—	—
		BSL		1BS	1fBS		BaEM	1DCM
2DB	U	BL	2DF 2DF+	2B	—	2’BL	—	—
		BSL		2BS	—		BaE	2DC
	M	BL		2B	2fB	2’BLM	—	—
		BSL		2BS	2fBS		BaEM	2DCM
	U	BL	3DF’	2B	—	2’BL (2BL)	—	—
		BSL		2BS	—		BaE	2DC (3DC)
	M	BL		2B	2fB	2’BLM (2BLM)	—	—
		BSL		2BS	2fBS		BaEM	2DCM (3DCM)

凡例）英数字記号：列「解析レベル」は表6-1-1に示す解析レベル
列「計算法の設定」は種別を表す。種別記号の説明は3.3～3.7に示す。

表6-1-1　各解析レベルの略記号

河床高の解析レベル	
1次元	2次元
1DB	2DB

粒径の解析レベル	
一様粒径	混合粒径
U	M

流砂の解析レベル	
掃流砂のみ	掃流砂と浮遊砂（混合型・通過型）
BL	BSL

流れ場の解析レベル					
1次元	準2次元	2次元	2次元 2次流付加	準3次元	3次元
1DF	2DF’	2DF	2DF+	3DF’	3DF

出典：河川砂防技術基準 同解説　調査編

図 6.2.1(1)　計算法の選定

1. 2　解析法の基本フレーム

＜考え方＞

図 6-1-1 に解析法の基本フレームを示す。

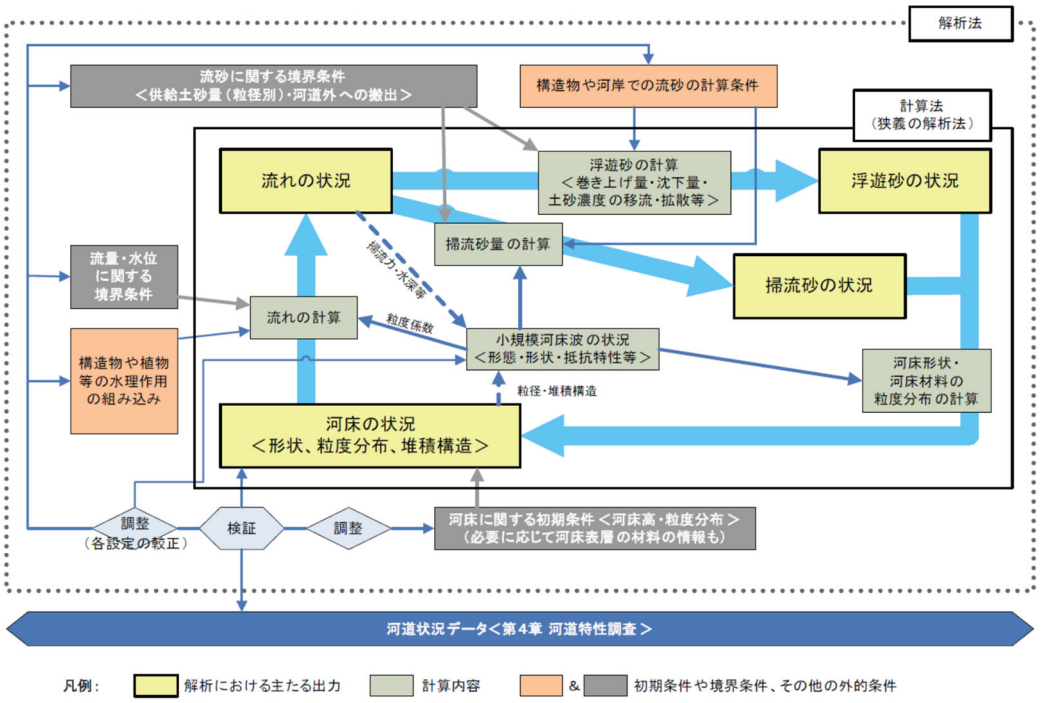


図6-1-1　河床変動、河床材料変化及び土砂流送の解析法の基本フレーム

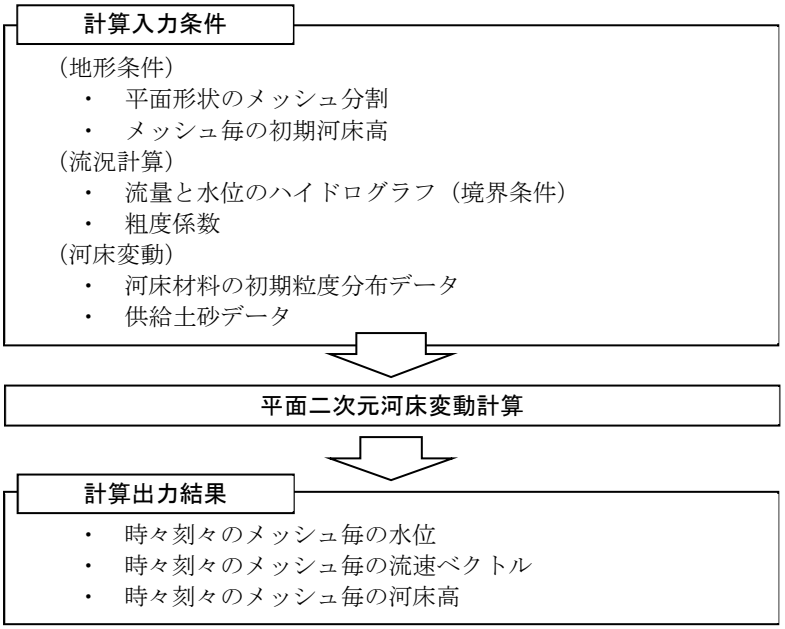
解析においては、まず河道特性調査（第 4 章）等による調査結果を用いて解析の対象とする河床部の川幅や平面形状とそれを取り囲む高水敷等の形状を設定し、河床部に初期条件に従っ

出典：河川砂防技術基準 同解説　調査編

図 6.2.1(2)　河床変動解析の基本フレーム

(1) モデルの概要

平面二次元河床変動計算モデルは、平面的な流れ（流速と水位）の計算と平面的な河床高の計算を組み合わせたモデルである。図 6.2.2 に示すように与条件として与えた河床高と流量をもとに平面的な流れの計算を行った上で、その水理量から掃流力および流砂量を算定する。次に平面的な河床高の変化量を求め、算定した河床高を用いて次の流れの計算を行い順次計算を繰り返す方法である。図 6.2.3 に平面二次元河床変動計算の流れを示す。



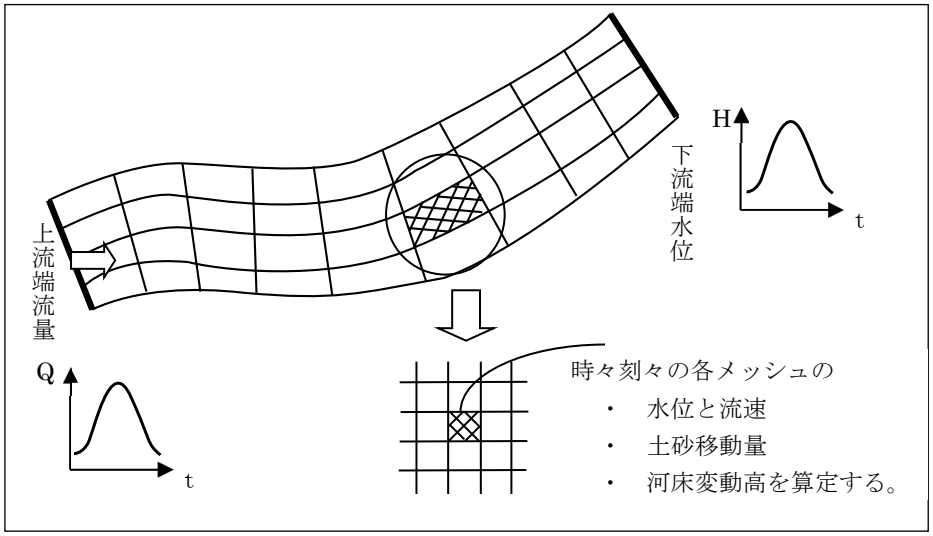


図 6.2.2 平面二次元河床変動のイメージ

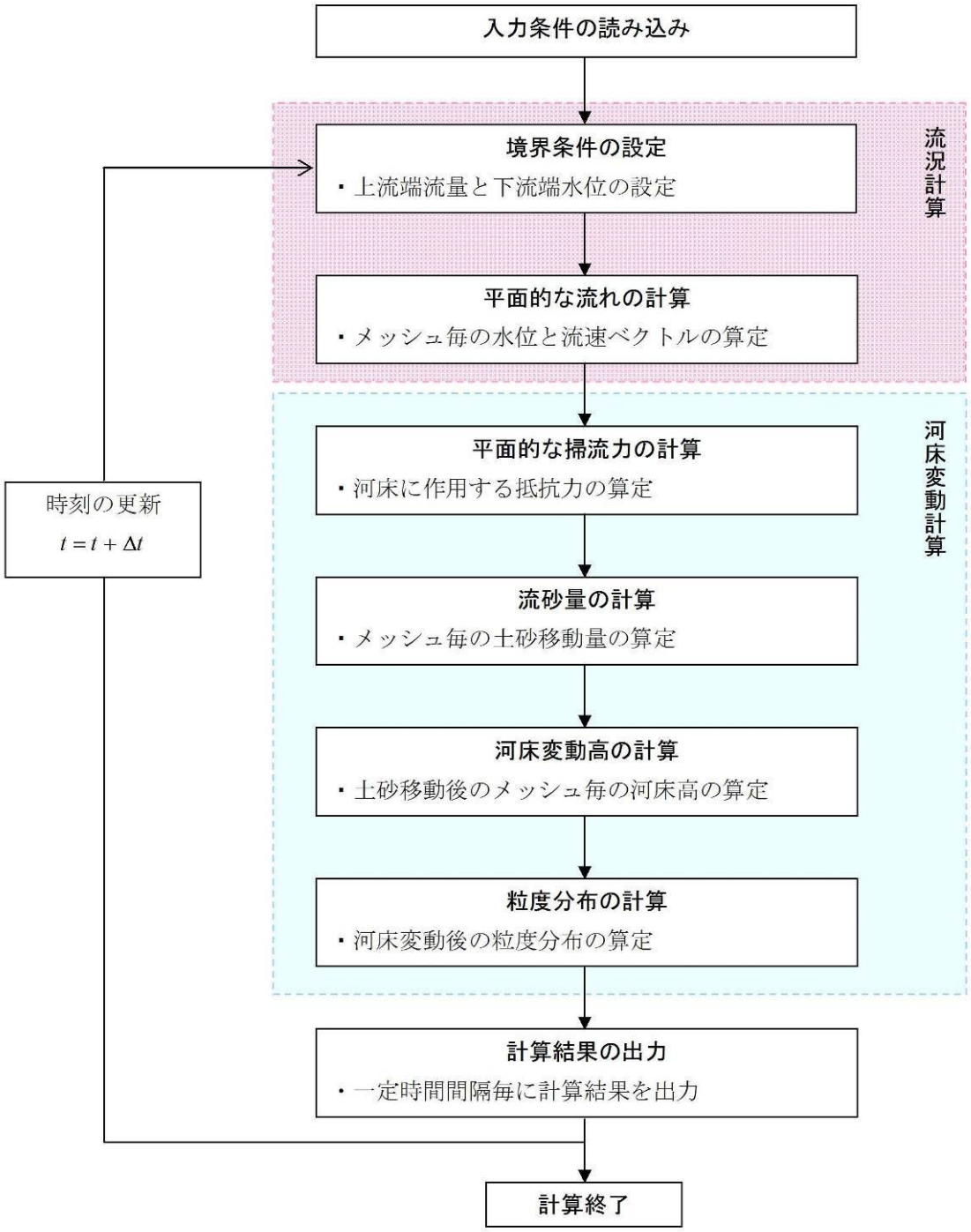


図 6.2.3　平面二次元河床変動計算の流れ

(2) 流れの解析手法

1) 基礎式

流れの基礎式は、平面二次元流れの連続式と運動方程式である。まず、デカルト座標系で表示すれば、以下のようである。

【連続式】

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial M}{\partial x}+\frac{\partial N}{\partial y}=0 \quad \cdots\cdots (3.1)$$

【運動方程式】

$$\frac{\partial M}{\partial t}+\frac{\partial uM}{\partial x}+\frac{\partial vM}{\partial y}=-gh\frac{\partial z_s}{\partial x}-\frac{\tau_{bx}}{\rho}+\frac{\partial}{\partial x}\left(-\overline{u'^2}h\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(-\overline{u'v'}h\right) \quad \cdots\cdots (3.2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t}+\frac{\partial uN}{\partial x}+\frac{\partial vN}{\partial y}=-gh\frac{\partial z_s}{\partial y}-\frac{\tau_{by}}{\rho}+\frac{\partial}{\partial x}\left(-\overline{u'v'}h\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(-\overline{v'^2}h\right) \quad \cdots\cdots (3.3)$$

ここに、t：時間、x,y：空間座標、u,v：x,y方向の水深平均流速、M,N：x,y方向の流量フラックス、g：重力加速度、h：水深、ρ：水の密度、z_s：基準面からの水位、(τ_{bx},τ_{by})：x-y座標系の底面せん断応力の成分、$-\overline{u'^2},-\overline{u'v'},-\overline{v'^2}$：$x$-$y$座標系の水深平均レイノルズ応力である。なお、水深平均レイノルズ応力は次式で算出する。

$$-\overline{u'^2}=2D_h\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)-\frac{2}{3}k \quad \cdots\cdots (3.4a)$$

$$-\overline{u'v'}=D_h\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}\right) \quad \cdots\cdots (3.4b)$$

$$-\overline{v'^2}=2D_h\left(\frac{\partial v}{\partial y}\right)-\frac{2}{3}k \quad \cdots\cdots (3.4c)$$

$$D_h=\alpha h u_* \quad \cdots\cdots (3.5)$$

ここに、D_h：渦動粘性係数、k：水深平均乱れエネルギー、α：定数、u_*：摩擦速度（$u_*=\sqrt{\tau/\rho}$）、τ：底面せん断応力である。また、水深平均乱れエネルギーは、以下に示すNezu and Nakagawaによる鉛直方向（z方向）のkの分布に関する実験式

$$\frac{k}{{u_*}^2}=4.78\exp\left(-2\frac{z}{h}\right) \quad \cdots\cdots (3.6)$$

を水深積分して得られる次式を用いて算出する。

$$k=2.07{u_*}^2 \quad \cdots\cdots (3.7)$$

また、底面せん断応力は、ここでは、次式のようにManning則より算出している。

$$\tau_{bx}=\frac{\rho g n^2 u\sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}},\tau_{by}=\frac{\rho g n^2 v\sqrt{u^2+v^2}}{h^{1/3}} \quad \cdots\cdots (3.8)$$

ここに、n：Manningの粗度係数である。

次に、式（3.1)、(3.2)、(3.3）をデカルト座標系（x,y）から一般座標系（ξ,η）に

$$\frac{\partial}{\partial x}=\frac{\partial \xi}{\partial x}\frac{\partial}{\partial \xi}+\frac{\partial \eta}{\partial x}\frac{\partial}{\partial \eta},\frac{\partial}{\partial y}=\frac{\partial \xi}{\partial y}\frac{\partial}{\partial \xi}+\frac{\partial \eta}{\partial y}\frac{\partial}{\partial \eta} \quad \cdots\cdots (3.9)$$

等を用いて変形し、一般座標系表示すれば以下のようになる。

【連続式】

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{h}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{Uh}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{Vh}{J}\right)=0 \quad \cdots\cdots (3.10)$$

【運動方程式】

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{M}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{UM}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{VM}{J}\right)=-gh\left(\frac{\xi_x}{J}\frac{\partial z_s}{\partial \xi}+\frac{\eta_x}{J}\frac{\partial z_s}{\partial \eta}\right)-\frac{\tau_{bx}}{\rho J}$$
$$+\frac{\xi_x}{J}\frac{\partial}{\partial \xi}\left(-\overline{u'^2}h\right)+\frac{\xi_y}{J}\frac{\partial}{\partial \xi}\left(-\overline{u'v'}h\right)+\frac{\eta_x}{J}\frac{\partial}{\partial \eta}\left(-\overline{u'^2}h\right)+\frac{\eta_y}{J}\frac{\partial}{\partial \eta}\left(-\overline{u'v'}h\right) \quad \cdots\cdots (3.11)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{N}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{UN}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{VN}{J}\right)=-gh\left(\frac{\xi_y}{J}\frac{\partial z_s}{\partial \xi}+\frac{\eta_y}{J}\frac{\partial z_s}{\partial \eta}\right)-\frac{\tau_{by}}{\rho J}$$
$$+\frac{\xi_x}{J}\frac{\partial}{\partial \xi}\left(-\overline{u'v'}h\right)+\frac{\xi_y}{J}\frac{\partial}{\partial \xi}\left(-\overline{v'^2}h\right)+\frac{\eta_x}{J}\frac{\partial}{\partial \eta}\left(-\overline{u'v'}h\right)+\frac{\eta_y}{J}\frac{\partial}{\partial \eta}\left(-\overline{v'^2}h\right) \quad \cdots\cdots (3.12)$$

ここに、$(\xi_x,\eta_x,\xi_y,\eta_y)$：変換のメトリックス、$J$：座標変換のヤコビアン、$(u,v)$：流速ベクトルの反変成分であり、ヤコビアン、流速ベクトルの反変成分は以下のように定義される。

$$J=1/\left(x_\xi y_\eta-x_\eta y_\xi\right) \quad \cdots\cdots (3.13)$$

$$U=\xi_x u+\xi_y v, V=\eta_x u+\eta_y v \quad \cdots\cdots (3.14)$$

なお、これらの式において、下付きの添え字のξ,η,x,yは偏微分を表している（例えば、ξ_xは$\partial\xi/\partial x$)。また、$(\xi_x,\eta_x,\xi_y,\eta_y)$は、$(x_\xi,x_\eta,y_\xi,y_\eta)$と次式の関係がある。

$$\xi_x=Jy_\eta,\eta_x=-Jy_\xi,\xi_y=-Jx_\eta,\eta_y=Jx_\xi \quad \cdots\cdots (3.15)$$

【注】(3.8)式について、以下の修正を行っている。

$$\tau_{bx} = \tau_b \frac{u_b}{\sqrt{u_b^2 + v_b^2}} = \frac{\rho g n^2 \left(u^2 + v^2\right)}{h^{1/3}} \cdot \frac{u_b}{\sqrt{u_b^2 + v_b^2}}$$

$$\tau_{by} = \tau_b \frac{v_b}{\sqrt{u_b^2 + v_b^2}} = \frac{\rho g n^2 \left(u^2 + v^2\right)}{h^{1/3}} \cdot \frac{v_b}{\sqrt{u_b^2 + v_b^2}}$$

ここに、u_bとv_bはx方向とy方向の河床近傍流速であり、水深平均流の流線の曲率より以下のように求める。

$$u_b = u_{bs}\cos\alpha_s - v_{bs}\sin\alpha_s$$

$$v_b = u_{bs}\sin\alpha_s - v_{bs}\cos\alpha_s$$

$$u_{bs} = 8.5u_*$$

$$v_{bs} = -N_* \frac{h}{r} u_{bs}$$

ここに、$\alpha_s = arctan(v/u)$であり、N_*は 7.0 である。

2) 解析手法

本手法では、離散化手法として有限体積法、変数配置はスタッガード・スキームを用いている。このような場合には、流速ベクトルおよび流量フラックスベクトルの反変成分を未知量として解く方法が解析法に適合する。そこで、運動方程式に関しては、スタッガード・スキームの有限体積法に適合するように、式（3.11）、（3.12）をさらに変形し、以下のように未知量を反変成分で表示する（なお、式（3.16）＝式（3.11）×ξ_x＋式（3.12）×ξ_y、式（3.17）＝式（3.11）×η_x＋式（3.12）×η_y）。

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{Q^{\xi}}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{UQ^{\xi}}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{VQ^{\xi}}{J}\right)-\frac{M}{J}\left(U\frac{\partial \xi_x}{\partial \xi}+V\frac{\partial \xi_x}{\partial \eta}\right)-\frac{N}{J}\left(u\frac{\partial \xi_y}{\partial \xi}+V\frac{\partial \xi_y}{\partial \eta}\right)$$
$$=-gh\left(\frac{{\xi^2}_x+{\xi^2}_y}{J}\frac{\partial z_s}{\partial \xi}+\frac{\xi_x\eta_x+\xi_y\eta_y}{J}\frac{\partial z_s}{\partial \eta}\right)-\frac{{\tau_b}^{\xi}}{\rho J}+\frac{{\xi^2}_x}{J}\frac{\partial}{\partial \xi}\left(-\overline{u'^2}h\right)+\frac{\xi_x\eta_x}{J}\frac{\partial}{\partial \eta}\left(-\overline{u'^2}h\right)$$
$$+\frac{{\xi^2}_y}{J}\frac{\partial}{\partial \xi}\left(-\overline{v'^2}h\right)+\frac{\xi_y\eta_y}{J}\frac{\partial}{\partial \eta}\left(-\overline{v'^2}h\right)+\frac{\xi_x\eta_y+\xi_y\eta_x}{J}\frac{\partial}{\partial \eta}\left(-\overline{u'v'}h\right)+\frac{2\xi_x\xi_y}{J}\frac{\partial}{\partial \xi}\left(-\overline{u'v'}h\right) \quad \cdots (3.16)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{Q^{\eta}}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{UQ_{\eta}}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{VQ^{\eta}}{J}\right)-\frac{M}{J}\left(U\frac{\partial \eta_x}{\partial \xi}+V\frac{\partial \eta_x}{\partial \eta}\right)-\frac{N}{J}\left(U\frac{\partial \eta_y}{\partial \xi}+V\frac{\partial \eta_y}{\partial \eta}\right)$$
$$=-gh\left(\frac{\xi_x\eta_x+\xi_y\eta_y}{J}\frac{\partial z_s}{\partial \xi}+\frac{{\eta^2}_x+{\eta^2}_y}{\partial \eta}\frac{\partial z_s}{\partial \eta}\right)-\frac{{\tau_b}^{\eta}}{\rho J}+\frac{\xi_x\eta_x}{J}\frac{\partial}{\partial \xi}\left(-\overline{u'^2}h\right)+\frac{{\eta^2}_x}{J}\frac{\partial}{\partial \eta}\left(-\overline{u'^2}h\right)$$
$$+\frac{\xi_y\eta_y}{J}\frac{\partial}{\partial \xi}\left(-\overline{v'^2}h\right)+\frac{{\eta^2}_y}{J}\frac{\partial}{\partial \eta}\left(-\overline{v'^2}h\right)+\frac{\xi_x\eta_y+\xi_y\eta_x}{J}\frac{\partial}{\partial \xi}\left(-\overline{u'v'}h\right)+\frac{2\eta_x\eta_y}{J}\frac{\partial}{\partial \xi}\left(-\overline{u'v'}h\right) \quad \cdots (3.17)$$

ここに、（Q^{ξ},Q^{η}）：流量フラックスの反変成分、（${\tau_b}^{\xi}$,${\tau_b}^{\eta}$）：底面せん断応力の反変成分であり、以下のように定義される。

$$Q^{\xi}=\xi_x M+\xi_y N, Q^{\eta}=\eta_x M+\eta_y N \quad \cdots (3.18)$$

$${\tau_b}^{\xi}=\xi_x\tau_{bx}+\xi_y\tau_{bu}, {\tau_b}^{\eta}=\eta_x\tau_{bx}+\eta_y\tau_{by} \quad \cdots (3.19)$$

(3) 河床変動計算の基礎式と解析手法

1) 流砂の連続式

直角座標系で表示された流砂の連続式は以下のとおりである。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t}+\frac{1}{1-\lambda}\sum_i\left[\frac{\partial q_{Bxi}}{\partial x}+\frac{\partial q_{Byi}}{\partial y}+w_{0i}\left(C_{Bei}-C_{Bi}\right)\right]=0 \quad \cdots (3.20)$$

ここに、z_b：河床高、λ：河床材料の空隙率、（q_{Bx},q_{By}）：x-y座標系の単位幅流砂量の成分、C_{Be}：基準面濃度、C_B：河床付近の浮遊砂濃度、w_0：土粒子の沈降濃度、添字i：粒径区分番号である。これを、一般座標系で表示すれば、以下のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{z_b}{J}\right)+\frac{1}{1-\lambda}\sum_i\left(\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{{q_{Bi}}^{\xi}}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{{q_{Bi}}^{\eta}}{J}\right)+\frac{1}{J}w_{0i}\left(C_{Bei}-C_{Bi}\right)\right)=0 \quad \cdots (3.21)$$

ここに、$(q_B{}^{\xi}, q_B{}^{\eta})$：流砂量の反変成分であり、$x$ -y座標系の流砂量（q_{Bx}, q_{By}）および主流方向（s方向）、横断方向（n方向）の流砂量（q_{Bs}, q_{Bn}）との関係は次式で表される。

$$q_{Bx} = q_{Bs}\cos\gamma - q_{Bn}\sin\gamma \quad \cdots\cdots (3.22a)$$

$$q_{By} = q_{Bs}\sin\gamma + q_{Bn}\cos\gamma \quad \cdots\cdots (3.22b)$$

$$q_B{}^{\xi} = \xi_x q_{Bx} + \xi_y q_{By} \quad \cdots\cdots (3.22c)$$

$$q_B{}^{\eta} = \eta_x q_{Bx} + \eta_{y_B y} \quad \cdots\cdots (3.22d)$$

ここに、γは流線とx軸のなす角度である。

2) 流砂量式

【掃流砂】

主流方向（s方向）と横断方向（n方向）の掃流砂量は、それぞれ芦田・道上式と長谷川式を用いる。

芦田・道上式：
$$q_{BSi} = F_i \cdot 17\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\rho}-1\right)gd_i^3}\,\frac{u_{*e}^3}{\left(sgd_i^3\right)^{3/2}}\left[1-\frac{\tau_{*ci}}{\tau_*}\right]\left[1-\frac{u_{*ci}}{u_*}\right] \quad \cdots (3.23)$$

長谷川式：
$$q_{Bni} = q_{Bsi}\left(\frac{u_{nb}}{u_{sb}} - \sqrt{\frac{\tau_{*ci}}{\mu_s\mu_k\tau_*}}\frac{\partial Z_b}{\partial n}\right) \quad \cdots\cdots (3.24)$$

ここに、F_i：粒径区分iの含有率、ρ_s：砂礫の密度、ρ：水の密度、τ_*：無次元掃流力、τ_{*ci}：無次元限界掃流力、u_{*ci}：限界摩擦速度、u_{*e}：有効摩擦速度、σ：河床材料の密度、d：河床材料の粒径、(u_{sb}, u_{nb})：河床における流速の（s,n）成分、μ_s,μ_k：河床材料の静止および動摩擦係数、添字i：粒径区分番号である。上式の無次元掃流力、有効摩擦速度、流速は各々次式で表される。

$$\tau_* = \beta\cdot\frac{{u_*}^2}{\left(\frac{\sigma}{\rho}-1\right)gd}, \quad u_*^2 = \frac{gn^2}{h^{1/3}}u^2 \quad \cdots\cdots (3.25a)$$

$$u_{*e} = \frac{\sqrt{u^2+v^2}}{6.0+5.75\log_{10}\frac{h}{(1+2\tau_*)d_i}} \quad \cdots\cdots (3.25b)$$

$$\frac{u_{nb}}{u_{sb}} = -N_*\frac{h}{r} \quad \cdots\cdots (3.25c)$$

ここに、ρ：水の密度、g：重力加速度、n：粗度係数、h：水深、u：平面二次元計算による主流方向の流速、r：流線の曲率半径、N_*：係数（=7.0）、β：検証計算で用いる補正係数である。

また、無次元限界掃流力τ_{*ci}は以下に示す岩垣式及び Egiazaroff 式（芦田・道上による修正式）を用いて算定する。

限界摩擦速度の算定式

〈一様粒径：岩垣公式〉

$$
\left.\begin{array}{ll}
671.0 \leqq R_* & ;\ \tau_{*c} = 0.05 \\
162.7 \leqq R_* \leqq 671.0 & ;\ = 0.00849 R_*^{3/11} \\
54.2 \leqq R_* \leqq 162.7 & ;\ = 0.034 \\
2.14 \leqq R_* \leqq 54.2 & ;\ = 0.195 R_*^{-7/16} \\
R_* \leqq 2.14 & ;\ = 0.14
\end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (3.26a)
$$

$$
\left.\begin{array}{ll}
0.3030 \leqq d & ;\ u_{*c^2} = 80.9d \\
0.1180 \leqq d \leqq 0.3030 & ;\ = 134.6 d^{31/22} \\
0.0565 \leqq d \leqq 0.1180 & ;\ = 55.0d \\
0.0065 \leqq d \leqq 0.0565 & ;\ = 8.41 d^{11/32} \\
d \leqq 0.0065 & ;\ = 226d
\end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (3.26b)
$$

なお上式の使用単位は cm-s である。ここで、$R_* \equiv \sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd^3}/\nu$ であり、とくに $\sigma/\rho = 2.65$, $\nu = 0.01 cm^2/s$, $g = 980 cm/s^2$ の場合は、式（3.26b）のようになる。

〈混合粒径：Egiazaroff 式(芦田・道上による修正式)〉

$$
\frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*m}} = \begin{cases} \left\{ \dfrac{\log 19}{\log(19 d_i / d_m)} \right\} & (d_i / d_m \geqq 0.4) \\ 0.85 \left(\dfrac{d_m}{d_i} \right) & (d_i / d_m \leqq 0.4) \end{cases} \quad \cdots\cdots (3.27)
$$

ここに、d_i ：第 i クラスの砂の粒径、τ_{*ci} ：第 i クラスの砂の粒径別無次元限界掃流力、τ_{*m} ：平均粒径の砂の粒径別無次元限界掃流力である。

【浮遊砂】

浮遊砂については、まず水深積分した浮遊砂の連続式を一般座標系で表示したものを用いる。

$$\frac{1}{J}\frac{\partial}{\partial t}(C_i h)+\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{C_i}{J}Q^{\xi}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{C_i}{J}Q^{\eta}\right)$$
$$=\frac{1}{J}w_{0i}(C_{Bei}-C_{Bi})+\frac{\partial}{\partial \xi}h\left(\frac{D_x{\xi^2}_x+D_y{\xi^2}_y}{J}\frac{\partial C}{\partial \xi}+\frac{D_x\xi_x\eta_x+D_y\xi_y\eta_y}{J}\frac{\partial C_i}{\partial \eta}\right)$$
$$+\frac{\partial}{\partial \eta}h\left(\frac{D_x\xi_x\eta_x+D_y\xi_y\eta_y}{J}\frac{\partial C_i}{\partial \xi}+\frac{D_x{\eta^2}_x+D_y{\eta^2}_y}{J}\frac{\partial C_i}{\partial \eta}\right) \quad \cdots (3.28)$$

ここに、C：水深平均した浮遊砂濃度、w_0：土粒子の沈降速度、C_{Be}：基準面濃度、C_B：河床近傍の浮遊砂濃度、D_x,D_y：それぞれx,y方向の分散係数添字i：粒径区分番号で、摩擦速度u_*より次式で算出する。

$$D_x = D_y = 5.93hu_* \quad \cdots (3.29)$$

式（3.28）におけるC_Bは、浮遊砂の鉛直分布を指数分布と仮定して次式で求める。

$$C_{Bi}=\frac{\frac{6\cdot w_{0i}}{\kappa\cdot\gamma_D\cdot u_*}C_i}{1-\exp\left(-\frac{6\cdot w_{0i}}{\kappa\cdot\gamma_D\cdot u_*}\right)} \quad \cdots (3.30)$$

ここに、γ_D：浮遊砂の水深方向の拡散係数と水深平均の渦動粘性係数との比で、ここでは 1.0 を用いる。土粒子の沈降速度は、以下に示す Rubey の式で求める。

$$w_{0i}=\left(\sqrt{\frac{2}{3}+\frac{36\nu^2}{(\sigma/\rho-1)gd_i^3}}-\sqrt{\frac{36\nu^2}{(\sigma/\rho-1)gd_i^3}}\right)\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd_i} \quad \cdots (3.31)$$

ここに、ν：水の動粘性係数である。底面付近の基準面濃度の評価には Lane-Kalinske のモデルを用いる。

$$C_{Be}=5.55\cdot\left[\frac{1}{2}\frac{u_*}{w_0}\exp\left(-\left(\frac{w_0}{u_*}\right)\right)\right]^{1.61}F_i \quad \cdots (3.32)$$

ここに、F_i：粒径区分iの含有率である。

3) 河床材料の粒度分布

河床材料の粒度分布は下記に示す平野による交換層の概念を発展させた芦田・道上・劉による方法を用いる。

$$\frac{\partial F_i}{\partial t}+\frac{1}{(1-\lambda)E}\left\{\frac{\partial}{\partial \xi}\left(\frac{q_{Bi}^{\xi}}{J}\right)+\frac{\partial}{\partial \eta}\left(\frac{q_{Bi}^{\eta}}{J}\right)+\frac{1}{J}w_{0i}(C_{Bei}-C_{Bi})\right\}+\frac{1}{E}\frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{Z_b}{J}\right)\{aF_i+(1-a)F_{0i}\}=0 \quad \cdots (3.33)$$

ここに、F_i：粒径区分iの含有率，E：交換層厚，F_{0i}：交換層の下層の粒度区分iの含有率、aは係数(河床低下の時a＝0、河床上昇の時a＝1)である。

6.2.2　シミュレーション条件の設定

検討対象の対策工（中導流堤の延伸、左岸砂州の維持的掘削）毎の効果や周辺への影響を適切に評価するため、シミュレーションにおける条件設定上の課題の整理を行い、それぞれの対応方針を設定した（表 6.2.1 参照）。河川砂防技術基準 同解説　調査編等を参考に、対応方針に基づく各種条件を設定する。

表 6.2.1 シミュレーションにおける条件設定上の課題と対応方針

条件	課題	対応方針
解析範囲 （下流側） ※上流側は河川整備計画区間まで	・沖側の境界外延位置が河口に近すぎると、流量の影響により実際より河口部水位が高くなる(土砂動態に影響を及ぼす) ・海域への土砂流出による周辺への影響を評価する必要がある	・流量の影響を受けないこと及び海域への土砂の拡散・堆積範囲を把握する観点から、解析範囲を十分沖合まで設定（再現検証や海域の堆積状況整理等から確認し調整)
メッシュサイズ	・導流堤を適切に表現する必要がある	・既存導流堤の幅（5m 程度）を表現できるよう設定
河床材料	・河川域は既往調査が実施されておらず不明 ・表面だけではなくその下層（30cm 程度）も必要 ・河口部だけではなく範囲全体の把握が必要	・河床材料調査を実施（6 地点） ・表層と下層を調査（水中部では潜水しコア採取） ・河道特性を考慮し下流～上流まで調査地点を配置
外力条件 （上流端：流量、 下流端：潮位）	・対策工毎に目的や要件が異なる （中導流堤：平常時、砂州掘削：洪水時） ・潮位により対策効果が異なる場合がある （潮位が低い方が砂州フラッシュ効果が高い等）	・対策工別に効果検討の流量条件を設定 （中導流堤：平水流量～小規模洪水、砂州掘削：計画流量等） ・複数の潮位条件(朔望平均満潮位・干潮位等)による感度分析を実施
上流からの 土砂供給条件	・既往検討等が実施されておらず不明	・上流端で発生する流量に応じた掃流力を基に設定（再現検証で確認し調整）

(1)　解析範囲

解析範囲は、上流端を、勝部川 2.0k、日置川 1.4k までとし、下流端を流量の影響を受けない沖側 2.0km までに設定した。また、土砂の拡散・堆積範囲を把握する観点から海側を東西に 1200m 程度の範囲で設定した。

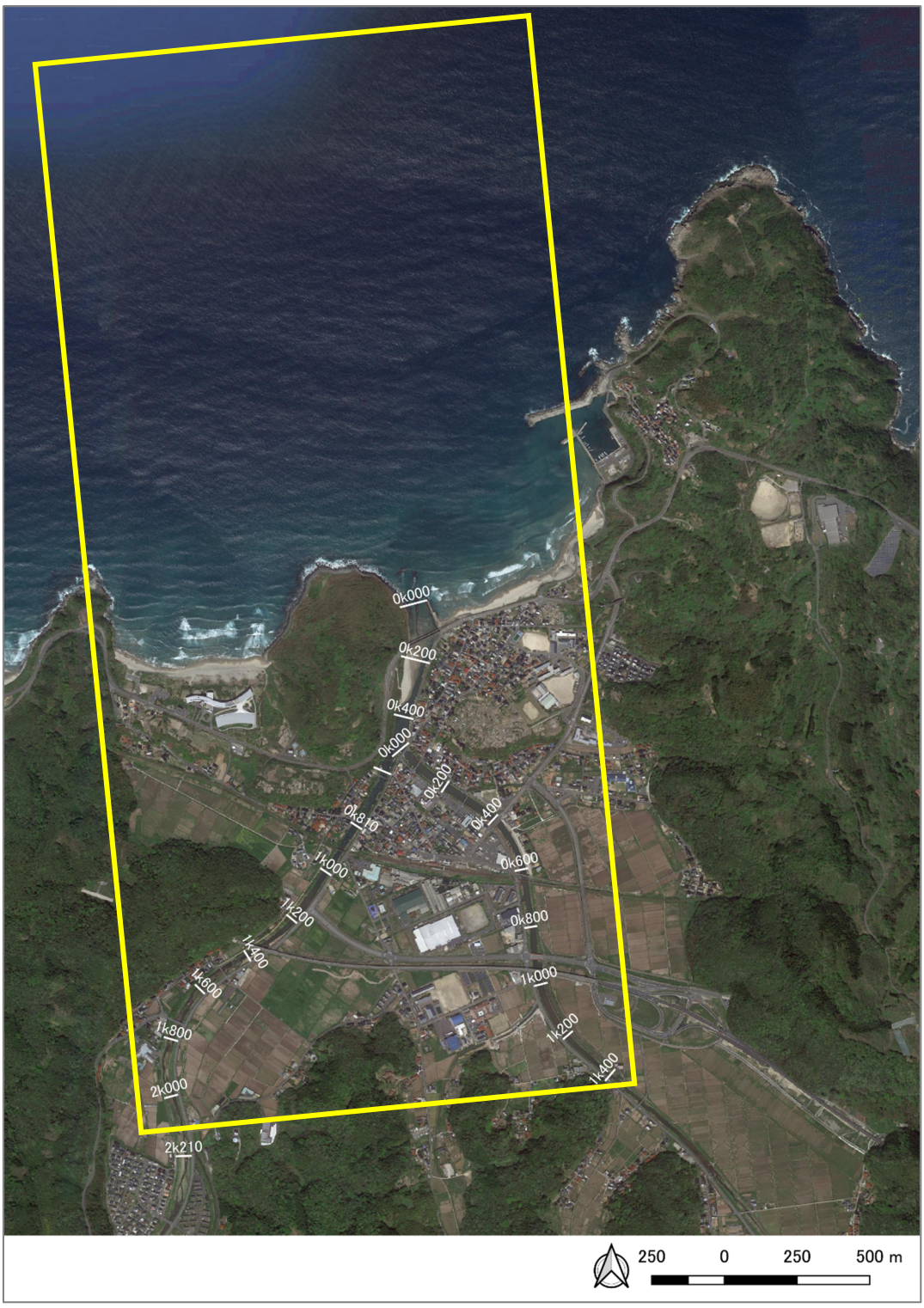


図 6.2.4　解析範囲

(2)　メッシュ作成

本検討では中導流堤の延伸、左岸砂州の維持的掘削等の対策工の効果や周囲への影響を適切に評価する必要がある。矢板等を設置する場合を考慮し、最小格子幅を導流堤幅の 1/2 程度である 2.5m で設定した。また、流量の影響を受けないこと及び海域への土砂の拡散・堆積範囲を把握する観点から、解析範囲を十分沖合まで設定した。図 6.2.5、図 6.2.6 に作成したメッシュの詳細を示す。

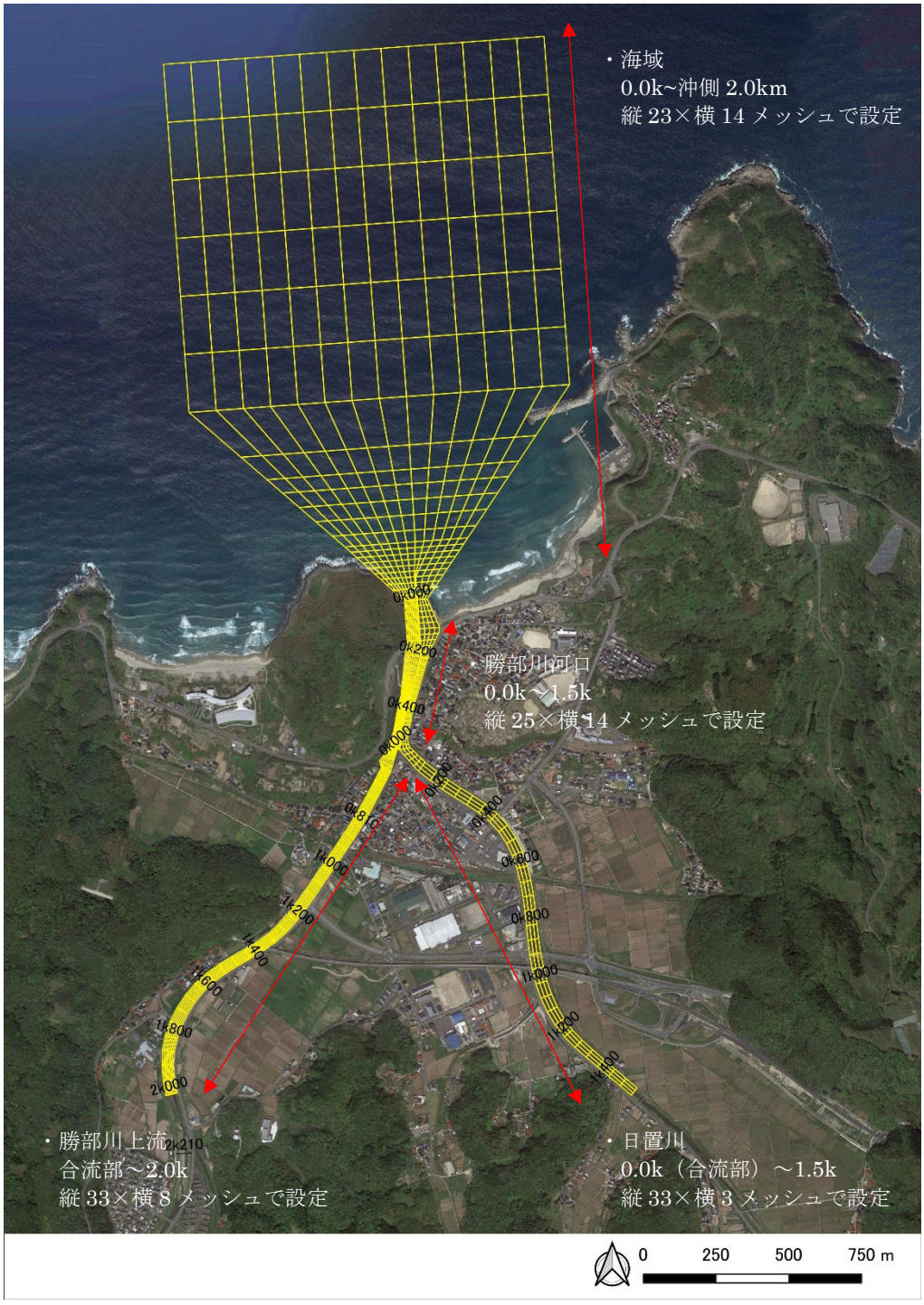


図 6.2.5　計算メッシュ全体図

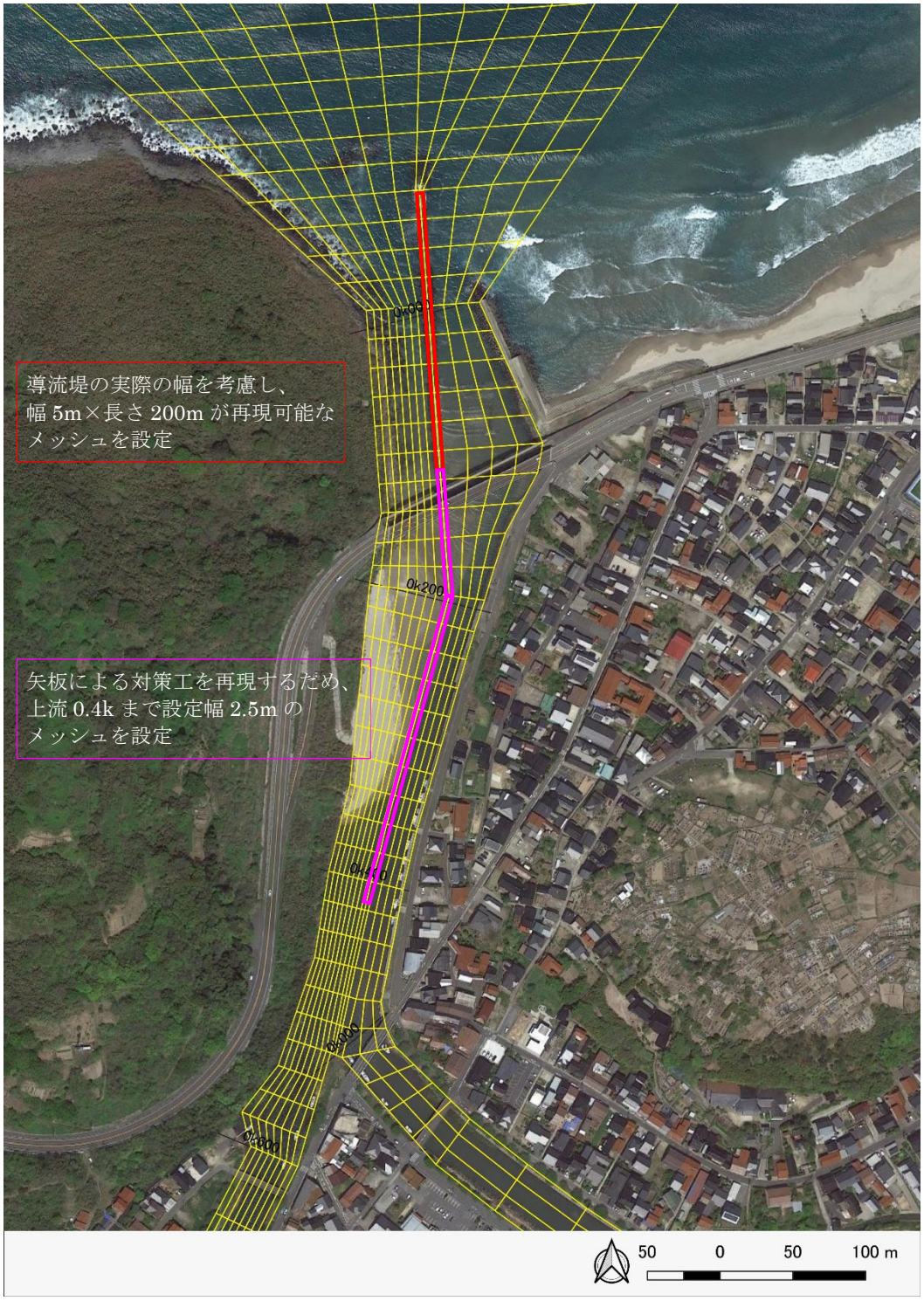
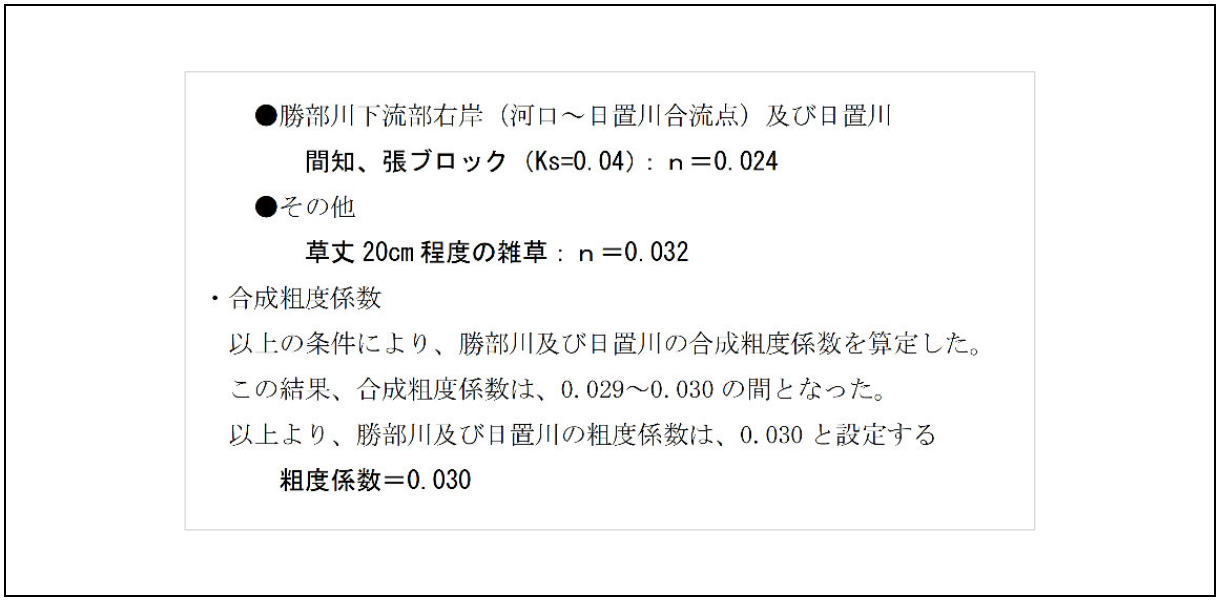


図 6.2.6　計算メッシュ拡大図（勝部川 0.0k~0.6k）

(3) 粗度係数

粗度係数は、河川整備計画策定時の一次元不等流計算に用いられた条件と整合するよう、図 6.2.7 に示す既往の粗度係数（河道：0.03）を設定した。

海域は、津波計算等にも用いられる粗度係数（海域：0.025）を設定した。


●勝部川下流部右岸（河口～日置川合流点）及び日置川

間知、張ブロック（Ks=0.04）：ｎ＝0.024

●その他

草丈 20cm 程度の雑草：ｎ＝0.032

・合成粗度係数

以上の条件により、勝部川及び日置川の合成粗度係数を算定した。

この結果、合成粗度係数は、0.029～0.030 の間となった。

以上より、勝部川及び日置川の粗度係数は、0.030 と設定する

粗度係数＝0.030

出典：H17 年 勝部川水系河川整備計画策定業務委託

図 6.2.7　粗度係数設定根拠資料

(4)　河床材料

本検討で使用するモデルは、本業務で実施した底質調査結果（令和 5 年 4 月）を用いて、以下の様に設定した（図 6.2.8、図 6.2.9 参照）。

区間①（勝部川上流）：勝部川上流部に位置し、地点①及び②下層の平均値を採用
区間②（日置川上流）：日置川上流部に位置する地点⑦表層を採用
区間③（河口部）　　：勝部川河口部周辺に位置する地点④表層、⑤、⑥、⑧表層の平均値を採用

表 6.2.2　各粒度設定区間における粒径区分

区間	内容	粒径区分
区間①　勝部川上流	地点①及び②下層の平均値	19 分割 (0.011mm~106mm)
区間②　日置川上流	地点⑦表層	
区間③　勝部川河口	地点④表層、⑤、⑥、⑧ 表層の平均値	

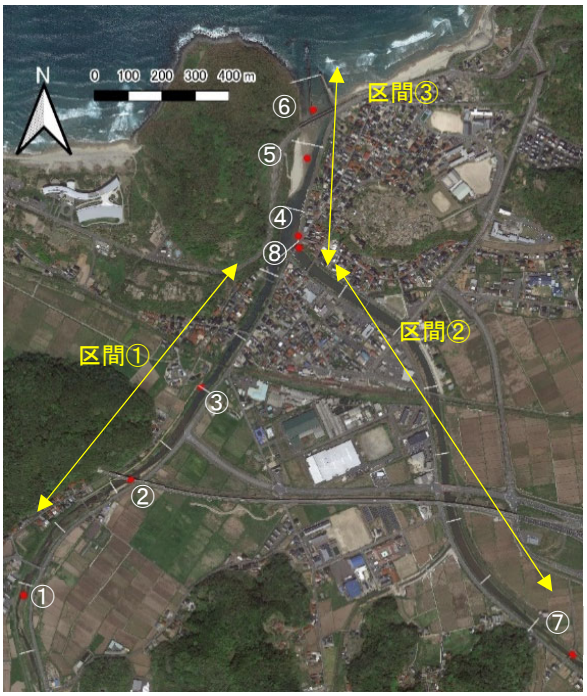


図 6.2.8　調査地点と設定区間

また、設定したそれぞれの区間の粒度分布を表 6.2.3、図 6.2.9 に示す。

表 6.2.3　各粒度設定区間における粒径区分

資料区分	粒径区分 （mm）	区間① 勝部川上流（%）	区間② 日置川上流（%）	区間③ 勝部川河口（%）
粗石	106-75.0	10.5	0.0	0.0
粗礫	75.0-53.0	16.8	0.0	0.0
	53.0-37.5	11.4	0.0	0.0
	37.5-26.5	13.0	0.0	0.0
	26.5-19.0	10.6	0.0	0.0
中礫	19.0-9.5	14.1	0.4	0.3
	9.5-4.8	7.7	3.1	0.3
細礫	4.8-2.0	6.1	23.6	2.2
粗砂	2.0-0.850	5.3	33.2	8.8
中砂	0.850-0.425	2.6	18.7	28.2
	0.425-0.250	0.9	11.2	43.0
細砂	0.250-0.106	0.4	6.2	15.9
シルト・粘土	0.106-0.075	0.1	1.9	0.9
	0.075-0.054	0.1	0.6	0.3
	0.054-0.038	0.1	0.5	0.2
	0.038-0.025	0.1	0.6	0.0
	0.025-0.014	0.1	0.0	0.0
	0.014-0.010	0.1	0.0	0.0
	0.010-	0.3	0.0	0.0

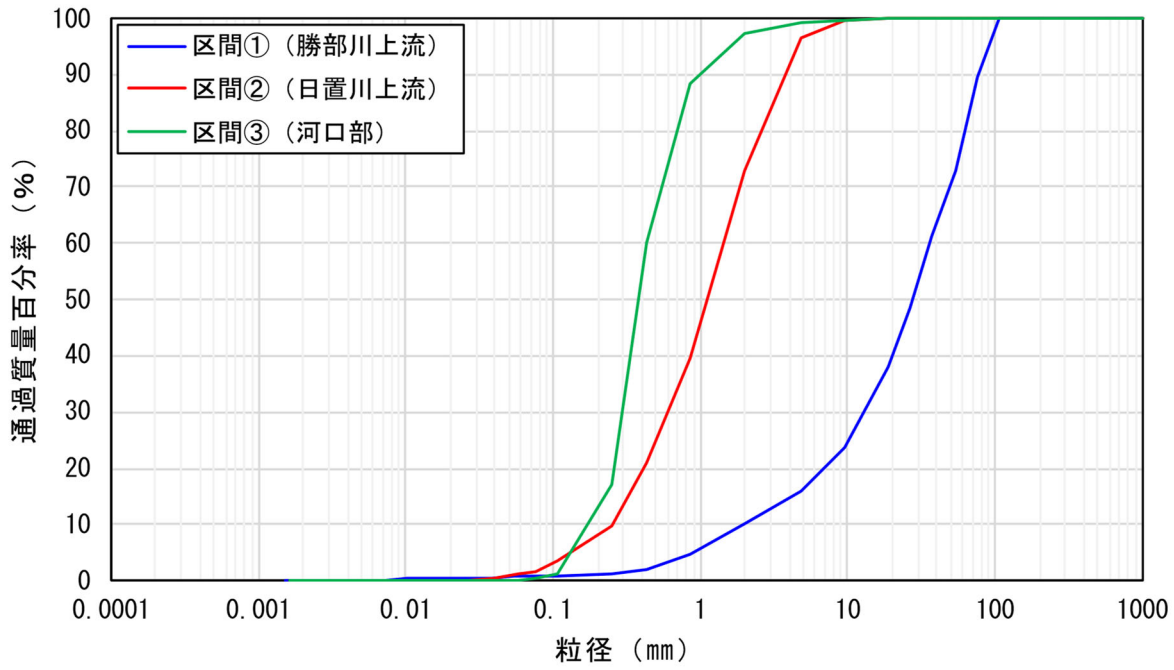


図 6.2.9　設定区間ごとの粒径加積曲線

(5)　外力条件

外力条件を設定するための水位観測所（青谷、日置）及び検潮所をそれぞれ図 6.2.10、図 6.2.11 に示す。水位観測所についてはどちらも感潮区間に該当するため、潮位の影響を受けていることに留意する。

また、計算に使用する流量については、既往資料（H28 勝部川外洪水浸水想定区域図検討業務委託　※表 6.2.4 参照）で用いられた HQ 式を使用し、観測所の水位データより求めた。



図 6.2.10　水位観測所位置図（青谷、日置水位観測所）



図 6.2.11　検潮所位置図（田後検潮所）

表 6.2.4(1)　H-Q 式（勝部川）

勝部川

NO	距離標	a	b	相関係数
1	0.000	154.006	0.803	0.9679
2	0.200	59.269	0.606	0.9956
3	0.400	57.117	0.270	0.9989
4	0.600	25.714	0.407	0.9998
5	0.620	25.978	0.389	0.9997
6	0.810	24.264	0.382	0.9998
7	0.850	23.249	0.381	0.9997
8	1.000	21.718	0.369	0.9998
9	1.094	20.637	0.327	0.9998
10	1.200	20.316	0.270	0.9998
11	1.400	20.321	−0.041	0.9998
12	1.466	19.929	−0.191	0.9998
13	1.467	35.382	−0.693	0.9888
14	1.600	41.445	−1.975	0.9993
15	1.800	35.449	−2.395	0.9997
16	2.000	46.616	−3.395	0.9999
17	2.210	32.824	−4.120	0.9999
18	2.230	29.992	−4.298	0.9999
19	2.369	36.651	−4.798	1.0000
20	2.370	60.715	−5.733	0.9992
21	2.400	64.227	−6.056	0.9908
22	2.600	38.946	−6.715	0.9989
23	2.731	24.244	−7.120	0.9994
24	2.732	45.413	−8.138	0.9994
25	2.800	35.185	−8.610	0.9988
26	3.000	42.074	−9.724	0.9974
27	3.100	35.551	−10.368	0.9999
28	3.200	37.837	−11.290	1.0000
29	3.400	31.099	−12.188	0.9982
30	3.600	49.386	−14.441	0.9984
31	3.800	35.522	−15.640	0.9978
32	3.822	33.021	−15.872	0.9992
33	3.823	36.478	−16.891	0.9993
34	3.971	38.571	−18.210	0.9977
35	3.982	33.613	−18.255	0.9996
36	3.983	36.974	−18.366	0.9994
37	4.000	35.295	−18.507	0.9994
38	4.200	37.179	−20.338	0.9995
39	4.218	35.473	−20.869	0.9993
40	4.219	36.338	−21.157	0.9992
41	4.378	34.913	−22.370	0.9962
42	4.400	30.691	−22.504	0.9996
43	4.600	39.259	−24.603	0.9986
44	4.638	34.022	−24.910	0.9995
45	4.639	39.811	−25.292	0.9972
46	4.800	42.148	−26.771	0.9994
47	5.000	42.165	−28.782	0.9997
48	5.200	37.339	−30.808	0.9992
49	5.307	35.420	−31.815	0.9986
50	5.308	51.674	−32.988	0.9997
51	5.400	35.787	−33.566	0.9994
52	5.600	21.759	−35.443	0.9958

勝部川

NO	距離標	a	b	相関係数
53	5.666	23.584	−36.478	0.9982
54	5.743	22.104	−37.878	0.9949
55	5.753	48.782	−39.914	0.9988
56	6.000	29.939	−43.083	0.9994
57	6.200	30.004	−46.732	0.9991
58	6.413	35.132	−50.691	0.9998
59	6.421	40.276	−51.634	0.9993
60	6.600	37.950	−54.993	0.9999
61	6.800	33.260	−58.024	0.9999
62	6.951	30.382	−60.729	0.9996
63	6.955	36.014	−61.388	0.9996
64	7.080	30.229	−63.153	0.9994
65	7.100	39.930	−64.493	0.9990
66	7.298	36.893	−67.868	0.9995
67	7.312	39.741	−69.053	0.9991
68	7.489	32.488	−71.747	0.9993
69	7.494	35.695	−72.754	0.9988
70	7.600	34.245	−74.853	0.9992
71	7.800	27.652	−78.867	0.9998
72	7.977	33.125	−83.894	0.9997
73	7.981	36.191	−84.699	0.9990
74	8.076	29.470	−86.222	0.9996
75	8.085	33.513	−86.851	0.9993
76	8.216	27.682	−88.662	0.9996
77	8.222	36.481	−90.868	0.9998
78	8.297	31.621	−92.249	0.9998
79	8.312	36.580	−93.060	0.9995
80	8.459	32.808	−95.667	0.9993
81	8.464	37.543	−96.783	0.9995
82	8.588	36.360	−99.629	0.9993
83	8.787	14.409	−104.354	0.9999
84	8.794	18.885	−105.622	0.9998
85	8.823	20.502	−105.986	0.9969
86	8.833	17.691	−106.392	0.9996
87	9.000	8.241	−108.971	0.9998
88	9.055	6.420	−109.761	0.9994
89	9.068	15.618	−113.802	0.9996
90	9.175	11.265	−116.170	0.9998
91	9.190	16.310	−119.573	0.9998
92	9.241	13.076	−120.604	0.9995
93	9.250	15.450	−123.105	0.9998
94	9.302	15.219	−123.660	0.9999
95	9.307	15.258	−125.487	0.9988
96	9.349	14.987	−125.856	0.9955
97	9.354	14.226	−127.322	0.9998
98	9.386	14.754	−128.092	0.9995
99	9.396	20.503	−131.076	0.9987
100	9.434	8.581	−131.357	0.9990
101	9.440	13.768	−133.093	0.9999
102	9.482	9.083	−134.107	0.9988
103	9.512	9.599	−135.160	0.9993
104	9.516	9.306	−135.483	0.9993

□　：採用した青谷の H-Q 式

出典」：H28 年勝部川外洪水浸水想定区域図検討業務委託

表 6.2.4(2)　H-Q 式（日置川）

日置川

NO	距離標	a	b	相関係数
1	0.000	23.952	0.270	0.9989
2	0.200	24.098	0.222	0.9989
3	0.400	21.563	0.210	0.9992
4	0.600	20.330	0.157	0.9995
5	0.800	19.325	0.102	0.9996
6	1.000	17.560	0.086	0.9997
7	1.050	17.277	0.082	0.9997
8	1.075	14.031	0.105	0.9998
9	1.100	14.083	0.104	0.9998
10	1.150	14.030	0.088	0.9998
11	1.200	13.897	0.077	0.9998
12	1.400	13.809	0.015	0.9998
13	1.600	14.459	−0.170	0.9996
14	1.800	13.261	−0.230	0.9994
15	2.000	12.838	−0.347	0.9998
16	2.200	18.845	−1.268	0.9999
17	2.212	21.469	−1.488	0.9998
18	2.213	22.768	−1.641	1.0000
19	2.341	19.273	−2.562	1.0000
20	2.344	23.817	−2.547	0.9998
21	2.345	19.390	−2.704	1.0000
22	2.400	19.899	−2.792	1.0000
23	2.464	17.224	−2.859	1.0000
24	2.469	24.232	−3.481	0.9998
25	2.565	15.861	−4.038	0.9997
26	2.570	15.519	−3.941	0.9997
27	2.571	15.819	−4.002	0.9997
28	2.600	21.293	−4.252	0.9999
29	2.800	17.620	−4.616	1.0000
30	3.000	18.557	−5.353	0.9998
31	3.200	21.573	−6.631	0.9978
32	3.228	20.769	−6.739	0.9995
33	3.234	27.563	−6.890	0.9998
34	3.235	23.783	−7.020	0.9999
35	3.400	25.252	−7.783	0.9998
36	3.600	27.618	−9.053	0.9999
37	3.648	12.082	−8.813	0.9997
38	3.652	13.640	−8.805	0.9906
39	3.653	15.580	−9.203	0.9961
40	3.791	18.270	−9.955	0.9980
41	3.800	32.683	−10.681	0.9996
42	3.949	35.557	−11.878	0.9999
43	3.950	29.458	−12.307	0.9997
44	4.000	25.647	−12.777	1.0000
45	4.105	23.766	−12.921	1.0000
46	4.115	28.514	−13.460	0.9993
47	4.186	22.399	−13.985	0.9995
48	4.191	29.341	−14.237	0.9998
49	4.200	24.742	−14.455	0.9999
50	4.261	23.748	−14.497	1.0000
51	4.265	30.424	−14.653	0.9996
52	4.344	30.144	−15.489	0.9997
53	4.400	30.326	−15.959	0.9999
54	4.417	25.155	−15.939	0.9999
55	4.418	31.951	−16.167	0.9994
56	4.419	25.733	−16.253	0.9997
57	4.600	40.343	−17.766	0.9994
58	4.632	32.375	−18.065	0.9994
59	4.636	33.759	−18.084	0.9997
60	4.637	44.606	−18.331	0.9992
61	4.800	49.703	−20.172	0.9987
62	5.000	42.744	−22.322	0.9993
63	5.200	43.642	−24.150	0.9987
64	5.368	33.439	−26.052	0.9999
65	5.369	34.790	−26.305	0.9997
66	5.400	32.312	−26.602	0.9995
67	5.434	27.145	−26.873	0.9988
68	5.586	37.537	−28.942	0.9986
69	5.600	38.515	−29.144	0.9995
70	5.715	38.749	−30.412	0.9991

日置川

NO	距離標	a	b	相関係数
71	5.770	31.294	−30.821	0.9998
72	5.771	42.469	−32.059	0.9992
73	5.800	40.446	−32.359	0.9996
74	6.000	33.271	−35.193	0.9996
75	6.009	32.110	−35.421	0.9995
76	6.010	36.958	−35.756	0.9993
77	6.200	30.364	−38.066	0.9997
78	6.400	32.595	−41.167	0.9994
79	6.655	25.492	−45.280	0.9994
80	6.658	27.058	−45.831	0.9989
81	6.727	27.374	−46.496	0.9987
82	6.735	28.772	−47.648	0.9992
83	6.849	26.903	−49.330	0.9995
84	6.852	26.702	−49.571	0.9996
85	6.970	25.918	−51.290	0.9993
86	6.974	29.618	−52.320	0.9993
87	7.142	27.120	−54.680	0.9995
88	7.148	30.459	−55.436	0.9997
89	7.221	29.407	−56.735	0.9993
90	7.224	31.742	−57.116	0.9994
91	7.291	29.872	−58.195	0.9992
92	7.294	30.792	−58.477	0.9991
93	7.451	14.078	−59.872	0.9971
94	7.586	20.739	−63.249	0.9995
95	7.592	26.053	−64.728	0.9994
96	7.688	16.603	−65.608	0.9998
97	7.715	16.784	−66.025	0.9999
98	7.731	28.569	−68.874	0.9996
99	7.788	23.356	−69.602	0.9999
100	7.793	27.410	−70.181	0.9997
101	7.853	19.664	−71.035	0.9995
102	7.857	26.571	−73.454	0.9992
103	7.936	26.971	−75.197	0.9988
104	7.942	29.897	−75.933	0.9997
105	8.013	21.786	−76.542	0.9996
106	8.020	27.346	−77.193	0.9998
107	8.171	20.277	−81.040	0.9997
108	8.176	28.607	−83.162	0.9993
109	8.235	18.756	−84.277	0.9988
110	8.241	24.163	−84.995	0.9998
111	8.328	7.020	−86.301	1.0000
112	8.343	14.552	−90.533	0.9991
113	8.373	11.999	−92.021	0.9993
114	8.379	10.311	−92.304	0.9997
115	8.425	11.954	−93.133	0.9998
116	8.433	17.105	−97.361	0.9998
117	8.528	11.736	−98.283	0.9999
118	8.535	16.045	−100.375	0.9996
119	8.591	12.261	−101.242	0.9994
120	8.598	12.025	−103.183	0.9997
121	8.694	13.991	−105.369	0.9988
122	8.700	20.000	−109.014	0.9997
123	8.775	19.111	−109.659	0.9964
124	8.780	16.944	−112.022	0.9999
125	8.805	16.648	−112.326	0.9988
126	8.810	20.295	−112.917	0.9997
127	8.855	15.452	−113.152	0.9962
128	8.860	17.036	−115.921	0.9998
129	8.956	13.182	−117.929	0.9997
130	8.959	16.920	−120.244	0.9999
131	9.000	16.411	−121.500	0.9997
132	9.040	15.802	−122.406	0.9993
133	9.044	15.200	−125.376	0.9974
134	9.080	14.629	−126.781	0.9998
135	9.105	14.729	−127.143	0.9996
136	9.108	16.662	−127.813	0.9993
137	9.123	19.134	−129.465	0.9995
138	9.173	9.505	−131.236	0.9992
139	9.176	15.871	−132.219	0.9997

□ ：採用した日置の H-Q 式

出典：H28 年勝部川外洪水浸水想定区域図検討業務委託

6.2.3 再現検証（シミュレーション結果の妥当性の評価）

(1) 砂州フラッシュの分析

「3.2 砂州フラッシュが発生する条件の確認」で実施した、実績データ（既往検討成果、水位・測量データ）に基づく洪水と砂州フラッシュの発生状況の分析に加えて、砂州フラッシュ時の河川水位の変化状況及び海域における堆積状況等を整理する。

1) 主要洪水の整理

勝部川の水位観測データは H5(1993)から存在するが、保管されているデータが部分的であり H15 以前は洪水期間のものが残っていなかったことから H16 年以降を対象とする。

主要洪水の抽出については、H16.9 洪水の最高水位が日置観測所で 2.58 m であることを勘案し、避難判断水位（日置 2.60 m）の 1 段階下であるはん濫注意水位を上回るものを抽出対象とした。

・データ期間 ：洪水時のデータが存在する H16(2004)年以降
・抽出基準 ：はん濫注意水位
青谷観測所 ：1.9m(T.P.+1.06m)
日置観測所 ：2.4m(T.P.+1.46m)

以上の抽出基準を上回る洪水を抽出した結果を、下記リストに示す。

表 6.2.5 勝部川水系 主要洪水 ピーク水位リスト

発生年	勝部川 青谷 観測所					日置川 日置 観測所					河口	順位
	生起日時	①観測ピーク水位 (m)	①観測ピーク水位 (T.P.m)	②潮位(田後) (T.P.m)	①−②上昇量 (m)	生起日時	①観測ピーク水位 (m)	①観測ピーク水位 (T.P.m)	②潮位(田後) (T.P.m)	①−②上昇量 (m)	ピーク流量 (m/s)	（日置）
H16 (2004)	9/29 19:00	2.48	1.64	0.311	1.329	9/29 19:00	2.58	1.64	0.311	1.329	161.5	第3位
H17 (2005)	9/4 18:00	2.38	1.54	0.219	1.321	9/4 18:00	2.09	1.15	0.219	0.931	119.0	
H23 (2011)	9/3 1:00	2.68	1.84	0.537	1.303	9/3 1:00	2.19	1.25	0.537	0.713	151.9	
	9/22 0:00	2.30	1.46	0.351	1.109	9/22 1:00	1.89	0.95	0.347	0.603	101.7	
H25 (2013)	8/1 9:00	1.91	1.07	0.726	0.344	8/1 9:00	2.06	1.12	0.726	0.394	83.1	
	9/4 10:00	1.96	1.12	0.439	0.681	9/4 10:00	2.04	1.10	0.439	0.661	85.2	
H26 (2014)	8/10 11:00	2.00	1.16	0.391	0.769	8/10 11:00	1.94	1.00	0.391	0.609	82.3	
	10/13 21:00	2.27	1.43	0.302	1.128	10/13 21:00	2.21	1.27	0.302	0.968	117.5	
H27 (2015)	11/27 14:00	1.94	1.10	0.569	0.531	11/27 16:00	1.94	1.00	0.000	1.000	78.4	
H28 (2016)	8/30 12:00	1.91	1.07	0.860	0.210	8/30 12:00	1.99	1.05	0.860	0.190	79.2	
	9/8 8:00	1.99	1.15	0.669	0.481	9/8 8:00	2.01	1.07	0.669	0.401	85.4	
H29 (2017)	8/8 0:00	2.25	1.41	0.499	0.911	8/7 23:00	2.15	1.21	0.456	0.754	112.2	
	9/17 23:00	2.60	1.76	0.414	1.346	9/17 22:00	2.56	1.62	0.447	1.173	169.7	第4位
	10/23 2:00	2.08	1.24	0.505	0.735	10/23 2:00	2.16	1.22	0.505	0.715	100.3	
H30 (2018)	7/5 18:00	2.02	1.18	0.582	0.598	7/5 18:00	2.01	1.07	0.582	0.488	87.4	
	7/7 11:00	2.10	1.26	0.296	0.964	7/7 11:00	1.99	1.05	0.296	0.754	91.9	
	9/10 9:00	2.15	1.31	0.332	0.978	9/10 9:00	1.98	1.04	0.332	0.708	94.9	
	9/30 20:20	**3.53**	**2.69**	0.479	2.211	9/30 20:40	**2.97**	**2.03**	0.460	1.570	**298.4**	第1位
H31 (2019)	10/4 6:00	1.99	1.15	0.885	0.265	10/4 6:00	2.00	1.06	0.885	0.175	84.9	
R2 (2020)	1/8 16:00	1.94	1.10	0.729	0.371	1/8 16:00	2.03	1.09	0.729	0.361	83.3	
	9/4 2:00	1.97	1.13	0.929	0.201	9/4 2:00	1.98	1.04	0.929	0.111	82.5	
	12/31 0:00	2.02	1.18	0.650	0.530	12/31 0:00	2.03	1.09	0.650	0.440	88.6	
R3 (2021)	7/7 13:40	3.13	2.29	0.583	1.707	7/7 13:50	2.69	1.75	0.583	1.167	231.8	第2位
	8/10 12:00	2.10	1.26	0.808	0.452	8/10 12:00	2.15	1.21	0.808	0.402	101.1	
	12/17 22:00	1.92	1.08	0.626	0.454	12/17 21:00	1.97	1.03	0.591	0.439	78.8	
R4 (2022)	8/16 18:00	1.92	1.08	0.913	0.167	8/16 18:00	1.91	0.97	0.913	0.057	75.6	
	9/7 2:00	1.92	1.08	0.861	0.219	9/7 2:00	1.97	1.03	0.861	0.169	78.8	
	9/20 1:00	2.05	1.21	0.547	0.663	9/20 1:00	2.14	1.20	0.547	0.653	97.0	

2)　検証期間（案）の砂州フラッシュ状況の分析

河口部の定期横断測量が始まった平成 23 年 3 月以降を砂州フラッシュの検証期間とした。

この期間中のピーク水位、測量時期、砂州掘削時期を整理し、下図に示す。流量規模の大きい主要 3 洪水と測量時期との関係から、検証期間として下記 3 案を抽出した。

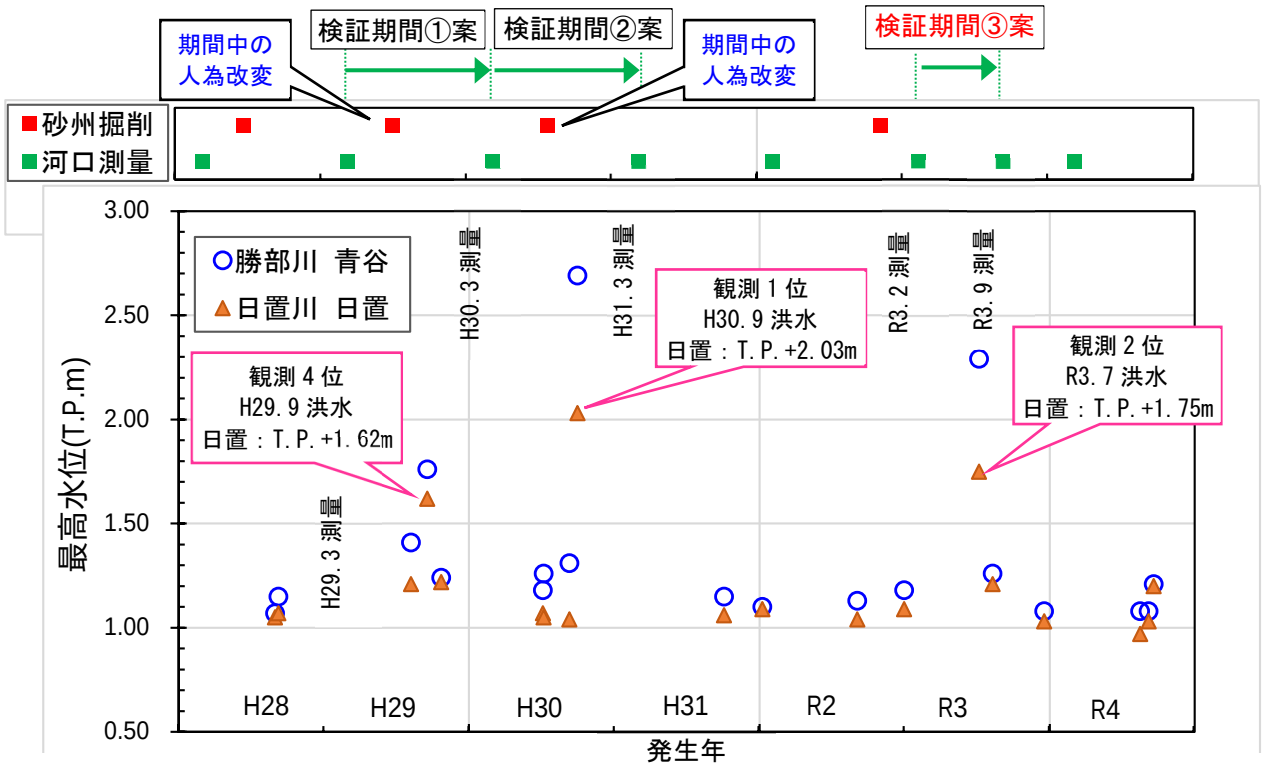


図 6.2.12　近年の主要洪水と砂州掘削・測量時期との関係（検証期間案の想定）

これら検証期間 3 案の砂州フラッシュの特性について、時刻水位、流量、河道測量断面、定点写真（国道 9 号橋）を整理し、図 6.2.13 に示す。

（H29.9 洪水）日置実績ピーク水位：2.56m(T.P.+1.62m)；近 18 カ年第 4 位、河口ピーク流量：169.7m³/s
・期間中の 6 月に砂州掘削している。
・砂州の上流側のみお筋付近の断面が僅かに拡大したのみで、洪水前後の断面変化がほとんどない。
・砂州フラッシュは発生していないと考えられる。
　⇒フラッシュを生じないケースの検証期間として適する

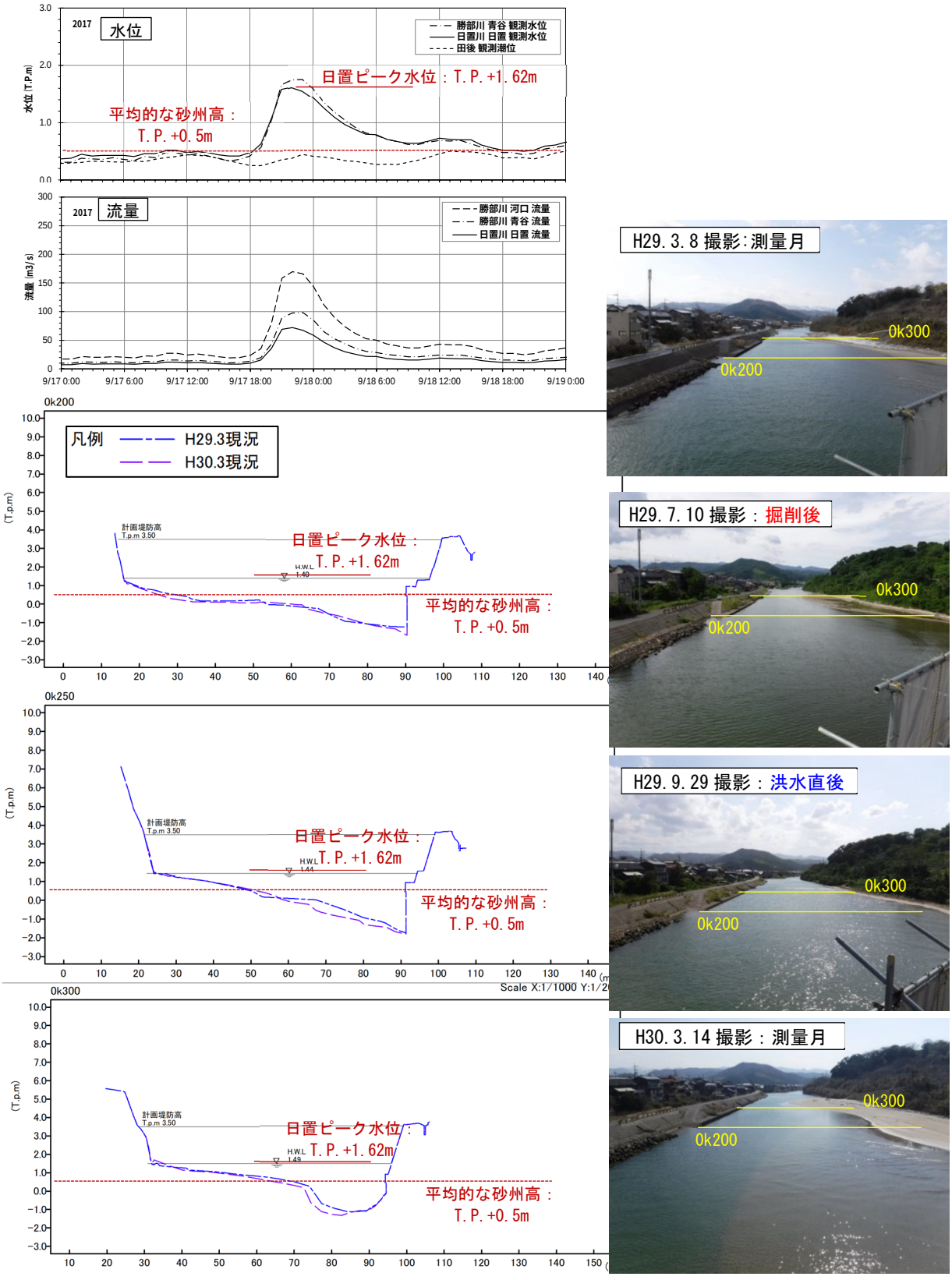
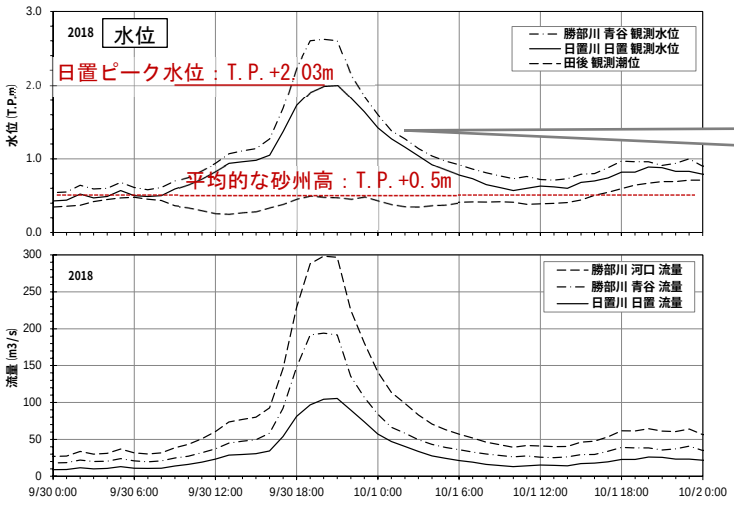
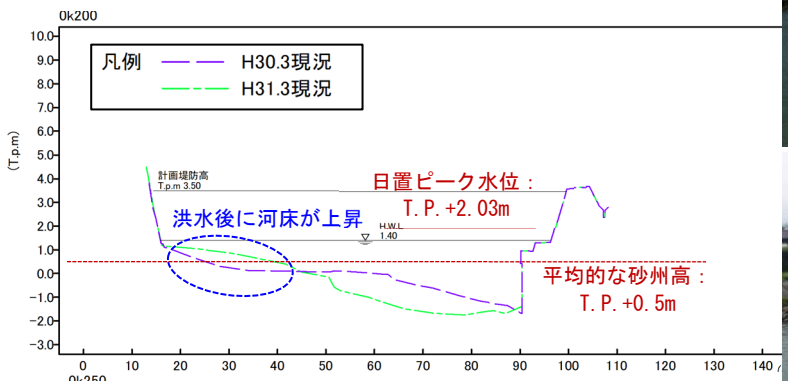


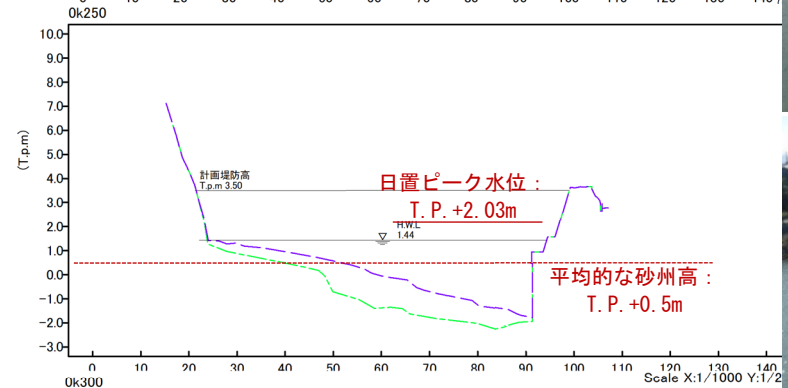
図 6.2.13(1)　初期断面・検証断面の候補（検証期間①案：H29.9 洪水）

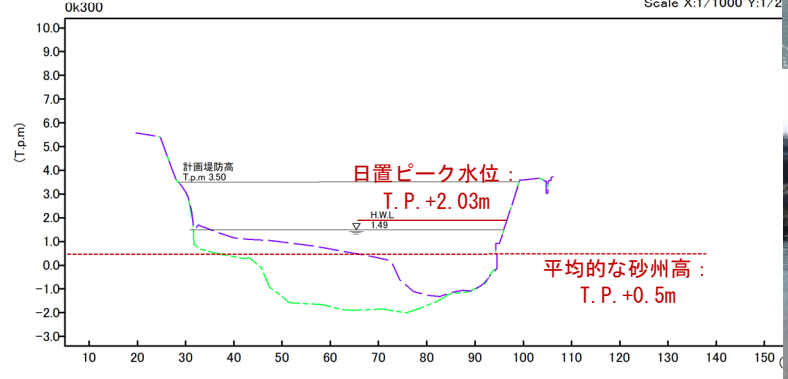
（H30.9 洪水）日置実績ピーク水位：2.97m(T.P.+2.03m)；近 18 カ年第 1 位、河口ピーク流量：298.4m³/s
・期間中の 6 月に砂州掘削している。
・洪水後に断面が拡大していることから、洪水による砂州フラッシュの発生が認められる。
・0k200 では洪水後に左岸寄りで堆積しており、測量断面は冬季波浪の遡上影響を受けている可能性がある。
⇒検証期間として適当でない



緩慢な水位低下
⇒明確な河口砂州フラッシュが確認できない













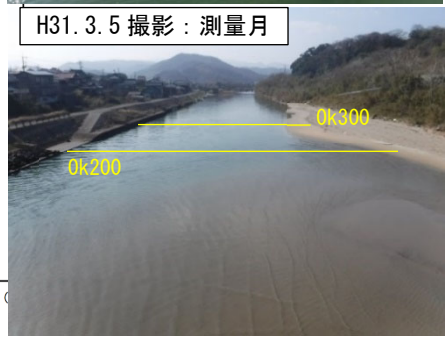


図 6.2.13(2)　初期断面・検証断面の候補（検証期間②案：H30.9 洪水）

（R3.7 洪水）日置実績ピーク水位：2.69m(T.P.+1.75m)；近 18 カ年第 2 位、河口ピーク流量：231.8m³/s
・期間中の砂州掘削は実施されていない。
・洪水後に断面が拡大していることから、洪水による砂州フラッシュの発生が認められる。
・洪水後の堆積はほとんど無く、9 月測量のため波浪遡上による堆積影響を受けていないと考えられる。
　⇒フラッシュ発生ケースの検証期間として適する

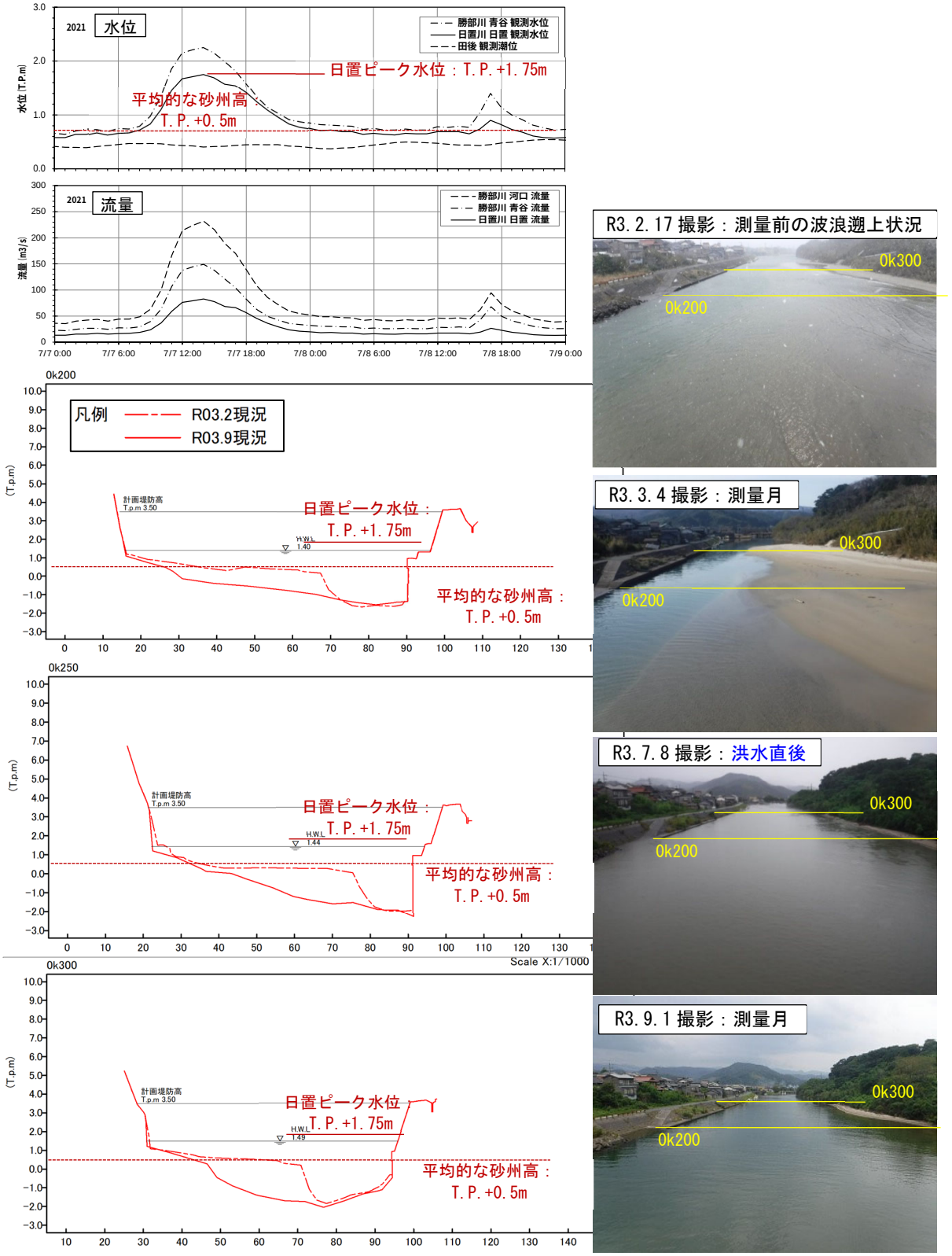


図 6.2.13(3)　初期断面・検証断面の候補（検証期間③案：R3.7 洪水）

(2)　再現検証の対象洪水の設定

(1)　を踏まえ、砂州のフラッシュが発生した洪水と発生しなかった洪水を抽出し、再現検証の対象洪水（2 洪水程度）として設定する。

1)　フラッシュが発生した洪水の選定

以下に示す条件を満たしている R3 年 7 月洪水（検証期間③案）をフラッシュが発生した可能性の高い洪水として選定した。

・洪水前後の地形変化が大きく、規模の大きい洪水を対象

・測量期間内の洪水回数が少ないほど、1 回の洪水による地形への影響が把握しやすい。

R3 年 7 月洪水時の計算に使用する流量・潮位条件を図 6.2.14 に示す。

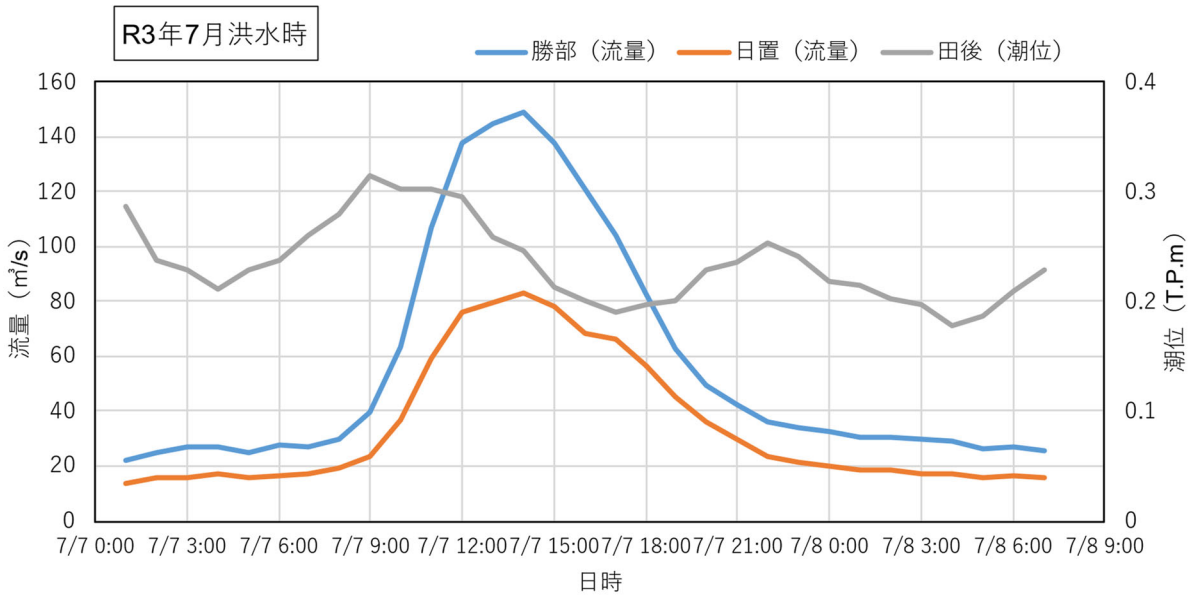


図 6.2.14　流量・潮位条件

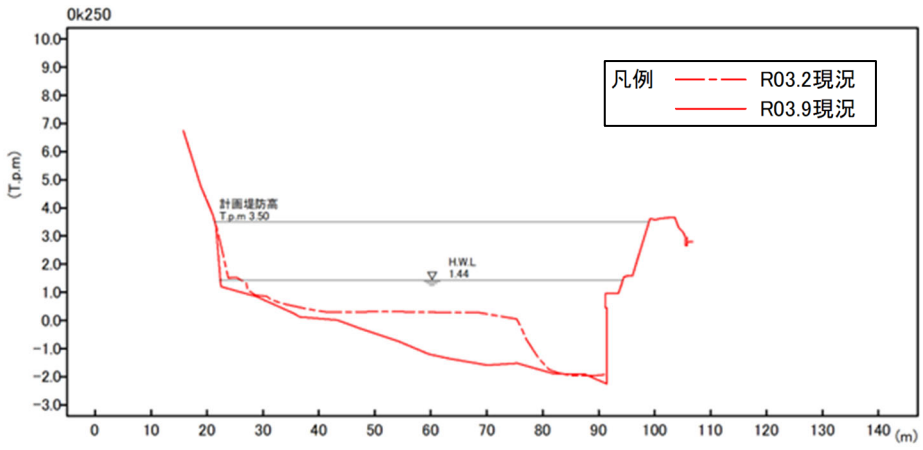


図 6.2.15　洪水前後の地形変化（測線：0.25k）

入力条件として使用した水位観測所は、感潮区間であり、潮位のバックの影響を受けていることが考えられるため、本来入力条件として使用する水位観測所は感潮区間より上流が望ましい。

勝部川においては、北河原水位観測所が図 6.2.16 に示すように上流域に存在しているが、以下の理由により入力条件としなかった（図 6.2.17 参照）。

・洪水の波形が下流側の観測結果と異なっている。
・観測値の上下の振り幅が大きく、安定していない。

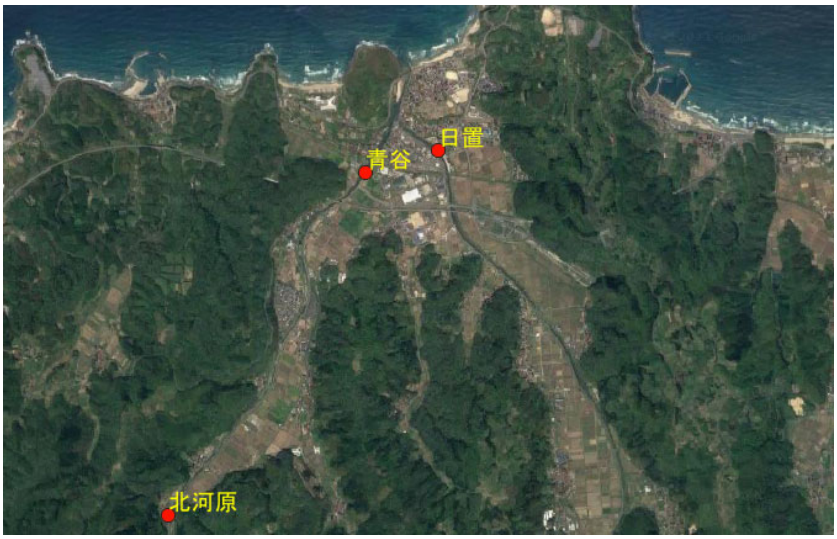


図 6.2.16　水位観測所位置

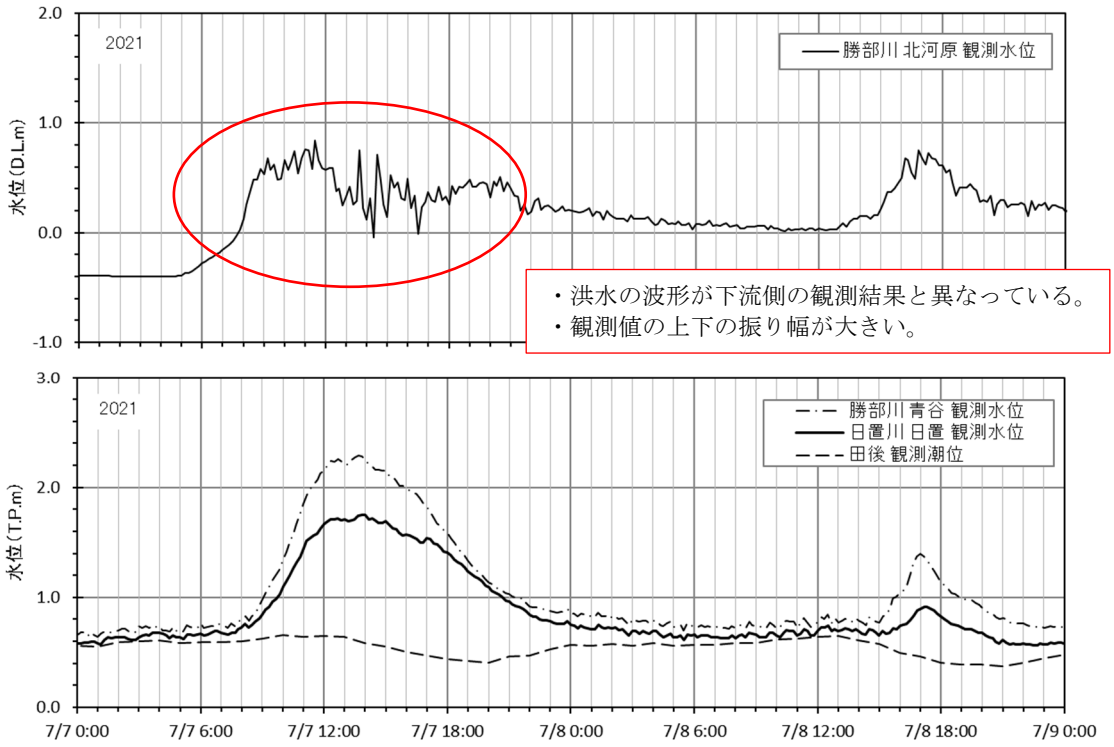


図 6.2.17　R3.7 月洪水時の観測水位

2)　フラッシュが発生しなかった洪水の選定

以下に示す条件を満たしている H29 年 9 月洪水（検証期間①案）をフラッシュが発生しなかった洪水として選定した。

・洪水前後の地形変化は少ない（フラッシュが発生していない）且つ規模の大きい洪水を対象

H29 年 9 月洪水時の計算に使用する流量・潮位条件を図 6.2.18 に示す。

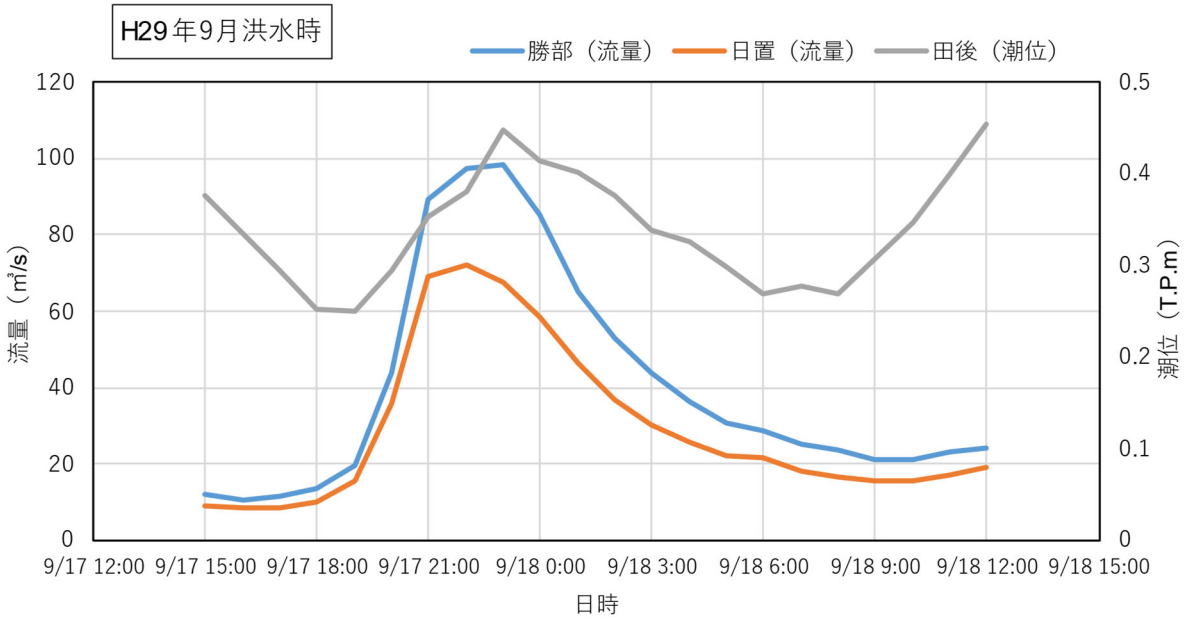


図 6.2.18　流量・潮位条件

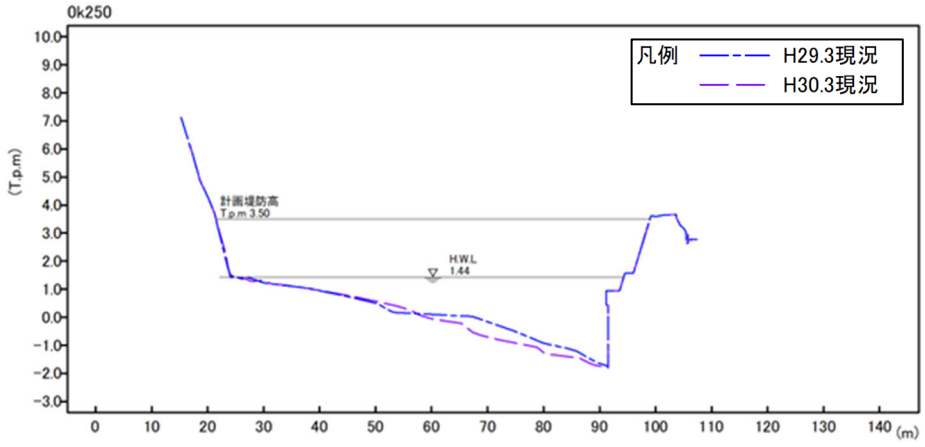


図 6.2.19　洪水前後の地形変化（測線：0.25k）

(3) 地盤高の作成

河口及び海域の地盤高は定期的な測量が実施されているため、(2) で設定した洪水（R3.7 洪水及び H29.9 洪水）前後の測量成果を使用した。上流側については、最新の定期横断測量成果（H31 年測量）を使用した。表 6.2.6 に詳細を示す。また洪水前後の河床変動量を使用し、検証計算を実施するため、差分図を図 6.2.22 に示す。

表 6.2.6　地盤高の作成条件

用途及び洪水規模		地盤高作成に使用した測量データ			備考
		河口部	海域	上流部	
R3 年 7 月洪水 規模【大】	初期	R03 年 2 月	R3 年 2 月	勝部川：H31 年 3 月 日置川：H31 年 4 月	河口部 0.0k～0.6k 測量 ※図 6.2.20 参照
	検証	R03 年 9 月	R03 年 9 月		河口部 0.0k～0.5k 測量
H29 年 9 月洪水 規模【中】	初期	H29 年 3 月	H29 年 3 月		河口部 0.0k～0.5k 測量 ※図 6.2.21 参照
	検証	H30 年 3 月	H30 年 3 月		河口部 0.0k～0.4k 測量

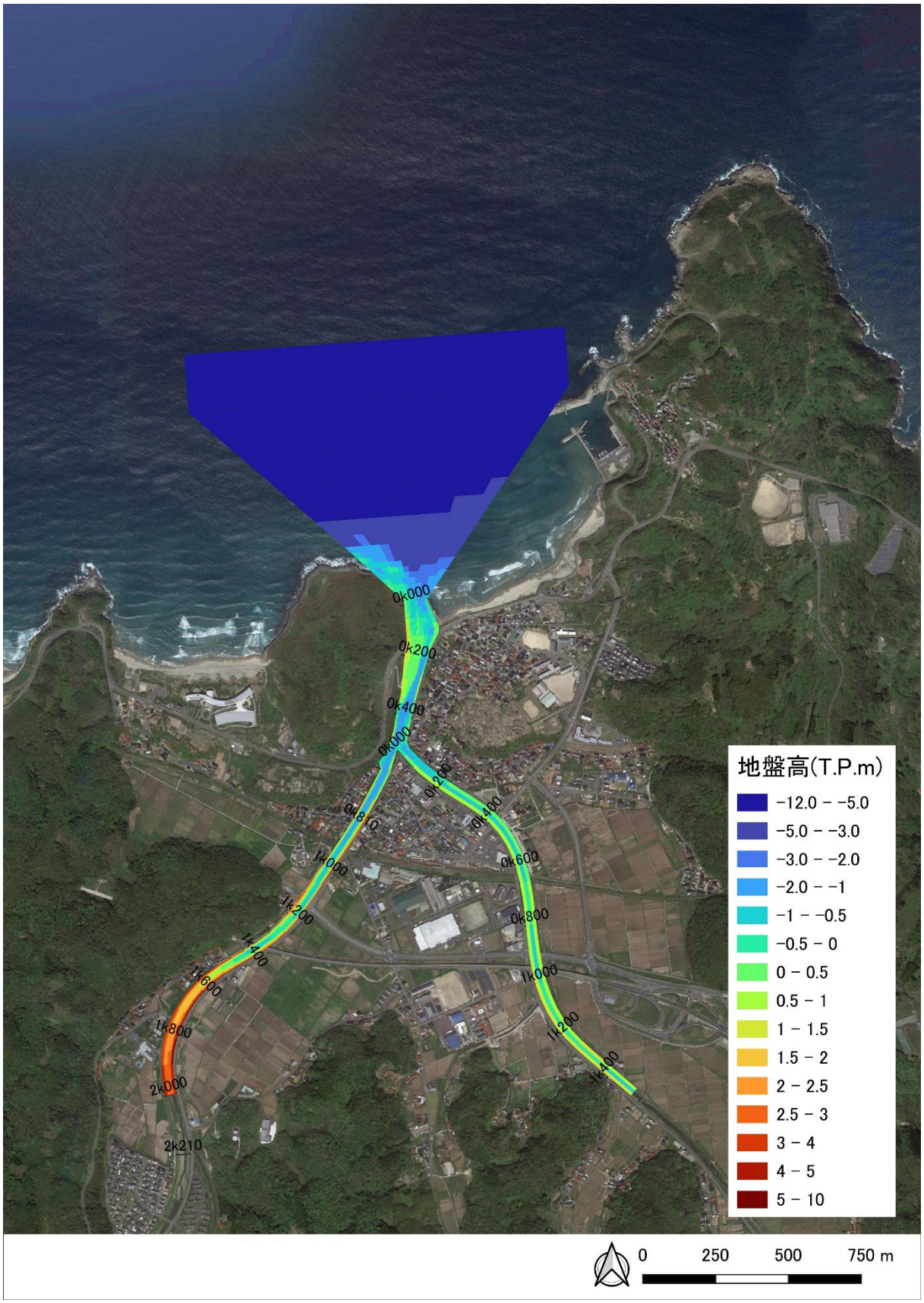


図 6.2.20　初期地形（R3.7 洪水前地形）

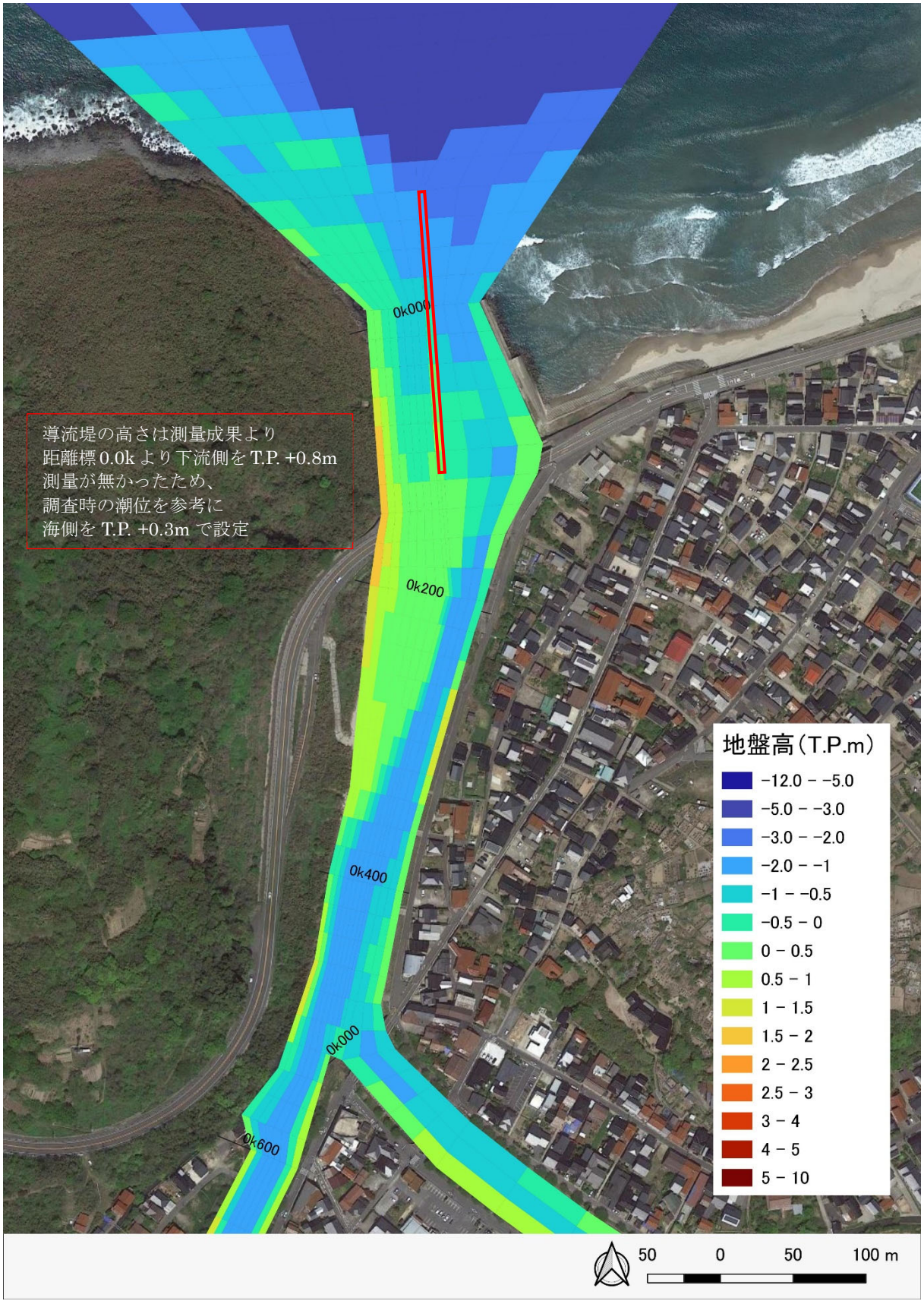


図 6.2.20　初期地形（R3.7 洪水前地形）［検討箇所拡大］

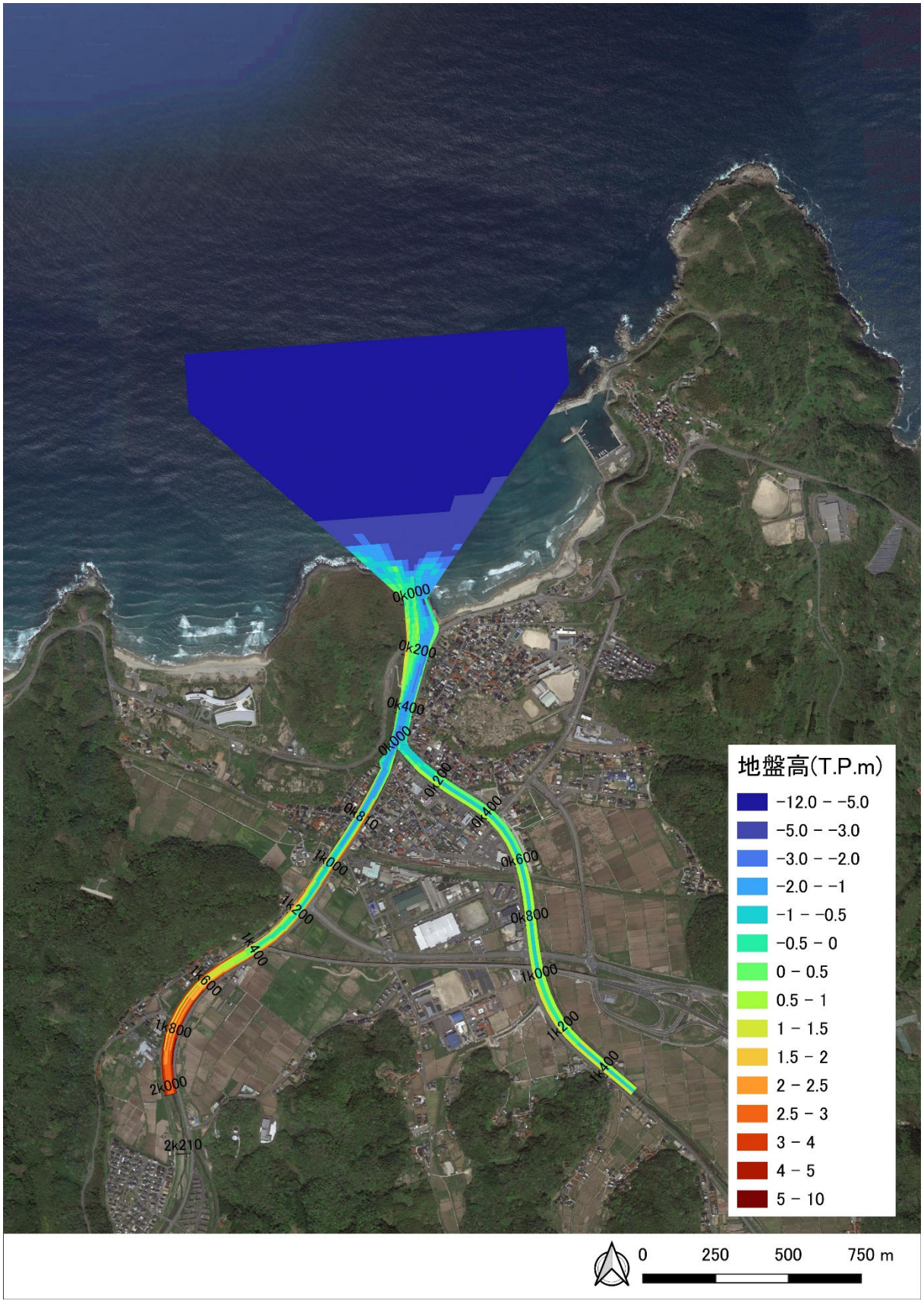


図 6.2.21(1)　検証地形（R3.7 洪水後地形）

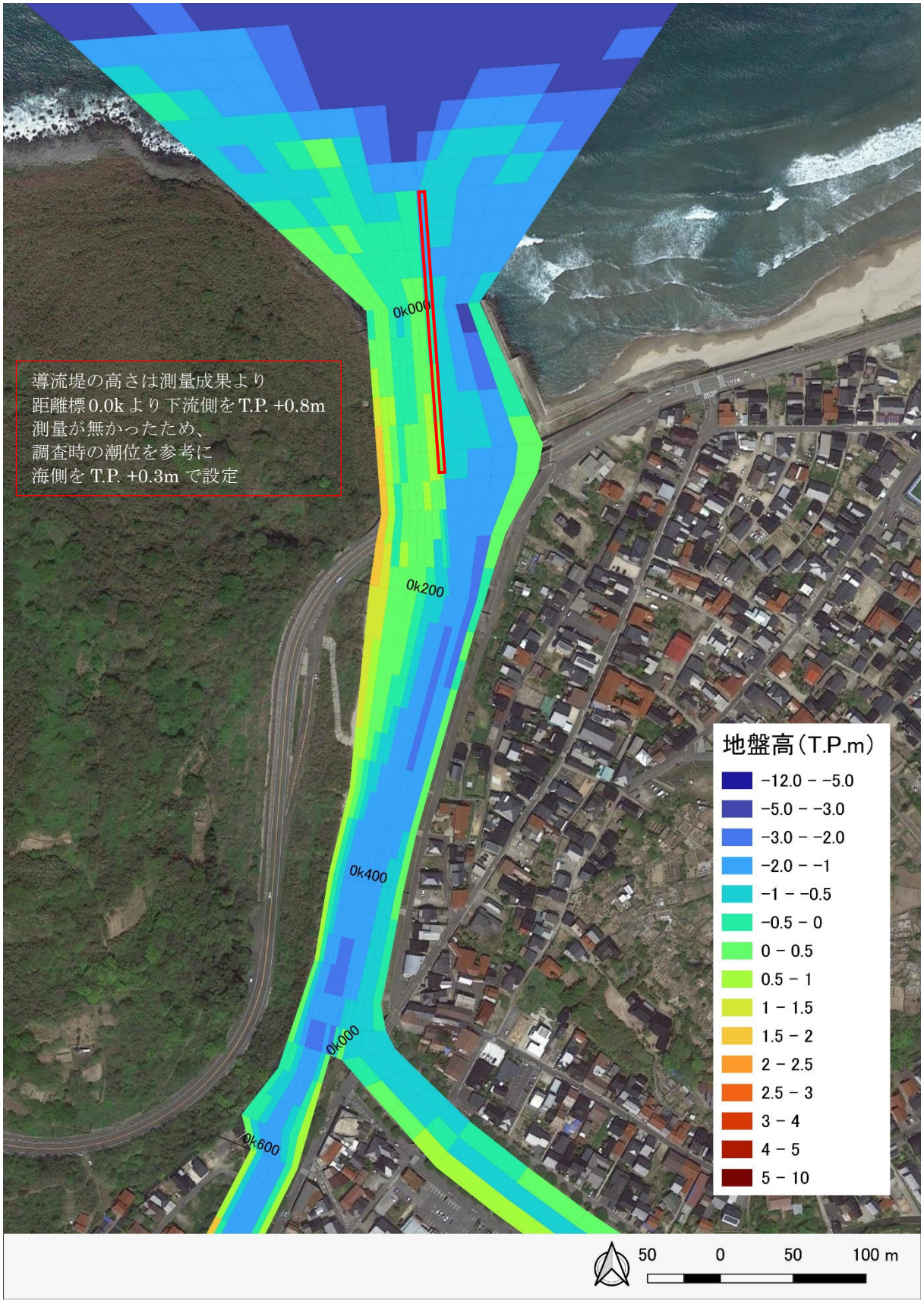


図 6.2.21(2)　検証地形（R3.7 洪水後地形）［検討箇所拡大］

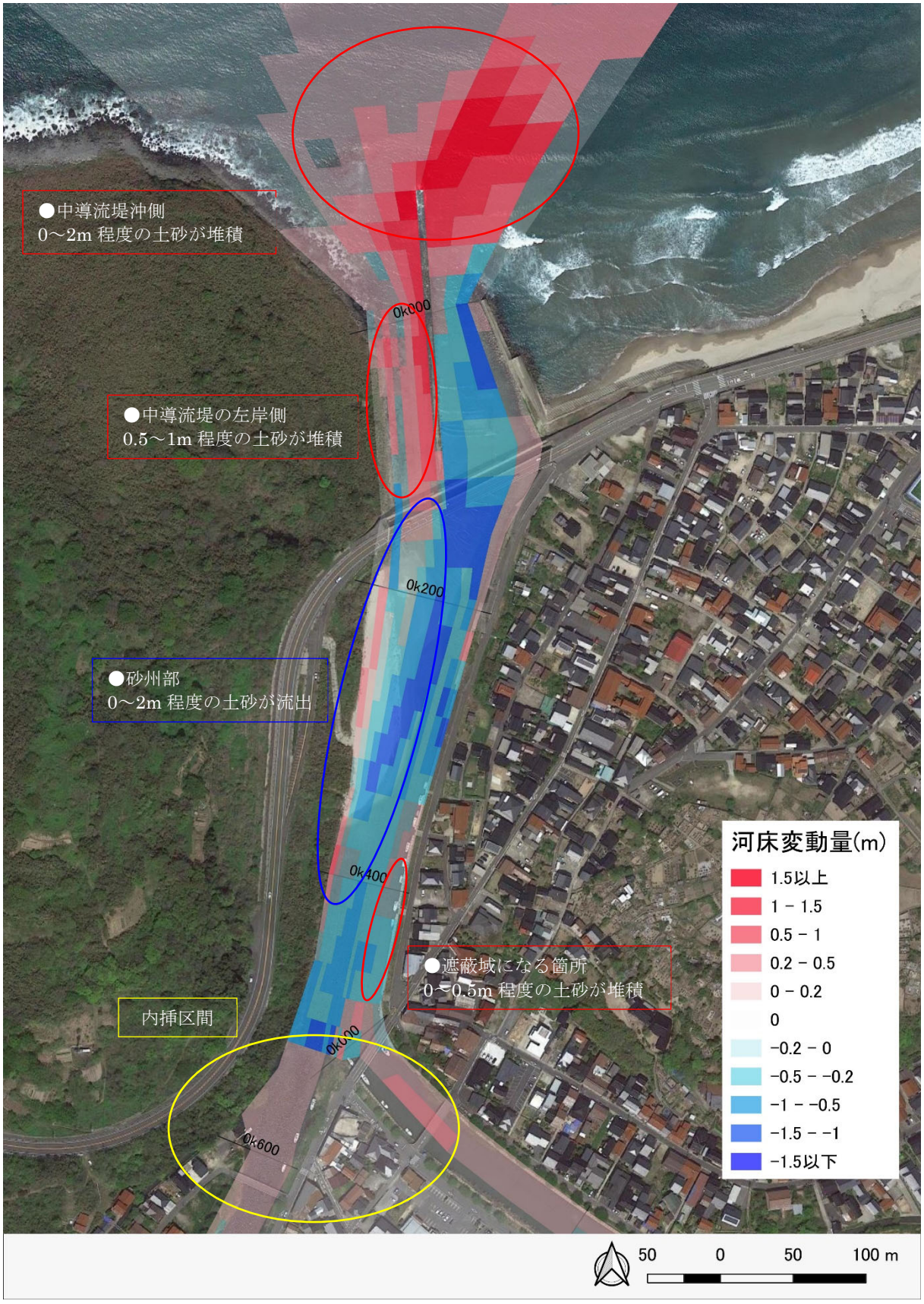


図 6.2.22　差分図（R3.7 洪水後地形－R3.7 洪水前地形）

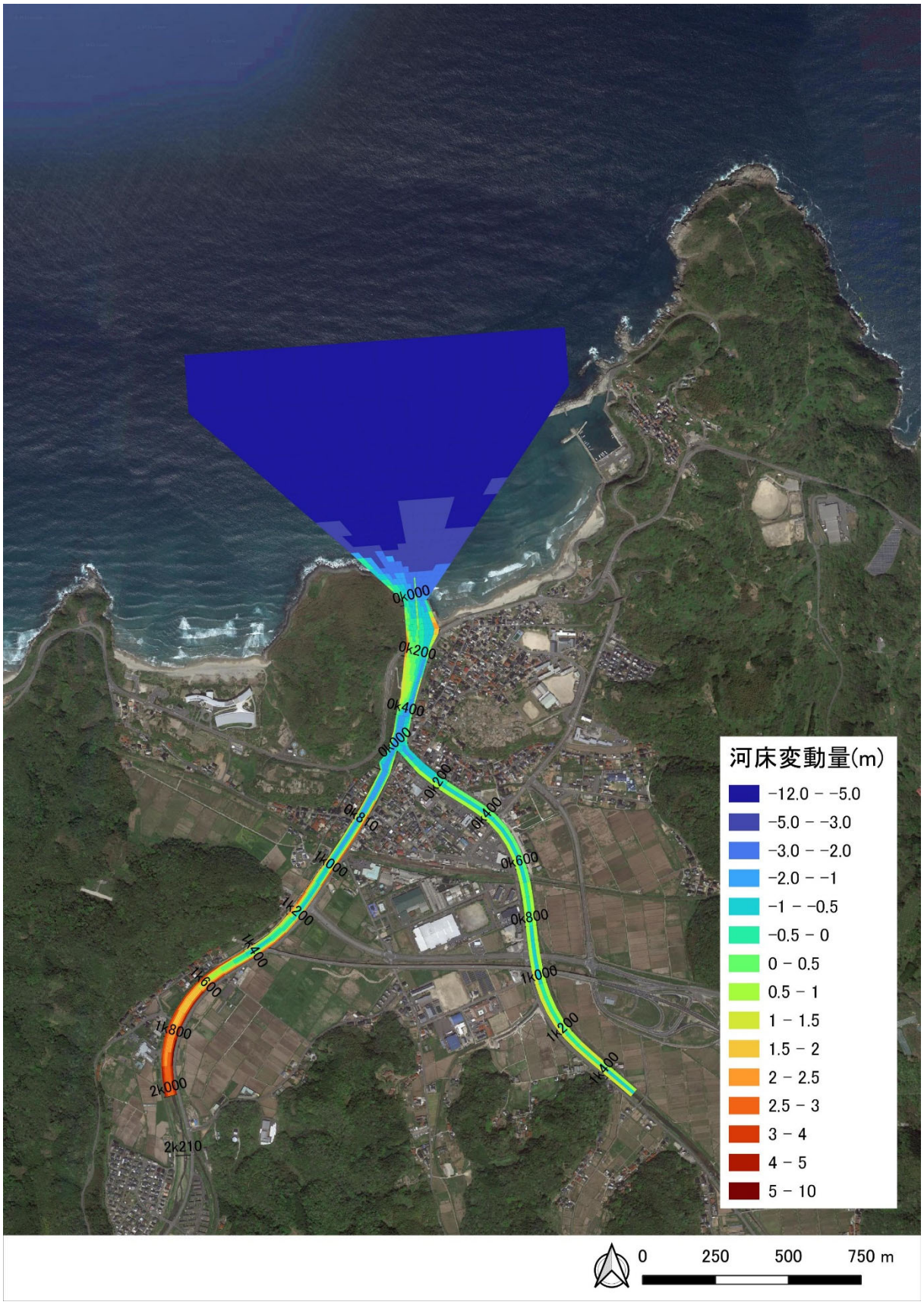


図 6.2.23　初期地形（H29.9 洪水前地形）

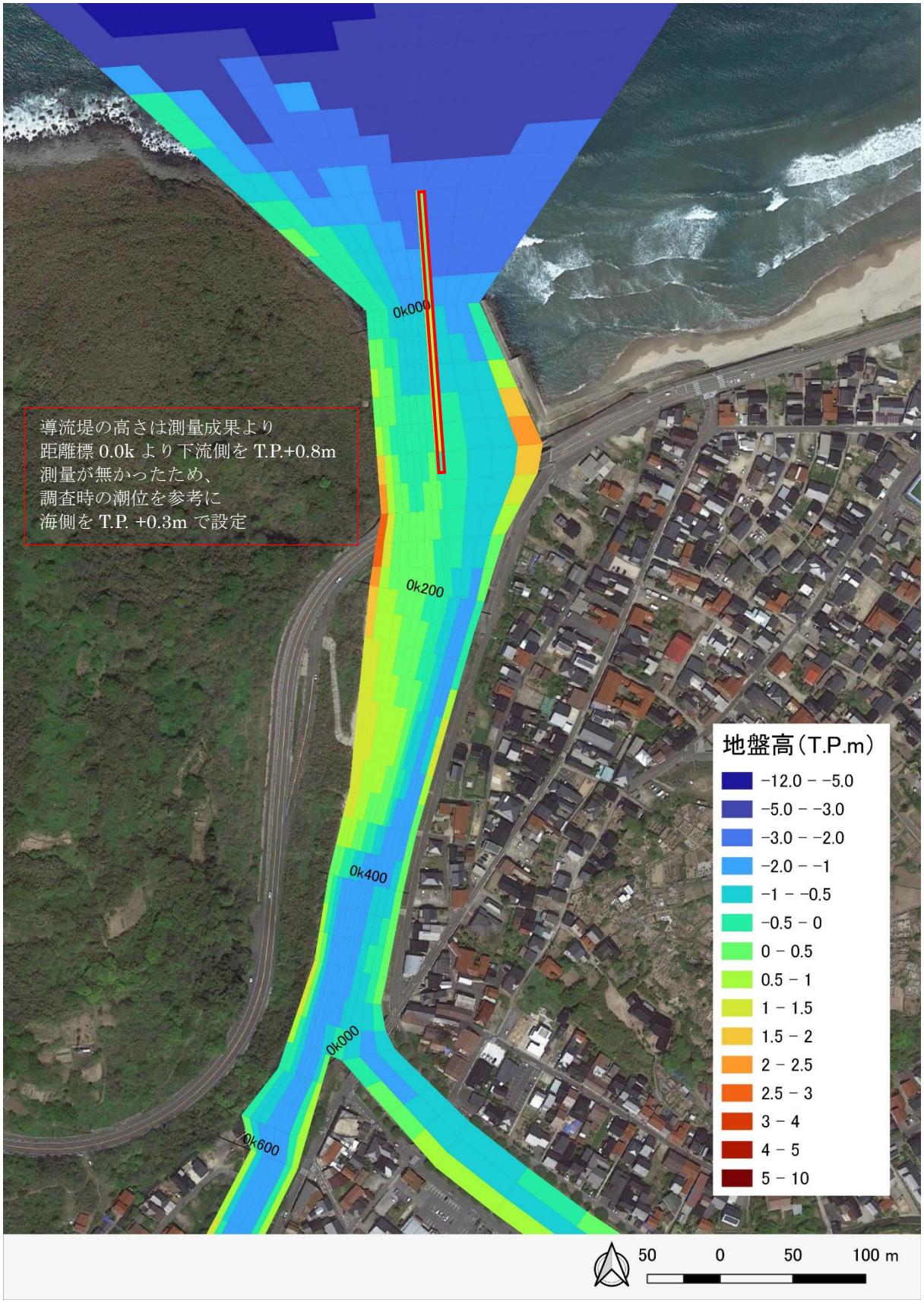


図 6.2.20　初期地形（H29.9 洪水前地形）［検討箇所拡大］

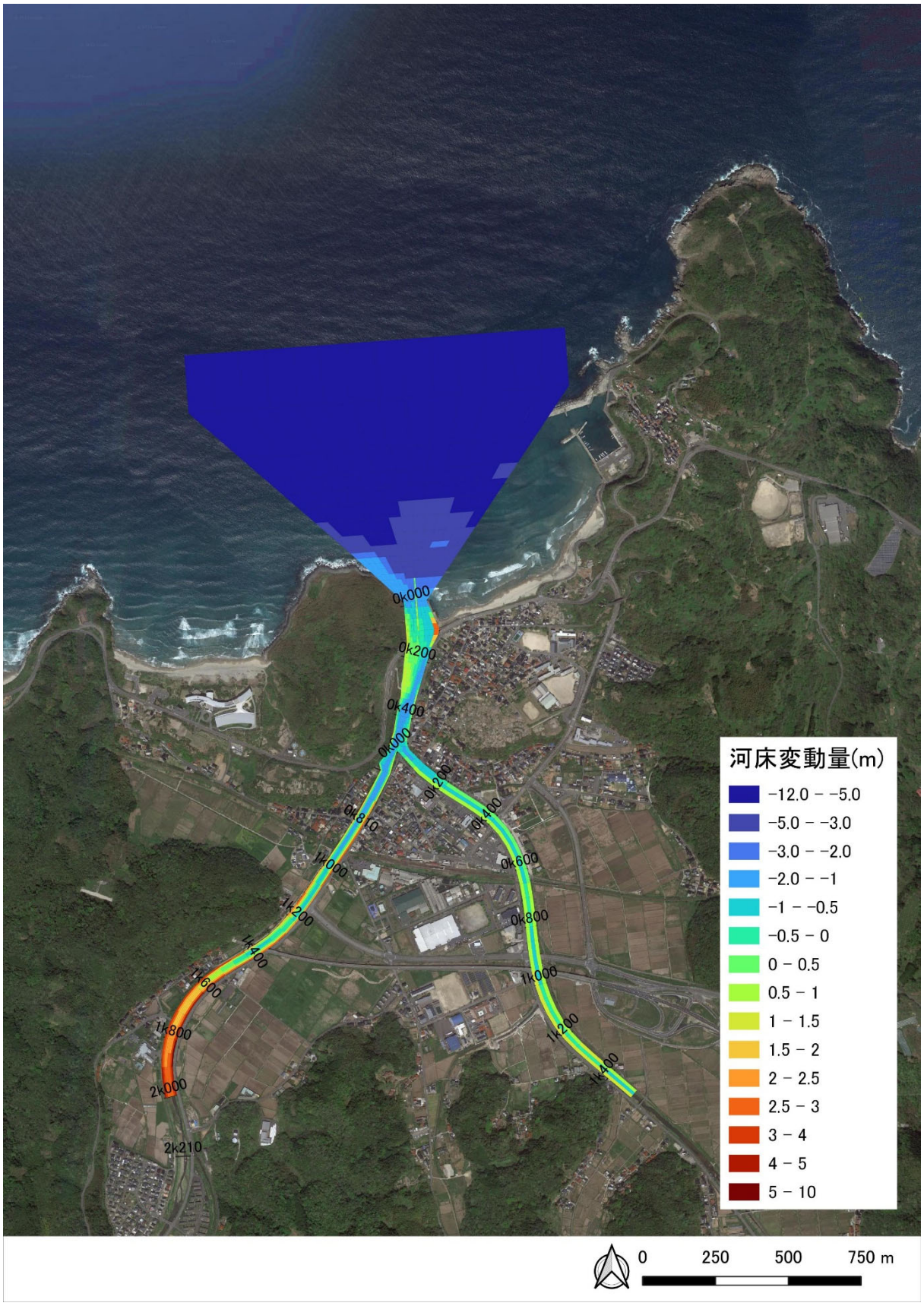


図 6.2.24(1)　検証地形（H29.9 洪水後地形）

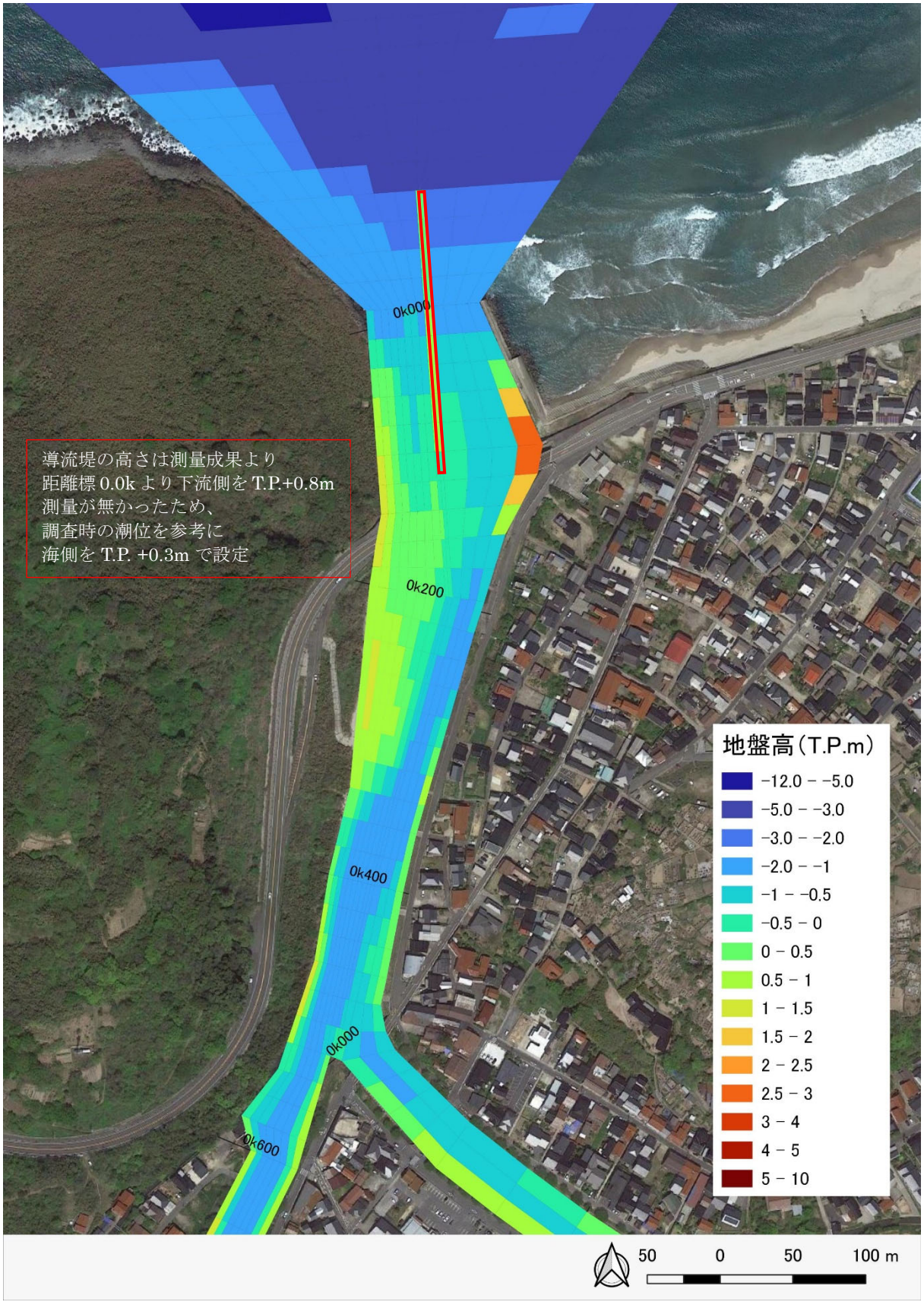


図 6.2.24 (2)　検証地形（H29.9 洪水後地形）［検討箇所拡大］

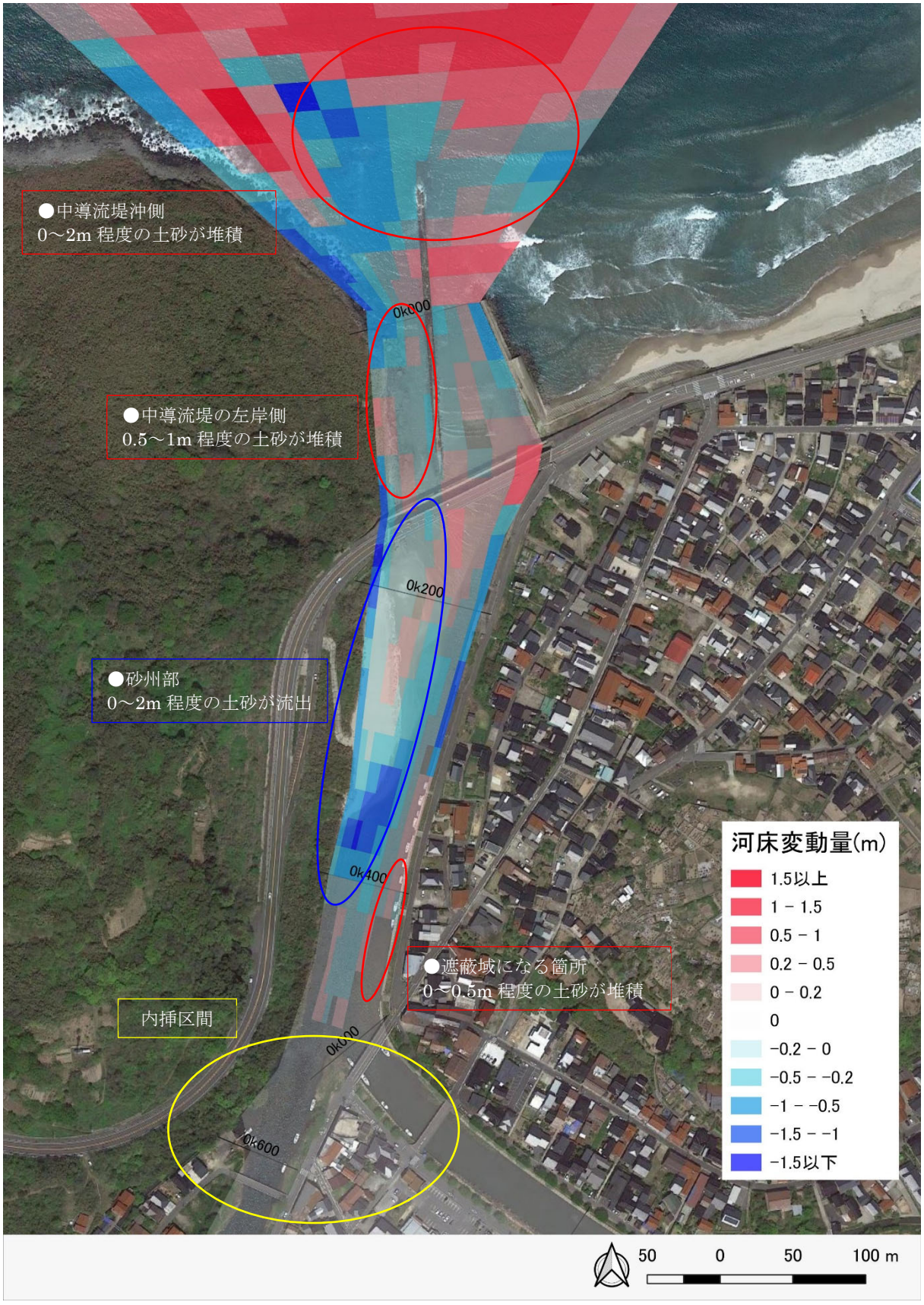


図 6.2.25　差分図（H29.9 洪水後地形－H29.9 洪水前地形）

(4) 妥当性の評価

設定した洪水を対象に、再現検証を実施し、実績データ（河川水位、河口部・海域の地盤高等）を検証材料として、表 6.2.7 に示す視点からシミュレーション結果の妥当性を評価する。

検証計算の条件は表 6.2.8 の通りである。

表 6.2.7　再現検証におけるシミュレーション結果の妥当性の評価の視点

評価項目	妥当性の評価の視点
河川水位	・砂州フラッシュ有無（流量規模等）での河川水位の時間変化 ・砂州フラッシュ前後の河川水位の時間変化（フラッシュ前：流量に応じて河川水位が上昇、フラッシュ後：流量ピーク前に砂州がフラッシュし河川水位が低下など）
河床高	・砂州フラッシュ有無（流量規模等）での洪水前後の河床高の変動量 ・砂州のフラッシュ状況（範囲、高さ）、中導流堤右岸側の河床高の変動量
海域の土砂堆積	・砂州フラッシュ後の海域への土砂流出による堆砂状況（範囲、高さ）

表 6.2.8　検証ケースの計算条件

項目	設定値	備考
検証期間	・2021（R3）年 2 月測量～同年 9 月測量 ・2017（H29）年 3 月測量～2018（H30）年 3 月測量	―
計算対象区間	・勝部川、日置川 ・河口・海域（-2.0k 程度）～勝部川 2.0k・日置川 1.4k	下流端：洪水流の影響がない範囲まで延伸
計算メッシュ	・縦断方向：20m ピッチ（上流,海域部は 50～200m） ・横断方向：14 分割（河口部で 5~10m 程度）	―
粗度係数	・河道：0.03 ・海域：0.025	河川整備計画策定業務を参照
底質材料	・本業務で調査した粒度分布を反映 勝部川→地点①及び②下層の平均値 日置川→地点⑦表層 河口部、沖側→地点④表層、⑤、⑥、⑧表層の平均値	―
上流端流量	・2021（R3）年 7 月洪水（7/7 1 時～7/8 7 時　計 31 時間） ・2017（H29）年 9 月洪水（9/17 15 時～9/18 12 時 計 22 時間） 観測所：青谷（勝部川上流端） 日置（日置川上流端）	洪水前後の測量あり
下流端水位	・田後検潮所の実測値を使用	―
初期地盤高	・海域　：令和 3 年 2 月測量、平成 H29 年 3 月測量 ・河道　：勝部川→H31 年 3 月測量 日置川→H31 年 4 月測量 ・河口部：令和 3 年 2 月測量、平成 H29 年 3 月測量	―
樹木	・考慮なし	―
上流端供給土砂量	・上流端の断面の平衡流砂量と同じ量の土砂を供給	―

1)　妥当性の評価 R3.7 洪水（フラッシュが発生した洪水）

a)　河川水位

R3.7 洪水の再現検証として、洪水時の河川水位を比較する。

各水位観測所の位置における、実績と計算結果の水位を図 6.2.26 に示す。グラフから青谷の地点水位については、立ち上がり及びピーク時周辺の時系列水位が概ね一致していることが確認できる。また、日置の地点水位についても 10cm 程度の誤差となっている。よって、河川水位については、概ね再現できていることが確認できる。

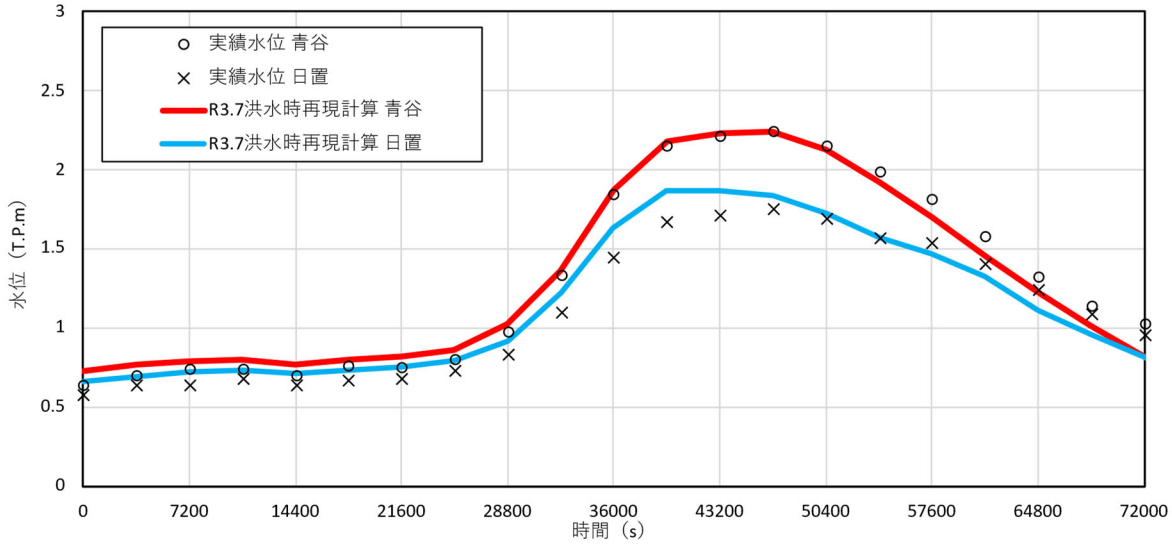


図 6.2.26　水位観測所地点における実績水位と計算水位の比較（R3.7 洪水）

b)　河床高

R3.7 洪水前後の実績及び計算結果の河床変動量（図 6.2.27 参照）からは、0.0k より上流（河道内）について、導流堤左岸側の堆積傾向や、導流堤右岸側の侵食傾向及び砂州部の侵食傾向を概ね再現できていることが確認できる。

また、各断面の土砂変動量の比較（図 6.2.28 参照）では、砂州部等で土砂変動量に差が見られる箇所もあるが、土砂の変動傾向は概ね一致している。

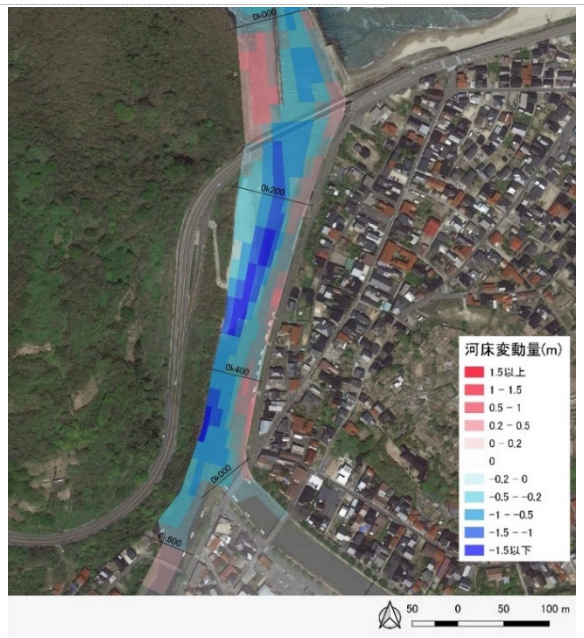
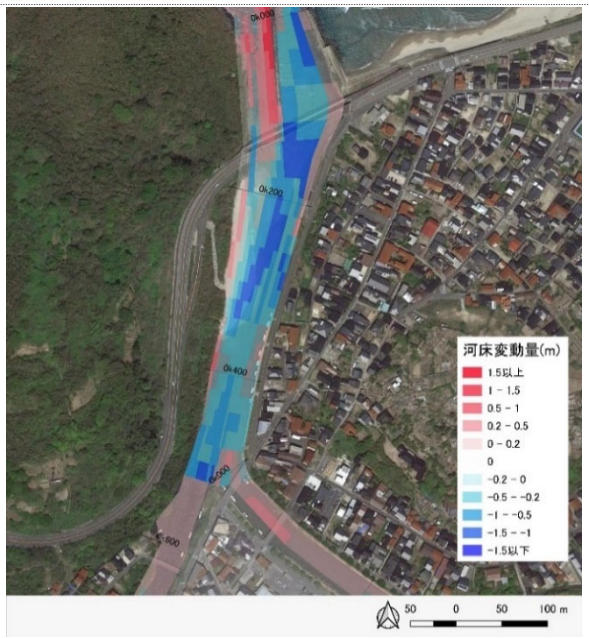
実績から作成した差分(R3.7 洪水)	計算結果から作成したメッシュ差分図(R3.7 洪水)
	
■河床高確認区間 →0.0k～0.46k ※0.46k より上流は内挿区間	■河床高確認区間 →0.0k～0.46k ※0.46k より上流は内挿区間
測量地形差分（R3.9－R3.2）	計算地形差分（初期地形－計算後地形）

図 6.2.27　実績と計算の洪水前後の河床変動量（河川）

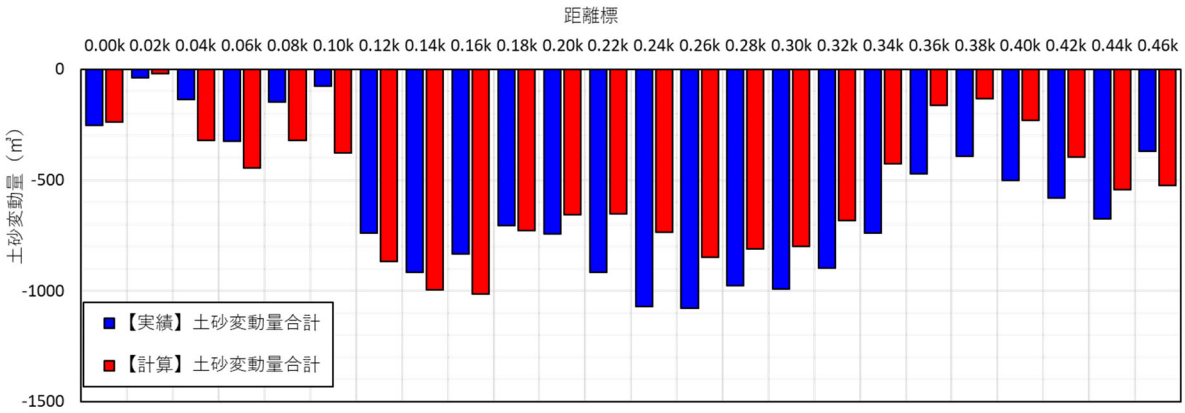


図 6.2.28　0.0k～0.46k の土砂変動量比較［R3.7 洪水実績及び検証計算］

c) 海域の土砂堆積

本検討で使用しているモデルは、海側からの波浪及び土砂供給を考慮していない。そのため、沖側からの外力による土砂移動等は表現できない。よって、海域については、河川から流出した土砂の堆積傾向について検証を実施する。

R3.7 洪水前後の実績及び計算結果の河床変動量（図 6.2.29 参照）を見ると、海域に突出した導流堤の左岸側、右岸側の侵食傾向は再現できていない。一方、導流堤沖側については、計算結果では右岸側に土砂が流出し、堆積している傾向が見られるが、実績についても、導流堤沖側右岸に土砂が堆積していることが確認できる。また、最も地盤高が上昇している箇所については、どちらも 1.5m 程度高くなっていることが確認できた。

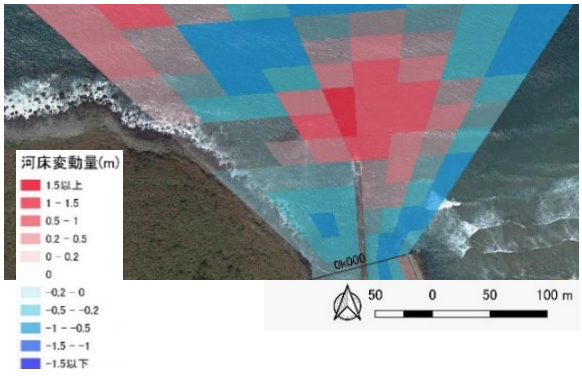
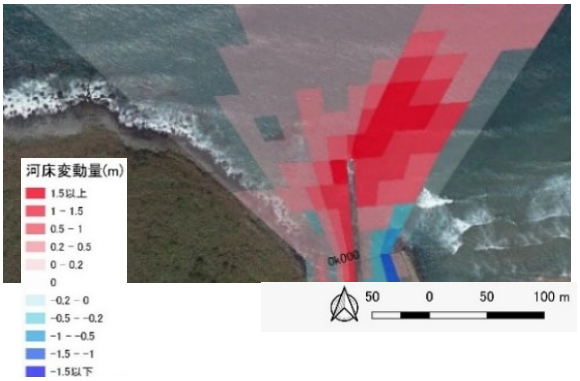
実績から作成した差分(R3.7 洪水)	計算結果から作成したメッシュ差分図(R3.7 洪水)
	
測量地形差分（R3.9－R3.2）	計算地形差分（初期地形－計算後地形）

図 6.2.29　実績と計算の洪水前後の河床変動量（海域）

2)　妥当性の評価 H29.9（フラッシュが発生していない洪水）

a)　河川水位

H29.9 洪水の再現検証として、洪水時の河川水位を比較する。

各水位観測所の位置における、実績と計算結果の水位を図 6.2.30 に示す。グラフから青谷の地点水位については、立ち上がり及びピーク時周辺の時系列水位が概ね一致していることが確認できる。また、日置の地点水位についても同様であり、河川水位については、概ね再現できていることが確認できる。

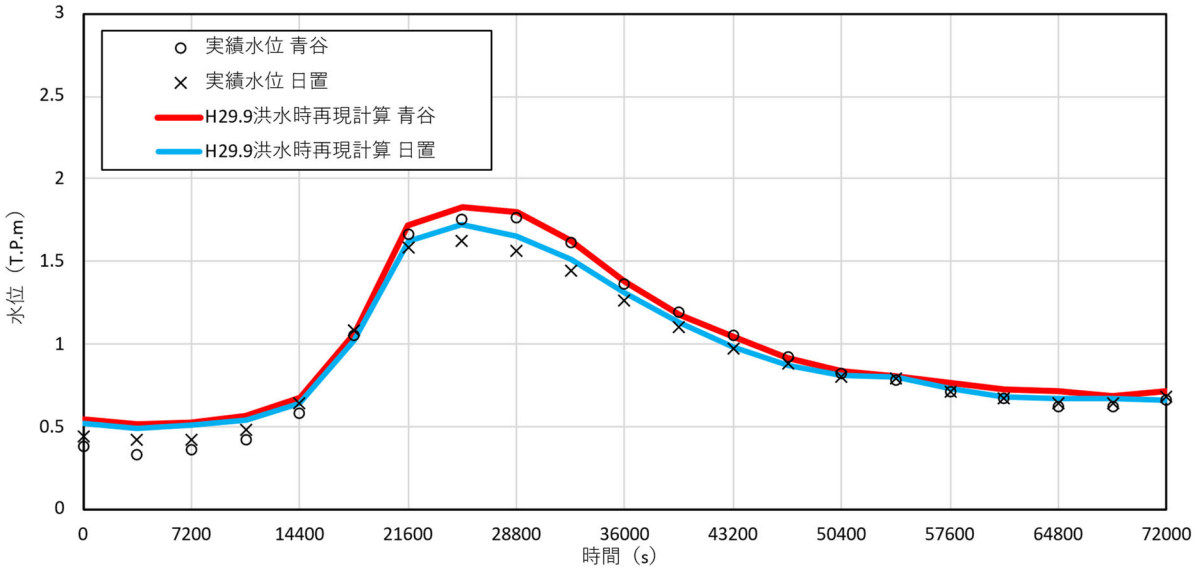


図 6.2.30　水位観測所地点における実績水位と計算水位の比較（H29.9 洪水）

b)　河床高

H29.9 洪水前後の実績及び計算結果の河床変動量（図 6.2.31 参照）からは、実績では導流堤左岸で侵食傾向にあるのに対して、計算では堆積傾向にあることが確認できる。その他の箇所については、傾向は概ね一致していることが確認できる。

また、各断面の土砂変動量の比較（図 6.2.32 参照）では、導流堤よりも上流で全体的に計算結果の土砂の流出量が多くなっている。また、導流堤部分では堆積傾向と流出傾向が逆転していることが確認できる。

土砂変動の傾向が異なる原因としては、洪水発生から 5 ヵ月経過した後に測量が実施されており、土砂流出後の冬季風浪等により、海域から土砂が押し戻され、導流堤よりも上流側に再堆積した可能性が高いと考えられる。

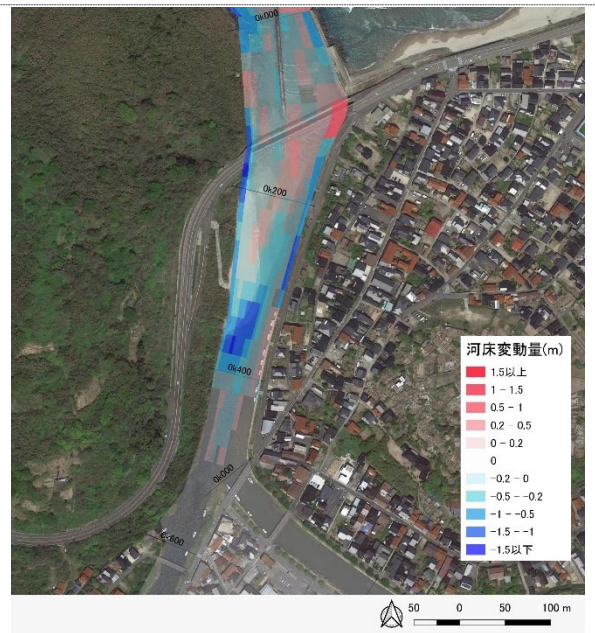
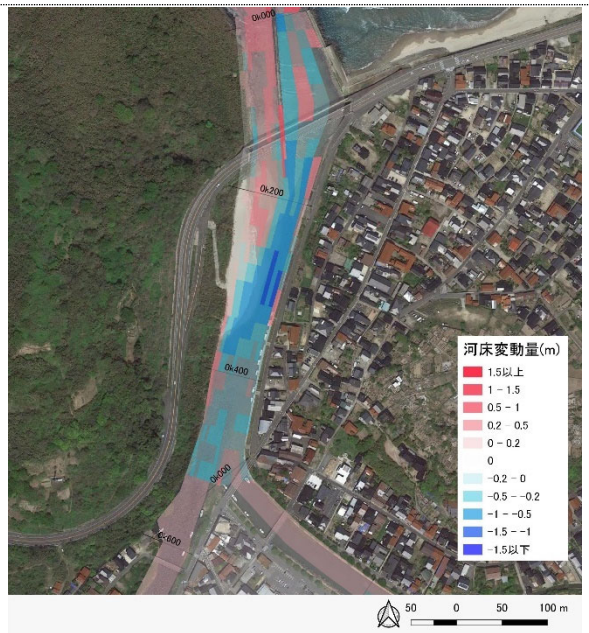
実績から作成した差分(H29.9 洪水)	計算結果から作成したメッシュ差分図(H29.9 洪水)
	
■河床高確認区間 →0.0k～0.46k ※0.46k より上流は内挿区間	■河床高確認区間 →0.0k～0.46k ※0.46k より上流は内挿区間
測量地形差分（H30.3－H29.3）	計算地形差分（初期地形－計算後地形）

図 6.2.31　実績と計算の洪水前後の河床変動量（河川）

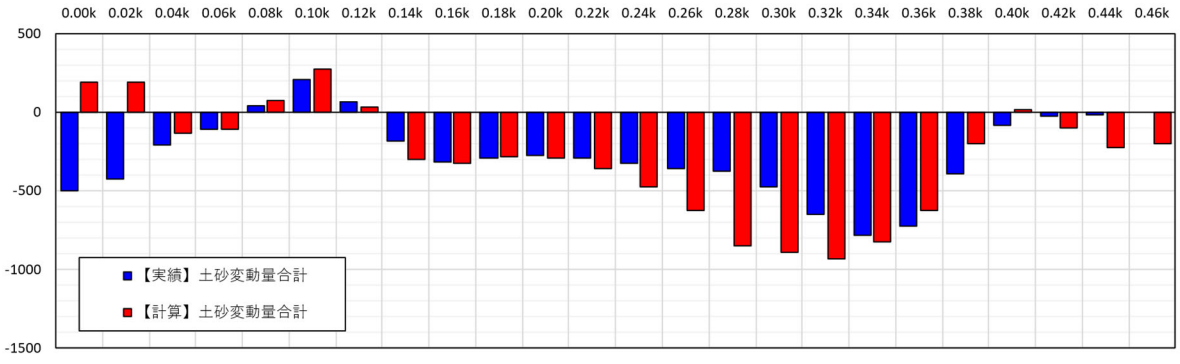


図 6.2.32　0.0k～0.46k の土砂変動量比較［H29.9 洪水実績及び検証計算］

c)　海域の土砂堆積

本検討で使用しているモデルは、海側からの波浪及び土砂供給を考慮していない。そのため、沖側からの外力による土砂移動等は表現できない。よって、海域については、河川から流出した土砂の堆積傾向について検証を実施する。

H29.9 洪水前後の実績及び計算結果の河床変動量（図 6.33 参照）を見ると、海域に突出した導流堤の左岸側の侵食傾向は再現できておらず、導流堤沖側の変動の再現度は小さい。一方、導流堤右側については、実績及び計算で堆積傾向が確認できる。

土砂変動の傾向が異なる原因としては、洪水発生から 5 か月以上後に測量が実施されており、土砂流出後に、冬季風浪等による地形の変化が起きている可能性が高いと考えられる。

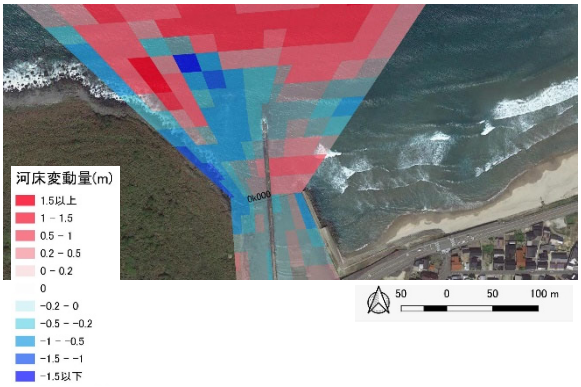
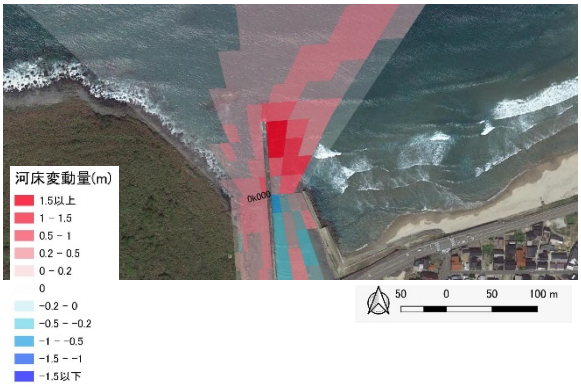
実績から作成した差分(H29.9 洪水)	計算結果から作成したメッシュ差分図(H29.9 洪水)
	
測量地形差分（H30.2－H29.9）	計算地形差分（初期地形－計算後地形）

図 6.33　実績と計算の洪水前後の河床変動量（海域）

6.3 中導流堤の規模・配置及び維持的掘削の形状・頻度の検討

6.2 で構築したモデルを用いて土砂動態シミュレーションを行い、検討対象の対策工（中導流堤の延伸、左岸砂州の維持的掘削）に関する治水効果を評価するとともに、次項で検討する周辺環境（漂砂、漁業）への影響を勘案して、中導流堤の規模（長さ、幅、高さ）・配置を検討する。また、維持的掘削の形状・頻度を検討する。

6.3.1 対策目的・要件の整理

本検討で対象とする対策工（中導流堤の延伸、左岸砂州の維持的掘削）は、それぞれ機能・効果が異なるため、当該地の現地特性・課題（河口部の堆砂・河口閉塞及びそれに伴う流下能力不足、内水被害、水面利用・漁業への支障等）を踏まえ、各対策工の目的・要件をとりまとめた（表 6.3.1 参照）。

表 6.3.1 河口閉塞対策工の目的・要件、対策諸元（案）、評価項目

対策工	目的・要件	対策諸元（案）
中導流堤の延伸	平常時の掃流力向上・堆砂抑制 河積・航路の常時確保(右岸) ※漁業への影響を踏まえ、海側への延伸は実施しない。	長さ・幅・高さを変化させ、砂州～支川合流の間で3案程度設定
導流堤設置 （上流側）	平常時の掃流力向上・堆砂抑制 河積・航路の常時確保(右岸)	長さ・幅・高さを変化させ、砂州～支川合流の間で3案程度設定
砂州掘削 （左岸側）	洪水時の砂州フラッシュ促進、 水位低下、河積確保(左岸)	陸上掘削可能な高さ・範囲を設定 ※中導流堤との組み合わせも想定

6.3.2 対策諸元の設定

6.3.1 を踏まえ、「河口処理指針（案）」及び全国的な対策事例等を基に、当該地に適用可能な対策諸元（中導流堤の延伸位置(長さ)・幅・高さ、左岸砂州の維持掘削高等）の組合せを以下の考え方から設定した。

■長さ　　：砂州部での掃流力増加を目的とし、砂州上流から掃流力を上げる方法と、下流側で掃流力を上げる方法が考えられる。よって、下流側に導流堤がある場合と、上流側に導流堤がある場合の 2 通りを設定。

■高さ・幅：洪水時の水位に着目し、洪水時に水位が構造物を越えない高さと超える高さの 2 通りを設定、また、透過性を持たせた構造物を想定したケースを 1 通り設定した。幅については河積の減少を考慮し、半分の幅の構造物を想定する。

■砂州の維持掘削高：平均的な砂州高を下回る高さ及び陸上掘削が可能な限界の高さの 2 通りを設定。

■砂州の維持掘削幅：全体を掘削する場合と、筋状に溝を掘る場合の 2 通りを設定。

上記より、表 6.3.2 に示す 14 案を設定した。また、これらの中で、効果が高いと考えられる構造物による対策（案）と維持掘削を組み合わせたケースについても検討した。

表 6.3.2　対策諸元（案）

No.	対策工	区間	幅	高さ
1	中導流堤の延伸	0.12k 付近～0.4k	2.5m（既存導流堤の半分）	T.P.+3.0m（水位が構造物を越えないよう設定）
2				T.P.+1.0m（現況導流堤天端から河床勾配を考慮）
3				透過型（上記 2 案の高さを交互に設定）
4	導流堤設置（上流側）	0.3k～日置川合流部	2.5m（既存導流堤の半分)	T.P.+3.0m(水位が構造物を越えないよう設定)
5				T.P.+1.0m（現況導流堤天端から河床勾配を考慮）
6				透過型（上記 2 案の高さを交互に設定）
7	砂州掘削（左岸側）	全掘削		T.P.+0.3m 以上を掘削（R3.2 測量時の平均的な砂州高）
8				T.P.+0.0m 以上を掘削（陸上掘削が可能な限界を想定）
9		砂州上流端～下流端	10m 程度（砂州右岸側）	T.P.+0.3m 以上を掘削（R3.2 測量時の平均的な砂州高）
10				T.P.+0.0m 以上を掘削（陸上掘削が可能な限界を想定）
11			10m 程度（砂州中央部）	T.P.+0.3m 以上を掘削（R3.2 測量時の平均的な砂州高）
12				T.P.+0.0m 以上を掘削（陸上掘削が可能な限界を想定）
13			10m 程度（砂州左岸側）	T.P.+0.3m 以上を掘削（R3.2 測量時の平均的な砂州高）
14				T.P.+0.0m 以上を掘削（陸上掘削が可能な限界を想定）

6.3.3 評価方法の設定

(1) 計算条件の設定

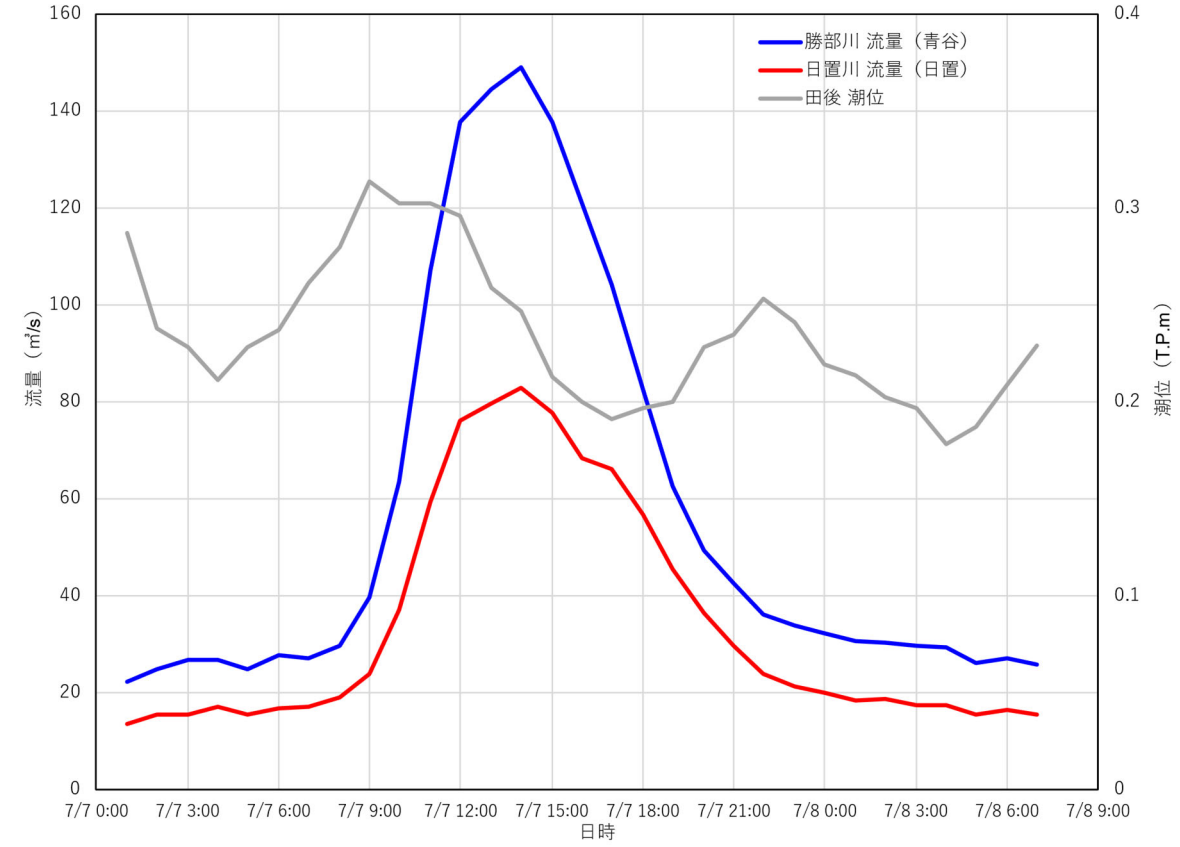
対策（案）の効果を検討するための条件として、砂州のフラッシュの促進による河川水位上昇時の水位低減効果等が把握可能な条件を設定する必要がある。

R3.7 洪水は、フラッシュが発生した洪水であり、再現検証において、洪水後の地形の妥当性が確保できている。よって、R3.7 洪水時再現計算（以降は現況再現計算及び現況と記載）と対策案設置時の変化を比較することで、効果を定量的に評価する。

また、計画降雨（1/50）が発生した場合に、現況及び対策後の河道において、砂州のフラッシュや、河床の低下が起きることで、計画河道（1/50）が確保可能であるかについても検討するため、計画流量（1/50）についても計算を実施する。なお、地形については、R3.7 洪水前の地形を使用する。

表 6.3.3 計算条件

項目	設定値	備考
検証期間	・2021（R3）年 2 月測量～同年 9 月測量	―
計算対象区間	・勝部川、日置川 ・河口・海域（-2.0k 程度）～勝部川 2.0k・日置川 1.4k	下流端：洪水流の影響がない範囲まで延伸 ※「6.2.2(1) 解析範囲」参照
計算メッシュ	・縦断方向：20m ピッチ（上流,海域部は 50～200m） ・横断方向：14 分割（河口部で 5~10m 程度）	※「6.2.2(2) メッシュ作成」参照
粗度係数	・河道：0.03 ・海域：0.025	河川整備計画策定業務を参照 ※「6.2.2(3) 粗度係数」参照
底質材料	・本業務で調査した粒度分布を反映 勝部川→地点①及び②下層の平均値 日置川→地点⑦表層 河口部、沖側→地点④表層、⑤、⑥、⑧表層の平均値	※「6.2.2(4) 河床材料」参照
上流端流量	・2021（R3）年 7 月洪水（7/7 1 時～7/8 7 時 計 31 時間） 観測所：青谷（勝部川上流端） 日置（日置川上流端）	日置川→日置川流末ハイドロ 洪水前後の測量あり ※「再現対象洪水の設定」
	・50 年確率流量（河川整備基本方針(H18)および河川整備計画(H21)より設定） 勝部川→勝部川流入ハイドロ	図 6.3.1 参照
下流端水位	・田後検潮所の実測値を使用（R3.7 洪水時）	※「6.2.3(2) 再現対象洪水の設定」参照
	・朔望平均満潮位（T.P.+0.5m）を使用（1/50 計画流量時）	図 6.3.1 参照
初期地盤高	・海域：令和 3 年 2 月測量 ・河道：勝部川→H31 年 3 月測量 日置川→H31 年 4 月測量 ・河口部：令和 3 年 2 月測量	※「6.2.3(3) 地盤高の作成」参照
樹木	・考慮なし	―
上流端供給土砂量	・上流端の断面の平衡流砂量と同じ量の土砂を供給	―



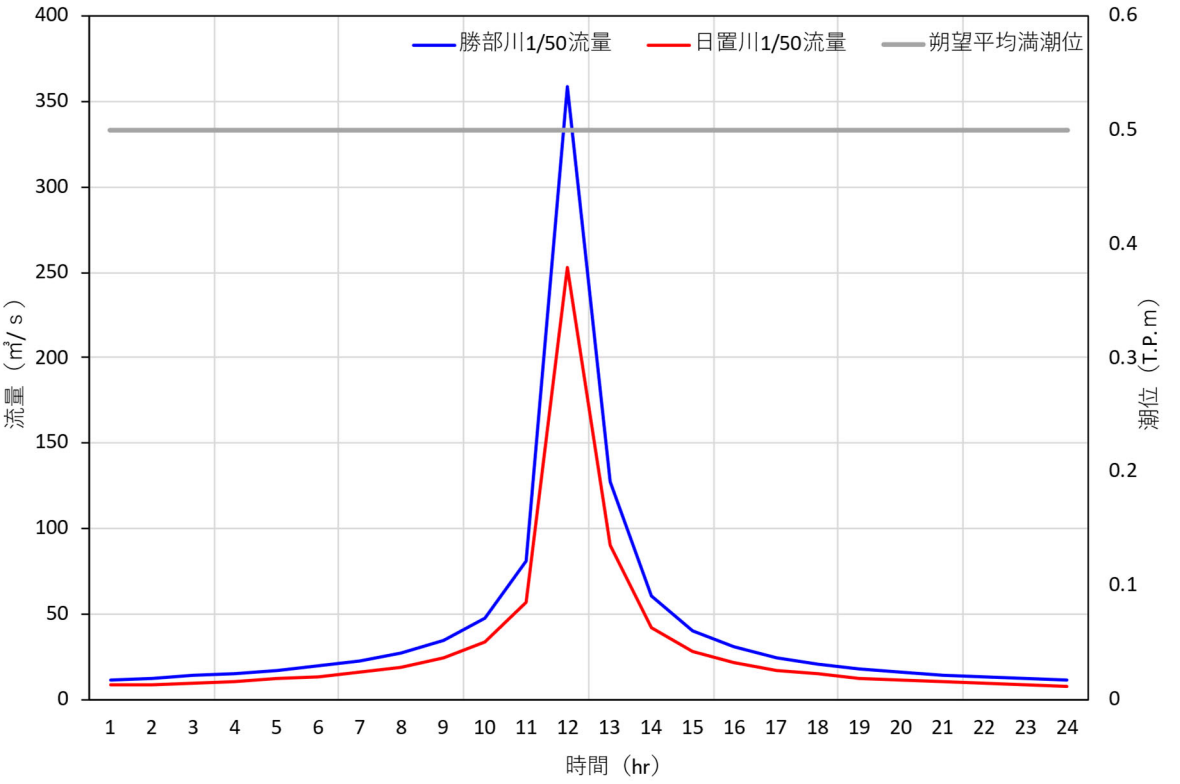


図 6.3.1　使用する流量（上：R3.7 洪水　下：1/50 計画流量）

(2) 評価方法の設定

6.3.2　を基に、各対策工の目的・要件を踏まえ、それぞれを評価するために必要となる評価項目を抽出するとともに、項目毎の評価基準・評価方法を設定する（表 6.3.4 参照）。

表 6.3.4　対策効果の評価方法（評価項目毎の評価基準・方法）

評価項目	評価基準	評価方法
平常時の掃流力 ・河床高	中導流堤右岸側で堆砂なし (計画断面の維持)	平水流量～小規模洪水の河床変動解析
洪水時の河川水位	HWL を超過しない （流量規模 1/10～50 等を想定）	洪水時の河床変動解析＋不等流計算
洪水後の河床高 （砂州高）	計画断面まで砂州がフラッシュ （流量規模は同上）	洪水時の河床変動解析
洪水時の内水被害	排水施設（樋門等）の敷高以上の水位超過時間が改善	洪水時の河床変動解析

6.3.4 対策効果の検討（R3.7 洪水）

前述に基づき、構築したモデルを用いて各対策工の効果を検討したうえで、次項で把握する周辺環境への影響、対策の実施頻度・コストも含めた総合的な評価を行い、最適な対策案を選定する。対策工検討のための計算ケースを表 6.3.5 に示す。また、使用するモデルの計算条件を表 6.3.3 に示す。

表 6.3.5 検討ケース（比較対象である現況再現計算を含む）

No.	対策工	区間	幅	高さ
	現況	-0.8k 付近～ 0.12k 付近	5m	海域：T.P.+0.4m 河川域：T.P.+0.8m （現況の構造物の高さを設定）
②-1	中導流堤の延伸	0.12k 付近～ 0.4k	2.5m (既存導流堤の半分)	T.P.+3.0m (水位が構造物を越えないよう設定)
②-2				T.P.+1.0m （現況導流堤天端から河床勾配を考慮）
②-3				透過型 （上記 2 案の高さを交互に設定）
③-1	導流堤設置 （上流側）	0.3k～ 日置川合流部	2.5m (既存導流堤の半分)	T.P.+3.0m (水位が構造物を越えないよう設定)
③-2				T.P.+1.0m （現況導流堤天端から河床勾配を考慮）
③-3				透過型 （上記 2 案の高さを交互に設定）
④-1	砂州掘削 （左岸側）	全掘削		T.P.+0.3m 以上を掘削 （平均的な砂州高を下回る）
④-2				T.P.+0.0m 以上を掘削 （陸上掘削が可能な限界を想定）
⑤-1		砂州上流端～ 下流端	10m 程度（砂州右岸側）	T.P.+0.3m 以上を掘削 （平均的な砂州高を下回る）
⑤-2				T.P.+0.0m 以上を掘削 （陸上掘削が可能な限界を想定）
⑤-3			10m 程度（砂州中央部）	T.P.+0.3m 以上を掘削 （平均的な砂州高を下回る）
⑤-4				T.P.+0.0m 以上を掘削 （陸上掘削が可能な限界を想定）
⑤-5			10m 程度（砂州左岸側）	T.P.+0.3m 以上を掘削 （平均的な砂州高を下回る）
⑤-6				T.P.+0.0m 以上を掘削 （陸上掘削が可能な限界を想定）

(2) 構造物による対策工検討

現存している中導流堤を基準として、導流堤の長さや、高さ等を変化させた対策工を検討した。

検討ケースを表 6.3.6、模式図を図 6.3.2 に示す。

表 6.3.6 検討ケース（比較対象である現況再現計算を含む）

No.	対策工	区間	幅	高さ
①	現況	-0.8k 付近～0.12k 付近	5m	現況構造物の高さを設定 （海域：T.P.+0.3m　河川域：T.P.+0.8m）
②-1	中導流堤の延伸	0.12k 付近～0.4k	2.5m （既存導流堤の半分）	T.P.+3.0m （水位が構造物を越えないよう設定）
②-2				T.P.+1.0m （現況導流堤天端から河床勾配を考慮）
②-3				透過型 （上記 2 案の高さを交互に設定）
③-1	導流堤設置 （上流側）	0.3k～ 日置川合流部	2.5m （既存導流堤の半分）	T.P.+3.0m (水位が構造物を越えないよう設定)
③-2				T.P.+1.0m （現況導流堤天端から河床勾配を考慮）
③-3				透過型 （上記 2 案の高さを交互に設定）

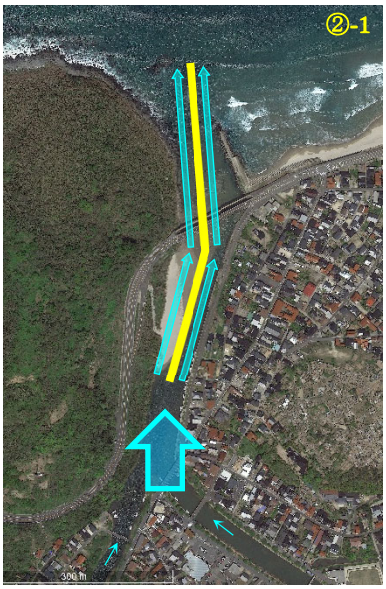
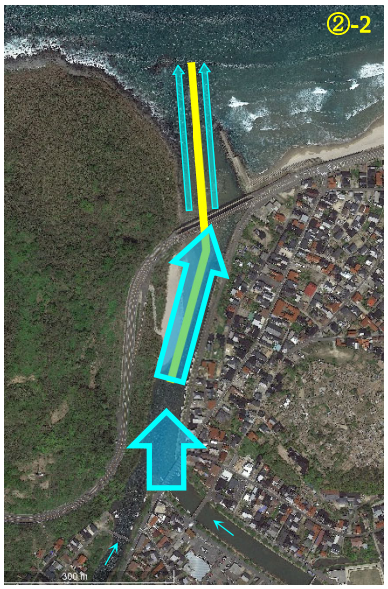
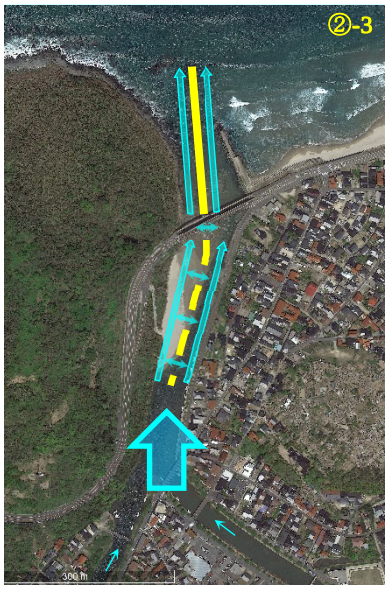
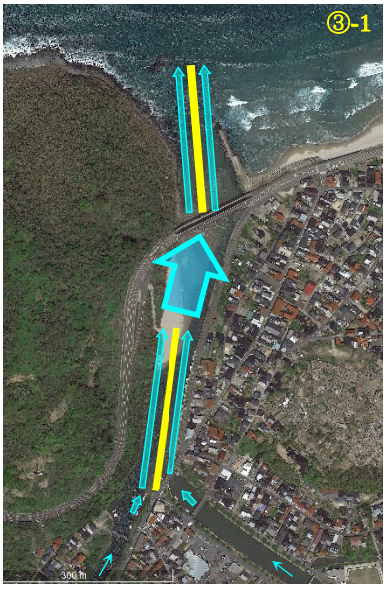
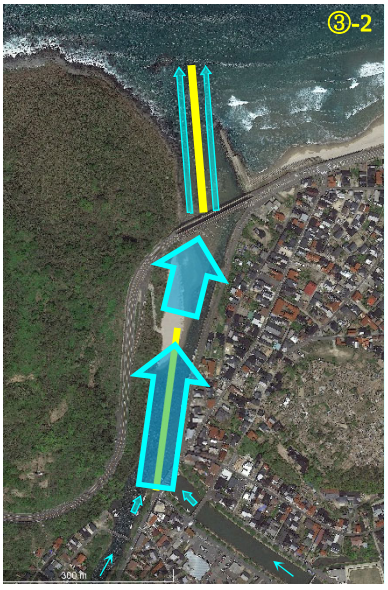
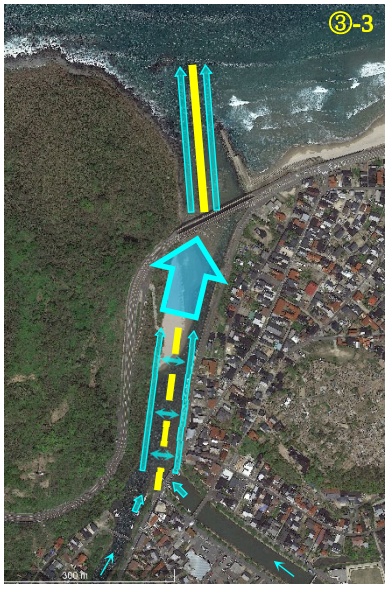
②-1 導流堤延伸（天端高 3.0m）	②-2 導流堤延伸（天端高 1.0m）	②-3 導流堤延伸（透過型）
		
水位上昇時において 水位が天端を越えない高さを設定	水位上昇時において 水位が天端を超える高さを設定	1 と同様の高さで 透過性のある構造物を想定
③-1 上流導流堤（天端高 3.0m）	③-2 上流導流堤（天端高 0.5m）	③-3 上流導流堤（透過型）
		
水位上昇時において 水位が天端を越えない高さを設定	水位上昇時において 水位を超える高さを設定	1 と同様の高さで 透過性のある構造物を想定

図 6.3.2　検討ケースの模式図

1) 計算結果

計算結果については、巻末「2.平面二次元河床変動モデル計算結果」に示す。
該当ページの目次は以下である。

2.1 構造物による対策工検討 巻末-2-1
2.1.1 ②-1 導流堤延伸（天端高 3.0m） 巻末-2-2
2.1.2 ②-2 導流堤延伸（天端高 1.0m） 巻末-2-6
2.1.3 ②-3 導流堤延伸（透過型） 巻末-2-10
2.1.4 ③-1 上流導流堤（天端高 3.0m） 巻末-2-14
2.1.5 ③-2 上流導流堤（天端高 1.0m） 巻末-2-18
2.1.6 ③-3 上流導流堤（透過型） 巻末-2-22

2) **構造物による対策工の効果比較**

1) で計算した各ケースについて、“砂州のフラッシュ効果”及び“水位低減効果”についてそれぞれ以下の観点で比較・分析を実施する。

○砂州のフラッシュ効果：砂州周辺区間（区間 C 及び区間 C＋D）における土砂変動量を比較し、より多くの土砂が流出する対策を効果の高い対策とする。

○水位低減効果　　：勝部川及び日置川の計算区間における最大水位縦断を比較し、最も水位を減少させている対策を効果の高い対策とする。

表 6.3.7　対策工検討ケース（再掲）

No.	対策工	区間	幅	高さ
	現況	-0.8k 付近～0.12k 付近	5m	現況構造物の高さを設定 （海域：T.P.+0.3m　河川域：T.P.+0.8m）
②-1	中導流堤の延伸	0.12k 付近～0.4k	2.5m (既存導流堤の半分)	T.P.+3.0m (水位が構造物を越えないよう設定)
②-2				T.P.+1.0m （朔望平均満潮位程度）
②-3				透過型 （上記 2 案の高さを交互に設定）
③-1	導流堤設置 （上流側）	0.3k～ 日置川合流部	2.5m (既存導流堤の半分)	T.P.+3.0m (水位が構造物を越えないよう設定)
③-2				T.P.+1.0m （朔望平均満潮位程度）
③-3				透過型 （上記 2 案の高さを交互に設定）

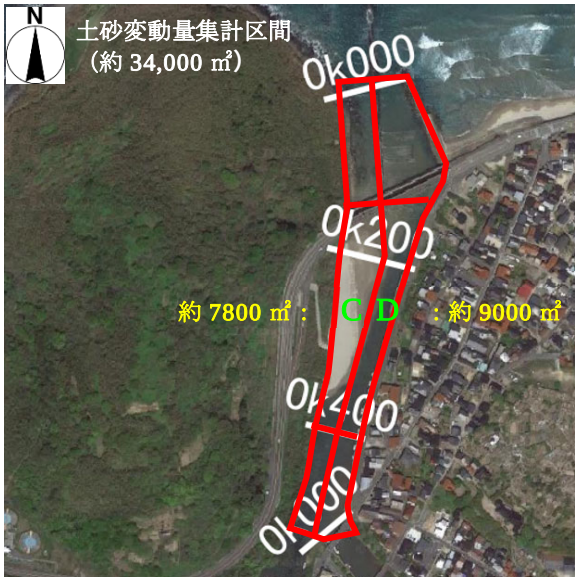


図 6.3.3　設定した区間 C 及び D（砂州周辺区間）

b) **砂州のフラッシュ効果の検討**

砂州のフラッシュ効果を検討するにあたり、砂州周辺区間（区間 C 及び区間 C＋D）における各対策工（案）の土砂変動量について、比較を行った。図 6.3.4 に示すグラフから以下のことが確認できる。

- 区間 C（R3.2 地形の砂州部）は、上流に導流堤を設置したケース③-1 が最も砂州のフラッシュ効果が高い。
- 区間 D（船着き場付近）においては、導流堤を延伸したケース②-1 が土砂を最も流出させることができる。
- 区間 C＋D（砂州が発生するエリア全体）で見ると、導流堤を延伸したケース②-1 が最もフラッシュ効果が高く、次いで、③-1, ③-3 の順に土砂を流出させる効果が確認できる。

上記より、算出エリアにおいて、砂州部の土砂流出量が最も大きい“ケース③-1”については、現況よりも土砂の流出量が多く、フラッシュ効果があると考えられる。また、区間 D 及び区間 C＋D で最も土砂流出量が大きい“ケース②-1”については、船着き場、航路等の維持に寄与すると考えられる。しかし、砂州部で効果が高いケースについては、船着き場周辺での土砂流出量が減少し、船着き場周辺で効果の高いケースについては、砂州のフラッシュ効果が低いことから、トレードオフの関係にあると考えられる。また、図 6.3.5 に示す計算後断面からも計画河道を確保するような土砂流出が起きていないことが確認できた。

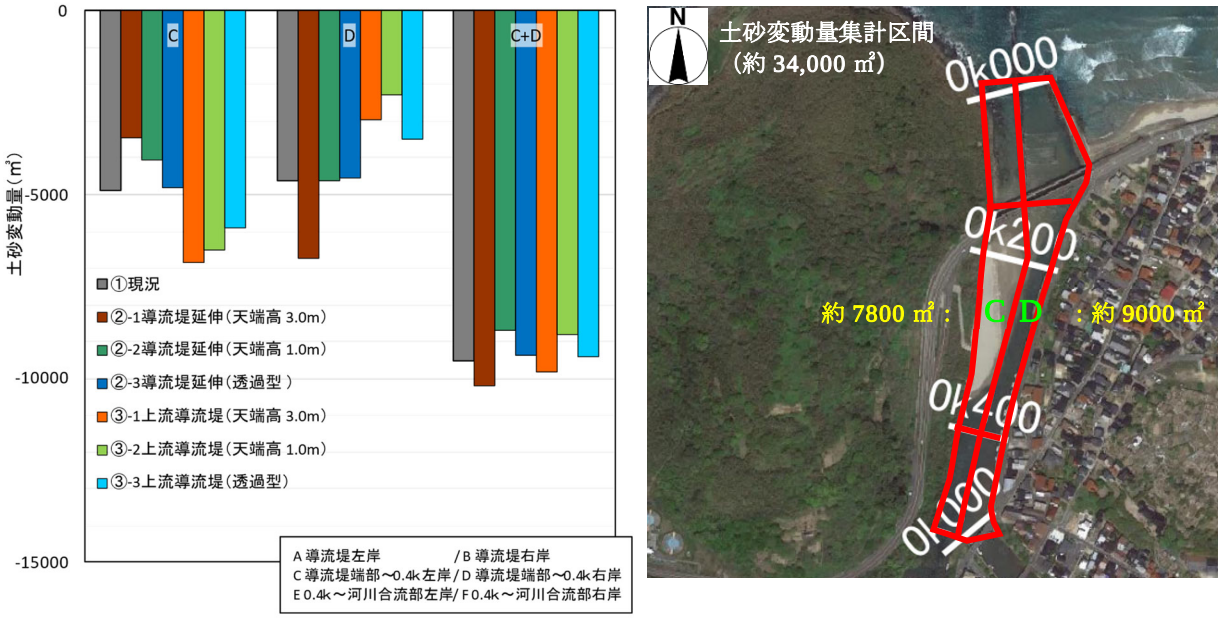


図 6.3.4　各対策工における砂州周辺の土砂変動量

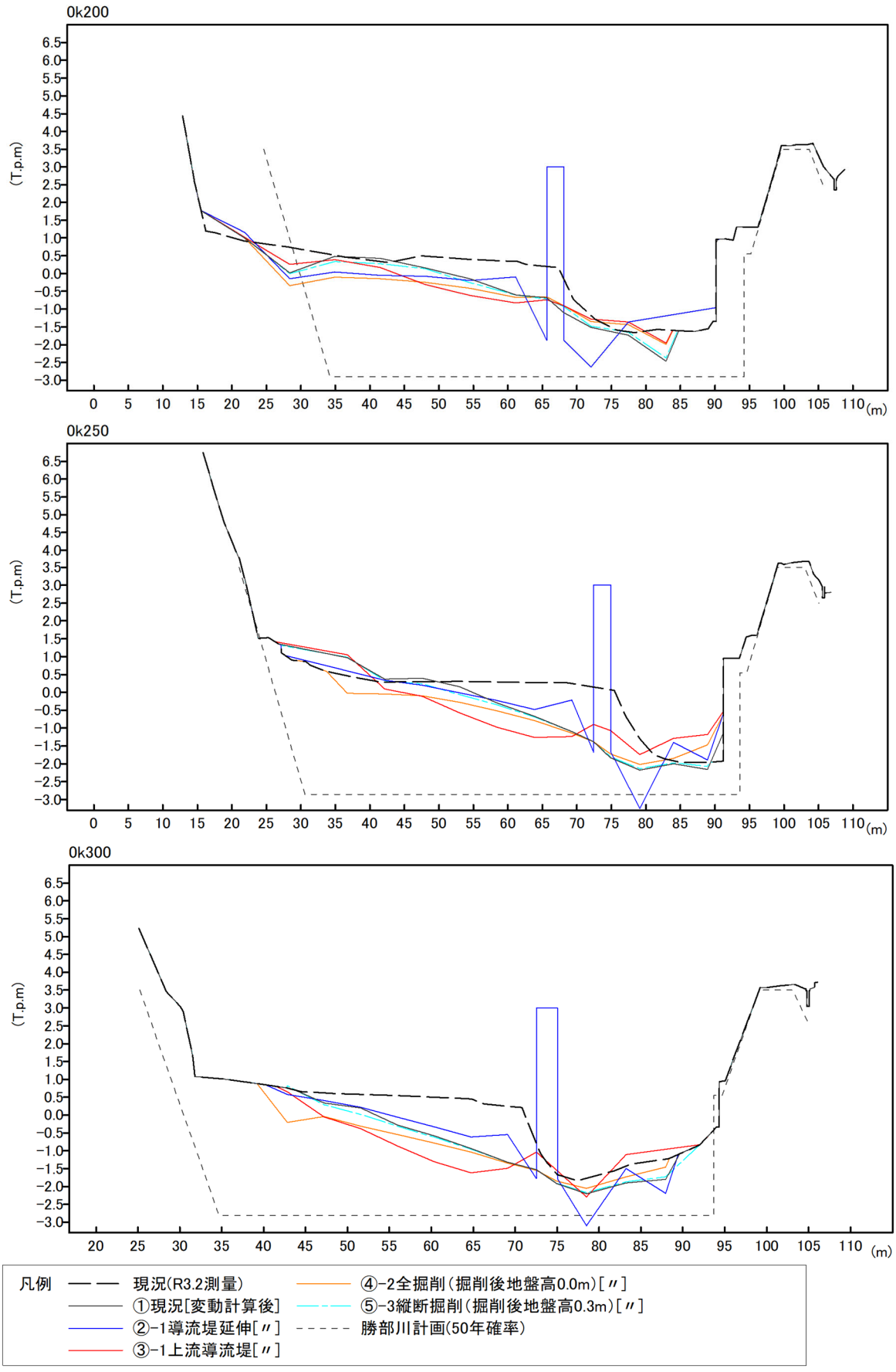


図 6.3.5　【参考】洪水前後の代表断面（6.3.5　章より引用）

c) 水位低減効果の検討

水位低減効果を検討するにあたり、各対策工（案）の最大水位縦断について、対策工ごとに比較を行った。現況（R3.7 洪水再現計算）に対する各対策案の最高水位の変化量（表 6.3.8 参照）及び図 6.3.6、図 6.3.7 に示す最大水位縦断から以下のことが確認できる。

■対策工：既存導流堤延伸

・最大水位が最も低い箇所が存在するのは②-2 であるが、天端高や透過性の有無で、水位が上昇する箇所と下降する箇所が異なる他、全体として高くなる傾向にある。

・現況と比較すると、水位差が大きい箇所で、10~20cm 程度の水位差が勝部川・日置川の両方で確認できた。

■対策工：上流導流堤設置

・勝部川については、対策工ごとの水位差は小さく、大きな変化は見られなかった。

・日置川は、③-1（上流に導流堤を天端高 3.0 で設置したケース）が最も低く、現況との差は小さいことが確認できた。

天端が高く不透過構造にした場合は、流量、流速に偏りができるため、水位が増加する箇所が確認され、一部地点では、水位が低くなる箇所も確認することができた。しかし、その水位低下量は数 cm 程度であり、水位増加量も同程度もしくは、それよりも高くなるため、効果を確認することはできなかった。

表 6.3.8　現況（R3.7 洪水再現計算）に対する各対策案の最大水位の変化量

地点 （直近の距離標）	青谷大橋付近 (勝部川 0.15k)	砂州部 (勝部川 0.3k)	合流点付近 (勝部川 0.5k)	日置川観測所※ (日置川 0.4k)	勝部川 水位低減量 最大箇所	日置川 水位低減量 最大箇所
②-1 導流堤延伸 （天端高 3.0m）	24.7cm	20.5cm	5.6cm	4.0cm	-1.7cm	0.7cm
②-2 導流堤延伸 （天端高 1.0m）	6.7cm	14.1cm	16.3cm	12.3cm	-1.8cm	4.5cm
②-3 導流堤延伸 （透過型）	11.7cm	18.1cm	19.3cm	14.5cm	0.5cm	5.9cm
③-1 上流導流堤 （天端高 3.0m）	-4.9cm	5.8cm	0.1cm	0.5cm	-4.9cm	-0.1cm
③-2 上流導流堤 （天端高 1.0m）	-6.3cm	4.5cm	0.1cm	9.0cm	-6.3cm	2.6cm
③-3 上流導流堤 （透過型）	-4.6cm	5.6cm	0.1cm	7.7cm	-4.6cm	2.5cm

※赤文字：勝部川及び日置川で水位低減がみられたケース

※新青谷大橋付近

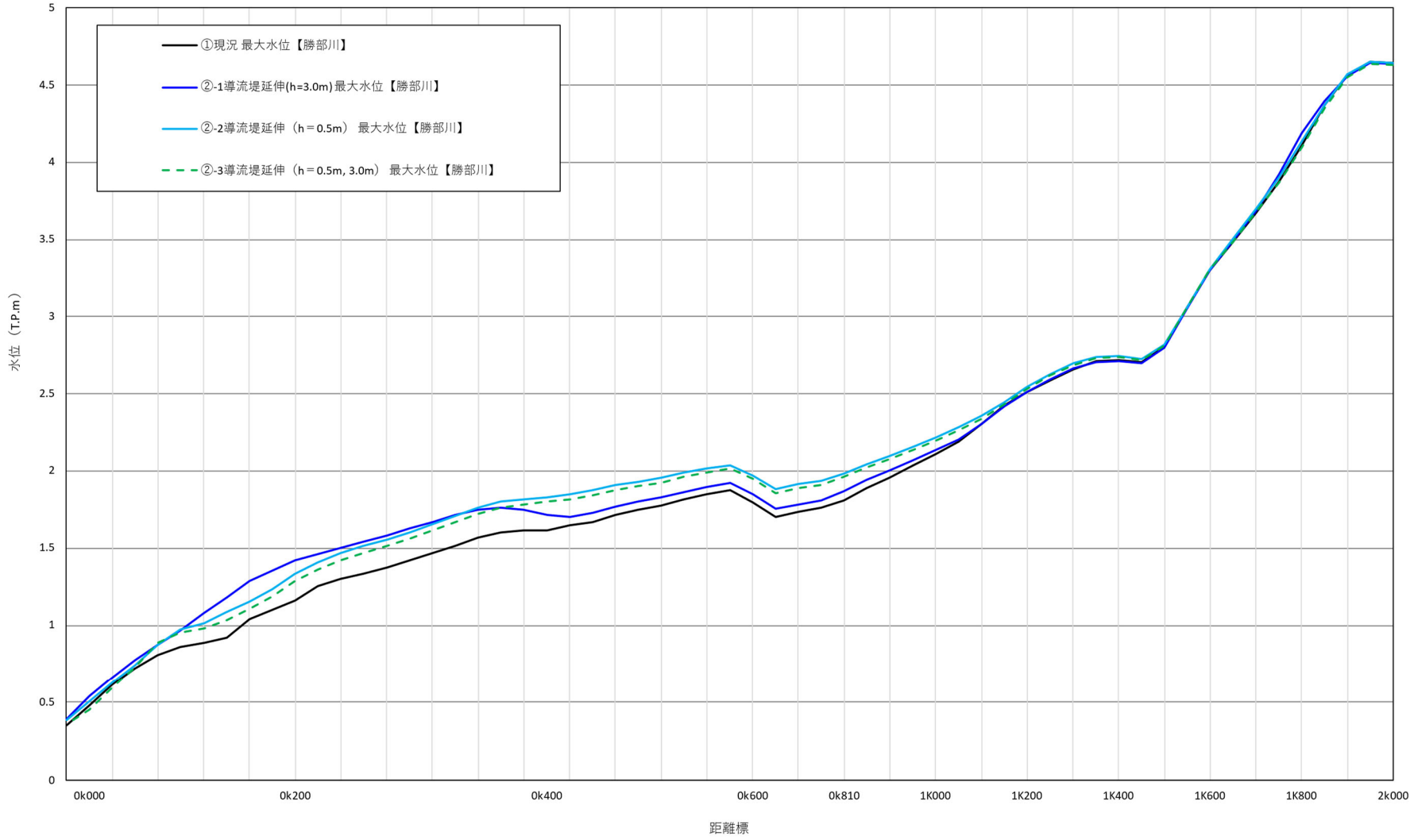


図 6.3.6(1)　**最大水位（勝部川）【導流堤延伸】**

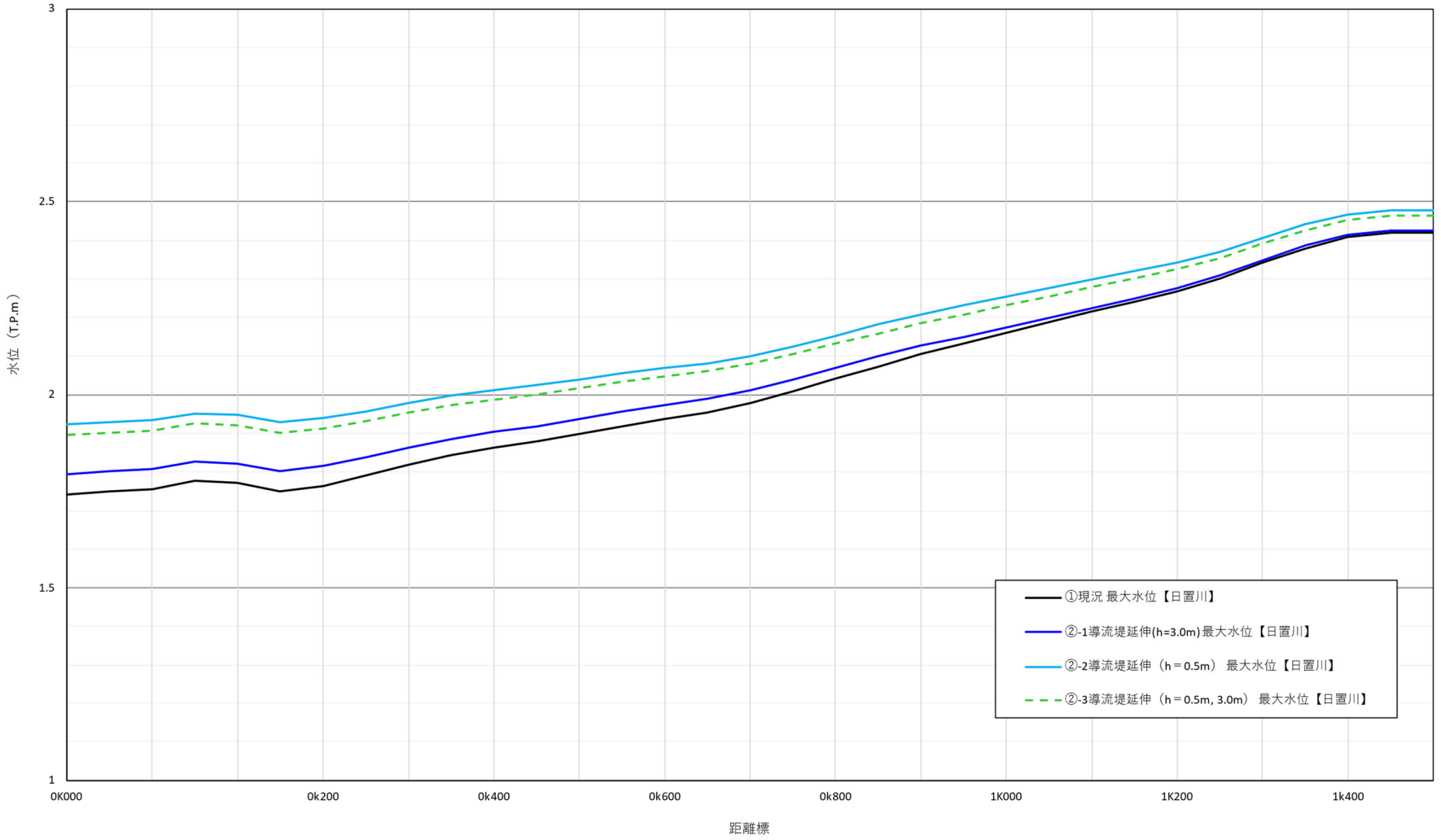


図 6.3.6(2)　**最大水位（日置川）【導流堤延伸】**

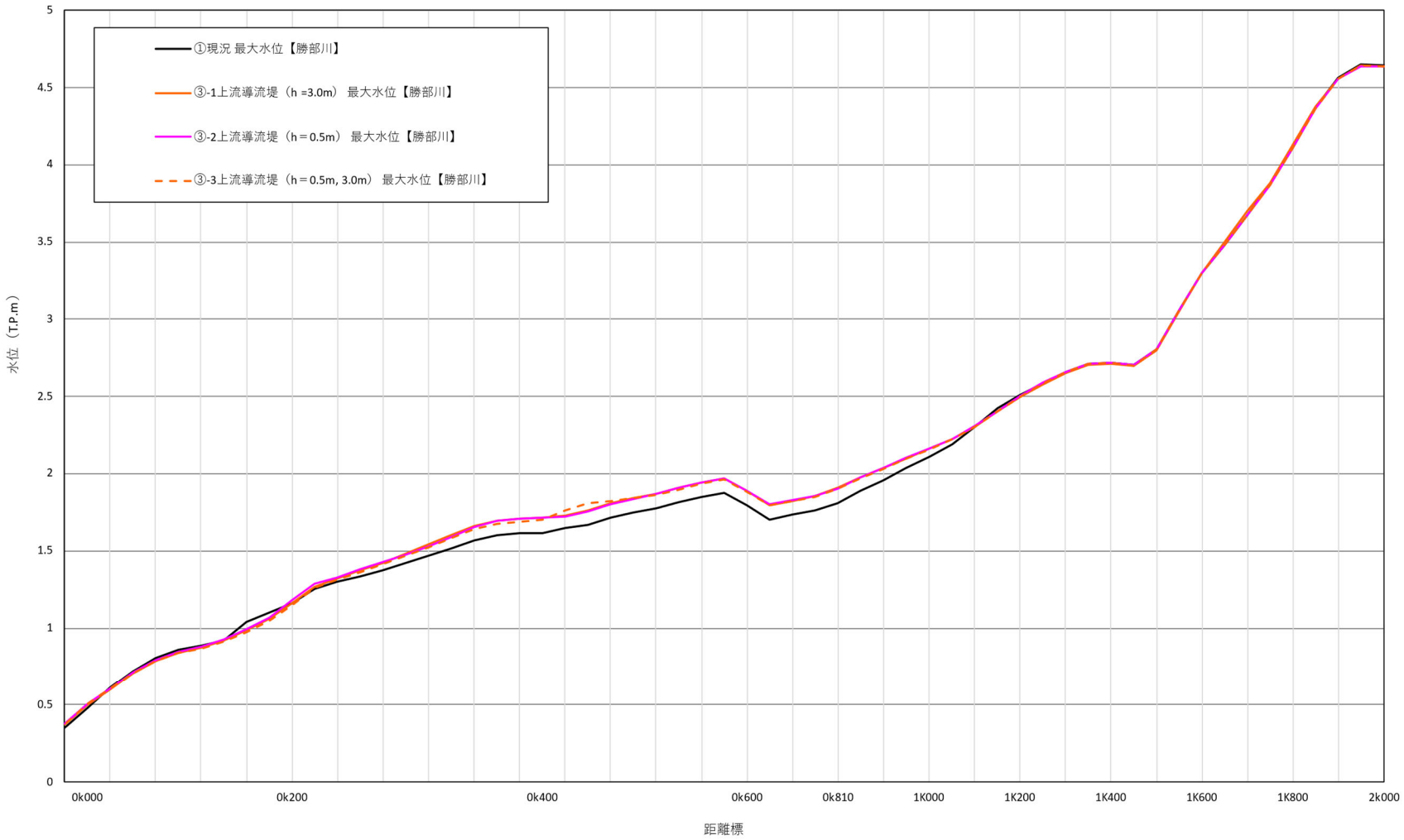


図 6.3.7(1)　**最大水位（勝部川）【上流導流堤設置】**

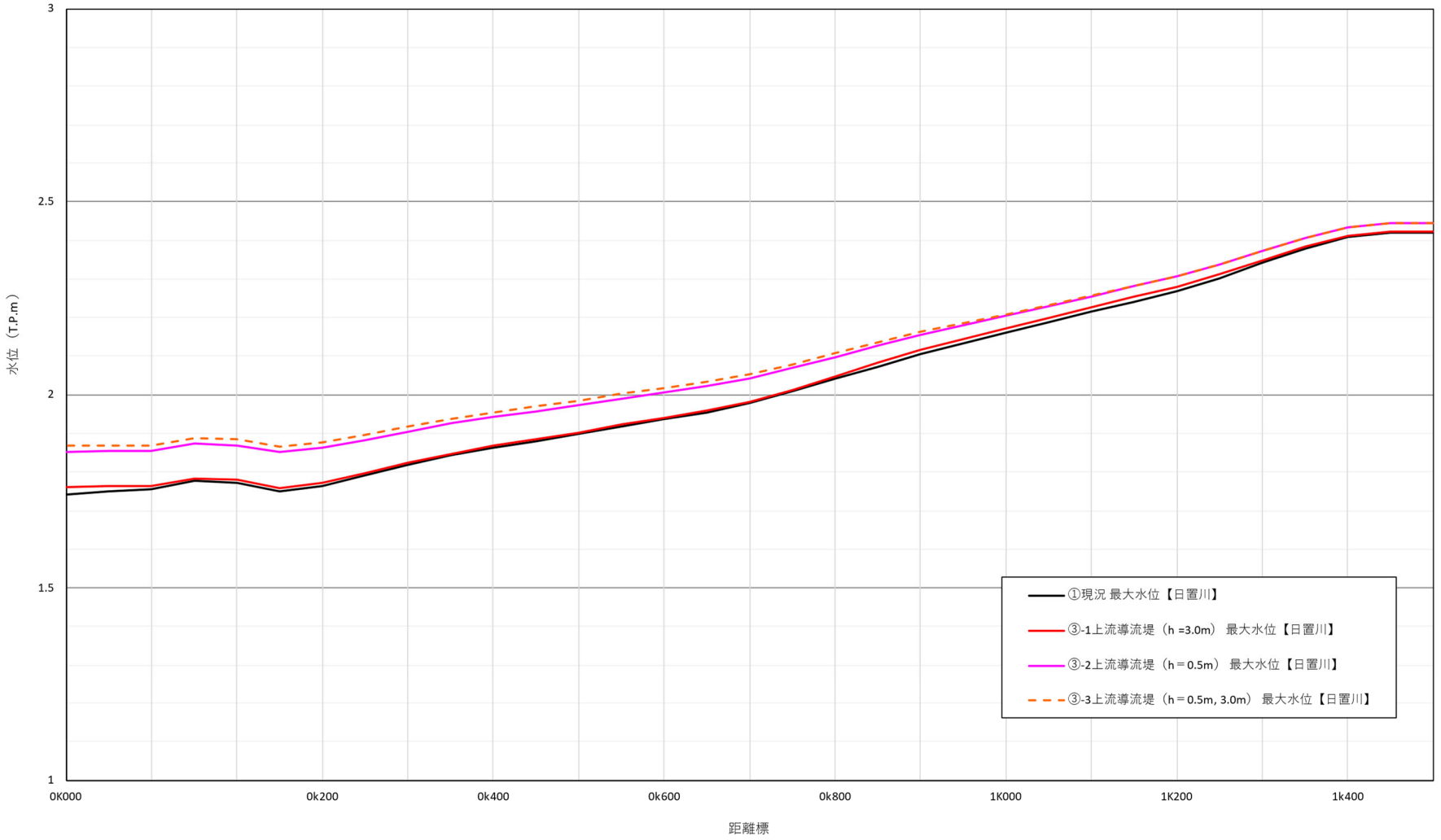


図 6.3.7(2)　**最大水位（日置川）【上流導流堤設置】**

3) 構造物による効果検討のまとめ

これまでの結果から構造物を設置することによる、特徴や傾向を以下にまとめる。

■計算結果比較表：表 6.3.9

■ピーク流量時付近の流速コンター：図 6.3.8

■構造物の位置の違いについて

・現況の状態で流れの中心が右岸側に寄っているため、既存導流堤を延伸した場合、さらに導流堤右岸側に流れが偏る。よって、船着き場付近で掃流力が大きくなり、土砂流出量が増加する。一方、左岸側（砂州部）は、少ない流量が砂州を超えるように流入し、流速もあまり出ないため、水位が高くなり、土砂流出量も少なくなる。

・上流側に導流堤を設置した場合、現在の砂州部に流れの中心が当たるため、砂州をフラッシュさせる効果が高くなる。一方、勝部川の流量に対して、日置川の流量は 1/2 程度であるため、右岸側（船着き場周辺）における掃流力が低下する。よって、トレードオフの関係になる。

■構造物の高さ・透過性の違いについて

・天端が高い不透過構造物を設置した場合は、構造物の左岸と右岸において、流量・流速に偏りができる。掃流力が高くなる側では、土砂流出が現況や、他のケースよりも増加する箇所ができるが、構造物を挟んでその対岸では、掃流力が低くなるため、トレードオフが発生する。また、流量の偏りによって、水位の高い箇所と低い箇所が明確に分かれる。

・天端を低くした不透過構造物を設置した場合は、流量・流速の偏りが小さくなるため、掃流力が小さくなる。掃流力が小さくなることで、天端が高く、不透過の構造物を設置した場合に対して、土砂流出量は小さくなる。また、構造物が不透過であるため、河床の横方向の連続性が失われ、構造物周辺に土砂が堆積しやすくなると考えられる。

・透過型の構造物を設置した場合は、流量・流速の偏りが小さくなるため、掃流力が小さくなる。掃流力が小さくなることで、天端が高く、不透過の構造物を設置した場合に対して、土砂流出量は小さくなる。また、構造物が透過型であるため、河床の横方向の連続性は失われないため、現況に近い形で土砂流出が発生する。

以上より、構造物を設置し、掃流力を増加させた場合でもトレードオフの関係になる箇所が存在し、大きな水位低減や、土砂流出量増加には繋がらないことが分かった。よって、抜本的な対策として、構造物を設置する案は適切ではないと考えられる。

表 6.3.9 計算結果のまとめ（対策案：②導流堤延伸）

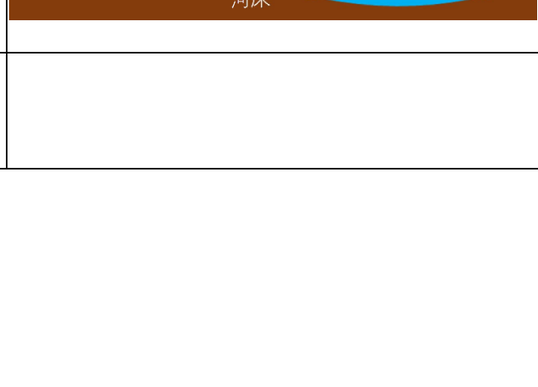
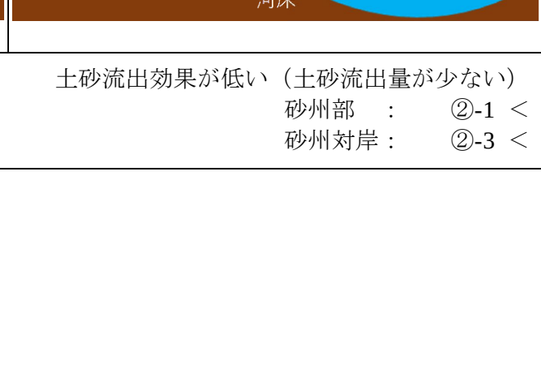
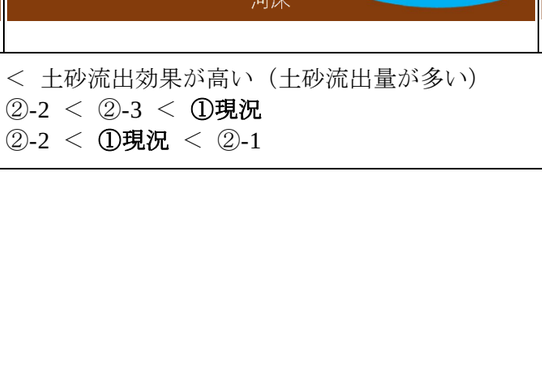
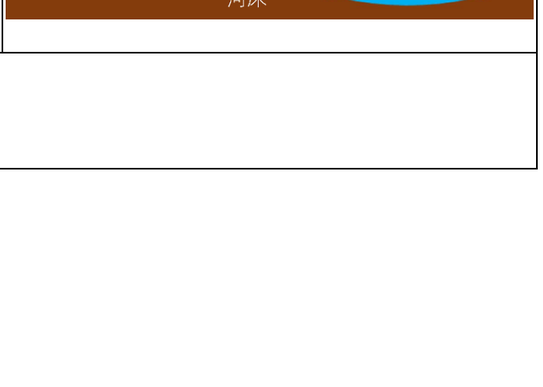
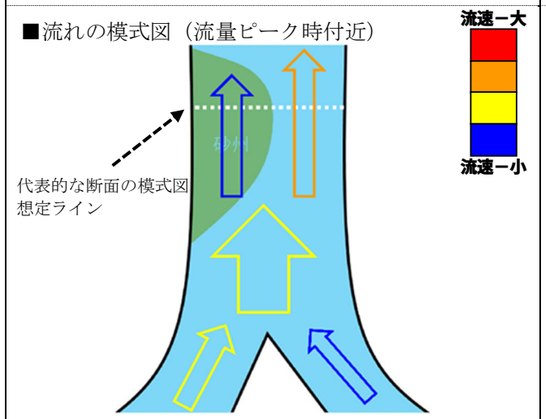
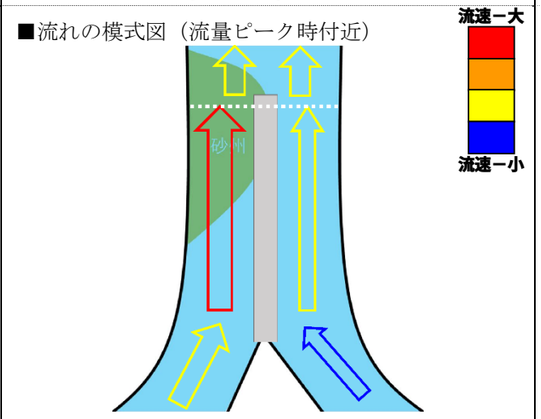
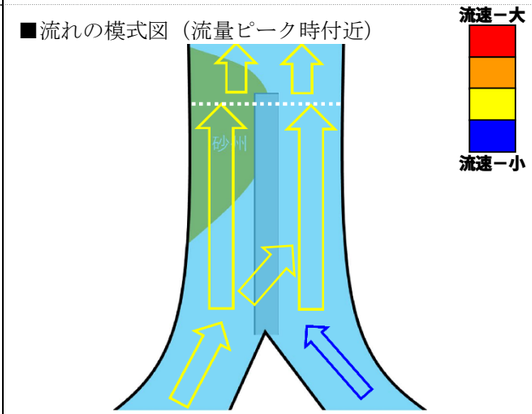
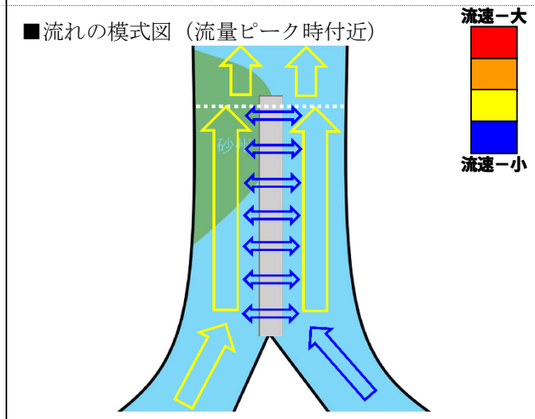
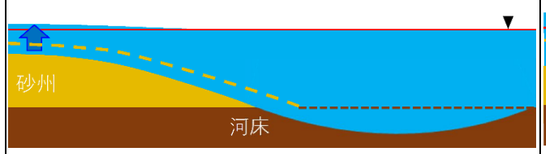
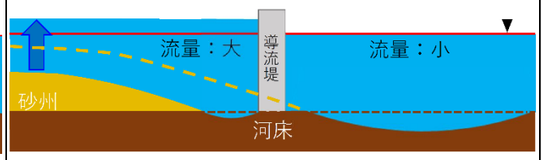
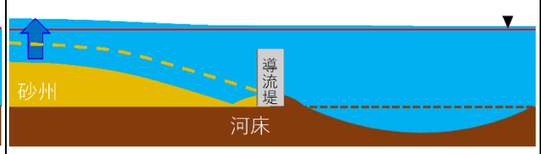
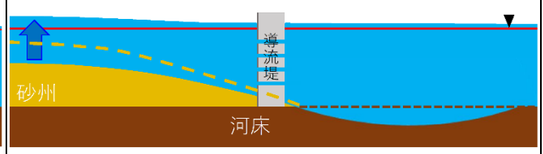
<table>
<tr><th></th><th>①現況</th><th>②-1 導流堤延伸（天端高 3.0m）</th><th>②-2 導流堤延伸（天端高 1.0m）</th><th>②-3 導流堤延伸（透過型）</th></tr>
<tr><td rowspan="2">流速
及び流量</td><td>■流速
砂州対岸で流速が速くなる。</td><td>■流速
砂州対岸で流速が現況よりも速くなる。
■流量
砂州対岸の流量が多くなる。</td><td>■流速
砂州部の導流堤近傍で②-1 よりも速くなる。
■流量
現況と大きな変化は無い</td><td>■流速
砂州対岸で流速が現況よりも早くなる。
■流量
現況と大きな変化は無い</td></tr>
<tr><td>■流れの模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■流れの模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■流れの模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■流れの模式図（流量ピーク時付近）

</td></tr>
<tr><td rowspan="2">土砂流出
及び水位</td><td>■土砂流出
河道内の土砂が、全体的に流出する。
■水位
砂州の上を超えるように水が流れるため、砂州部の水位が少し上昇する。</td><td>■土砂流出
右岸に流れが集中しており、砂州部の土砂流出量が他の案に比べて、最も少ない。
対岸については、流れの中心になっており、砂州部に対して、流速が大きいため、土砂が他の対策に比べて、多く流出する。
■水位
砂州の上を超えるように水が流れるが、導流堤により分流されているため、他の対策よりも砂州部の水位が上昇する。</td><td>■土砂流出
導流堤は不透過であるため、土砂流出の際に、横断方向の連続性が失われ、構造物直近で土砂が堆積する。これを流出させるほどの流速が出ていないと考えられる。
■水位
現況よりも土砂流出量が少ないため、水位が上昇する。</td><td>■土砂流出
導流堤は透過型であるため、土砂流出の際に、横断方向の連続性がある程度確保されている。②-1 よりも砂州対岸の流れが小さいため、土砂流出量が減少する。
■水位
現況よりも土砂流出量が少ないため、水位が上昇する。</td></tr>
<tr><td>■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近）
</td><td>■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近）
</td><td>■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近）
</td><td>■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近）
</td></tr>
<tr><td>①現況を基準とした土砂流出効果</td><td colspan="4">土砂流出効果が低い（土砂流出量が少ない） ＜ 土砂流出効果が高い（土砂流出量が多い）
砂州部 ： ②-1 ＜ ②-2 ＜ ②-3 ＜ ①現況
砂州対岸： ②-3 ＜ ②-2 ＜ ①現況 ＜ ②-1</td></tr>
</table>

表 6.3.9 (2)　計算結果まとめ（③上流導流堤設置）

<table>
<tr><th></th><th>①現況</th><th>③-1 上流導流堤（天端高 3.0m）</th><th>③-2 導流堤延伸（天端高 1.0 m）</th><th>③-3 導流堤延伸（透過型）</th></tr>
<tr><td rowspan="3">流速
及び流量</td><td>■流速
砂州対岸で流速が速くなる。</td><td>■流速
砂州部で流速が現況よりも速くなる。
■流量
砂州部の流量が多くなる。</td><td>■流速
砂州部の構造物側で現況よりも速くなる。
■流量
現況と大きな変化は無い</td><td>■流速
砂州部で流速が現況よりも早くなる。
■流量
現況と大きな変化は無い</td></tr>
<tr><td>■流れの模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■流れの模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■流れの模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■流れの模式図（流量ピーク時付近）

</td></tr>
<tr><td>土砂流出
及び水位</td><td>■土砂流出
河道内の土砂が、全体的に流出する。
■水位
砂州の上を超えるように水が流れるため、砂州部の水位が少し上昇する。</td><td>■土砂流出
左岸に流れが集中しており、砂州部の土砂流出量が他の案に比べて、最も多い。
勝部川の流量が全て砂州部に流れることで、砂州部における流速が大きくなる。よって、土砂が他の対策に比べて、多く流出する。
■水位
勝部川においては、砂州の上を超えるように水が流れ、流量も多いため、砂州がフラッシュする。よって、現況よりは水位が高くなるが、他の対策との水位の差は小さい。
日置川については、合流箇所が下流側に移動し、地点水位が低下しているため、他の対策案よりも水位が低くなる。</td><td>■土砂流出
導流堤は不透過であるため、土砂流出の際に、横断方向の連続性が失われ、構造物直近で土砂が堆積する。これを流出させるほどの流速が出ていないと考えられる。
■水位
現況よりも土砂流出量が少ないため、水位が上昇する。</td><td>■土砂流出
導流堤は透過型であるため、土砂流出の際に、横断方向の連続性がある程度確保されている。③-1 よりも砂州部の流れが小さいため、土砂流出量が減少する。
■水位
現況よりも土砂流出量が少ないため、水位が上昇する。</td></tr>
<tr><td></td><td>■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近）

</td></tr>
<tr><td>①現況を
基準とした
土砂流出
効果</td><td colspan="4">土砂流出効果が低い（土砂流出量が少ない）　＜　土砂流出効果が高い（土砂流出量が多い）
砂州部　：　③-2 ＜ ③-3 ＜ ①現況 ＜③-1
砂州対岸：　③-2 ＜ ③-1 ＜ ③-3 ＜①現況</td></tr>
</table>

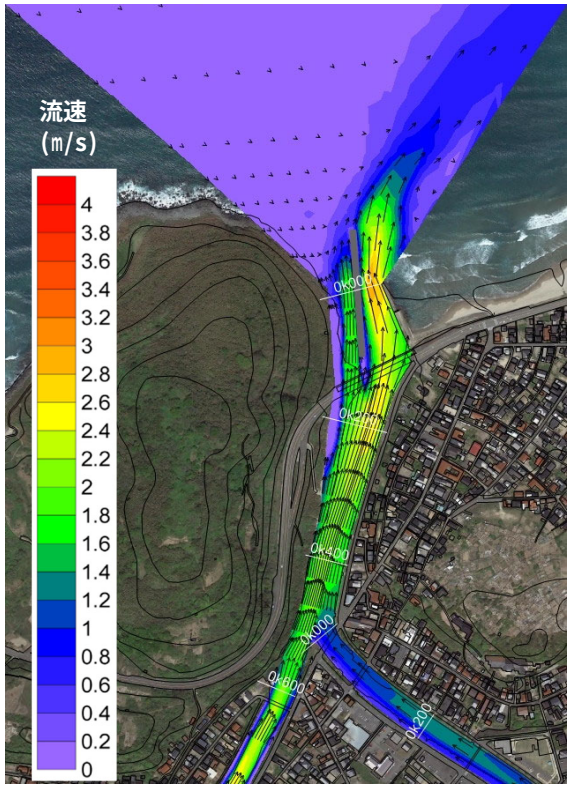
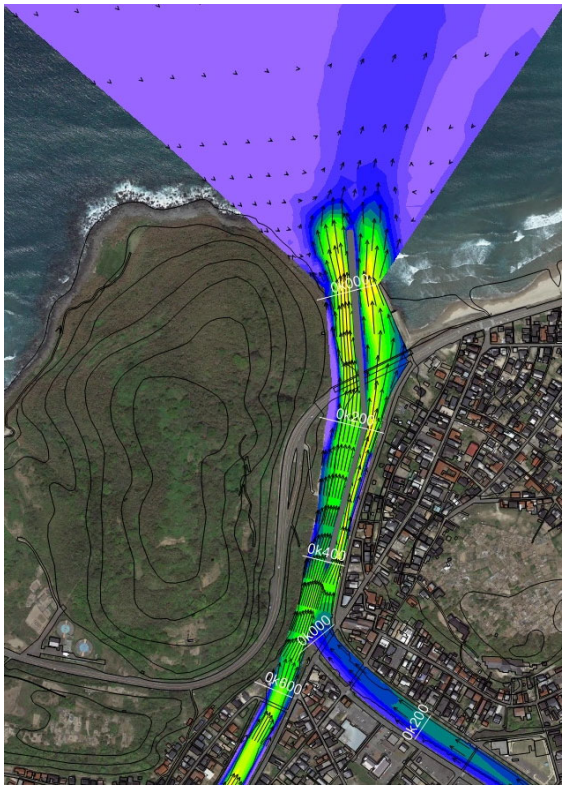
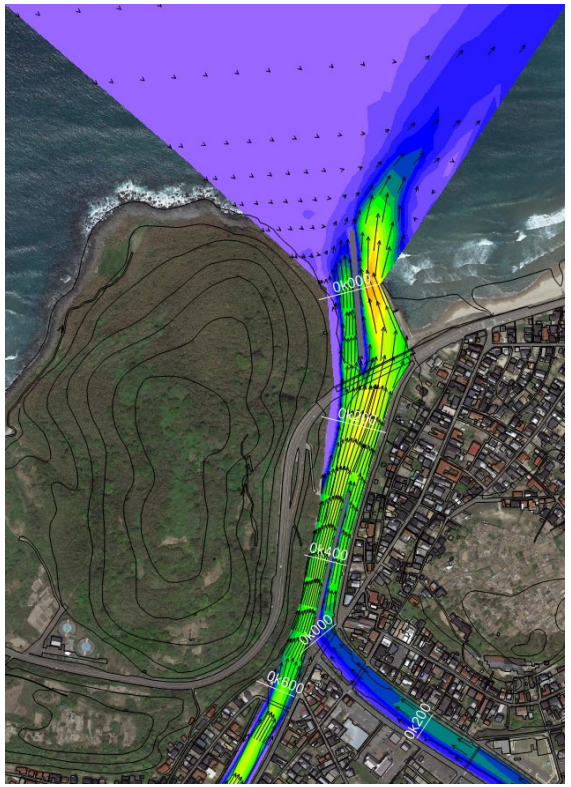
①現況	②-1 導流堤延伸（天端高 3.0m）	③-1 上流導流堤（天端高 3.0m）
		

図 6.3.8(1)　**【参考】ピーク流量時の流速コンター図**

①現況	②-2 導流堤延伸（天端高 1.0m）	③-2 上流導流堤（天端高 1.0m）

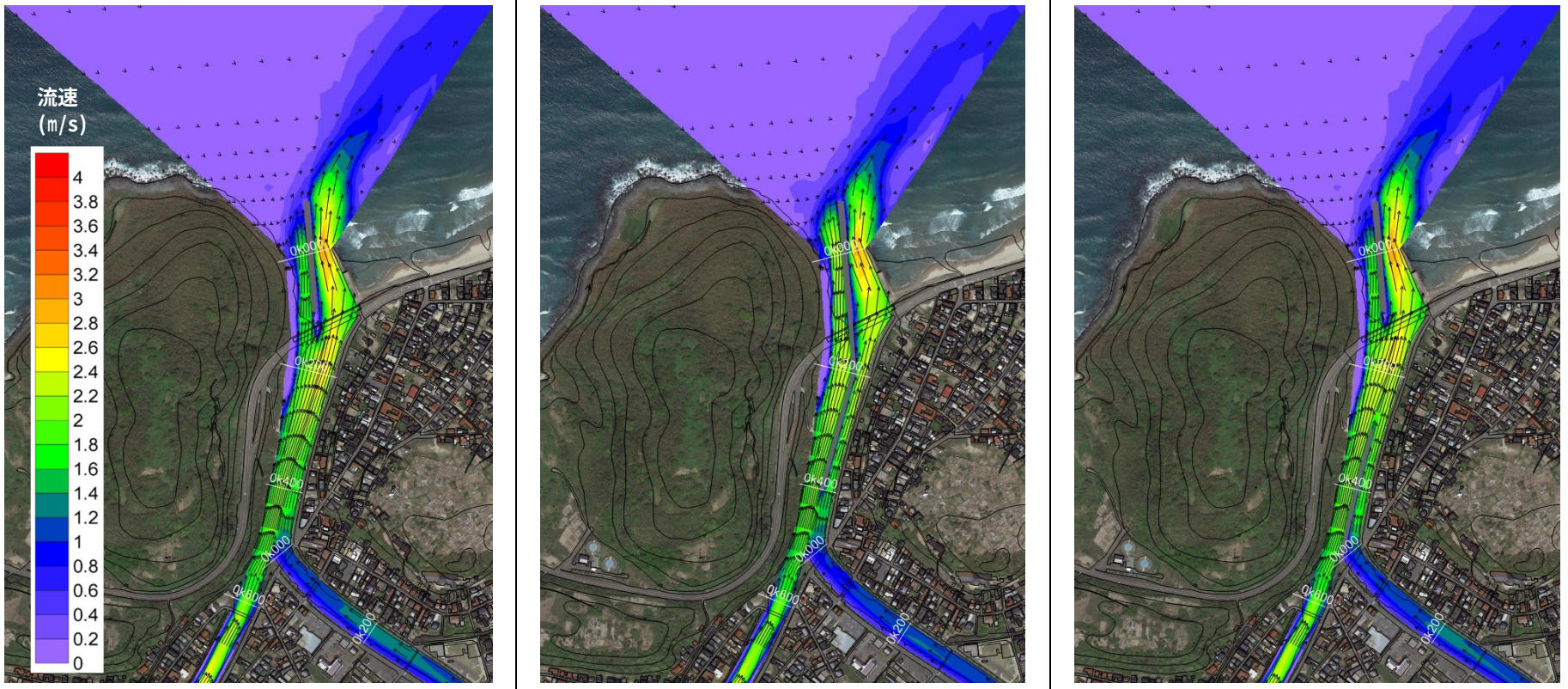


図 6.3.8(2)　**【参考】ピーク流量時の流速コンター図**

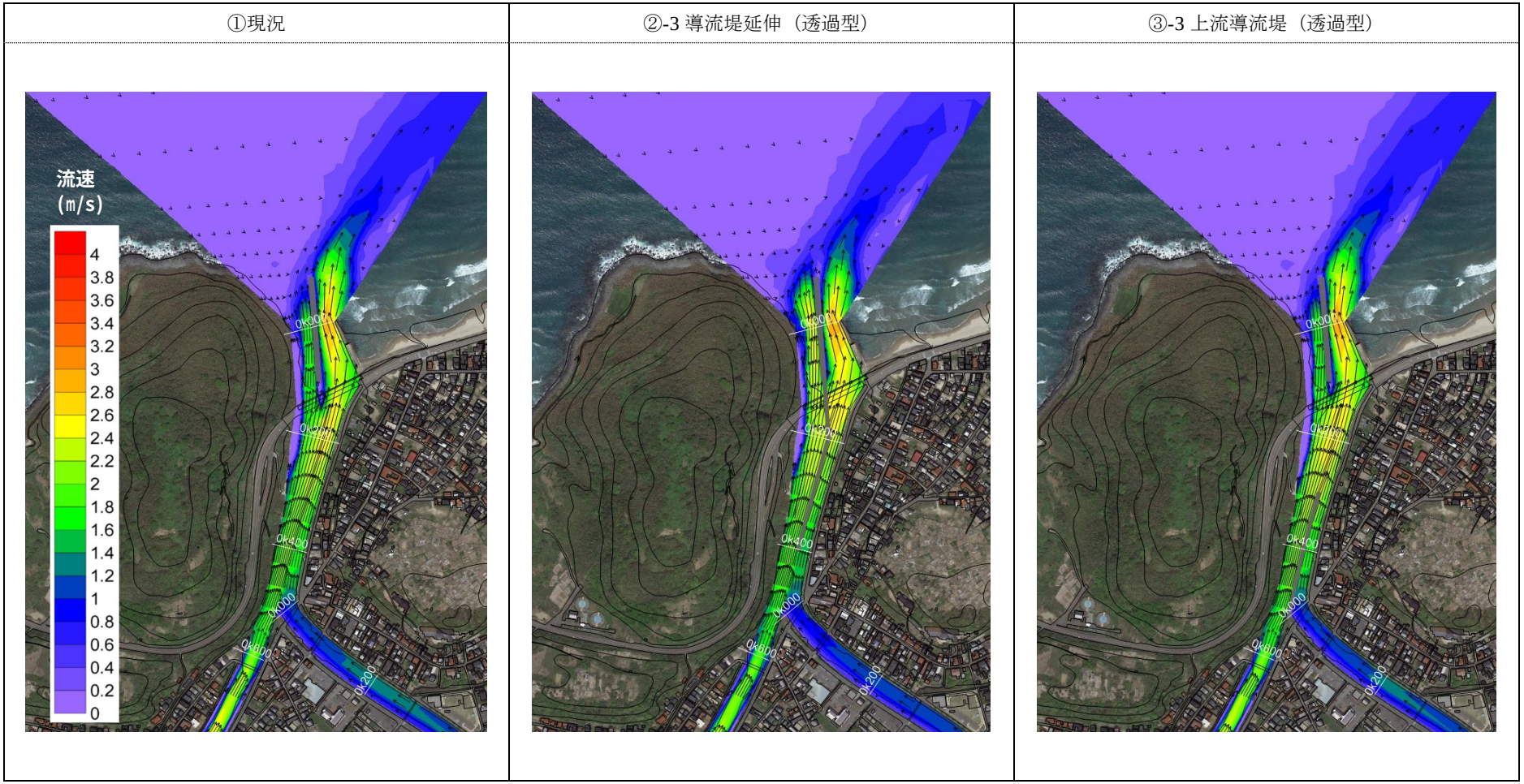


図 6.3.8(3)　**【参考】ピーク流量時の流速コンター図**

(3) 【参考】対策工（案）設定に向けた感度分析結果

(2) と同様のモデル・条件で、砂州部のみに着目し、大きく掃流力が上がるような構造物を設置した場合の土砂流出量等を把握することで、感度分析を実施した。この感度分析は上流側の水位上昇や、航路の確保等を考慮していないため、対策工（案）としては含めない。

1) 構造物による感度分析条件の設定

R3.7 洪水時の現況ケースでは、砂州を避けるようにして、流れの中心があり、流速の大きい箇所が砂州のある左岸側とは逆の右岸側に寄っていることが確認できた。

そこで、砂州部の掃流力を増加させることのみに着目し、対策工を実施した場合に、砂州の大規模なフラッシュが可能かどうかについて、感度分析を実施した。

以下、感度分析の考え方及び計算ケースを表 6.3.10 に示す。

表 6.3.10 対策工の条件

No.	対策工	区間	幅	高さ	位置
A	中導流堤の延伸	0.12k 付近～日置川合流部付近	5m (既存導流堤の幅)	T.P.+3.0m (水位が構造物を越えないよう設定)	日置川と勝部川を完全に分流するように構造物を配置
B					両河川の流量を全て左岸に寄せる（右岸側を閉じる）

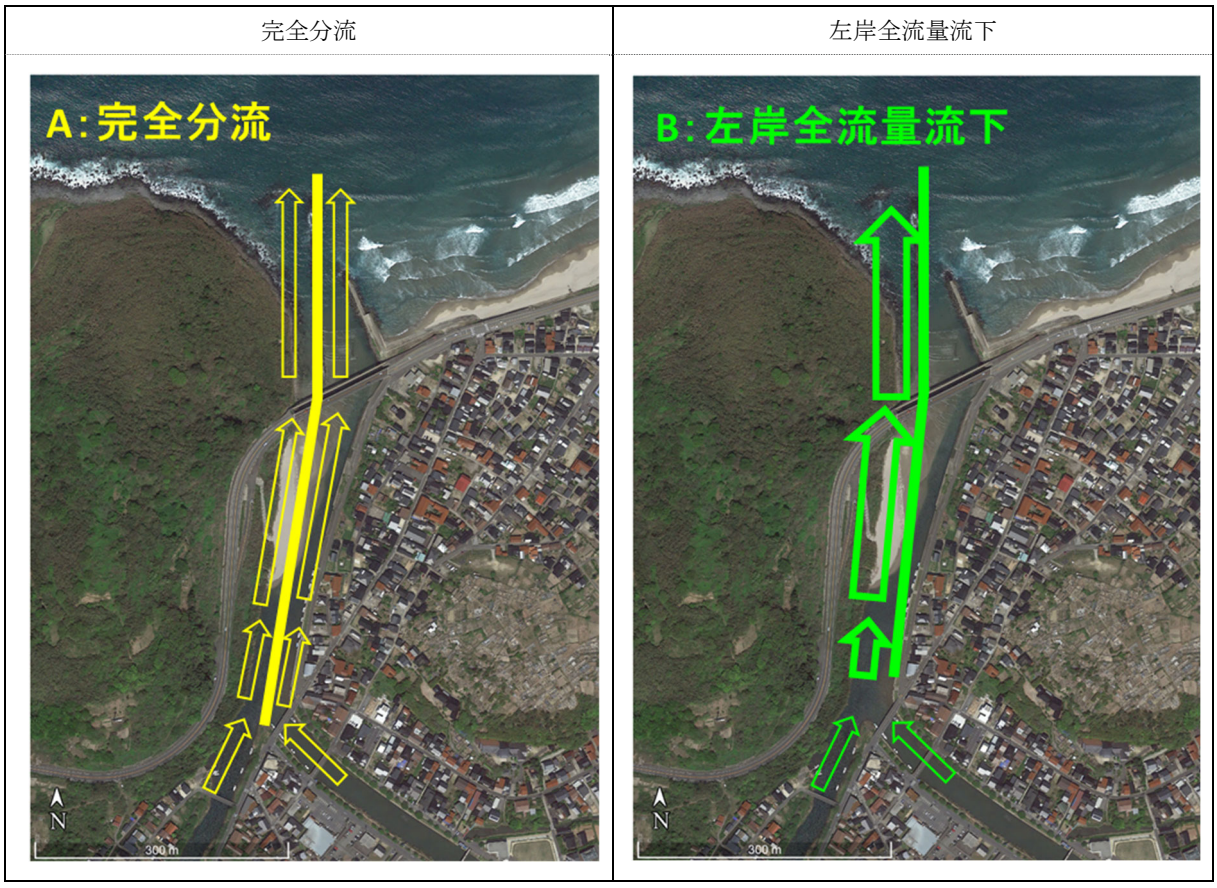


図 6.3.9 設定した感度分析の模式図

2) 感度分析結果

計算の結果以下のことが分かった（図 6.3.10(1)、(2)参照）。

■ケース A

・導流堤延伸よりも、河口部左岸側における流出土砂は多くなり、フラッシュが発生している。

・導流堤の左右岸共に土砂流出が見られる。

■ケース B

・分流したケースよりも、河口部左岸側における流出土砂は多くなり、フラッシュが発生している。

・左岸側で流速が早くなる。

上記から、左岸側の流速を上げることによる砂州のフラッシュ効果が確認できた。

よって、砂州周辺の流速を上げるような対策案を考える必要があることが分かる。しかし、流速を大幅に上げるような構造物を設置した場合においても、計画河道断面（最深河床約 T.P.-3.0m）まで河床が確保できるような、大規模なフラッシュを発生させることは難しいことが確認できた。

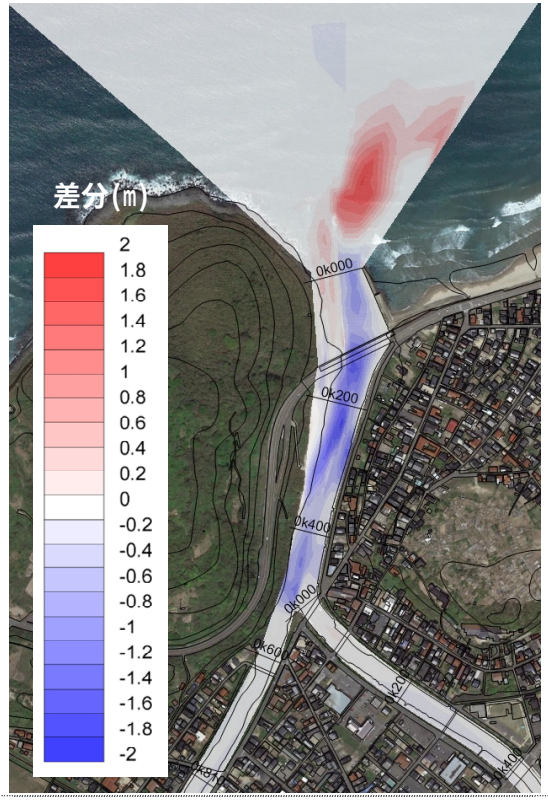
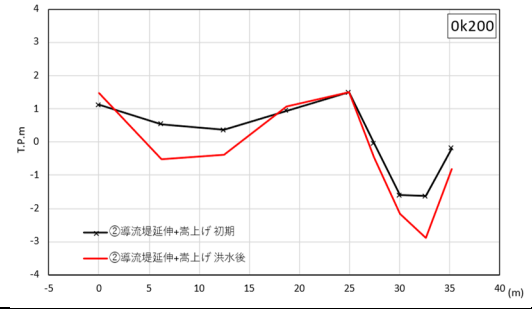
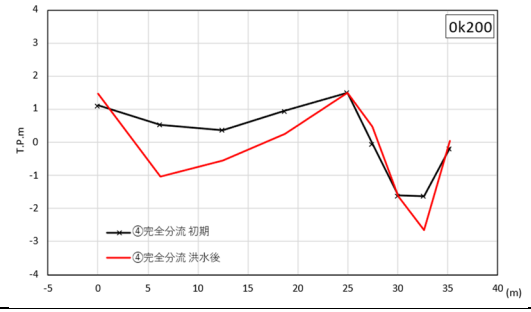
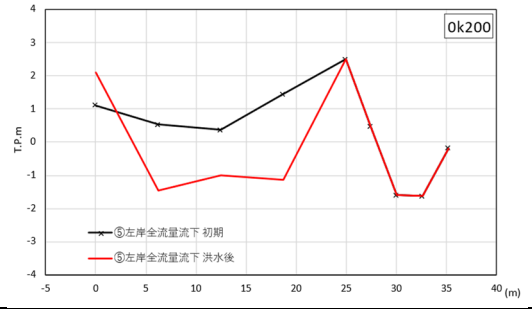
	②-1 導流堤延伸	A 完全分流	B 左岸全流量流下
河床変動量コンター図			
代表的な地形断面			

図 6.3.10(1)　計算結果

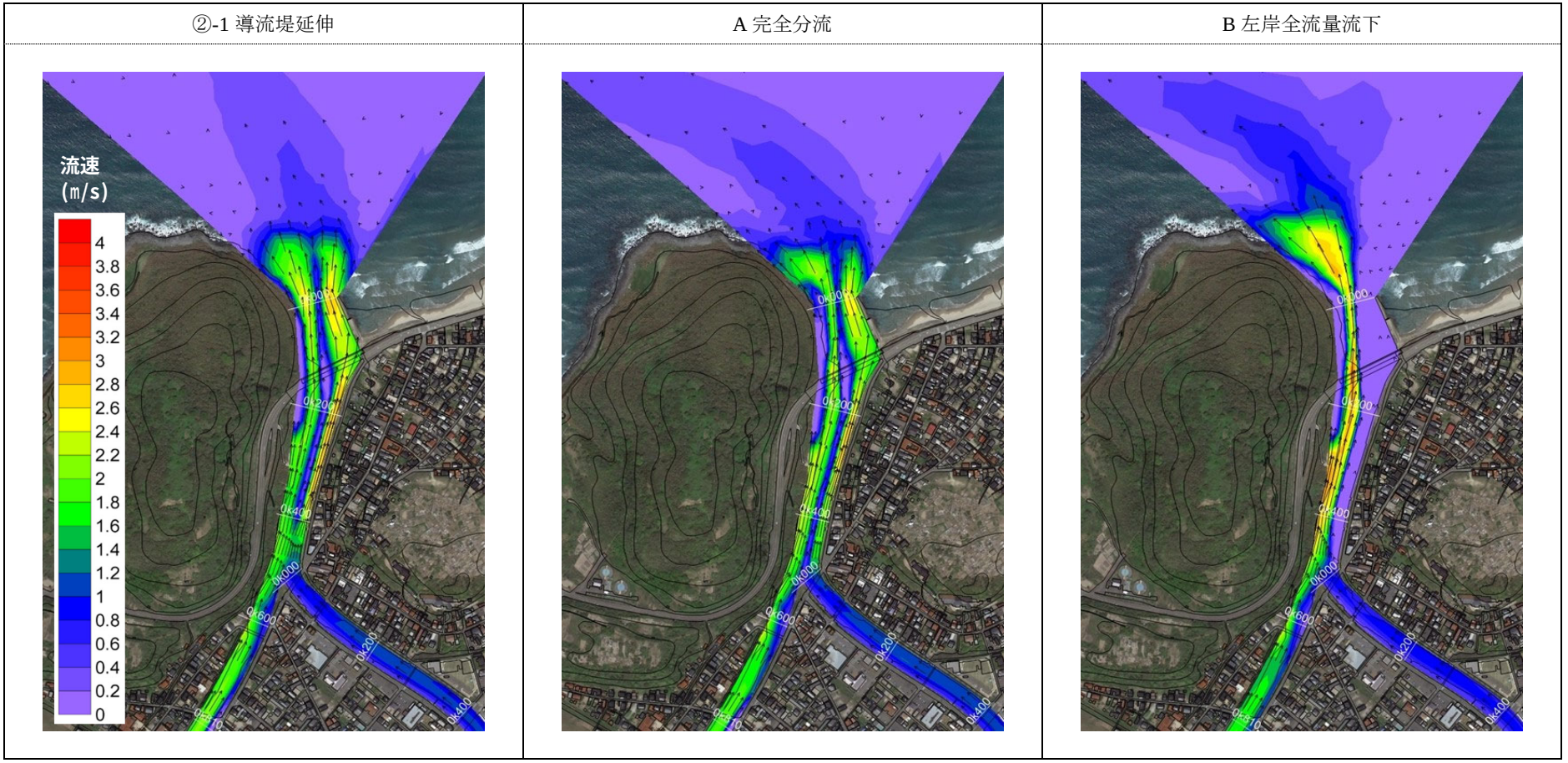


図 6.3.10(2)　計算結果（流速コンター図）

(4) 砂州掘削による対策の効果検討

R3.7 洪水前の砂州に対して、維持掘削による対策を検討する。掘削方法については、砂州全体を掘削する場合と、縦断方向に掘削（筋掘り）する方法を検討する。

また、掘削後の河床については、R3.2 測量時の平均的な砂州高 T.P.+0.5m を下回る、T.P.+0.3m 及び陸上掘削が可能な限界として T.P.+0.0m を設定した。

検討ケースを表 6.3.6、対策工の模式図を図 6.3.11 に示す。

表 6.3.11 検討ケース（比較対象である現況を含む）

No.	対策工	区間	幅	高さ	掘削土砂量
①	現況	-0.8k 付近～0.12k 付近	5m	現況構造物の高さを設定 （海域：T.P.+0.3m　河川域：T.P.+0.8m）	なし
④-1	砂州掘削（左岸側）	全掘削		T.P.+0.3m 以上を掘削 （平均的な砂州高を下回る）	875.8 ㎥
④-2				T.P.+0.0m 以上を掘削 （陸上掘削が可能な限界を想定）	2675.0 ㎥
⑤-1		砂州上流端～下流端	掘削幅 10m 程度（砂州右岸側）	T.P.+0.3m 以上を掘削 （平均的な砂州高を下回る）	90.9 ㎥
⑤-2				T.P.+0.0m 以上を掘削 （陸上掘削が可能な限界を想定）	573.9 ㎥
⑤-3			掘削幅 10m 程度（砂州中央部）	T.P.+0.3m 以上を掘削 （平均的な砂州高を下回る）	187.8 ㎥
⑤-4				T.P.+0.0m 以上を掘削 （陸上掘削が可能な限界を想定）	739.3 ㎥
⑤-5			掘削幅 10m 程度（砂州左岸側）	T.P.+0.3m 以上を掘削 （平均的な砂州高を下回る）	590.3 ㎥
⑤-6				T.P.+0.0m 以上を掘削 （陸上掘削が可能な限界を想定）	1116.7 ㎥

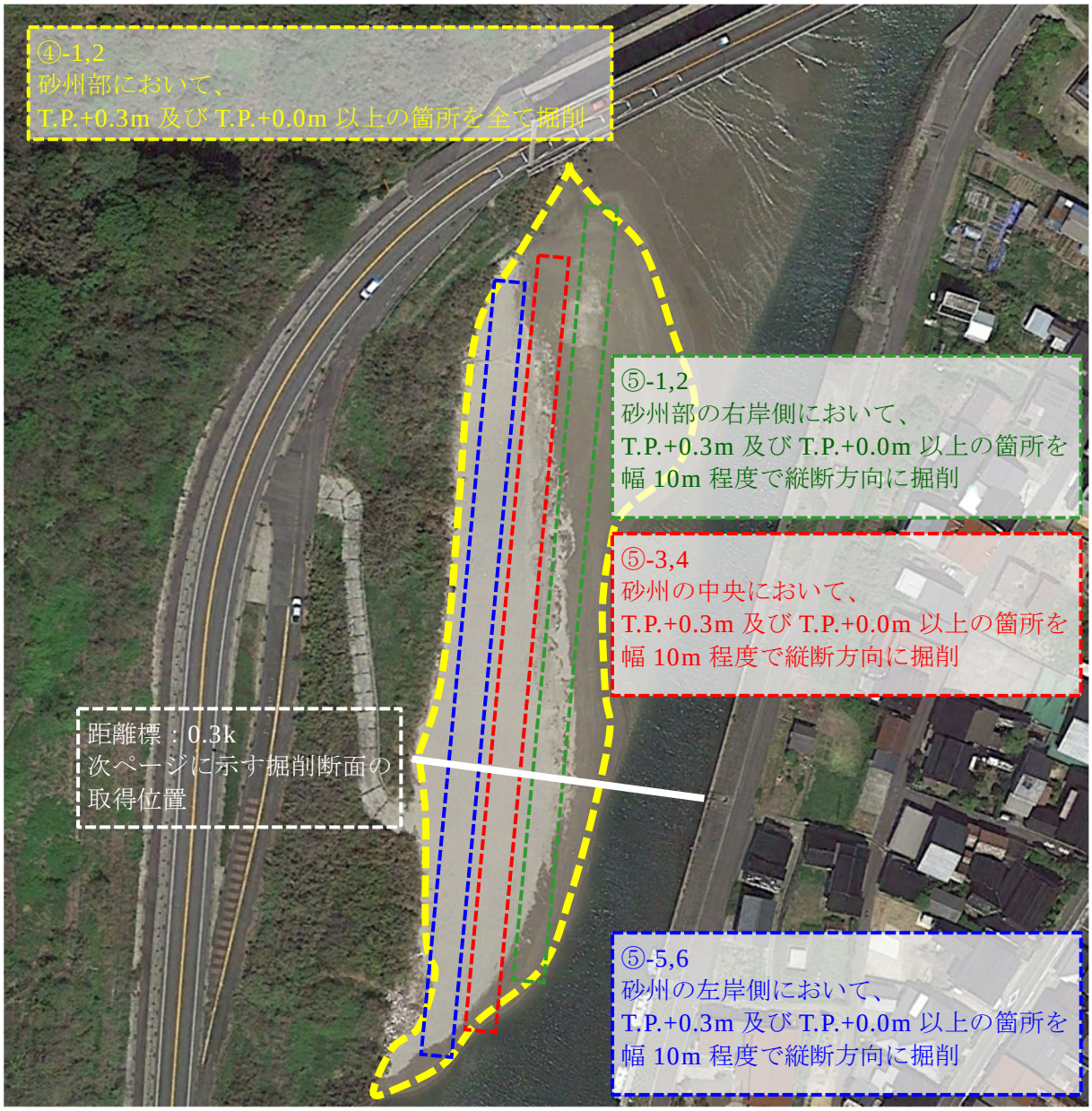


図 6.3.11　検討ケースの模式図

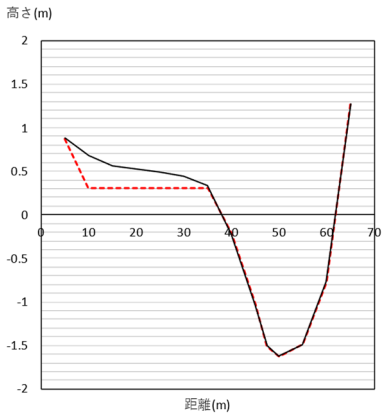
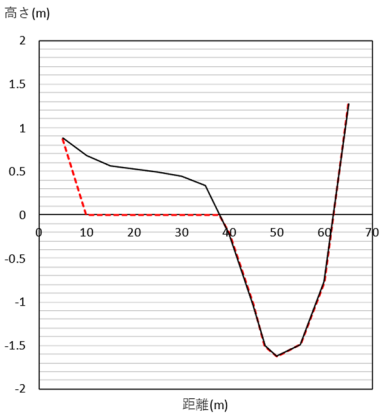
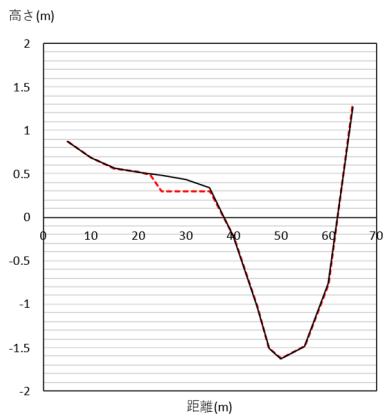
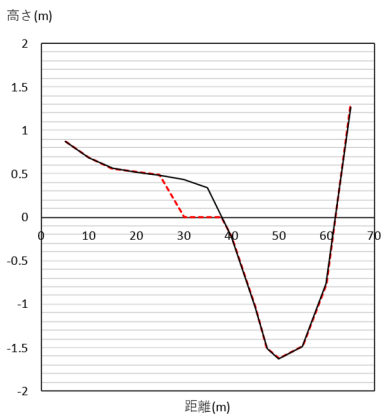
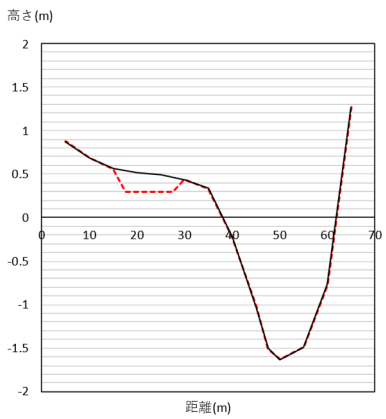
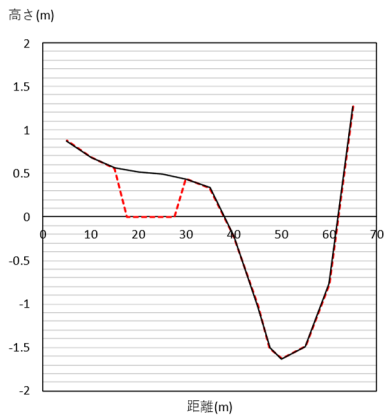
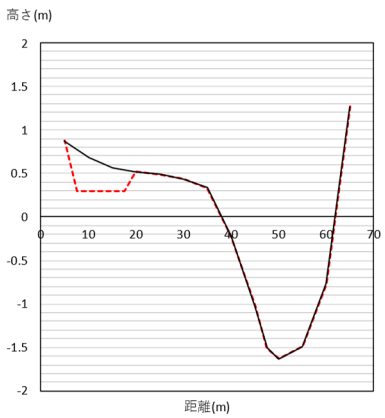
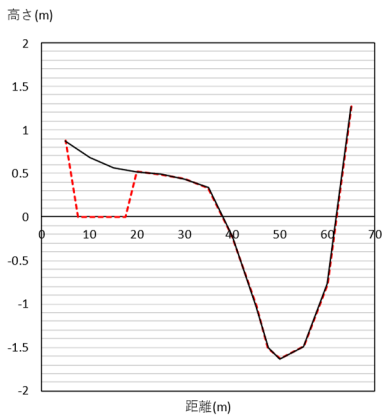
④-1 全掘削（掘削後地盤高 0.3m）	④-2 全掘削（掘削後地盤高 0.0m）	
		
⑤-1 右岸側掘削（掘削後地盤高 0.3m）	⑤-2 右岸側掘削（掘削後地盤高 0.0m）	⑤-3 中央部掘削（掘削後地盤高 0.3m）
		
⑤-4 中央部掘削（掘削後地盤高 0.0m）	⑤-5 左岸側掘削（掘削後地盤高 0.3m）	⑤-6 左岸側掘削（掘削後地盤高 0.0m）
		

図 6.3.12　掘削代表断面（0.3k 付近横断図）掘削による対策工の効果比較

1) 計算結果

計算結果については、巻末「2.平面二次元河床変動モデル計算結果」に示す。
該当ページの目次は以下である。

2.2 砂州掘削による対策の効果検討.....巻末-2-26
2.2.1 ④-1 全掘削（掘削後地盤高 0.3m） ［掘削量：875.8 ㎥］ 巻末-2-27
2.2.2 ④-2 全掘削（掘削後地盤高 0.0m） ［掘削量：2675.0 ㎥］ 巻末-2-31
2.2.3 ⑤-1 右岸側掘削（掘削後地盤高 0.3m） ［掘削量：90.9 ㎥］ 巻末-2-35
2.2.4 ⑤-2 右岸側掘削（掘削後地盤高 0.0m） ［掘削量：573.9 ㎥］ ..巻末-2-39
2.2.5 ⑤-3 中央部掘削（掘削後地盤高 0.3m） ［掘削量：187.8 ㎥］ ..巻末-2-43
2.2.6 ⑤-4 中央部掘削（掘削後地盤高 0.0m） ［掘削量：739.3 ㎥］ ..巻末-2-47
2.2.7 ⑤-5 左岸側掘削（掘削後地盤高 0.3m） ［掘削量：590.3 ㎥］ ..巻末-2-51
2.2.8 ⑤-6 左岸側掘削（掘削後地盤高 0.0m） ［掘削量：1116.7 ㎥］.巻末-2-55

2) **砂州掘削による効果比較**

(4) 1) で計算した各ケースについて、“砂州のフラッシュ効果” 及び “水位低減効果” についてそれぞれ以下の観点で比較・分析を実施する。

○砂州のフラッシュ効果：砂州周辺区間（区間 C 及び区間 C＋D）における土砂変動量を比較し、より多くの土砂が流出する対策を効果の高い対策とする。

○水位低減効果　　：勝部川及び日置川の計算区間における最大水位縦断を比較し、最も水位を減少させている対策を効果の高い対策とする。

表 6.3.12　掘削検討ケース（再掲）

No.	対策工	区間	幅	高さ	掘削土砂量
④-1	砂州掘削（左岸側）	全掘削		T.P.+0.3m 以上を掘削（平均的な砂州高を下回る）	875.8 ㎥
④-2				T.P.+0.0m 以上を掘削（陸上掘削が可能な限界を想定）	2,675.0 ㎥
⑤-1		砂州上流端～下流端	掘削幅 10m 程度（砂州右岸側）	T.P.+0.3m 以上を掘削（平均的な砂州高を下回る）	90.9 ㎥
⑤-2				T.P.+0.0m 以上を掘削（陸上掘削が可能な限界を想定）	573.9 ㎥
⑤-3			掘削幅 10m 程度（砂州中央部）	T.P.+0.3m 以上を掘削（平均的な砂州高を下回る）	187.8 ㎥
⑤-4				T.P.+0.0m 以上を掘削（陸上掘削が可能な限界を想定）	739.3 ㎥
⑤-5			掘削幅 10m 程度（砂州左岸側）	T.P.+0.3m 以上を掘削（平均的な砂州高を下回る）	590.3 ㎥
⑤-6				T.P.+0.0m 以上を掘削（陸上掘削が可能な限界を想定）	1,116.7 ㎥

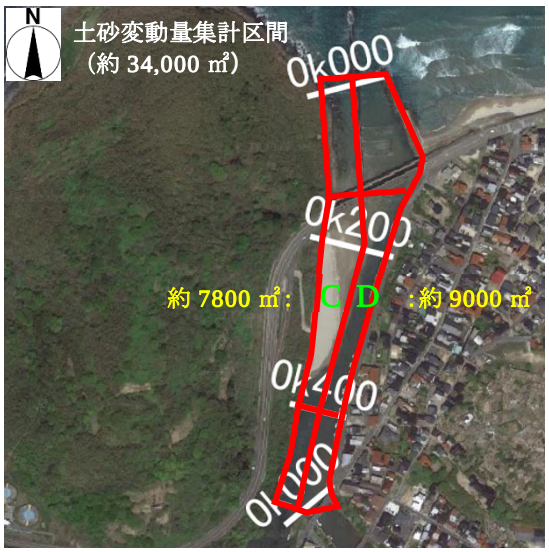


図 6.3.13　設定した区間 C 及び D（砂州周辺区間）

a) 砂州のフラッシュ効果の検討

砂州のフラッシュ効果を検討するにあたり、砂州周辺区間（区間 C 及び区間 C＋D）における各対策工（案）の土砂変動量について、比較を行った。図 6.3.14 に示すグラフから以下のことが確認できる。

- 区間 C（R3.2 地形の砂州部）は、掘削をすることで、100 ㎥～500 ㎥程度の土砂が現況よりも流出しやすくなっており、中央部を掘削したケースの流出量が最も多くなっている。
- 区間 D（船着き場付近）では、現況が最も土砂流出量が多くなっている。また、右岸側を T.P.+0.3m で掘削するケースの土砂流出量が掘削したケースの中で最も土砂流出量が多い。
- 区間 C＋D（砂州が発生するエリア全体）で見ると、中央部を T.P.+0.3m で、掘削したケースが唯一現況よりも土砂流出量が多くなっている。

上記より、算出エリアにおいて、砂州部の土砂流出量が最も大きい“ケース⑤-4”については、最もフラッシュ効果が高いことが確認できる。一方、区間 D については、全体的に、土砂流出量が現況より少ない。よって、区間 C＋D で最も土砂流出量が大きいのは、“ケース⑤-3”であったが、現況とほぼ同じ値であった。このように、掘削をした場合においても、トレードオフの関係にあると考えられる。また、図 6.3.15 に示す計算後断面からも計画河道を確保するような土砂流出が起きていないことが確認できた。

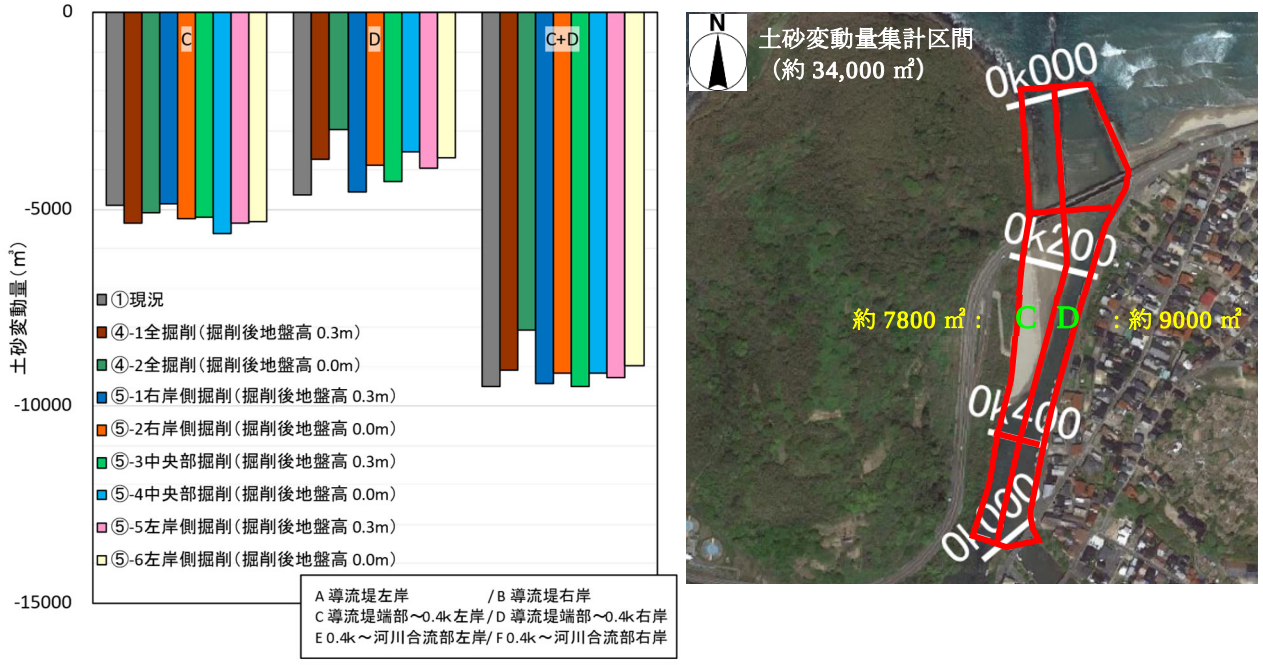


図 6.3.14　各対策工における砂州周辺の土砂変動量

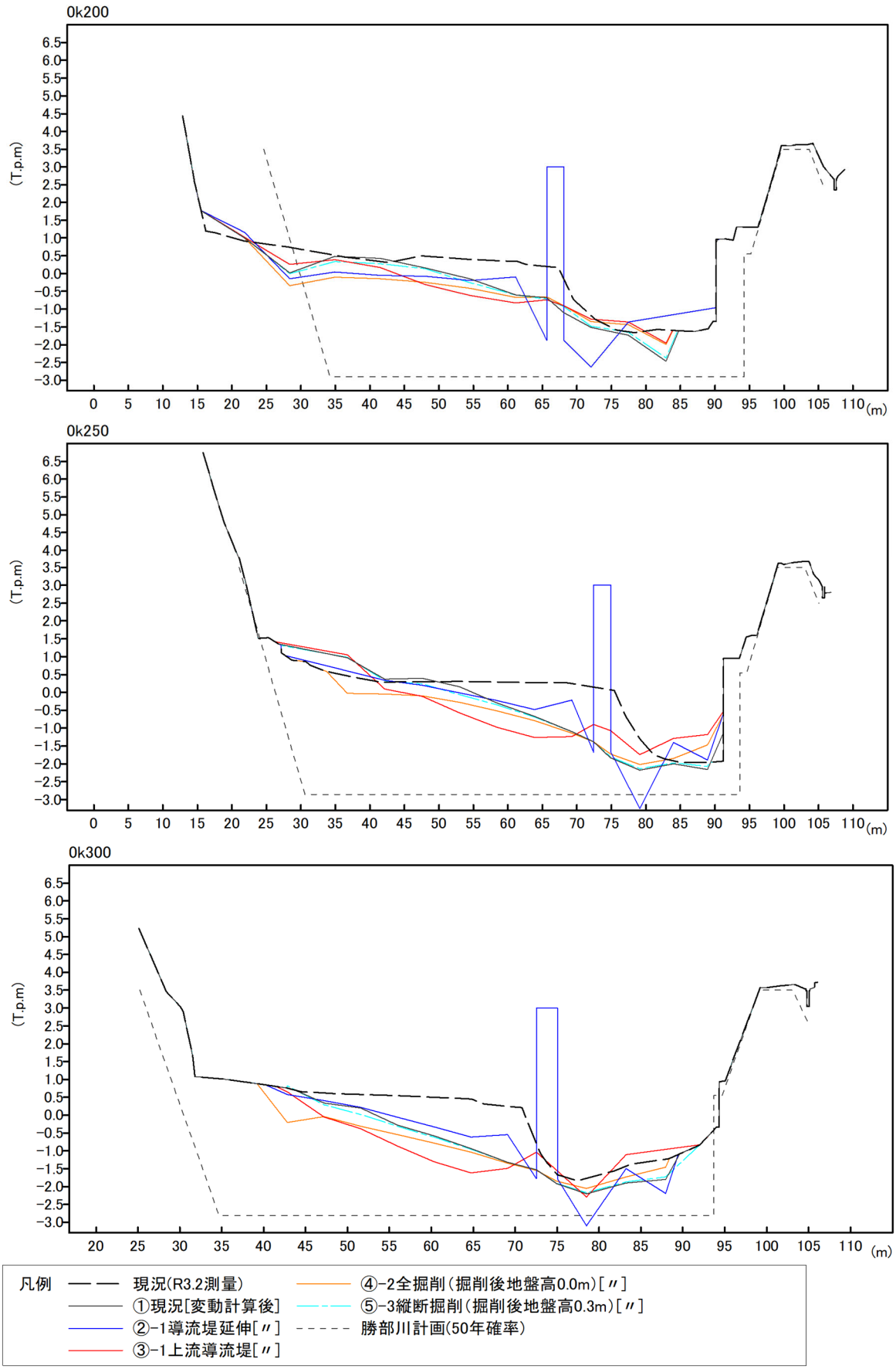


図 6.3.15　【参考】洪水前後の代表断面（6.3.5　章より引用）

b) 水位低減効果の検討

水位低減効果を検討するにあたり、各対策工（案）の最大水位縦断について、対策工ごとに比較を行った。現況（R3.7 洪水再現計算）に対する各対策案の最高水位の変化量（図 6.3.15 参照）及び図 6.3.16、図 6.3.17 に示す最大水位縦断から以下のことが確認できる。

■対策工：全掘削

・どちらのケースも現況より、最大水位が低下している。また、T.P.+0.0m まで掘削した場合の最大水位低下量が最も大きい。

■対策工：縦断方向掘削

・日置川及び勝部川の上流区間での最大水位は、その掘削形状においても、現況と比較して、10cm 未満程度の水位差であった。

・差は小さいが、基本的に掘削土砂量に応じて、最大水位は低下していることが確認できた。

上記より、掘削を実施することで、最大水位が低下することが確認できた。しかし、土砂の流出量の変化が少ないことから、河積が増加したことによる初期水位の低下であることが想定される。よって、掘削土砂量に応じて、最大水位が減少するため、掘削土砂量を多く確保することができる、“ケース④-1”が初期水位を下げるという観点で最も効果が高いことが分かった。

表 6.3.13　現況（R3.7 洪水再現計算）に対する各対策案の最高水位の変化量

地点 （直近の距離標）	青谷大橋付近 (勝部川 0.15k)	砂州部 (勝部川 0.3k)	合流点付近 (勝部川 0.5k)	日置川観測所※ (日置川 0.4k)	勝部川 水位低減量 最大箇所	日置川 水位低減量 最大箇所
④-1 全掘削 （掘削後地盤高 0.3m）	-6.2cm	-2.2cm	-0.1cm	-1.8cm	-6.2cm	-2.8cm
④-2 全掘削 （掘削後地盤高 0.0m）	-9.1cm	-11.2cm	-0.2cm	-7.1cm	-12.8cm	-10.1cm
⑤-1 右岸側掘削 （掘削後地盤高 0.3m）	-6.6cm	-0.8cm	-0.1cm	-0.4cm	-6.8cm	-1.8cm
⑤-2 右岸側掘削 （掘削後地盤高 0.0m）	-5.3cm	-2.5cm	-0.0cm	-1.3cm	-5.8cm	-1.9cm
⑤-3 中央部掘削 （掘削後地盤高 0.3m）	-5.5cm	-0.7cm	-0.1cm	-0.9cm	-5.6cm	-1.4cm
⑤-4 中央部掘削 （掘削後地盤高 0.0m）	-7.2cm	-2.8cm	-0.0cm	-2.5cm	-7.2cm	-3.5cm
⑤-5 左岸側掘削 （掘削後地盤高 0.3m）	-5.6cm	-1.2cm	-0.0cm	-1.2cm	-5.6cm	-2.0cm
⑤-6 左岸側掘削 （掘削後地盤高 0.0m）	-5.3cm	-2.5cm	-0.0cm	-2.4cm	-5.3cm	-3.4cm

赤文字：勝部川及び日置川において最も効果がケース

※新青谷大橋付近

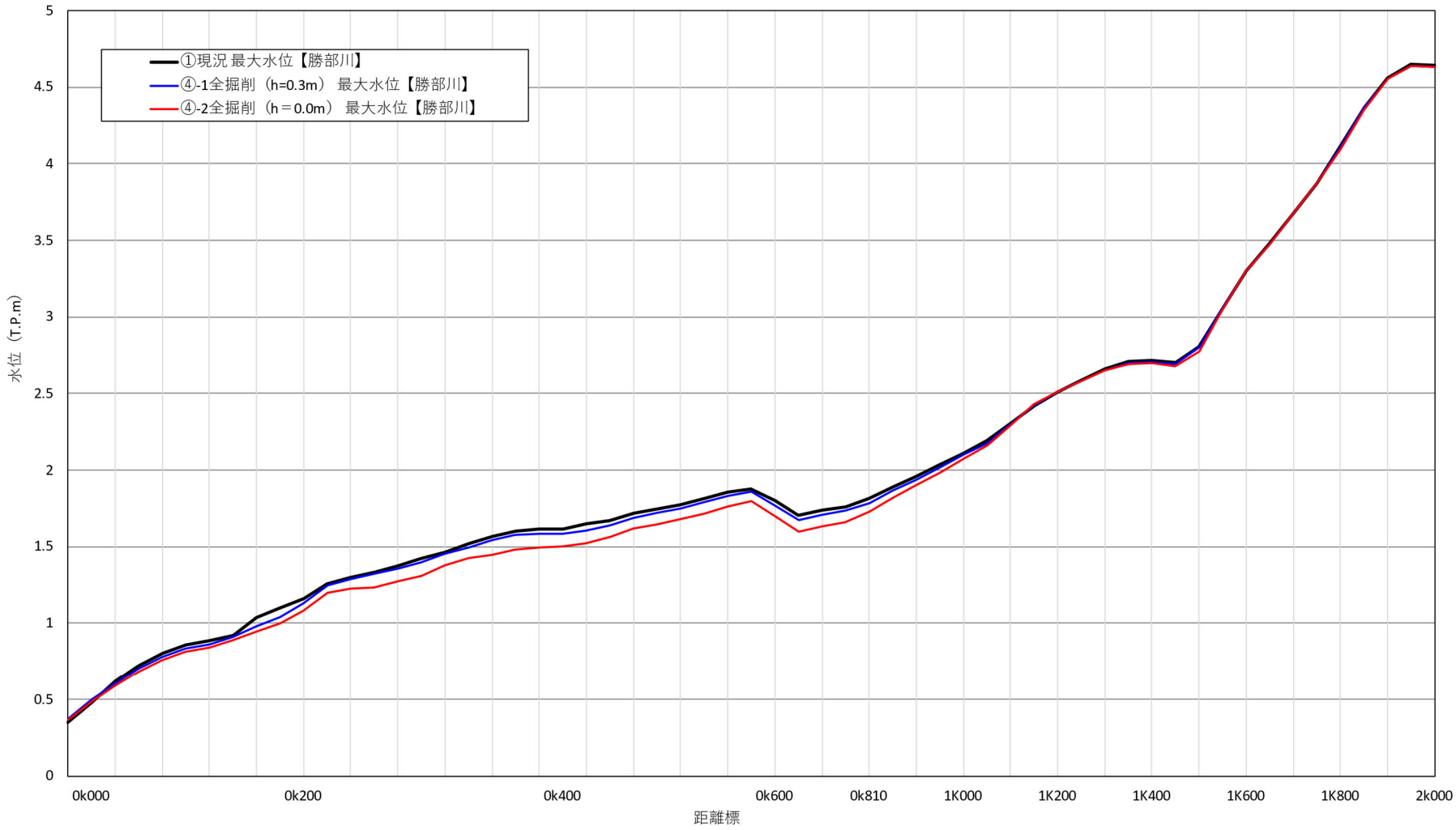


図 6.3.16(1)　**最大水位（勝部川）【全掘削】**

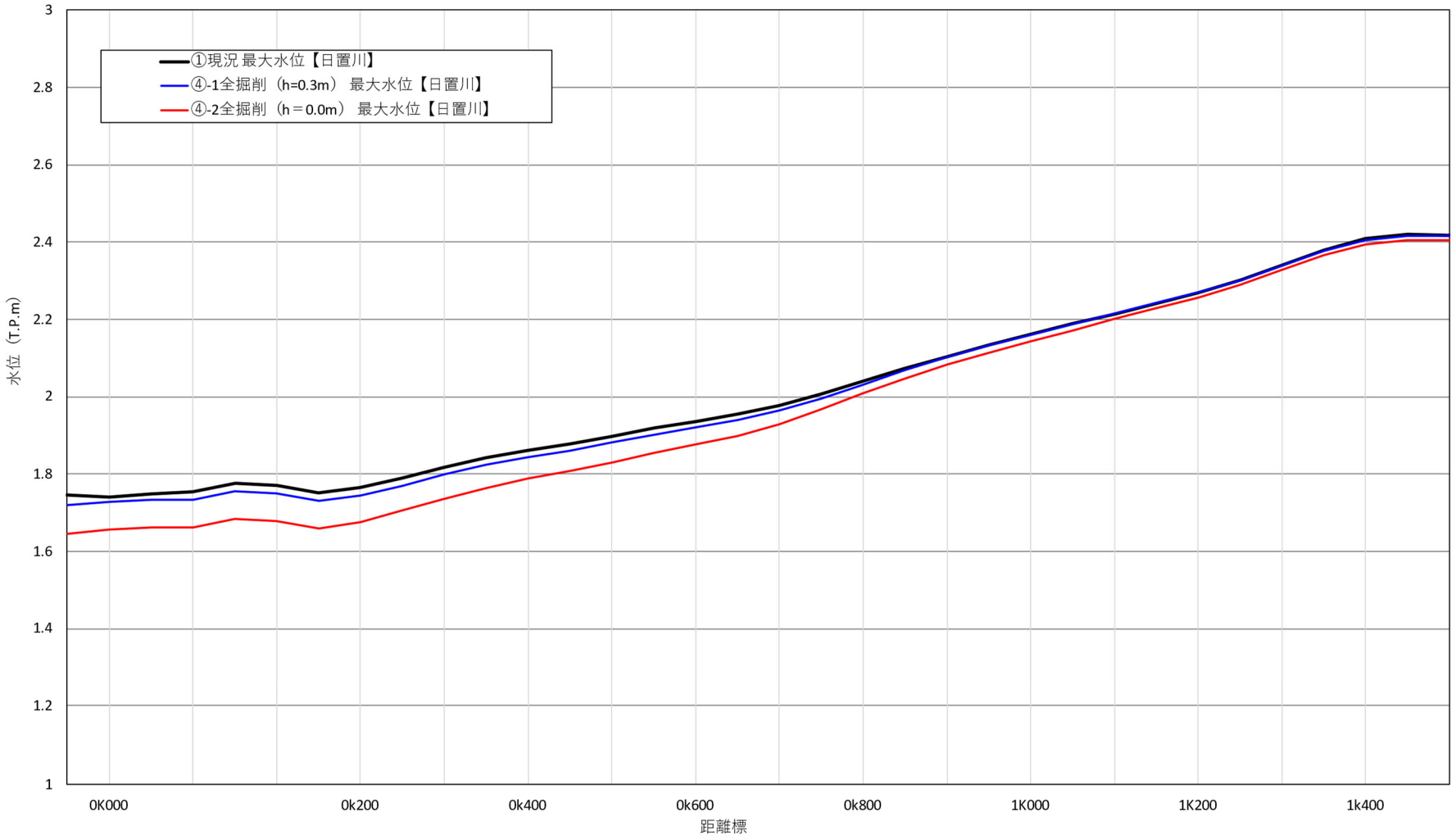


図 6.3.16(2)　**最大水位（日置川）【全掘削】**

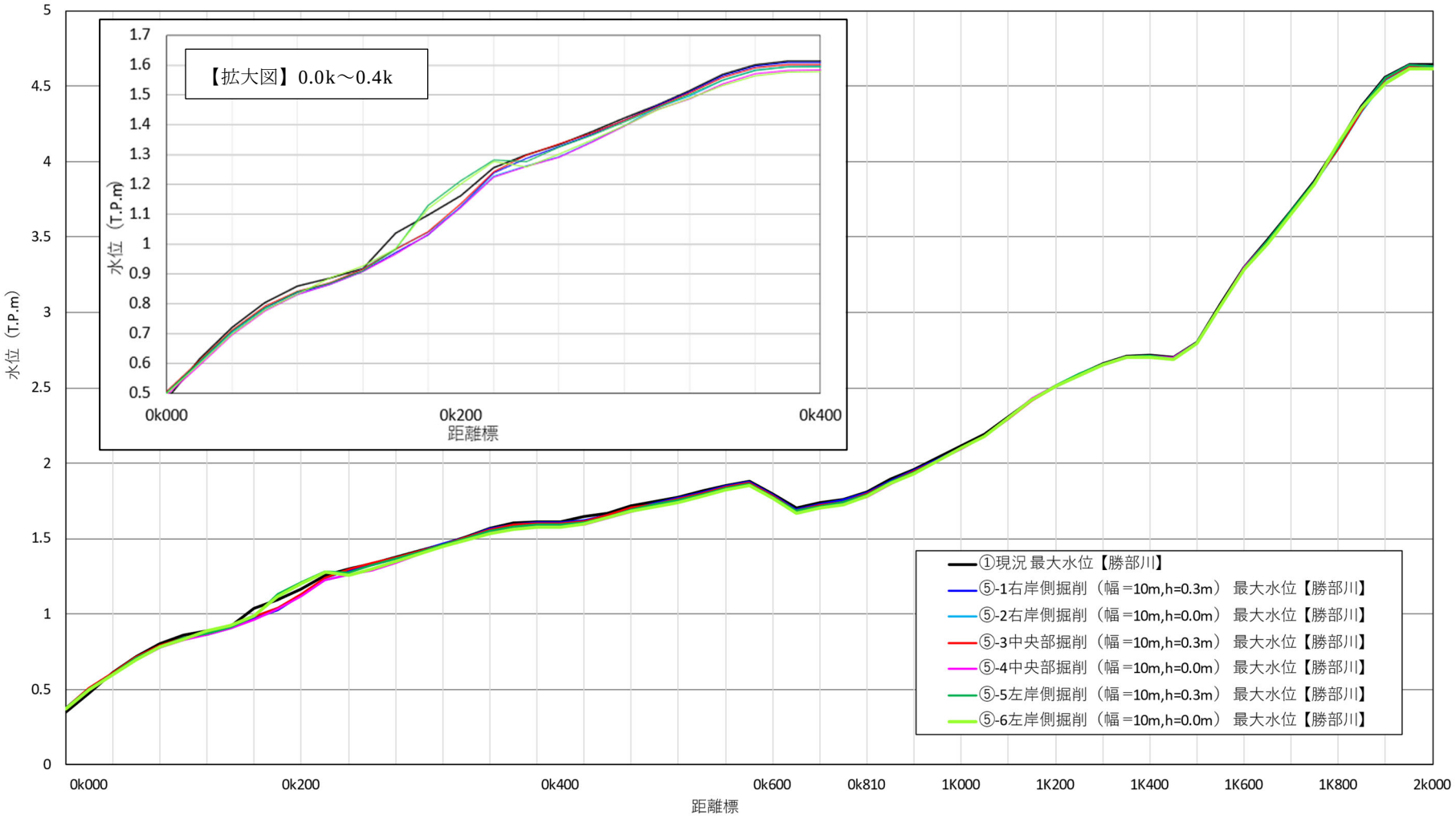


図 6.3.17(1) 最大水位（勝部川）【縦断方向掘削】

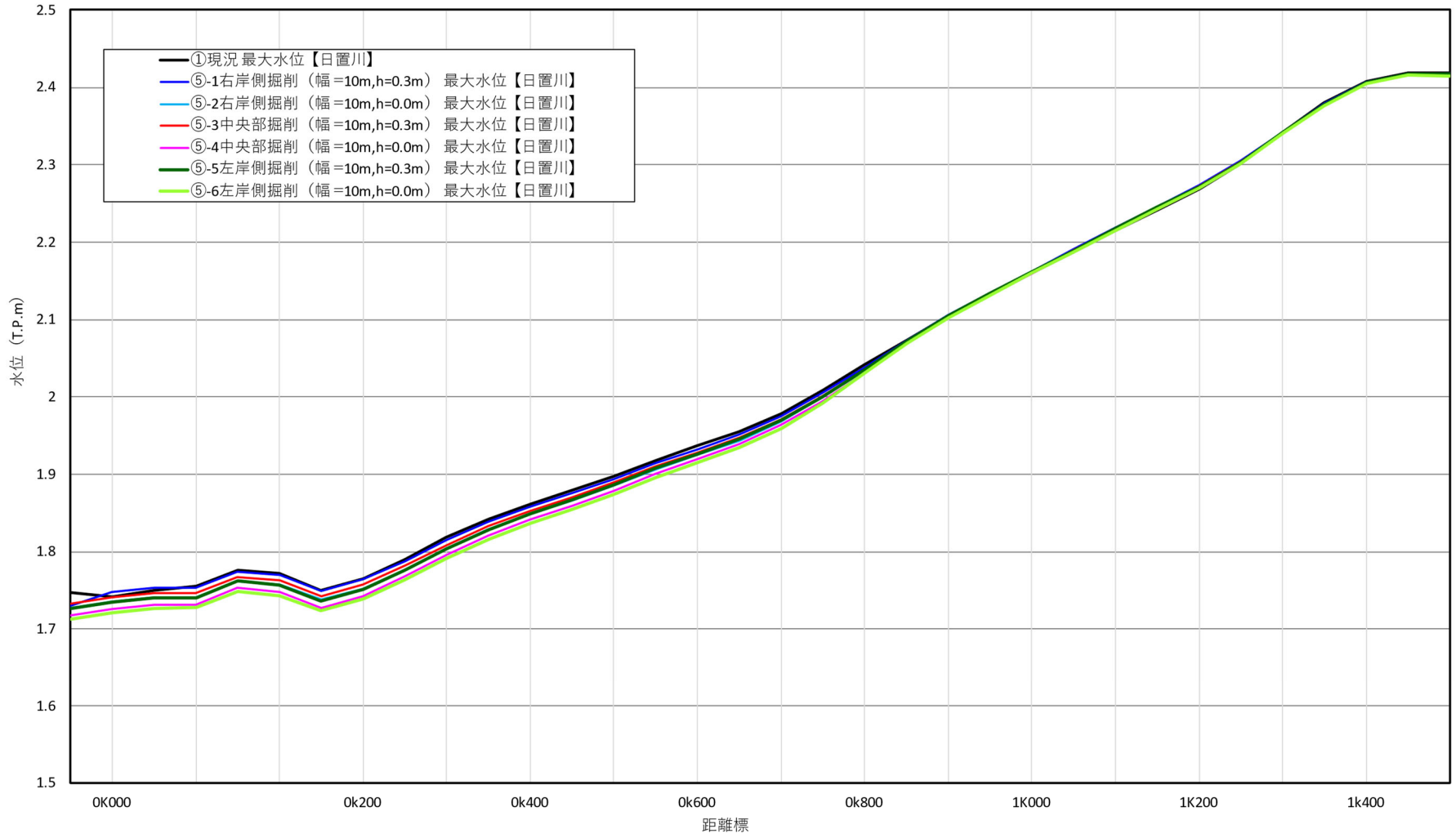


図 6.3.17(2)　**最大水位（日置川）【縦断方向掘削】**

3) 砂州掘削による効果検討のまとめ

これまでの結果から構造物を設置することによる、特徴や傾向を以下にまとめる。

■計算結果比較表：表 6.3.14

■ピーク流量時付近の流速コンター：図 6.3.19

■砂州の掘削形状の違いについて

・フラッシュを促進するという観点では、大きな効果は確認できなかったが、初期水位が低下するため、掘削による水位低下は掘削量に応じた、一定の効果が発揮される。

・掘削形状を縦断方向にする場合、砂州中央部を掘削することで、掘削断面の左右が流出し、結果として、砂州の中央部だけでなく、右岸側も土砂が流出しやすくなると考えられる。

・砂州をフラッシュさせる効果が高くなるのに対して、河積が増加することで、右岸側（船着き場周辺）における掃流力が低下する。よって、トレードオフの関係になる。

■掘削の頻度について

・掘削は、河道内に流入した土砂が砂州を形成している状態で、洪水が発生する前に実施する必要がある。頻度としては、既往報告書（R3 年度 勝部川河口対策検討業務委託 報告書）において、波の作用により河川から流出した土砂が、約 2 年程度で元の箇所に戻ると定性的な評価がされている（図 6.3.18 参照）。よって、当面の対策としては、溜まった土砂を 2 年に 1 回程度の頻度で掘削することで初期水位を下げることが望ましい。

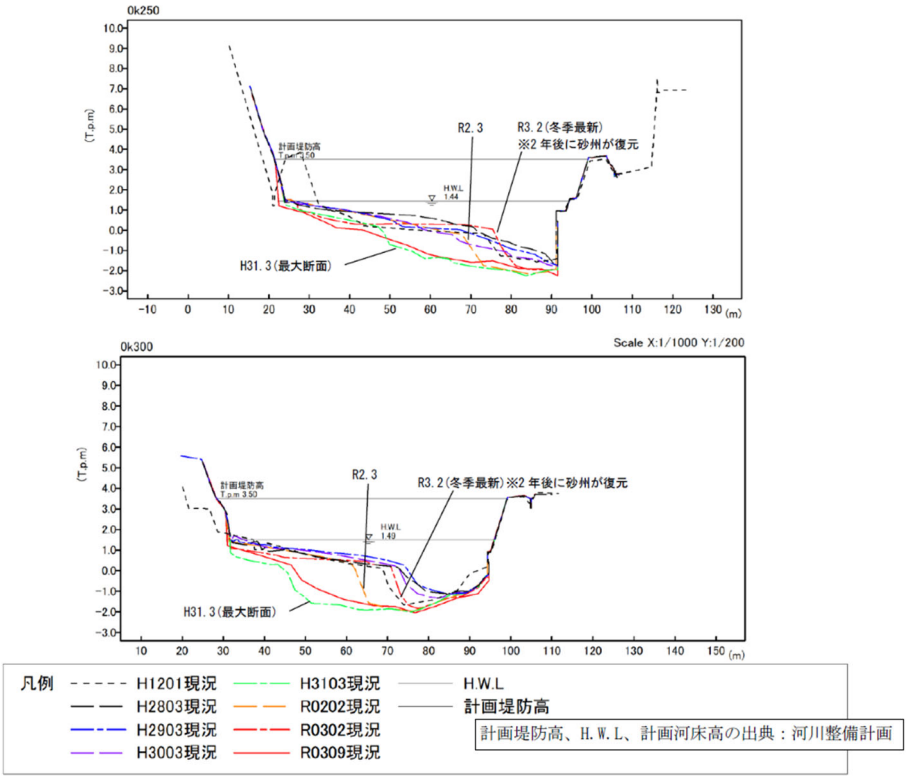


図 6.3.18 砂州の再発生までの期間（出典：R3 年度 勝部川河口対策検討業務委託 報告書）

表 6.3.14 (1)　計算結果のまとめ（④全掘削）

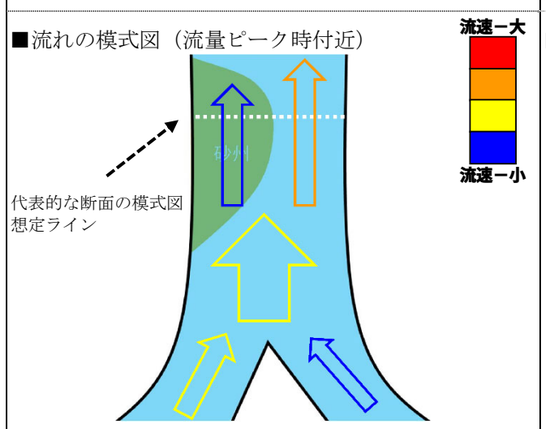
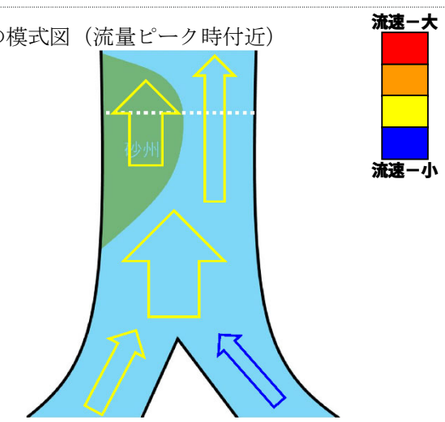
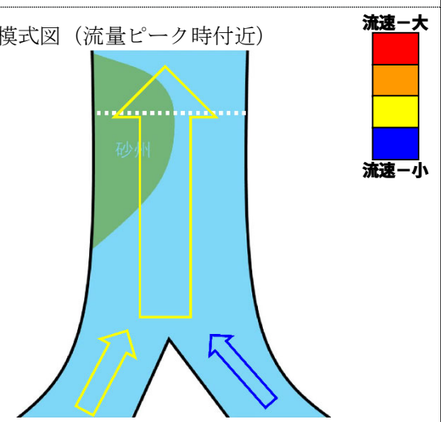
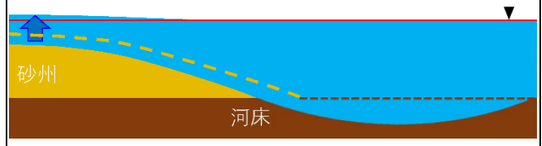
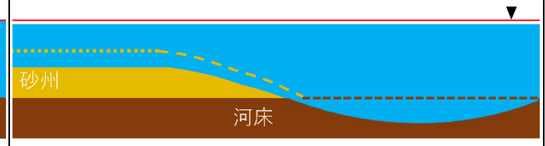
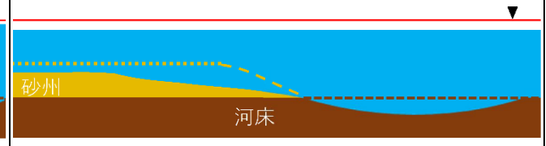
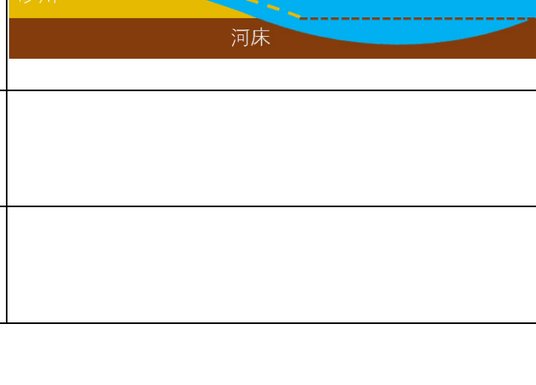
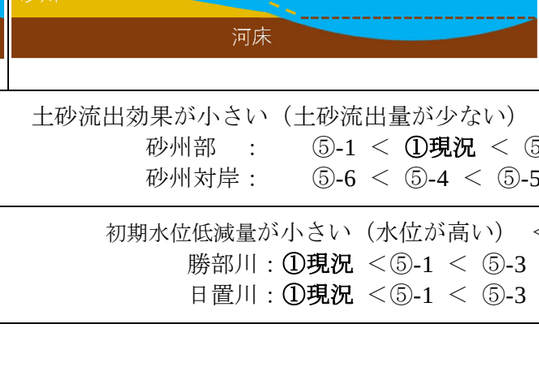
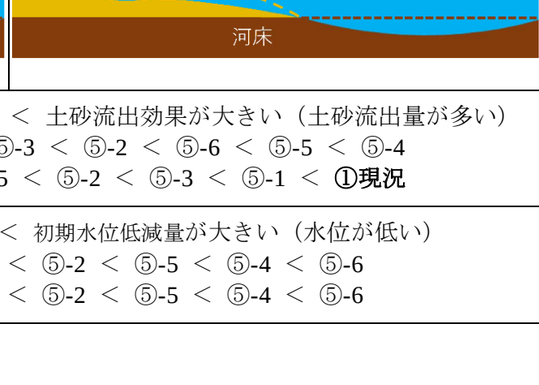
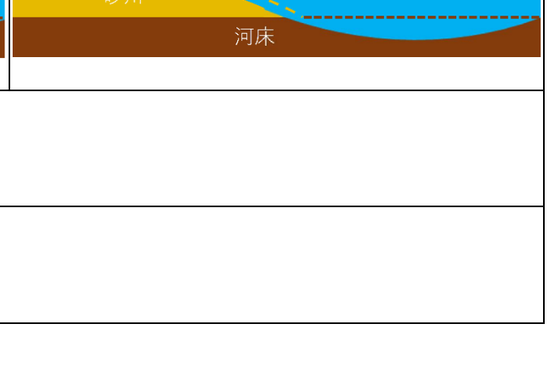
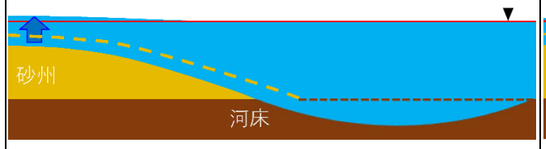
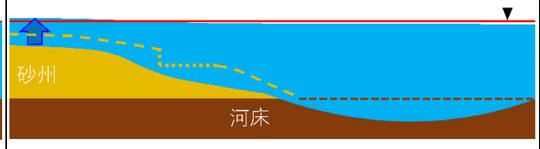
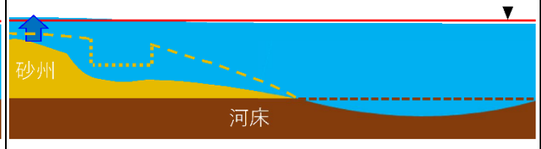
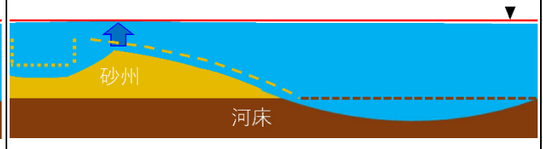
	①現況	④-1 全掘削（掘削後地盤高 0.3m）	④-2 全掘削（掘削後地盤高 0.0m）
流速及び流量	■流速 砂州対岸で流速が速くなる。 ■流れの模式図（流量ピーク時付近） 	■流速 砂州全体で現況よりも少し大きくなり、対岸の流速が少し小さくなる。 ■流量 砂州全体に水が乗りやすくなる。 ■流れの模式図（流量ピーク時付近） 	■流速 砂州全体で現況よりも大きくなり、対岸の流速が小さくなる。 ■流量 砂州全体に水が乗りやすくなる。 ■流れの模式図（流量ピーク時付近） 
土砂流出及び水位	■土砂流出 河道内の土砂が、全体的に流出する。 ■水位 砂州の上を超えるように水が流れるため、砂州部の水位が少し上昇する。 ■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近） 	■土砂流出 砂州上に現況よりも少し早く水が流れるため、土砂が流出する時間が増加する。また。水が流れやすくなることで、砂州上の流速が上がるため、砂州部では、現況よりも流出土砂量が増加する。一方、対岸側では、流速が上がりにくくなるため、土砂流出量が減少する。 ■水位 掘削をすることで、初期水位が下がっているため、掘削量に比例して、現況よりも水位が下がる。 ■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近） 	■土砂流出 砂州上に現況よりも早く水が流れるため、土砂が流出時間が増加する。また、水が流れやすくなることで、砂州上の流速が上がりやすくなる。掘削量が多く、河積が広いため、流速が全体的に上がりづらくなることで、④-1 よりも土砂流出量が減少する。 ■水位 掘削をすることで、初期水位が下がっているため、掘削量に比例して、現況よりも水位が下がる。 ■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近） 
①現況を基準とした土砂流出効果	土砂流出効果が小さい（土砂流出量が少ない）　＜　土砂流出効果が大きい（土砂流出量が多い） 砂州部　：**①現況**　＜　④-2　＜　④-1 砂州対岸：④-2　＜　④-1　＜　**①現況**		
①現況を基準とした初期水位低減量	初期水位低減量が小さい（水位が高い）　＜　初期水位低減量が大きい（水位が低い） 勝部川：**①現況**　＜　④-2　＜　④-1 日置川：**①現況**　＜　④-2　＜　④-1		

表 6.3.14 (2)　計算結果のまとめ（⑤砂州縦断掘削）

<table>
<tr><th></th><th>①現況</th><th>⑤-1,2 右岸側掘削（掘削後地盤高 0.3 m,0.0m）</th><th>⑤-3,4 中央部掘削（掘削後地盤高 0.3 m,0.0m）</th><th>⑤-5,6 左岸側掘削（掘削後地盤高 0.3m,0.0m）</th></tr>
<tr><td rowspan="2">流速
及び流量</td><td>■流速
砂州対岸で流速が速くなる。</td><td>■流速
砂州の右岸側で現況よりも少し早くなる。
■流量
砂州の右岸側に水が乗りやすくなる。</td><td>■流速
砂州の中央部で現況よりも少し早くなる。
■流量
砂州の中央部に水が乗りやすくなる</td><td>■流速
砂州の左岸側で現況よりも少し早くなる。
■流量
砂州の左岸側に水が乗りやすくなる</td></tr>
<tr><td>■流れの模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■流れの模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■流れの模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■流れの模式図（流量ピーク時付近）

</td></tr>
<tr><td rowspan="2">土砂流出
及び水位</td><td>■土砂流出
河道内の土砂が、全体的に流出する。
■水位
砂州の上を超えるように水が流れるため、砂州部の水位が少し上昇する。</td><td>■土砂流出
右岸に流れが集中しており、砂州部の土砂流出量が他の案に比べて、最も少ない。
対岸については、流れの中心になっており、砂州部に対して、流速が大きいため、土砂が他の対策に比べて、多く流出する。
■水位
掘削をすることで、初期水位が下がっているため、掘削量に比例して、現況よりも水位が下がる。</td><td>■土砂流出
導流堤は不透過であるため、土砂流出の際に、横断方向の連続性が失われ、構造物直近で土砂が堆積する。これを流出させるほどの流速が出ていないと考えられる。
■水位
掘削をすることで、初期水位が下がっているため、掘削量に比例して、現況よりも水位が下がる。</td><td>■土砂流出
導流堤は透過型であるため、土砂流出の際に、横断方向の連続性は失われない。②-1 よりも砂州対岸の流れが小さいため、土砂流出量が減少する。
■水位
掘削をすることで、初期水位が下がっているため、掘削量に比例して、現況よりも水位が下がる。</td></tr>
<tr><td>■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近）

</td><td>■代表的な断面の模式図（流量ピーク時付近）

</td></tr>
<tr><td>①現況を基準とした土砂流出効果</td><td colspan="3">土砂流出効果が小さい（土砂流出量が少ない）　＜　土砂流出効果が大きい（土砂流出量が多い）
砂州部　：　⑤-1 ＜ ①現況 ＜ ⑤-3 ＜ ⑤-2 ＜ ⑤-6 ＜ ⑤-5 ＜ ⑤-4
砂州対岸：　⑤-6 ＜ ⑤-4 ＜ ⑤-5 ＜ ⑤-2 ＜ ⑤-3 ＜ ⑤-1 ＜ ①現況</td></tr>
<tr><td>①現況を基準とした初期水位低減量</td><td colspan="3">初期水位低減量が小さい（水位が高い）　＜　初期水位低減量が大きい（水位が低い）
勝部川：①現況 ＜⑤-1 ＜ ⑤-3 ＜ ⑤-2 ＜ ⑤-5 ＜ ⑤-4 ＜ ⑤-6
日置川：①現況 ＜⑤-1 ＜ ⑤-3 ＜ ⑤-2 ＜ ⑤-5 ＜ ⑤-4 ＜ ⑤-6</td></tr>
</table>

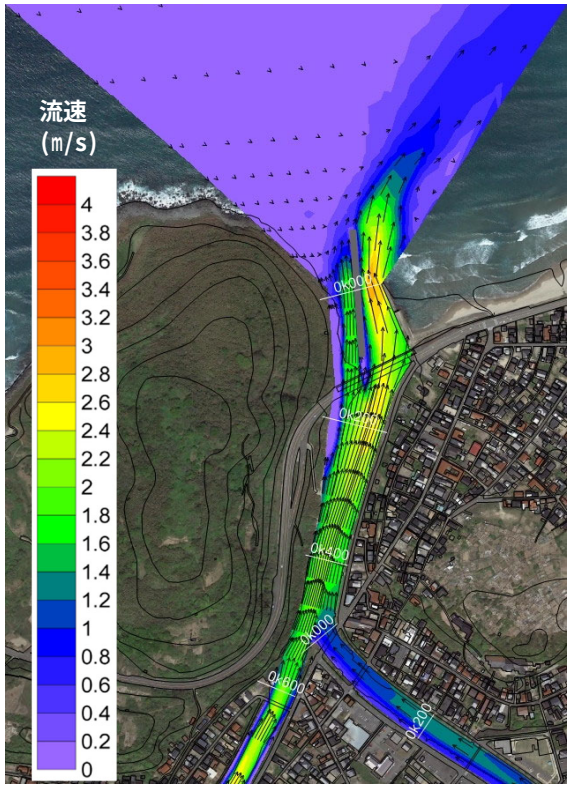
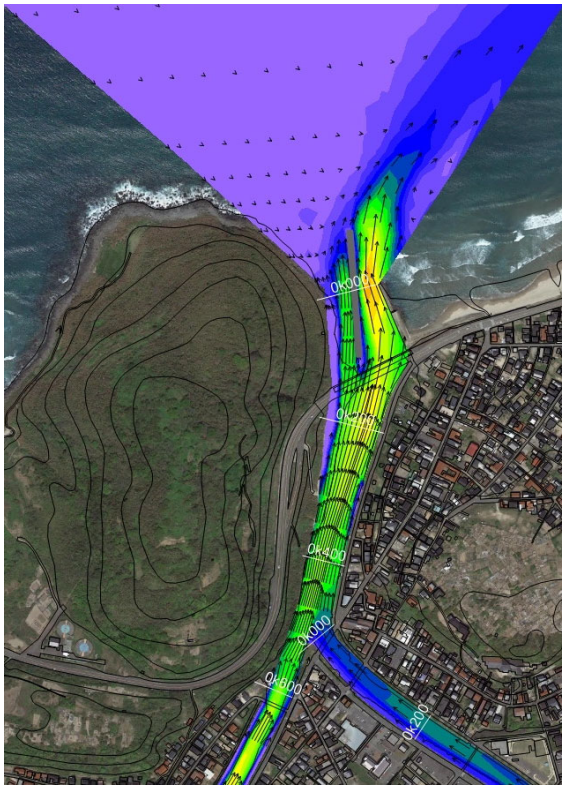
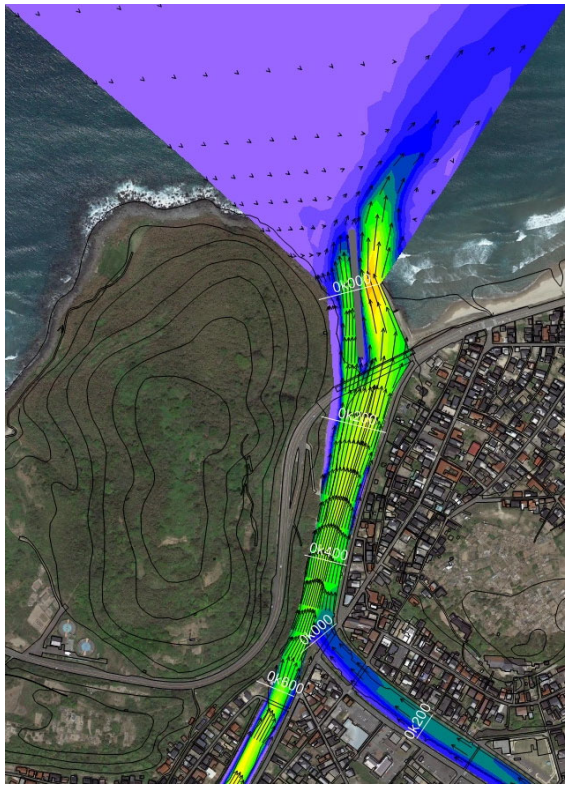
①現況	④-1 全掘削（掘削後河床高 T.0.3m）	④-2 全掘削（掘削後地盤高 0.0m）
		

図 6.3.19(1)　**ピーク流量時の流速コンター図**

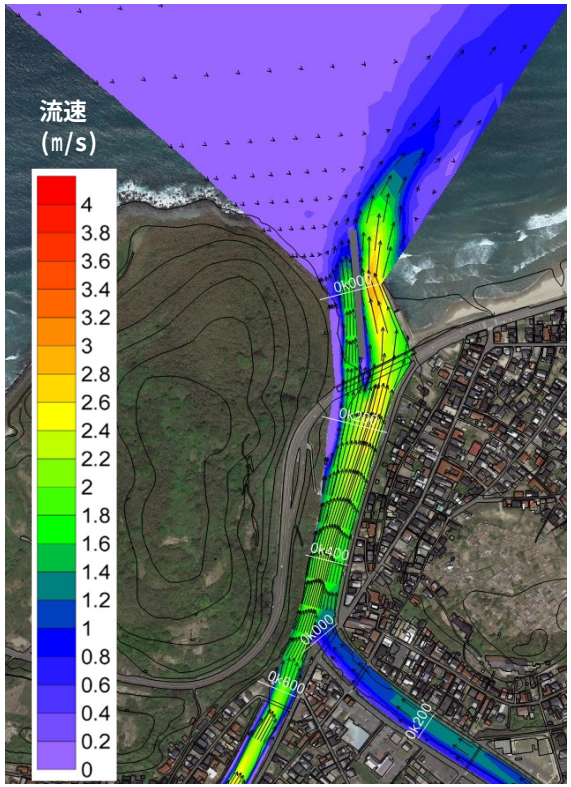
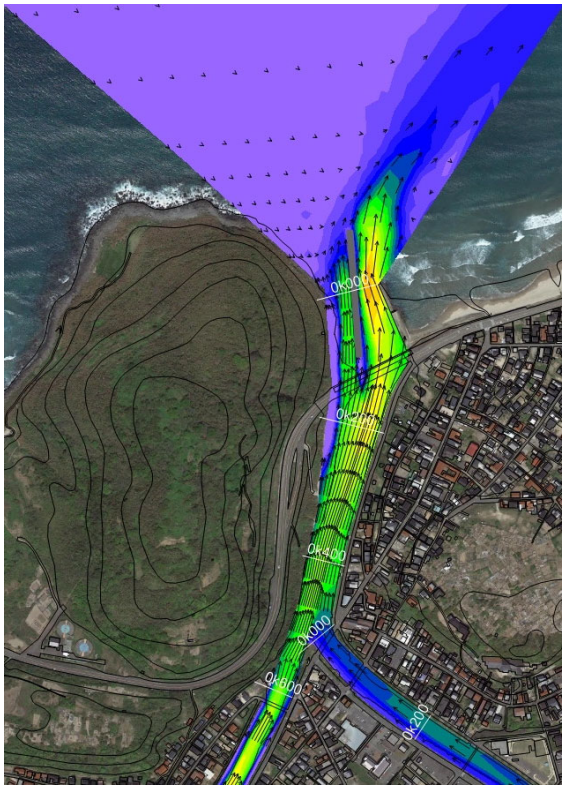
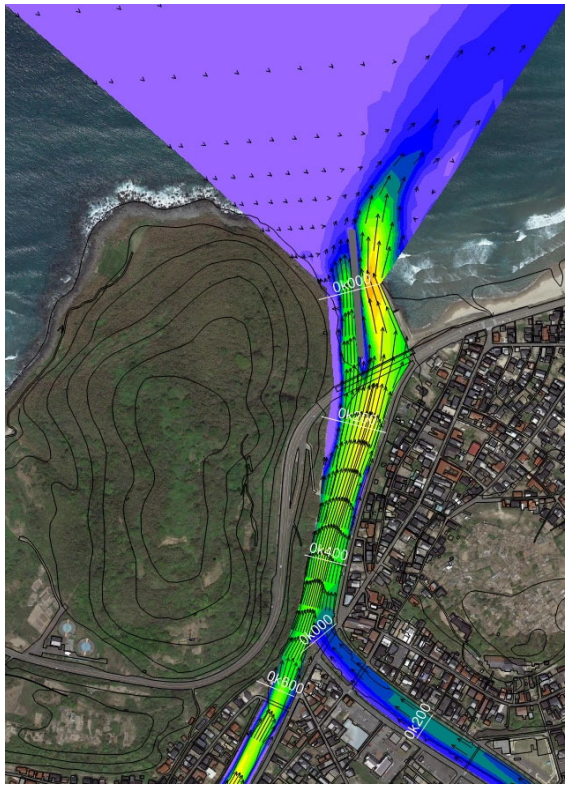
①現況	⑤-1 右岸側掘削（掘削後地盤高 0.3m）	⑤-2 右岸側掘削（掘削後地盤高 0.0m）
		

図 6.3.19(2)　**ピーク流量時の流速コンター図**

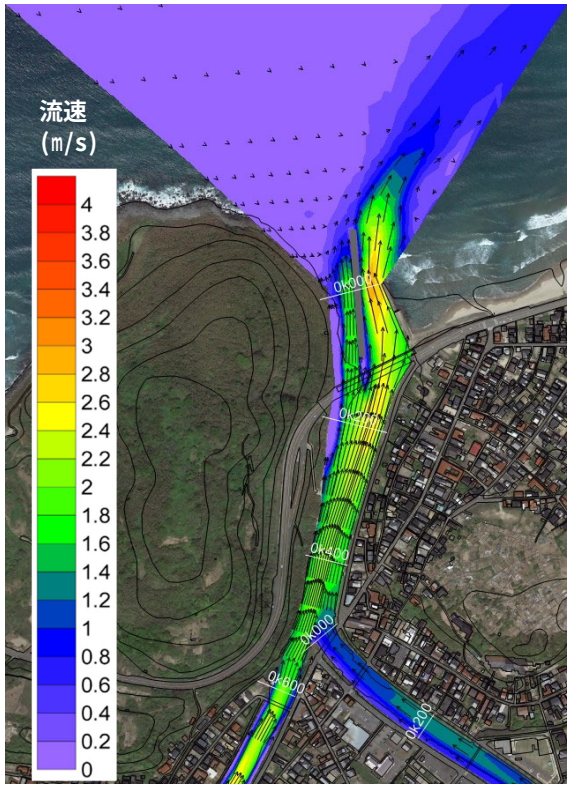
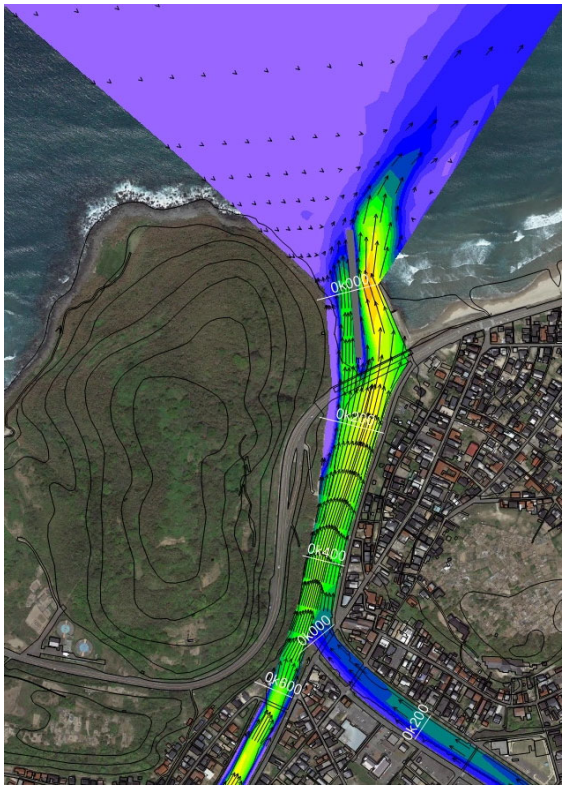
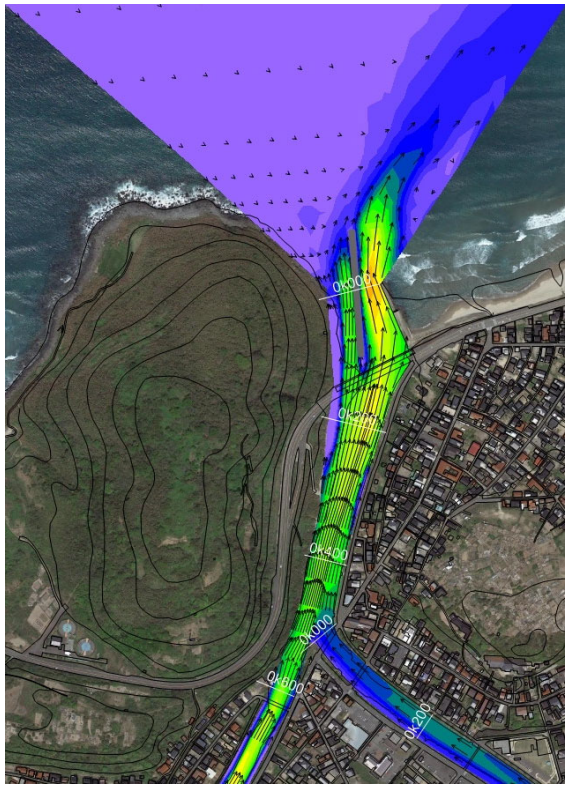
①現況	⑤-3 中央部掘削（掘削後地盤高 0.3m）	⑤-4 中央部掘削（掘削後地盤高 0.0m）
		

図 6.3.19(3)　**ピーク流量時の流速コンター図**

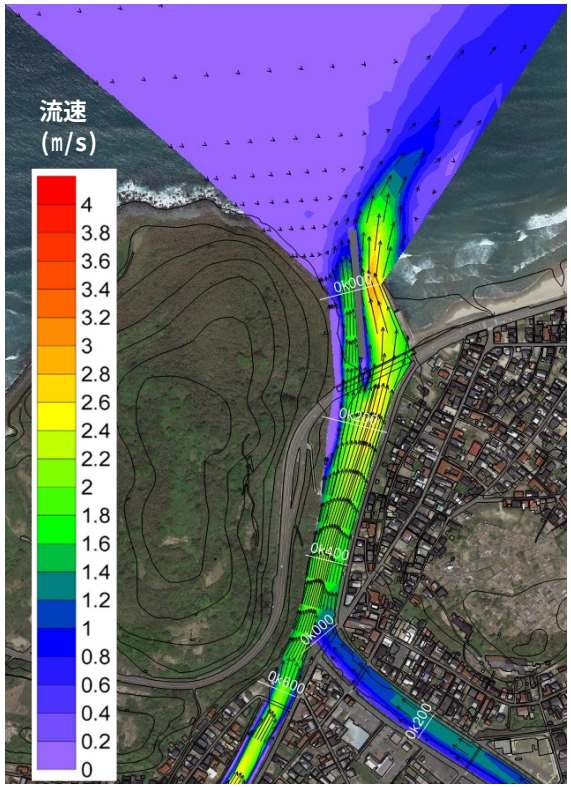
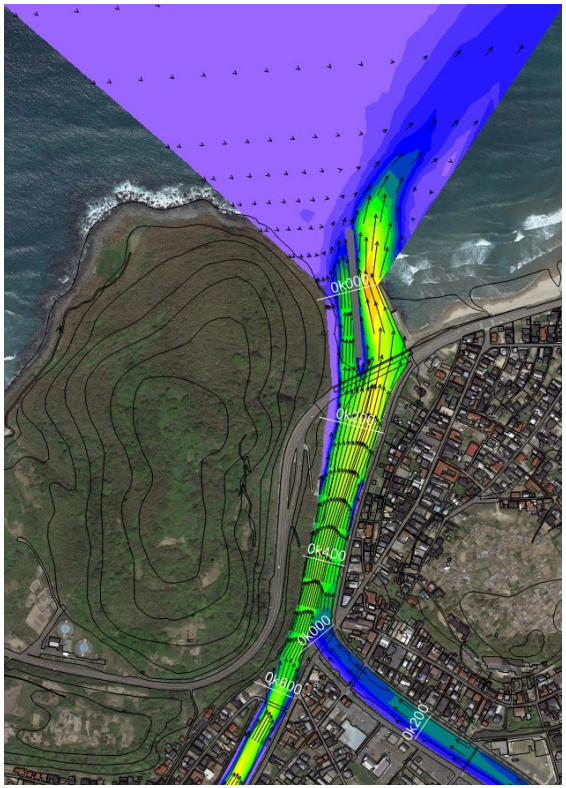
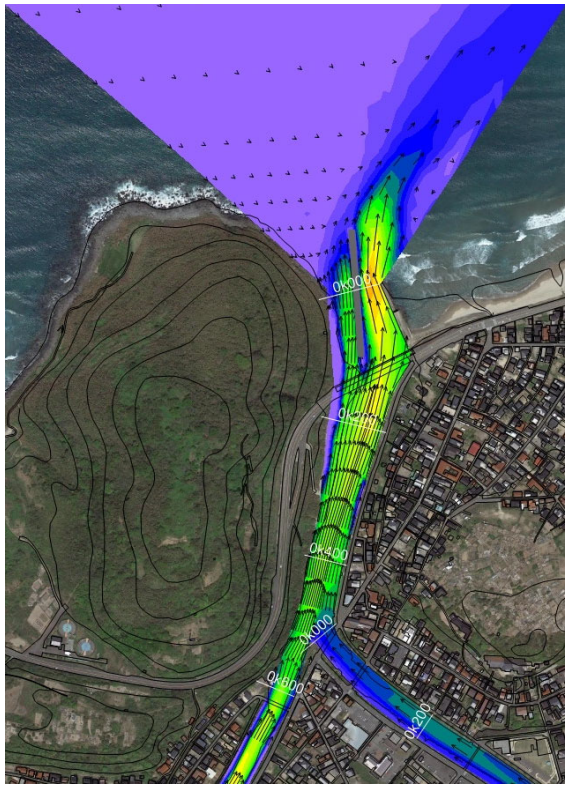
⑤　現況	⑤-5 左岸側掘削（掘削後地盤高 0.3m）	⑤-6 左岸側掘削（掘削後地盤高 0.0m）
		

図 6.3.19(4)　**ピーク流量時の流速コンター図**

(5) 【参考】構造物と砂州掘削を組み合わせた効果の検討

対策（案）を組み合わせるにあたり、構造物設置後における掘削高を変化させることによる影響を確認する必要があると考えられる。そこで、掘削による対策の中で、フラッシュ効果が最も高いと想定される中央部掘削と初期水位の低減量がもっとも大きい全掘削に対して、構造物による対策（フラッシュ効果の高かった不透過を採用）を組み合わせた計“8 案”を比較、検討する。

表 6.3.15　最適案の検討ケース

No.	構造物による対策（案）	掘削による対策（案）	掘削土砂量
A-1	②-1 導流堤延伸（h=3.0m）	④-1 全掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.3m）	875.8 ㎥
A-2		④-2 全掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.0m）	2675.0 ㎥
A-3		⑤-3 中央部掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.3m）	187.8 ㎥
A-4		⑤-4 中央部掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.0m）	739.3 ㎥
B-1	③-1 上流導流堤（h =3.0m）	④-1 全掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.3m）	875.8 ㎥
B-2		④-2 全掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.0m）	2675.0 ㎥
B-3		⑤-3 中央部掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.3m）	187.8 ㎥
B-4		⑤-4 中央部掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.0m）	739.3 ㎥

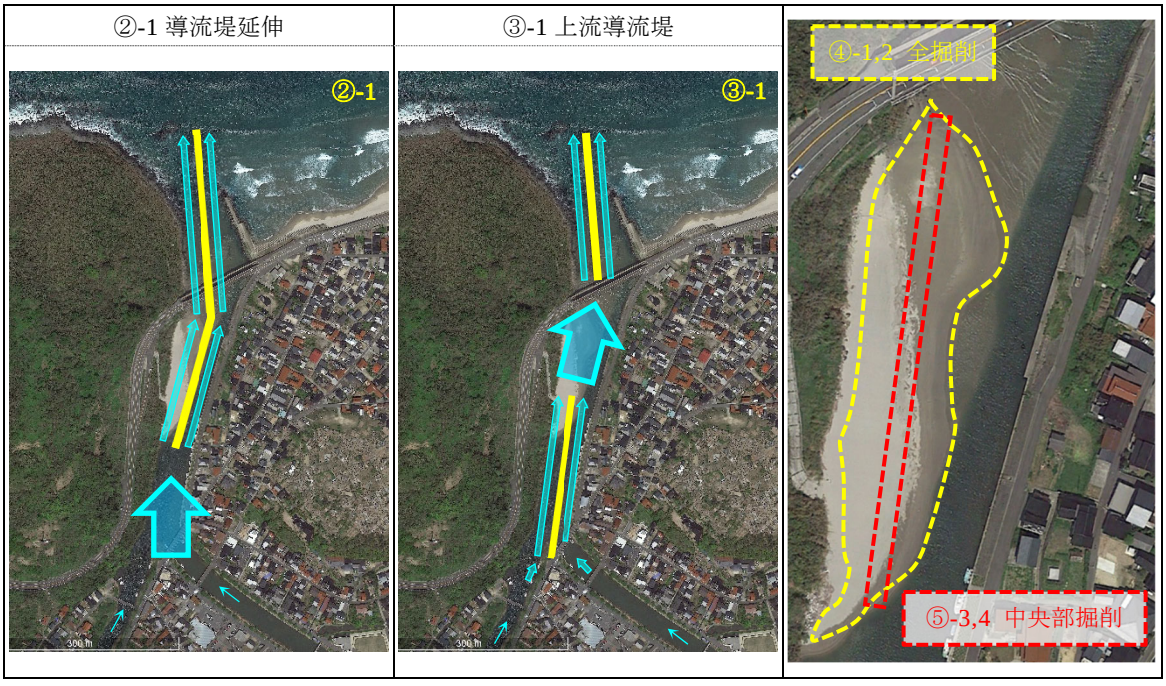


図 6.3.20　組み合せる対策（案）の模式図

1) 計算結果

計算結果については、巻末「2.平面二次元河床変動モデル計算結果」に示す。
該当ページの目次は以下である。

2.3 【参考】構造物と砂州掘削を組み合わせた効果の検討.....巻末-2-59
2.3.1 A-1 導流堤延伸＋全掘削（掘削後地盤高 0.3m） ［掘削量：875.8 ㎥］
.....巻末-2-60
2.3.2 A-2 導流堤延伸＋全掘削（掘削後地盤高 0.0m） ［掘削量：2675.0 ㎥］
.....巻末-2-64
2.3.3 A-3 導流堤延伸＋中央部掘削（掘削後地盤高 0.3m） ［掘削量：187.8 ㎥］
.....巻末-2-68
2.3.4 A-4 導流堤延伸＋中央部掘削（掘削後地盤高 0.0m） ［掘削量：739.3 ㎥］
.....巻末-2-72
2.3.5 B-1 上流導流堤設置＋全掘削（掘削後地盤高 0.3m） ［掘削量：875.8 ㎥］
.....巻末-2-76
2.3.6 B-2 上流導流堤設置＋全掘削（掘削後地盤高 0.0m） ［掘削量：2675.0 ㎥］
.....巻末-2-80
2.3.7 B-3 上流導流堤設置＋中央部掘削（掘削後地盤高 0.3m） ［掘削量：187.8 ㎥］
.....巻末-2-84
2.3.8 B-4 上流導流堤設置＋中央部掘削（掘削後地盤高 0.0m） ［掘削量：739.3 ㎥］
.....巻末-2-88

2) 構造物と砂州掘削の組合せによる対策の効果比較

(4) 1) で計算した各ケースについて、“砂州のフラッシュ効果” 及び “水位低減効果” についてそれぞれ以下の観点で比較・分析を実施する。

○砂州のフラッシュ効果：砂州周辺区間（区間 C 及び区間 C＋D）における土砂変動量を比較し、より多くの土砂が流出する対策を効果の高い対策とする。

○水位低減効果　　：勝部川及び日置川の計算区間における最大水位縦断を比較し、最も水位を減少させている対策を効果の高い対策とする。

表 6.3.16　対策工検討ケース（再掲）

No.	構造物による対策（案）	掘削による対策（案）	掘削土砂量
A-1	②-1 導流堤延伸（h=3.0m）	④-1 全掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.3m）	875.8 ㎥
A-2		④-2 全掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.0m）	2675.0 ㎥
A-3		⑤-3 中央部掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.3m）	187.8 ㎥
A-4		⑤-4 中央部掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.0m）	739.3 ㎥
B-1	③-1 上流導流堤（h =3.0m）	④-1 全掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.3m）	875.8 ㎥
B-2		④-2 全掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.0m）	2675.0 ㎥
B-3		⑤-3 中央部掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.3m）	187.8 ㎥
B-4		⑤-4 中央部掘削（掘削後地盤高 T.P.+0.0m）	739.3 ㎥

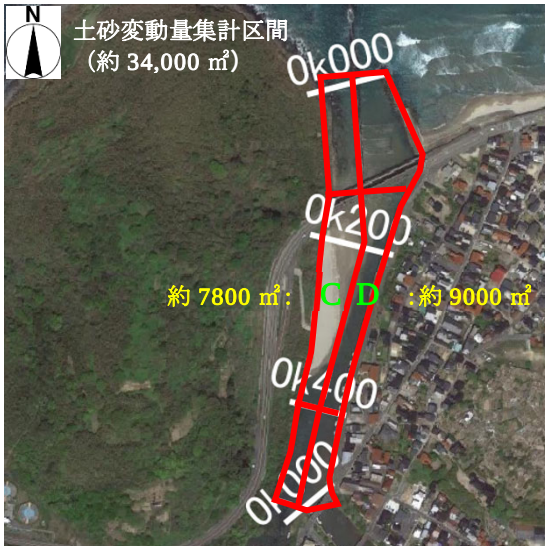


図 6.3.21　設定した区間 C 及び D（砂州周辺区間）

a) 砂州のフラッシュ効果の検討

砂州のフラッシュ効果を検討するにあたり、砂州周辺区間（区間 C 及び区間 C＋D）における各対策工（案）の土砂変動量について、比較を行った。図 6.3.22 に示すグラフから以下のことが確認できる。

- 区間 C（R3.2 地形の砂州部）は、上流に導流堤を設置し、掘削を実施することで、1000～2000 ㎥程度の土砂が現況よりも流出しやすくなることが確認できた。また、既設導流堤を延伸し、掘削を実施した場合は、土砂流出量が 1000 ㎥程度減少すると想定される。
- 区間 D（船着き場付近）では、既設導流堤を延伸し、掘削を実施することで、1000～2000 ㎥程度の土砂が現況よりも流出しやすくなることが確認できた。また、上流に導流堤を設置した場合は、土砂流出量が 1500～2000 ㎥程度減少すると想定される。
- 区間 C+D（砂州が発達する領域＋船着き場）では、下流導流堤を延伸し、中央部を掘削するケースが最も土砂流出量が大きくなっているが、その差は 500 ㎥程度である。

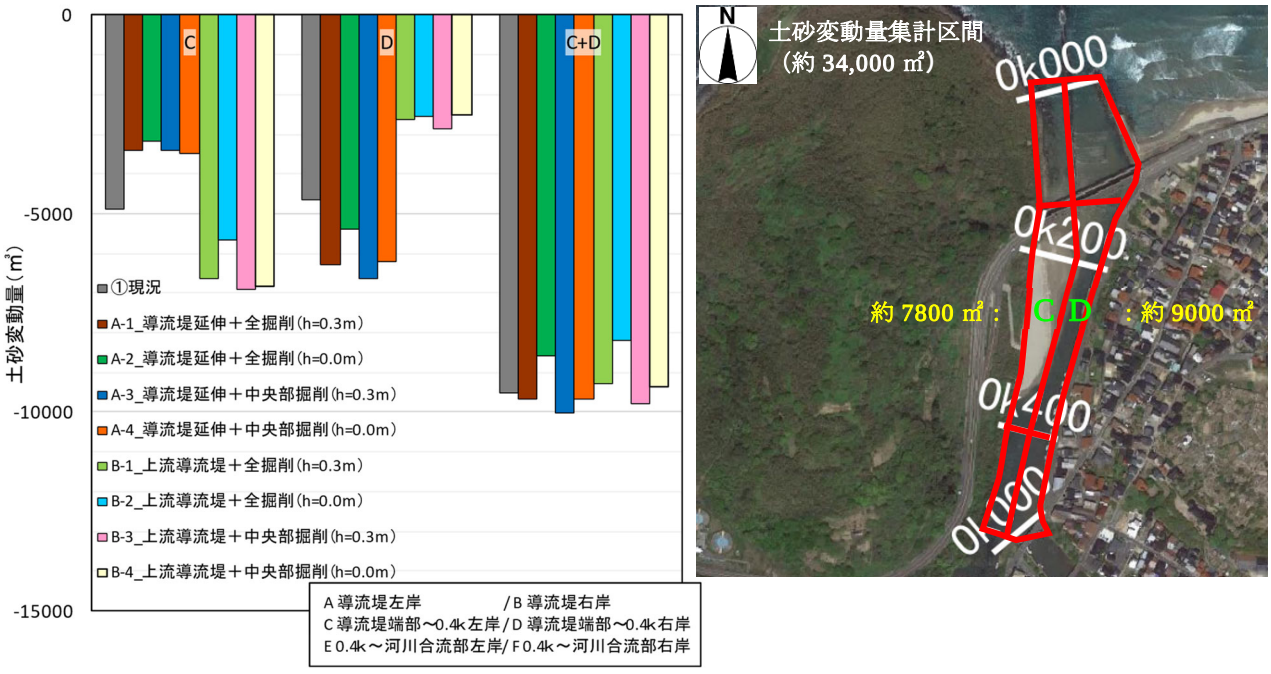


図 6.3.22　各対策工における砂州周辺の土砂変動量

b) 水位低減効果の検討

水位低減効果を検討するにあたり、各対策工（案）の最大水位縦断について、比較を行った。図 6.3.23、図 6.3.24 に示すグラフから以下のことが確認できる。

■対策工：導流堤延伸＋掘削

・導流堤を延伸した箇所については、全ケースで水位が上がっているが、T.P.+0.0m まで掘削したケースについては、上流側の水位が現況よりも 5cm 程度減少している。

・日置川においても、T.P.+0.0m まで掘削したケースについては、上流側の水位が現況よりも 5cm 程度減少している。

■対策工：上流導流堤設置＋掘削

・日置川及び勝部川の上流区間での最大水位は、その掘削形状においても、現況と比較して、10cm 未満程度の水位差であった。

・差は小さいが、基本的に掘削土砂量に応じて、最大水位は低下していることが確認できた。

上記より、上流に導流堤を設置し、砂州全体を T.P.+0.0m まで掘削することで、全体的に 5cm 程度最大水位を低下させることができることが分かった。しかし、土砂の流出量の変化が少ないことから、河積が増加したことによる初期水位の低下であることが想定される。しかし、掘削土砂量が同じ場合に、上流側に導流堤を設置したケースの方が、全体的に水位が低下している。よって、“ケース B-2”が検討ケースの中では、効果のある対策工（案）と考えられる。

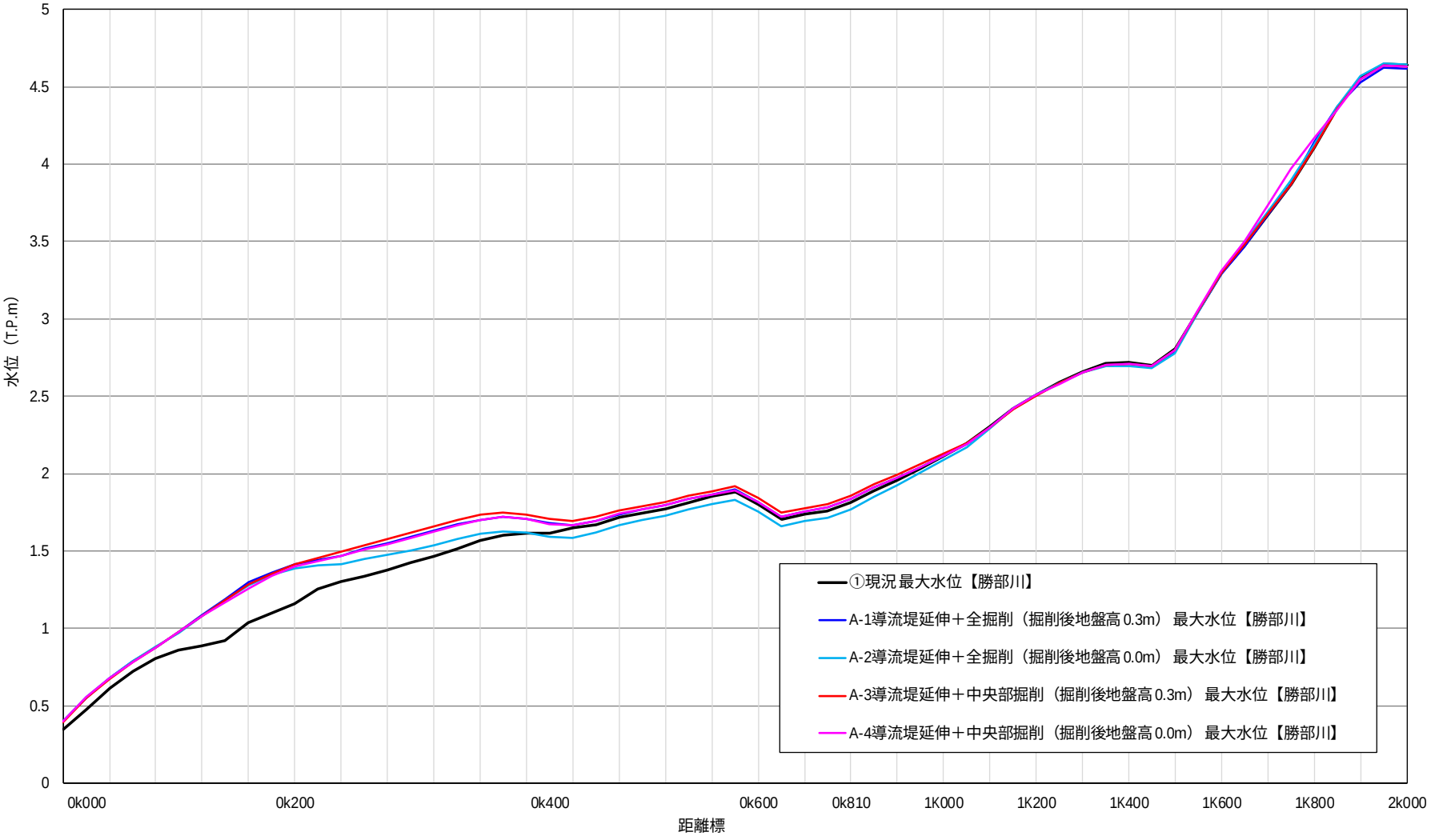


図 6.3.23(1)　最大水位（勝部川）【導流堤延伸＋掘削】

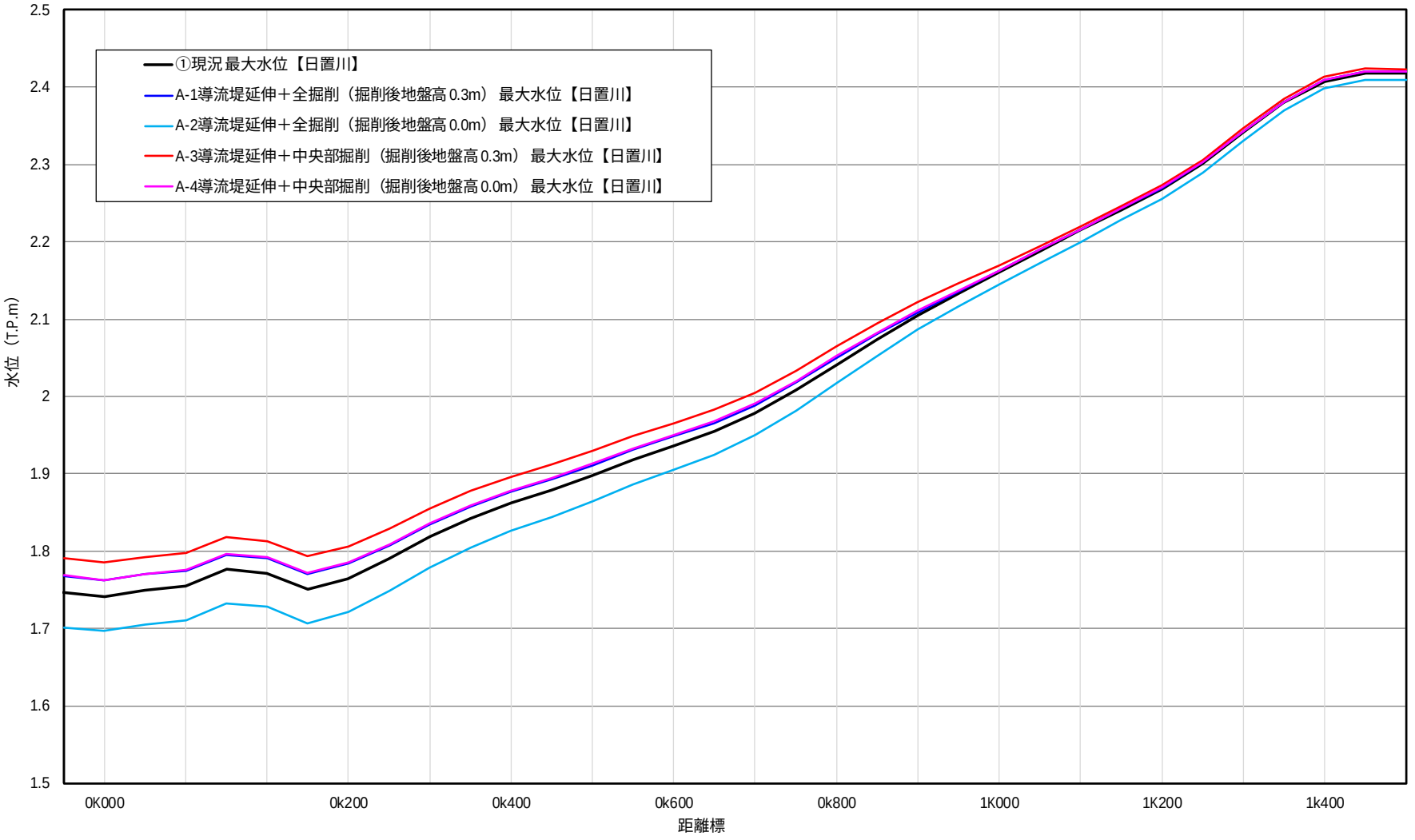


図 6.3.23 (2)　**最大水位（日置川）【導流堤延伸＋掘削】**

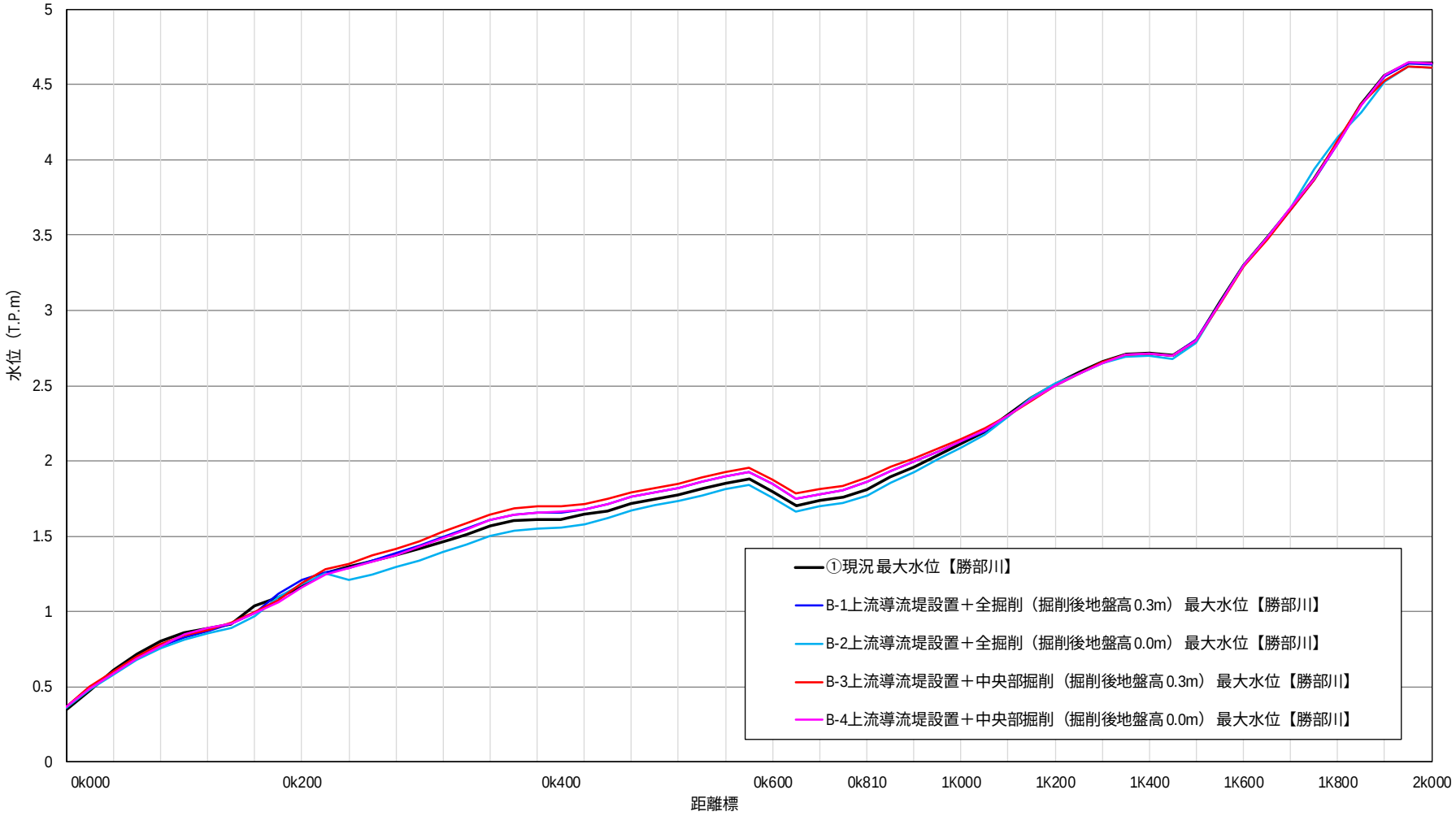


図 6.3.24(1)　**最大水位（勝部川）【導流堤延伸＋掘削】**

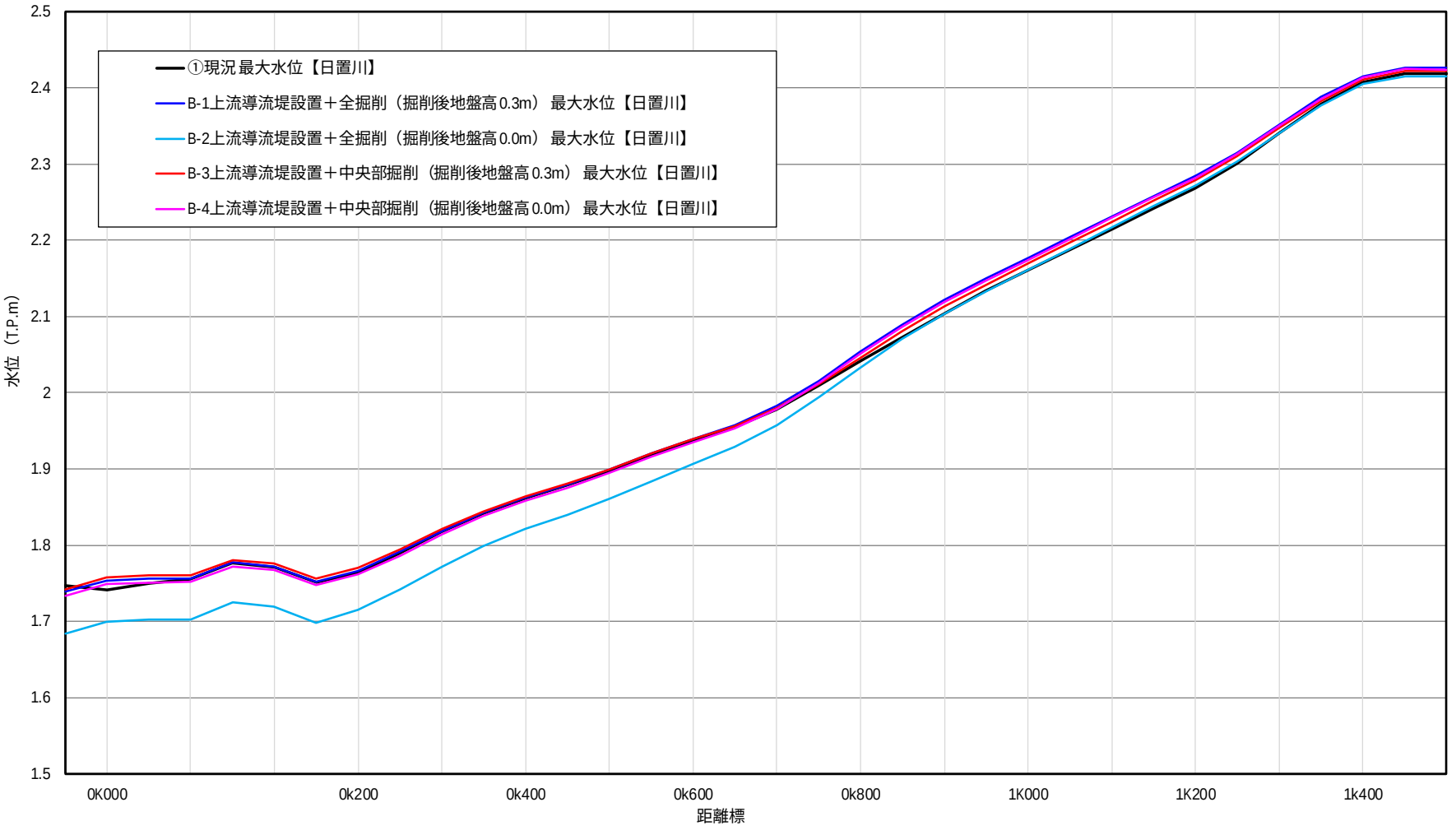


図 6.3.24 (2)　**最大水位（日置川）【縦断方向掘削】**

3) 構造物と砂州掘削の組合せによる効果検討のまとめ

これまでの結果から構造物も設置と掘削を組み合わせることによる、特徴や傾向を以下にまとめる。

■ピーク流量時付近の流速コンター：図 6.3.25

■対策（案）の組合せについて

・対策案を組み合わせた場合、掘削による河積の増加で掃流力が低下し、構造物の設置によるフラッシュ効果が小さくなる。

・構造物を設置することで、局所的に水位が高くなるため、掘削のみの場合よりも初期水位の低減効果が小さくなる。

・砂州全体を掘削した場合、河積を確保することができるため、初期水位が低減されている。

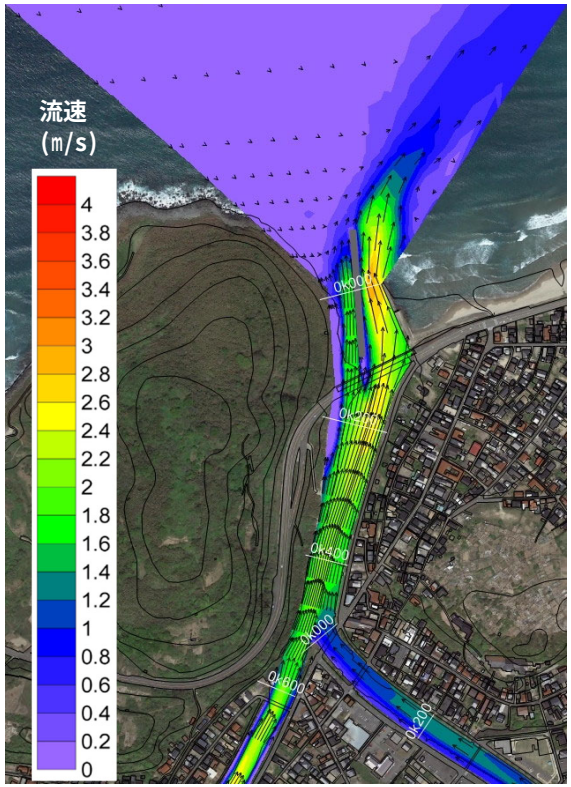
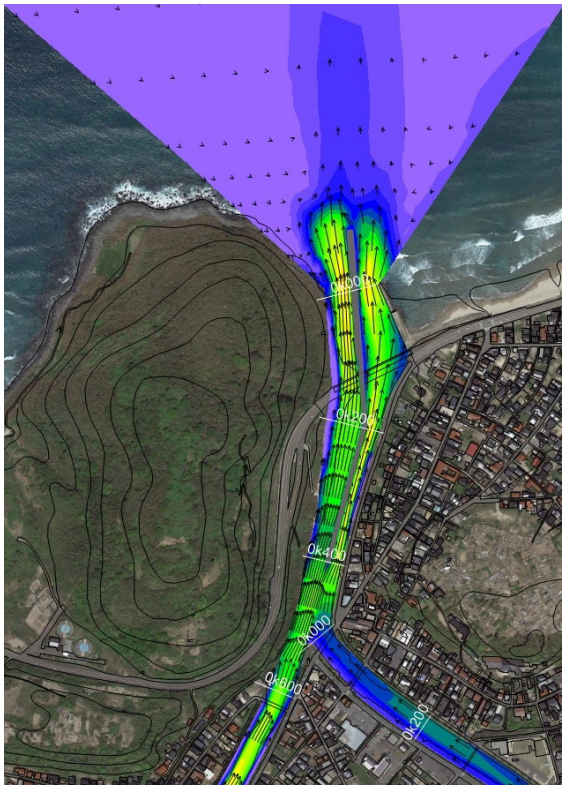
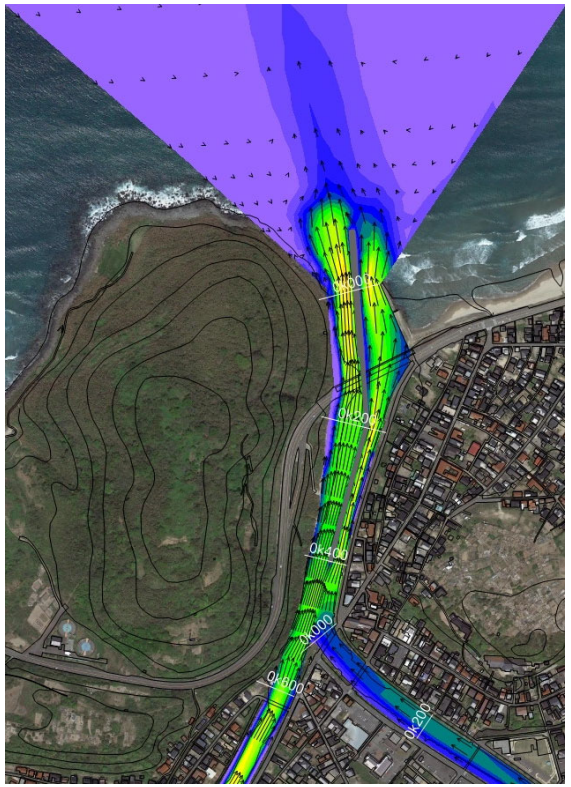
①現況	A-1 導流堤延伸＋全掘削（掘削後地盤高 0.3m）	A-2 導流堤延伸＋全掘削（掘削後地盤高 0.0m）
		

図 6.3.25(1)　**ピーク流量時の流速コンター図**

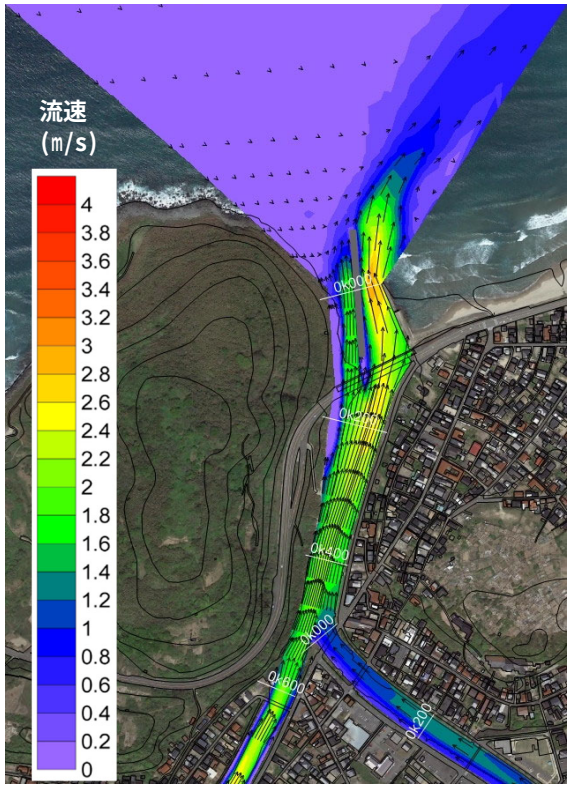
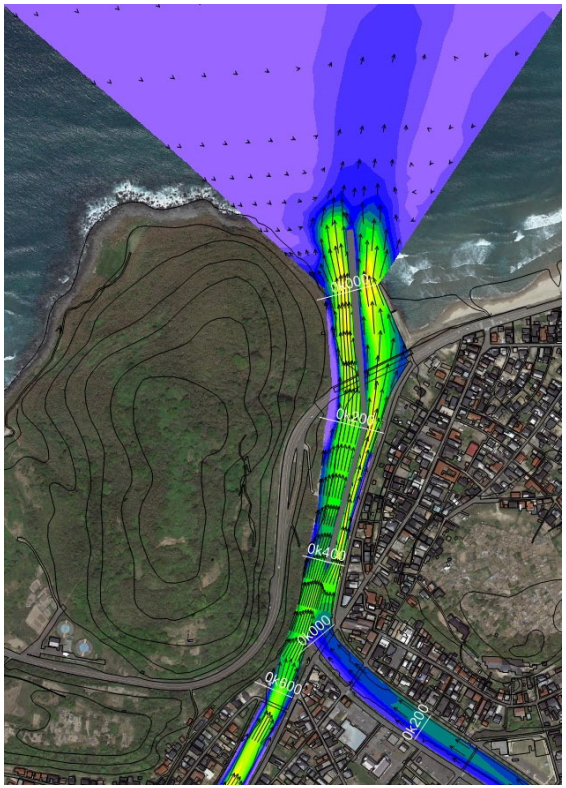
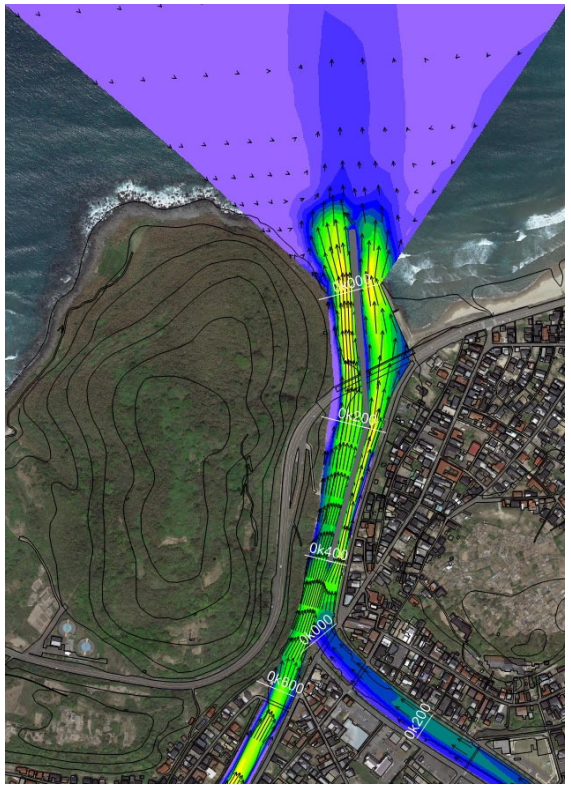
①現況	A-3 導流堤延伸＋中央部掘削（掘削後地盤高 0.3m）	A-4 導流堤延伸＋中央部掘削（掘削後地盤高 0.0m）
		

図 6.3.25(2)　**ピーク流量時の流速コンター図**

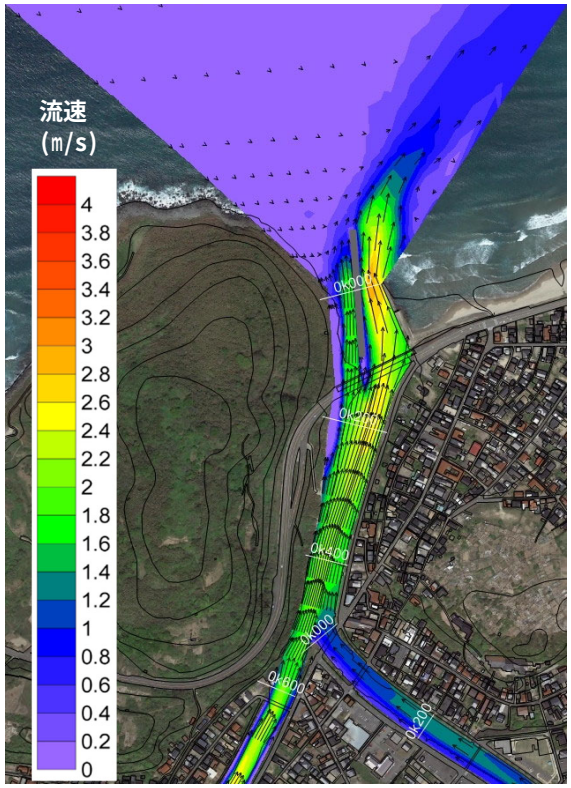
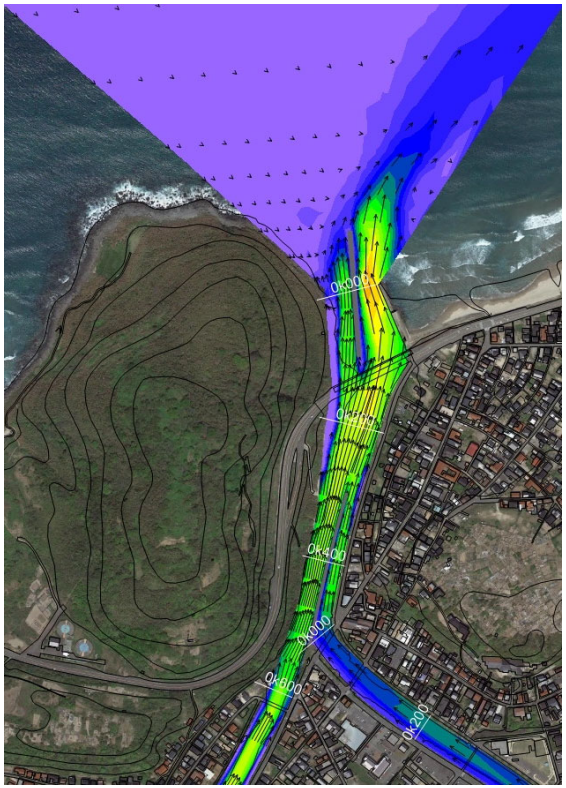
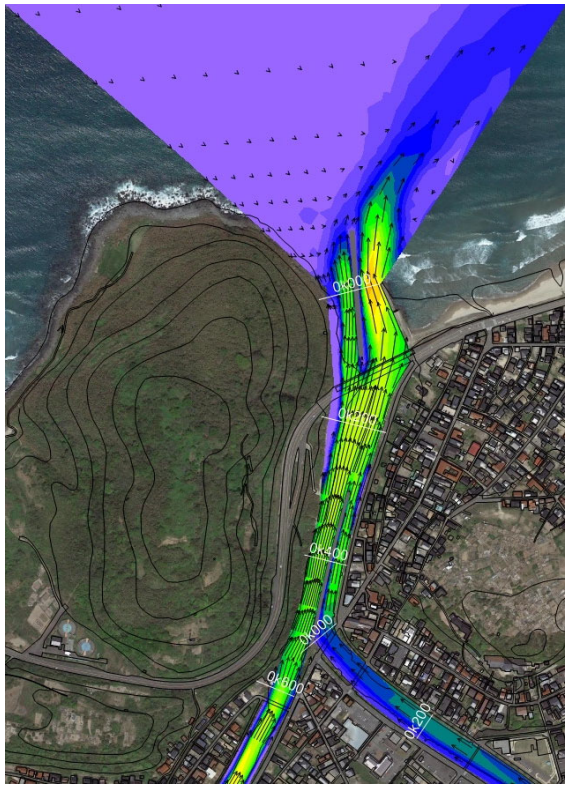
①現況	B-1 上流導流堤設置＋全掘削（掘削後地盤高 0.3m）	B-2 上流導流堤設置＋全掘削（掘削後地盤高 0.0m）
		

図 6.3.25(3)　**ピーク流量時の流速コンター図**

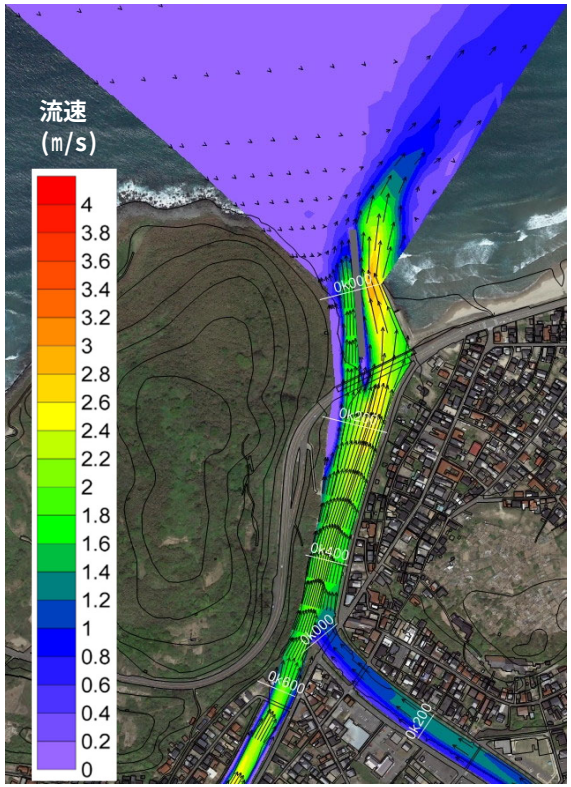
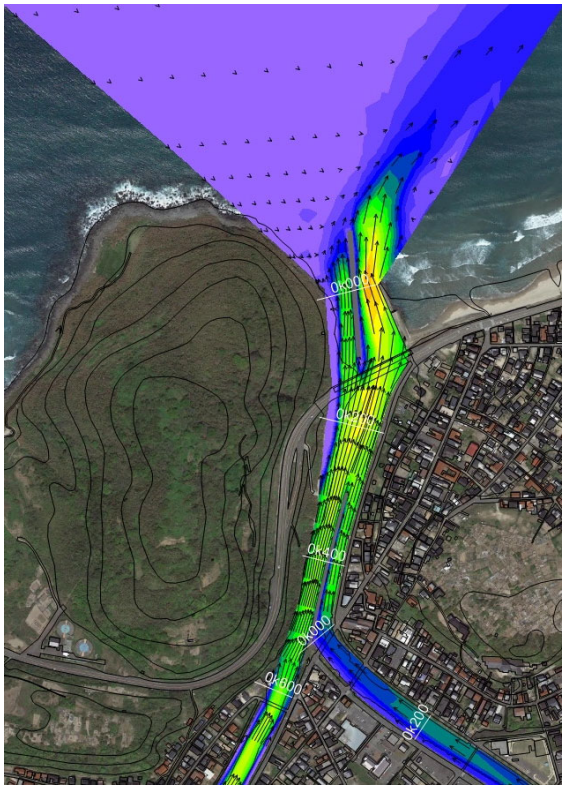
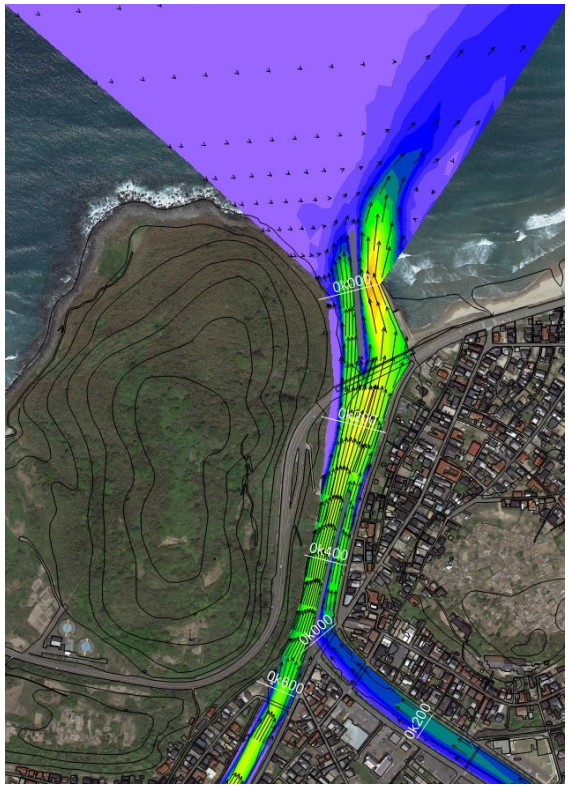
①現況	B-3 上流導流堤設置＋中央部掘削（掘削後地盤高 0.3m）	B-4 上流導流堤設置＋中央部掘削（掘削後地盤高 0.0m）
		

図 6.3.25(4)　**ピーク流量時の流速コンター図**

6.3.5 不等流計算による対策案の水位把握（R3.7 洪水）

対策案実施後の河道水位を精査するため、各対策工の代表的なケースについて、不等流計算を実施する。

(1) 不等流計算条件

検討条件を表 6.3.17 にまとめる。対策工の検討条件と共通とすることとし、不等流計算の計算流量は表 6.3.18 のとおりとする。

表 6.3.17 不等流計算条件による水面形の再現検証条件（R3.7 洪水）

項　目	条　件	備　考
対象河川	・勝部川： L=2,200m（A=60.5km²） ・日置川： L=2,400m	勝部水系 2 級河川
計算断面	現況：洪水前断面による(河口部は砂州が発達した地形) ・勝部川　河口部(0k000～0k400)：R3.2 測量 河口部以外(0k400～)：H31.03 測量（河口部以外の最新測量） ・日置川　全区間：H31.04 測量（河口部以外の最新測量） 河床変動計算後：河口部は河床変動計算後の地形、その他は現況と同じ ・勝部川　河口部(0k000～0k400) ①現況 ②-1 導流堤延伸 ③-1 上流導流堤 ④-2 全掘削（掘削後地盤高 0.0m） ⑤-3 縦断掘削（掘削後地盤高 0.3m）	
水位計算手法	・1 次元不等流モデルによる *)	
計算流量	・河口：237m³/s（1 ケース）（参照：表 6.3.18）	
出発水位	・勝部川下流端（河口）0ｋ000：限界水深による（ただし朔望平均満潮位 T.P.+0.5m を下回らない） ・日置川下流端 0ｋ000：本川背水影響を受けるため、本川合流点 0k500 の計算水位(0k400 と 0k600 の平均)を適用	
粗度係数	・勝部川・日置川：n=0.030（全区間）	河川整備計画での粗度

*) 平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」の事業評価モデルと整合

表 6.3.18 不等流計算の流量配分

	R3.7 洪水実績 (m³/s)
勝部川　河口	237
勝部川　日置川合流前	154
日置川　下流端	83
日置川　露谷川合流前	83

(2) 計算断面

移動床となる河道底面部は河床変動計算による計算後断面を適用する。護岸等の河岸部、既設導流堤については地形変化を生じないことから、測量断面を適用する。②-1 導流堤延伸、③-1 上流導流堤の各案については、河道中央部に導流堤を新設することとする。

以上に基づいて設定した河口部における計算断面を図 6.3.26 に示す。

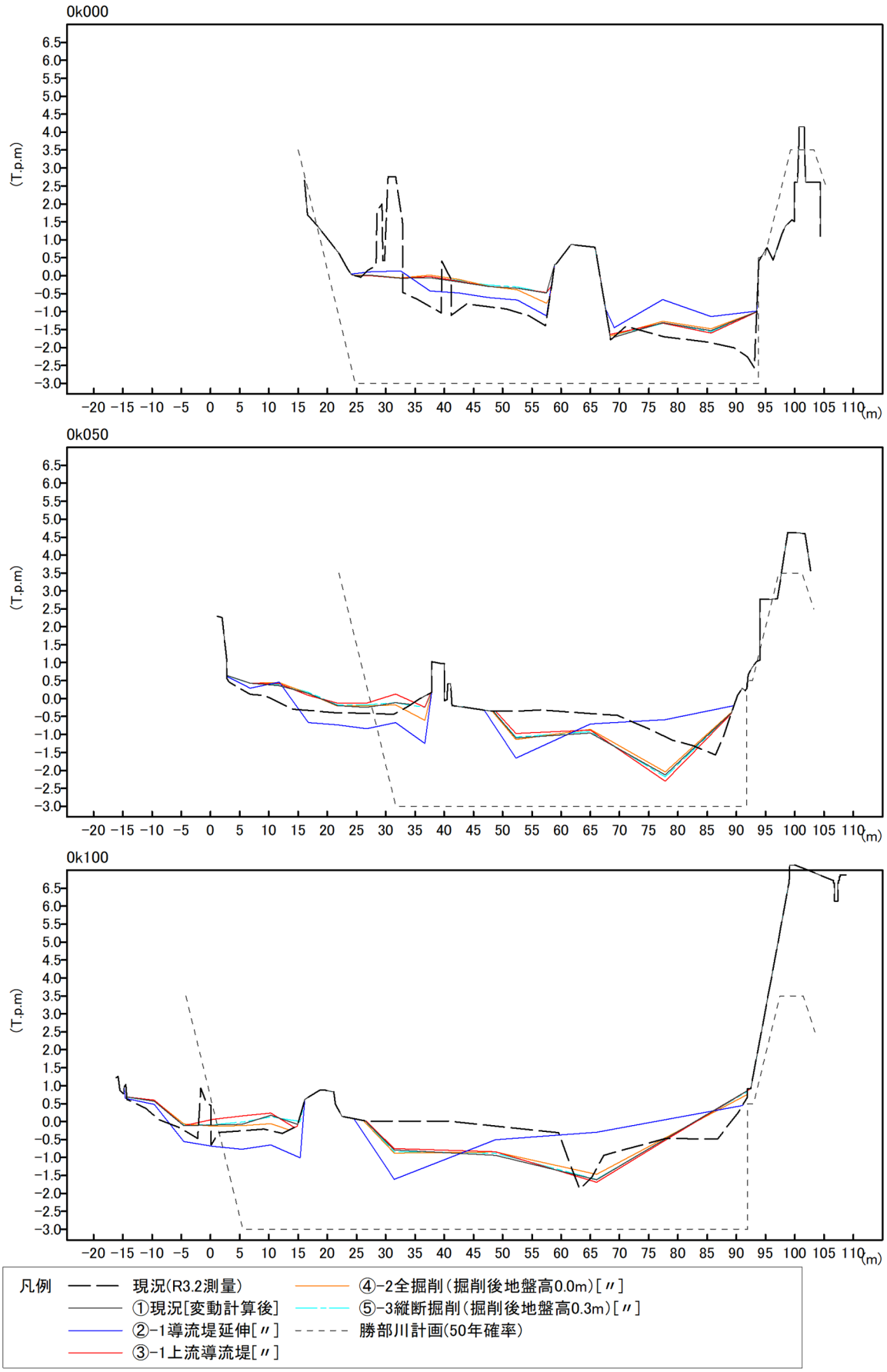


図 6.3.26(1)　不等流計算断面の設定結果（勝部川河口部）（R3.7 洪水）

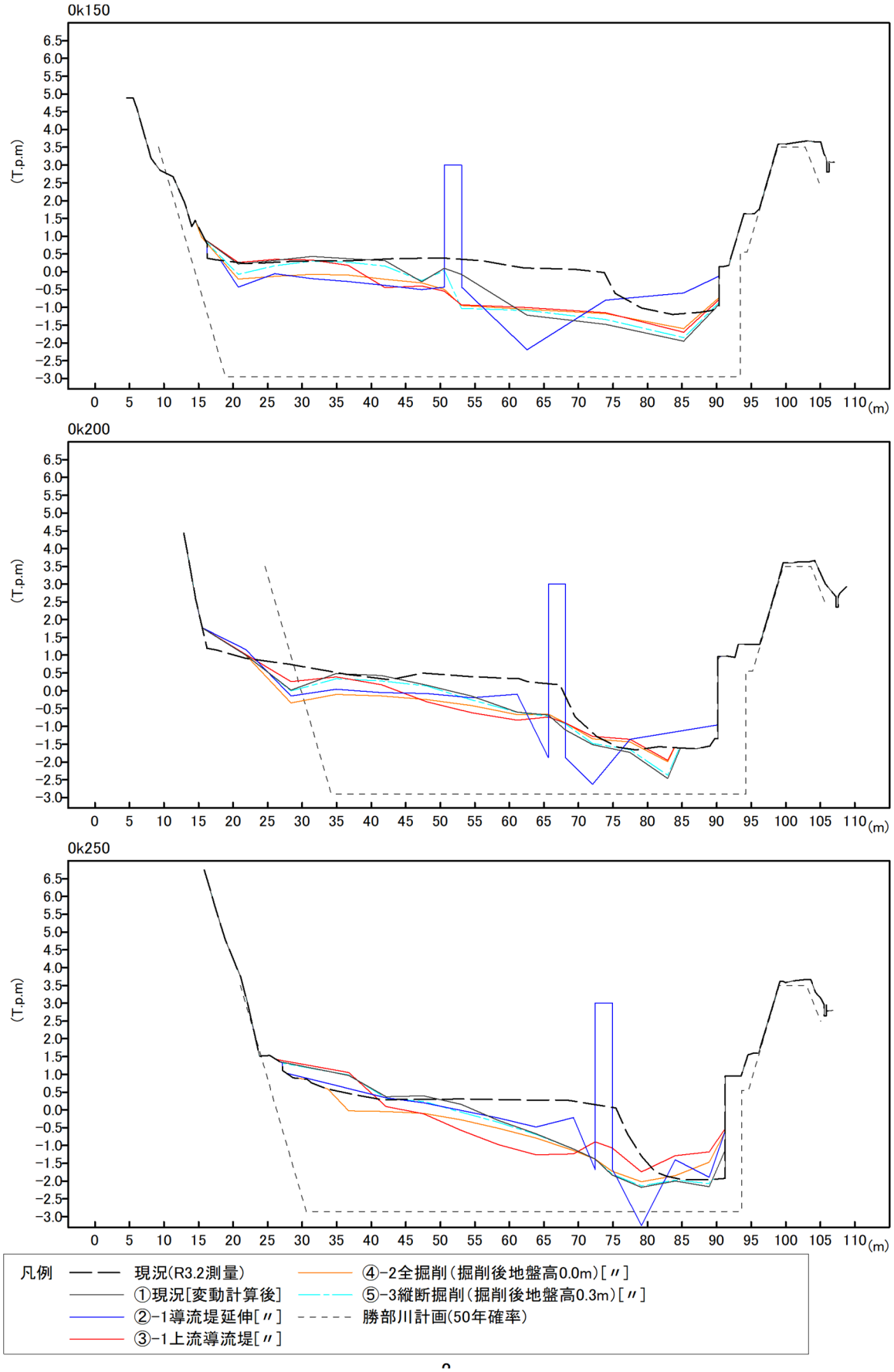


図 6.3.26(2)　不等流計算断面の設定結果（勝部川河口部）（R3.7 洪水）

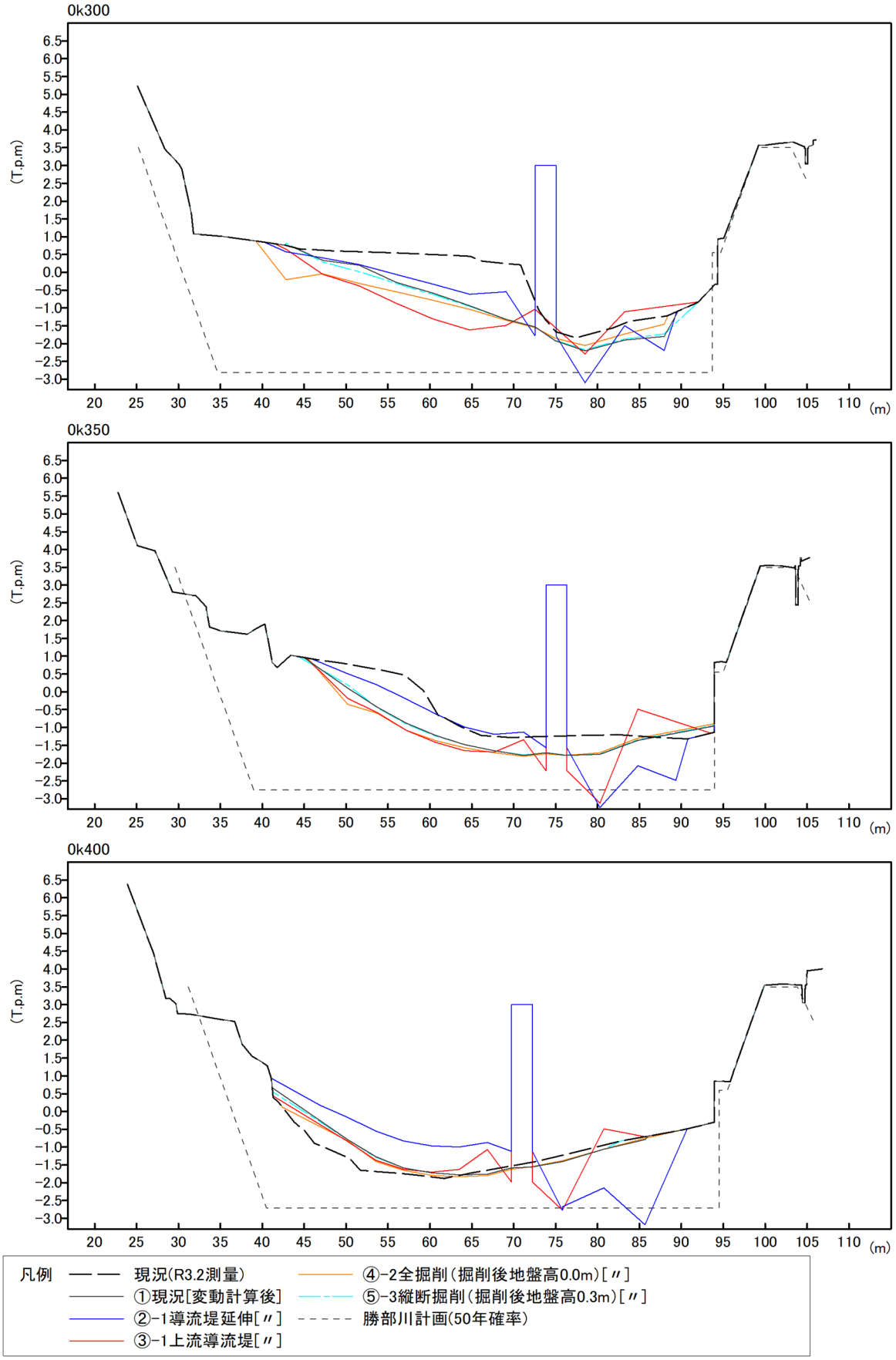


図 6.3.26(3)　不等流計算断面の設定結果（勝部川河口部）（R3.7 洪水）

(3) 計算結果

計算水位縦断図を図 6.3.27 に示す。不等流計算によっても各対策案の水位低下量が小さいことが確認された。

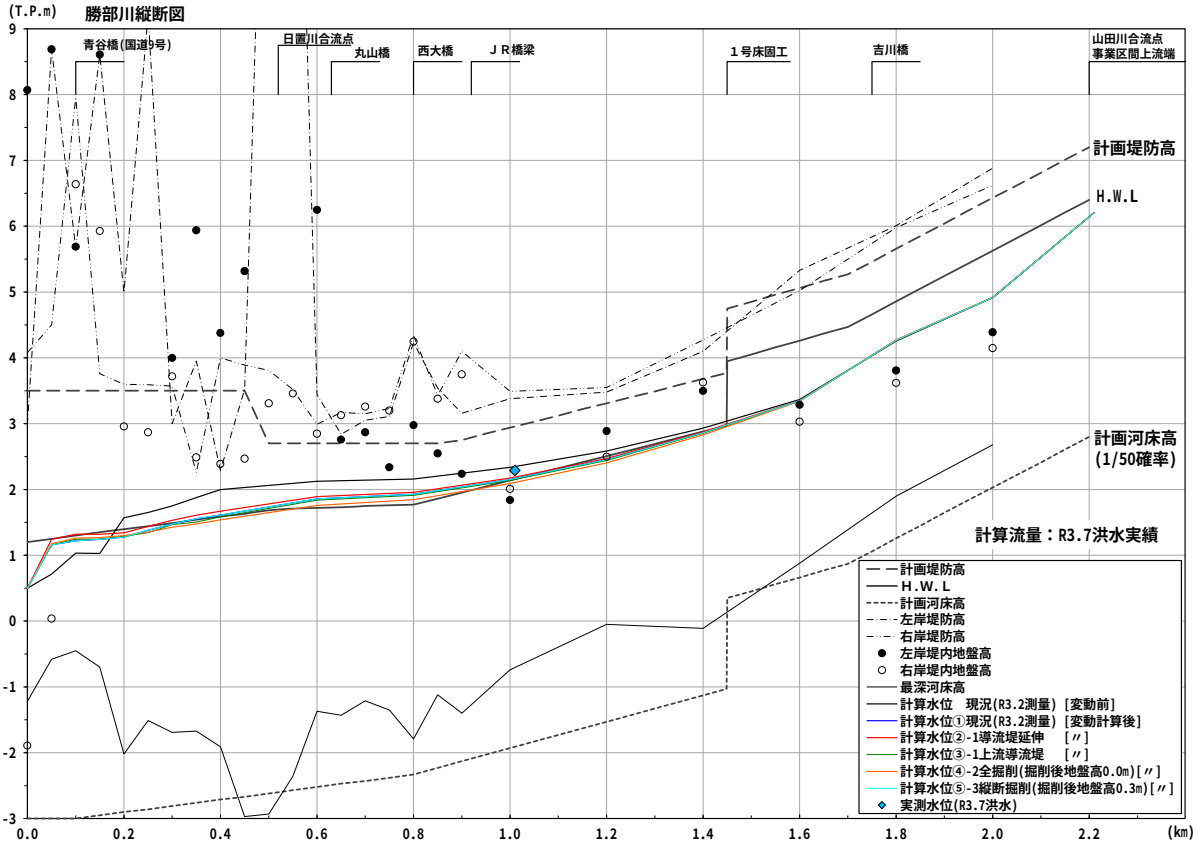


図 6.3.27(1)　不等流計算水位縦断図（勝部川）（R3.7 洪水）

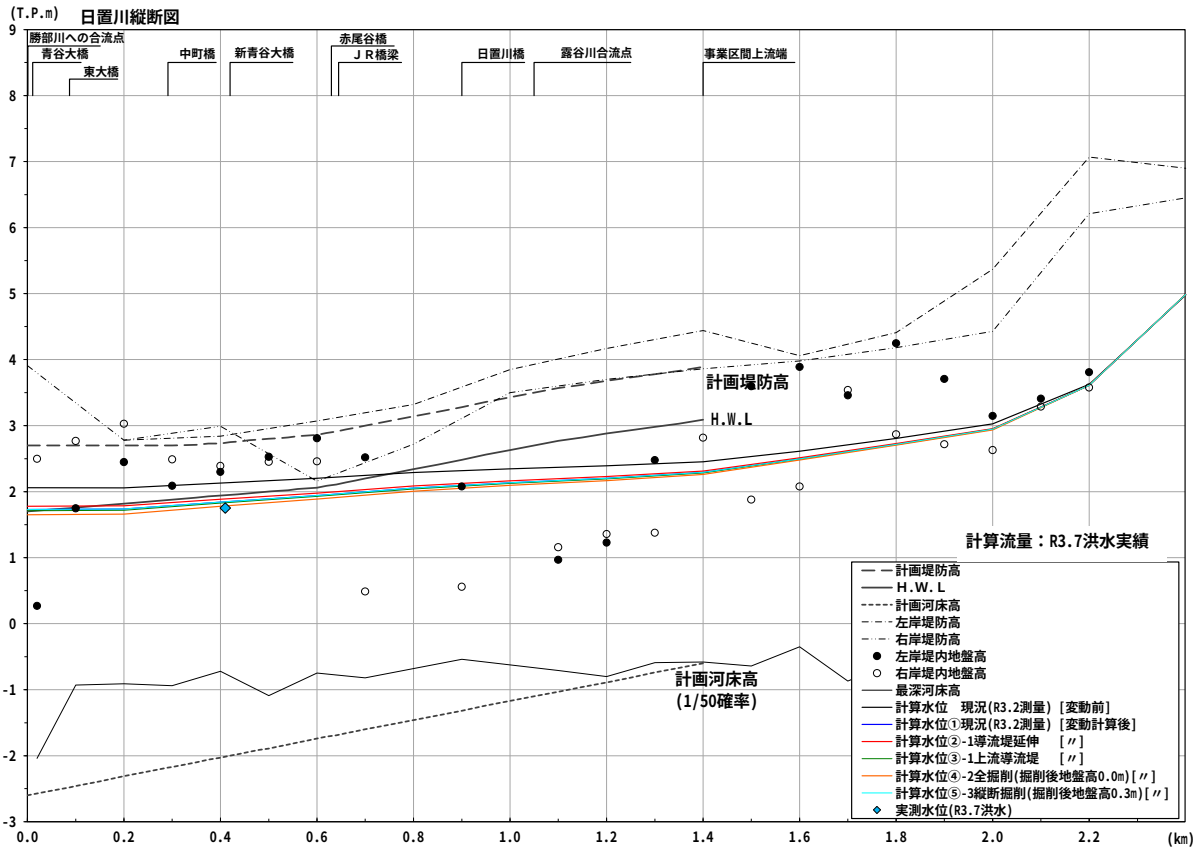


図 6.3.27(2)　不等流計算水位縦断図（日置川）（R3.7 洪水）

6.3.6　対策効果の検討（1/50 計画流量）

これまでの結果から、R3.7 洪水時と同等の流量においては、対策を実施した場合においても、計画河道（1/50）程度までの土砂を流出させる可能性は見込めないことが分かった。その原因の 1 つとして、一部の掃流力が上がることにより、他方の掃流力が低下することで、合計の土砂流出量の変化が少ないことから、流量の不足が想定される。

そこで、実際の計画流量規模の洪水が発生した場合の効果についても検討を実施する。検討ケースは、各対策工の代表的なケースを選定した。なお、河川整備計画時に合わせて、下流端については、朔望平均満潮位を設定する（表 6.3.19 参照）。

表 6.3.19　流量規模及び対策工の条件

No.	対策工	流量	区間	幅	高さ
①	現況	■上流端流量 50 年確率規模 計画流量 ■下流端水位 朔望平均満潮位 T.P.0.5m 図 6.3.28 参照	-0.8k 付近～ 0.12k 付近	5m	現況構造物の高さを設定 （海域：T.P.+0.3m　河川域：T.P.+0.8m）
②	中導流堤の延伸		0.12k 付近～ 0.4k	2.5m	T.P.+3.0m （水位が構造物を越えないよう設定）
③	導流堤設置 （上流側）		0.3k～ 日置川合流部	2.5m	T.P.+3.0m （水位が構造物を越えないよう設定）
④-1	全掘削		砂州部	10m	掘削後地盤高 T.P.+0.0m
④-2	全掘削			10m	掘削後地盤高 T.P.+0.3m
⑤-1	砂州中央部掘削			10m	掘削後地盤高 T.P.+0.0m
⑤-2	砂州中央部掘削			10m	掘削後地盤高 T.P.+0.3m

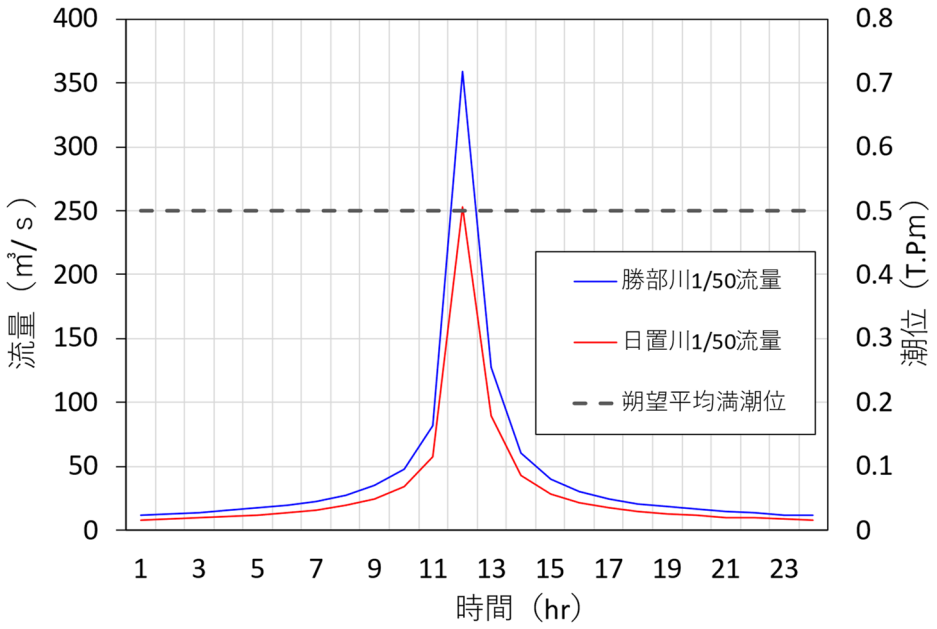


図 6.3.28　入力条件（上流端流量及び下流端水位）

(1) 計算結果

計算結果については、巻末「2.平面二次元河床変動モデル計算結果」に示す。

該当ページの目次は以下である。

2.4 対策効果の検討（朔望平均満潮位＋1/50 計画流量）.....巻末-2-92

2.4.1 ①現況.....巻末-2-93

2.4.2 ②導流堤延伸.....巻末-2-97

2.4.3 ③上流導流堤設置.....巻末-2-101

2.4.4 ④-1 全掘削（掘削後地盤高 0.3m） ［掘削量：875.8 ㎥］.....巻末-2-105

2.4.5 ④-2 全掘削（掘削後地盤高 0.0m） ［掘削量：2675.0 ㎥］.....巻末-2-109

2.4.6 ⑤-1 中央部掘削（掘削後地盤高 0.3m） ［掘削量：187.8 ㎥］..巻末-2-113

2.4.7 ⑤-2 中央部掘削（掘削後地盤高 0.0m） ［掘削量：739.3 ㎥］..巻末-2-117

(2) 対策案による効果比較

6.3.6 (1) で計算した各ケースについて、“砂州のフラッシュ効果” 及び “水位低減効果” についてそれぞれ以下の観点で比較・分析を実施する。

○砂州のフラッシュ効果：砂州周辺区間（区間 C 及び区間 C＋D）における土砂変動量を比較し、より多くの土砂が流出する対策を効果の高い対策とする。

○水位低減効果　　：勝部川及び日置川の計算区間における最大水位縦断を比較し、最も水位を減少させている対策を効果の高い対策とする。

表 6.3.20　対策（案）検討ケース（再掲）

No.	対策工	区間	幅	高さ
	現況	-0.8k 付近～0.12k 付近	5m	現況構造物の高さを設定 （海域：T.P.+0.3m　河川域：T.P.+0.8m）
②	中導流堤の延伸	0.12k 付近～0.4k	2.5m (既存導流堤の半分)	T.P.+3.0m （水位が構造物を越えないよう設定）
③	導流堤設置 （上流側）	0.3k～ 日置川合流部	2.5m (既存導流堤の半分)	T.P.+3.0m （水位が構造物を越えないよう設定）
④-1	砂州掘削 （左岸側）	全掘削		T.P.+0.3m 以上を掘削 （平均的な砂州高を下回る）
④-2				T.P.+0.0m 以上を掘削 （陸上掘削が可能な限界を想定）
⑤-3		砂州上流端～下流端	10m 程度（砂州中央部）	掘削後地盤高 T.P.+0.0m
⑤-4				掘削後地盤高 T.P.+0.3m

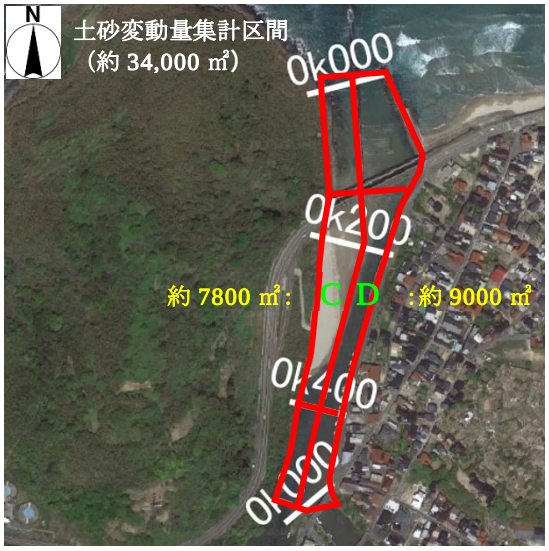


図 6.3.29　設定した区間 C 及び D（砂州周辺区間）

2) 砂州のフラッシュ効果の検討

砂州のフラッシュ効果を検討するにあたり、砂州周辺区間（区間 C 及び区間 C＋D）における各対策工（案）の土砂変動量について、比較を行った。図 6.3.30 に示すグラフから以下のことが確認できる。

- 区間 C（R3.2 地形の砂州部）は、上流に導流堤を設置した場合のみ、フラッシュが 100 ㎥程度促進されているが、掘削を実施したケースは変化が小さい。
- 区間 D（船着き場付近）では、既設導流堤を延伸することで、2500 ㎥程度の土砂が現況よりも流出しやすくなっていることが確認できた。

上記より、砂州のフラッシュについては、対策案の効果があまり見られなかった。一方、砂州周辺の土砂流出については、“ケース②”が最も効果が高いことが確認できた。しかし、1000 ㎥程度の増加量であるため、計画河道の断面を確保する等の効果は見込めない。

なお、上流に導流堤を設置した場合の砂州のフラッシュ効果が小さい原因としては、計画流量のピークが短いことや河床が比較的動きにくい流量から急な上昇と下降を行うため、土砂が流出しきらないことが要因であると考えられる。

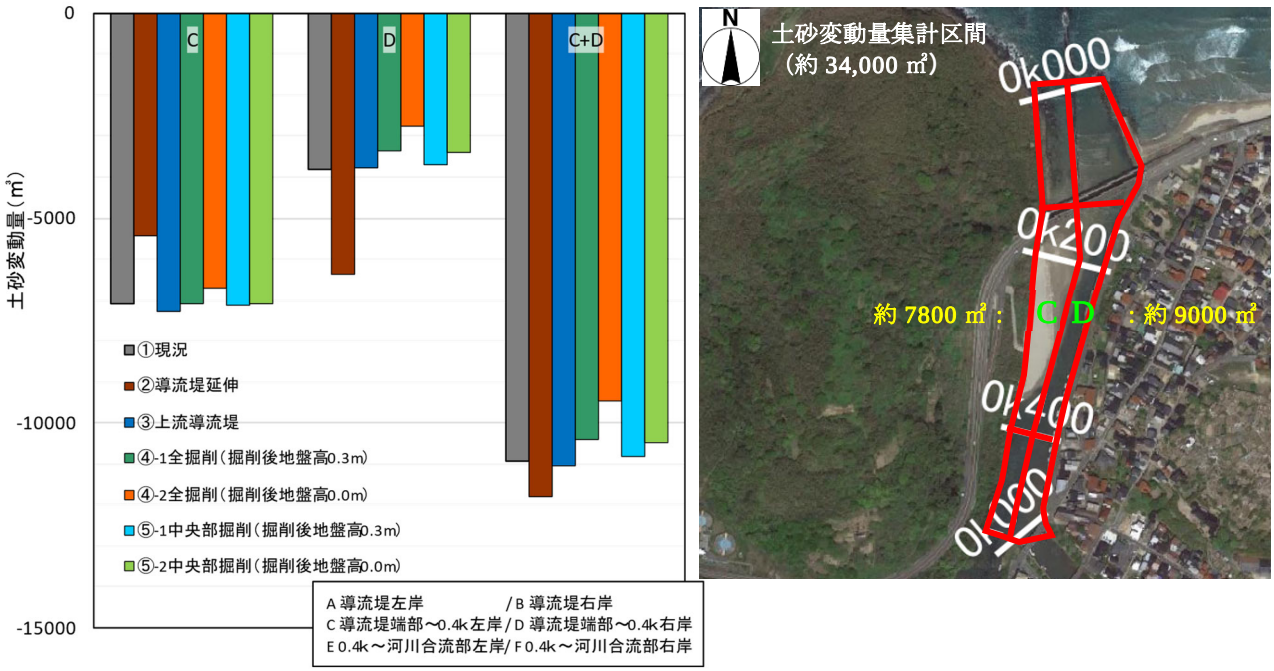


図 6.3.30　各対策工における砂州周辺の土砂変動量

3) 水位低減効果の検討

水位低減効果を検討するにあたり、各対策工（案）の最大水位縦断について、比較を行った。図 6.3.31、図 6.3.32 に示すグラフから以下のことが確認できる。

■対策工：構造物設置

・最大水位が最も低いのは現況であった。

・その次に最大水位が低いのは上流に導流堤を設置したケースであるが、構造物を設置した合流部で、局所的に水位が上昇している。

■対策工：砂州掘削

・掘削量に応じて水位が低下しているため、砂州を T.P.+0.0m まで掘削する場合に最も水位が低下している。

・フラッシュの促進による水位低下ではないと考えられる。

上記より、砂州を掘削したケースは全体として、水位は低下しているが、“ケース④-2”が最も水位低減効果が高かった。構造物による対策の最大水位が増加している原因としては、計画流量のピークが短く、また、河床が比較的動きにくい流量から急な上昇と下降を行うため、土砂が流出しきらないことで、発生していると考えられる。

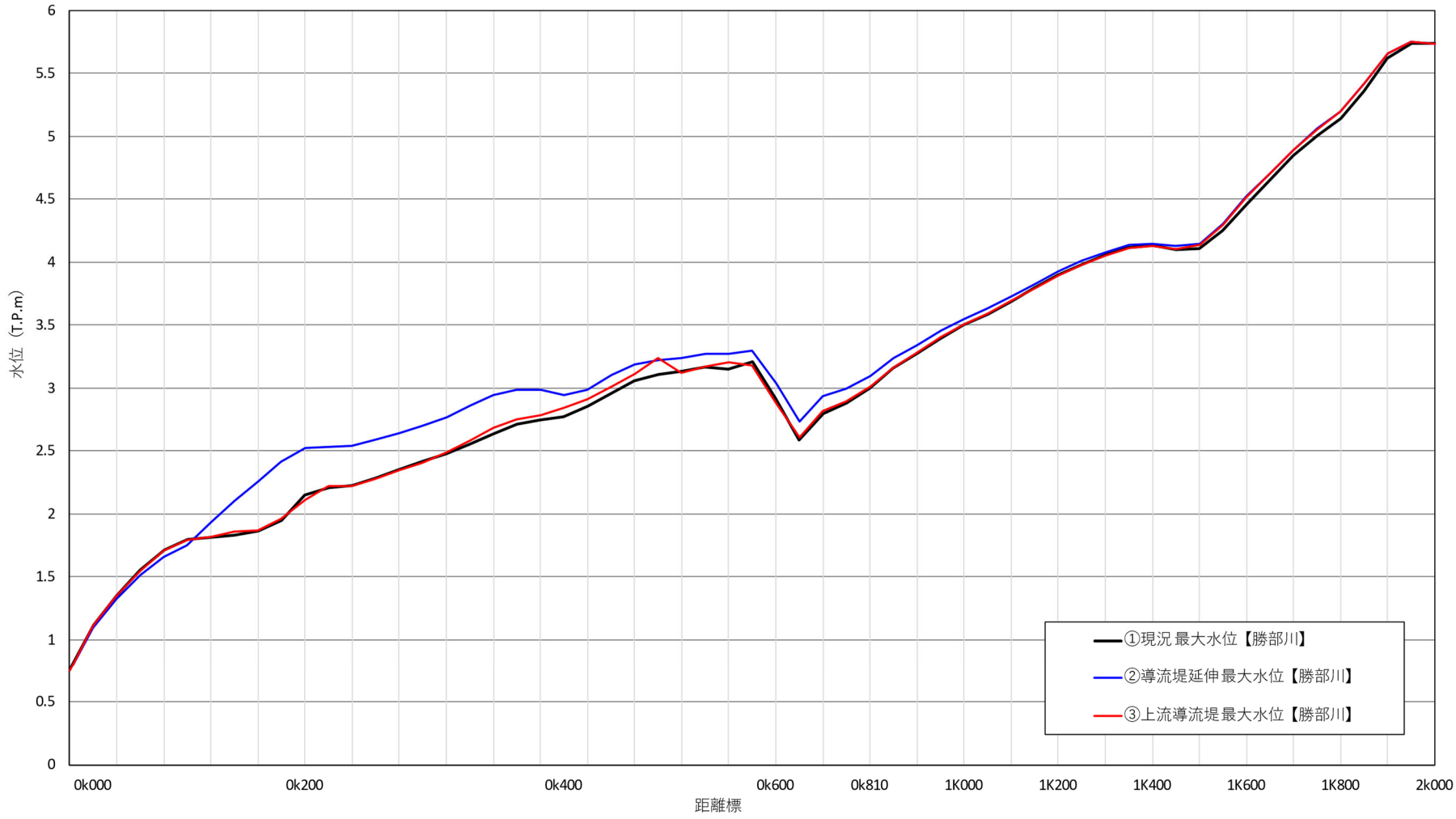


図 6.3.31(1)　最大水位（勝部川）【構造物】

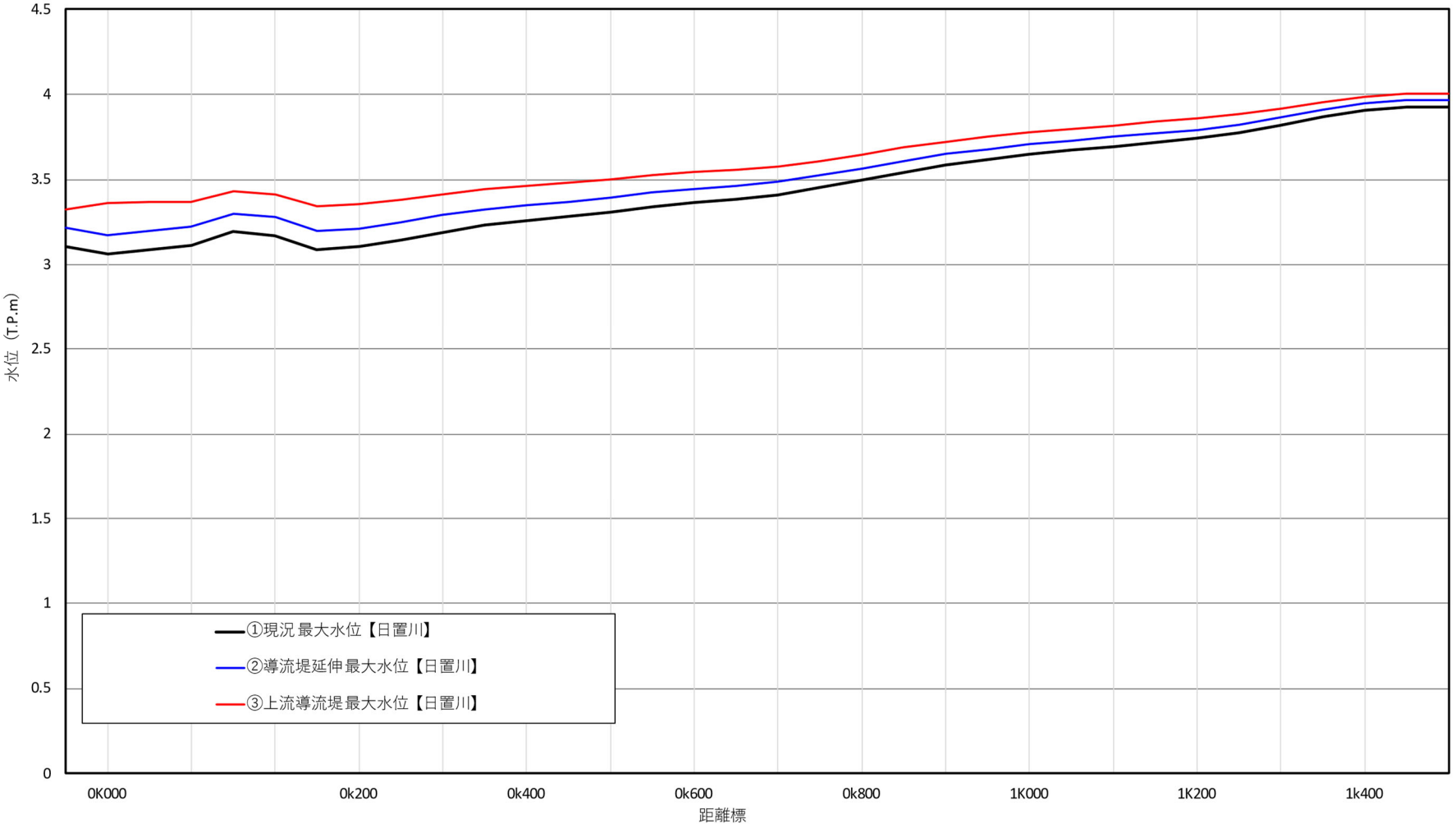


図 6.3.31(2)　**最大水位（日置川）【構造物】**

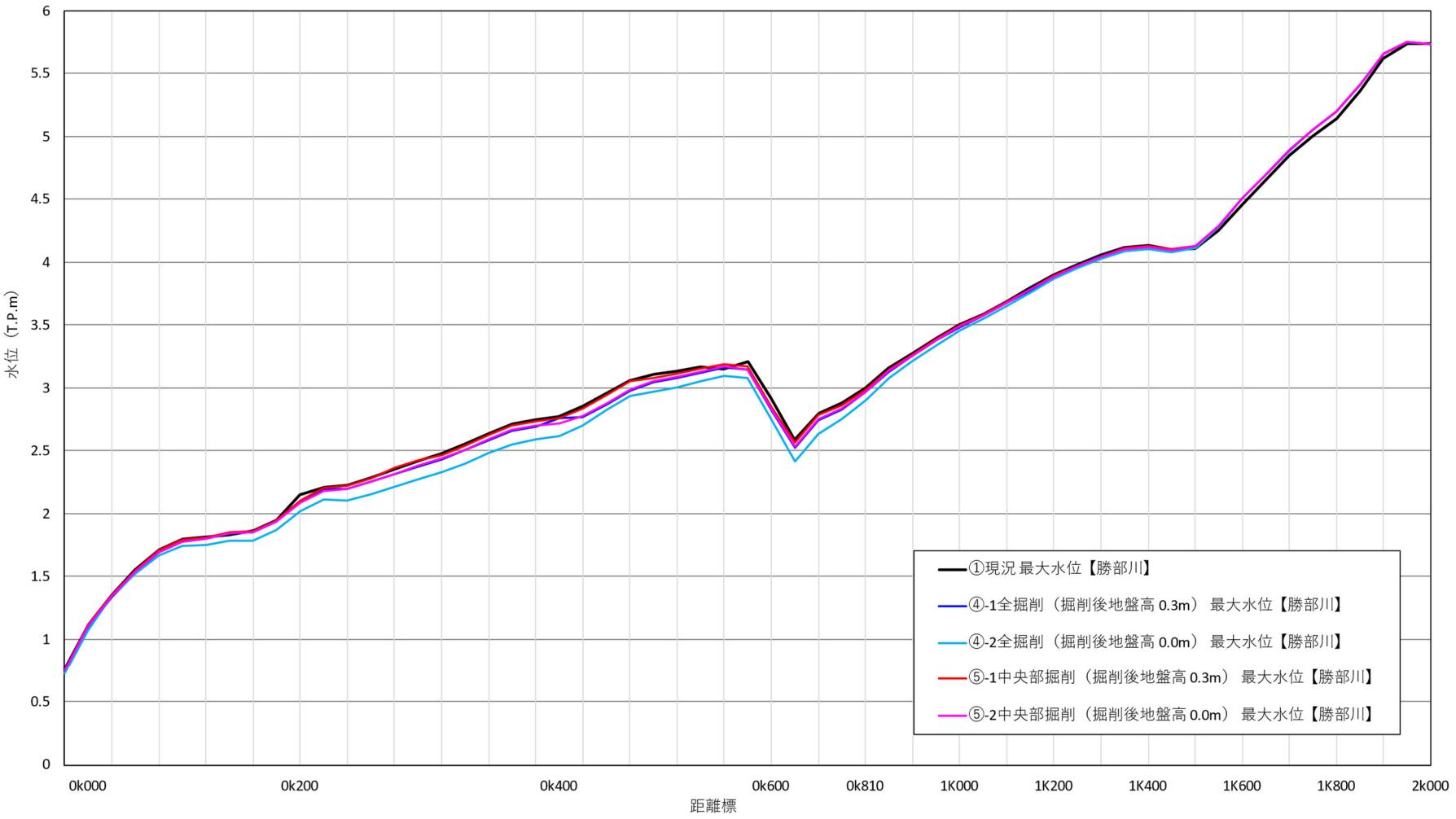


図 6.3.32(1)　**最大水位（勝部川）【掘削】**

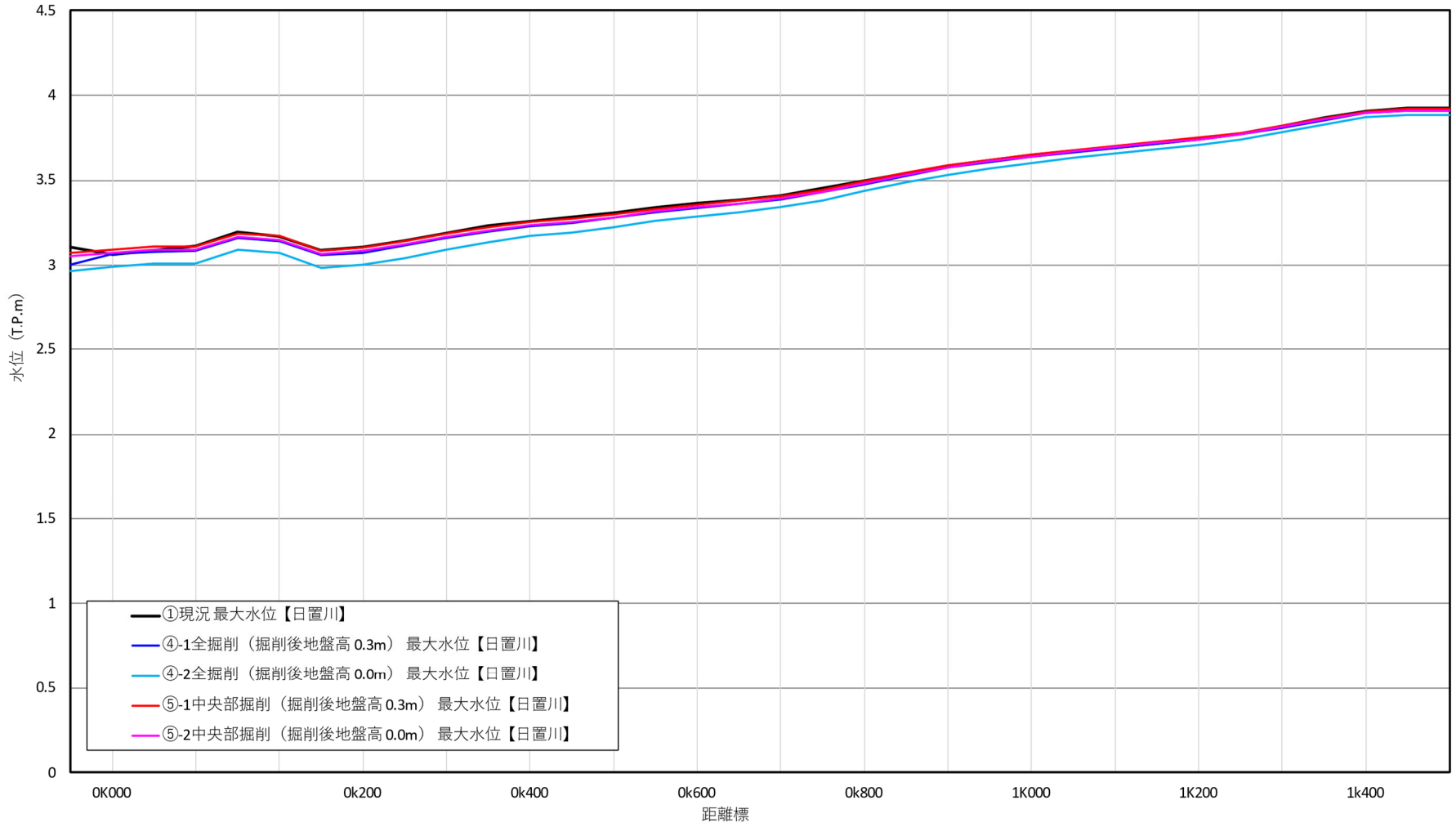


図 6.3.32(2)　**最大水位（日置川）【掘削】**

(3) 対策による効果のまとめ

これまでの結果から構造物を設置することによる、特徴や傾向を以下にまとめる。

■ピーク流量時付近の流速コンター：図 6.3.33

■1/50 計画流量について

・基本方針・整備計画で想定されている 1/50 流量は、合成合理式により算定されたピーク流量を基に作成されているため、1 洪水のハイドログラフ全体を良好に再現することができておらず、流量の多い時間の継続時間が確保できていないため、土砂の流出量が過少になっている可能性がある。

■構造物の位置の違いについて

・全体として、1/50 計画流量洪水が発生した場合においても、1/50 計画断面を確保するまでは至らなかった。
・導流堤を延伸した場合、極端にピークの短いハイドロにおいても、一定の土砂流出促進効果があることが分かった。
・上流側に導流堤を設置した場合は、土砂が移動しきる前に流量が小さくなるため、効果が低かったと考えられる。

■砂州の掘削形状の違いについて

・全体として、1/50 計画流量洪水が発生した場合においても 1/50 計画断面を確保するまでは至らなかった。
・フラッシュを促進するという観点では、大きな効果は確認できなかったが、初期水位が低下するため、掘削量に応じた、初期水位の低下は確認できる。

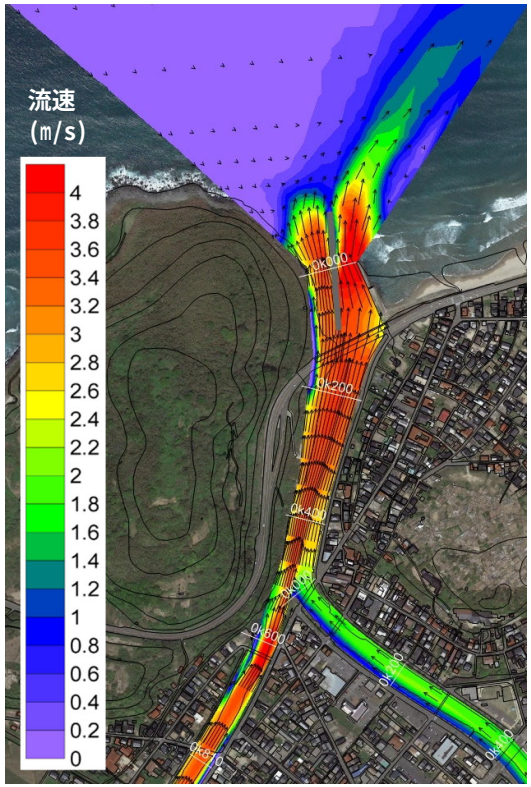
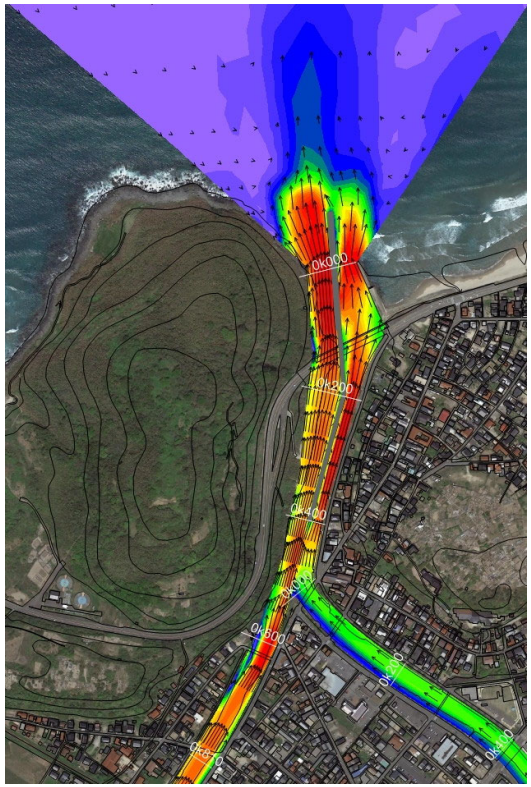
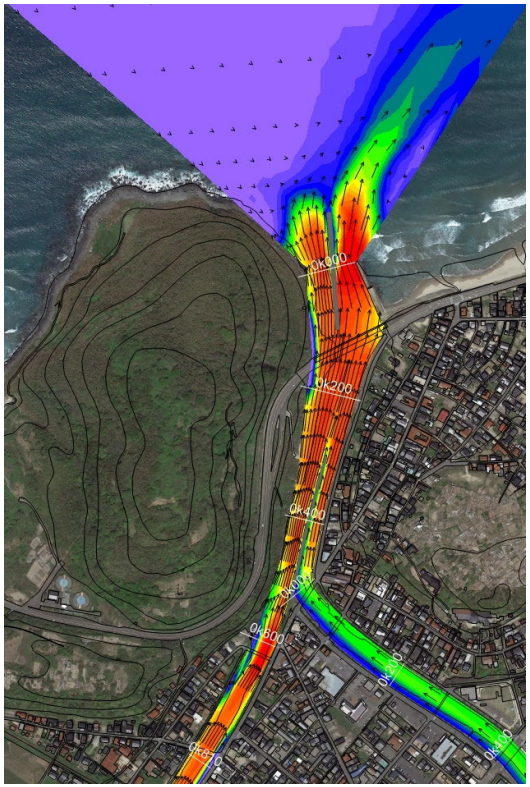
①現況	②導流堤延伸	③上流導流堤設置
		

図 6.3.33(1)　**ピーク流量時の流速コンター図**

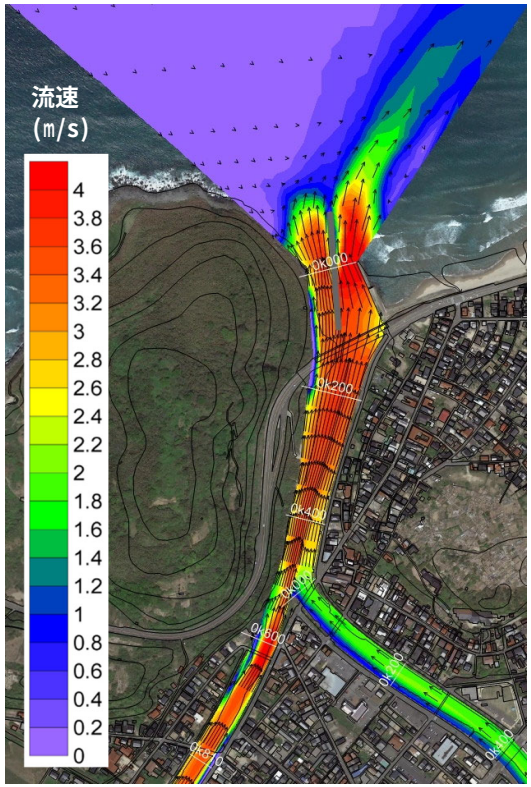
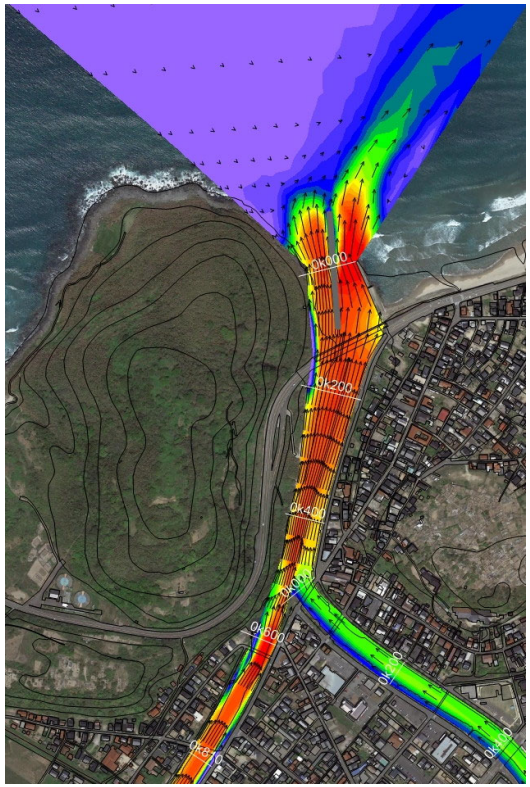
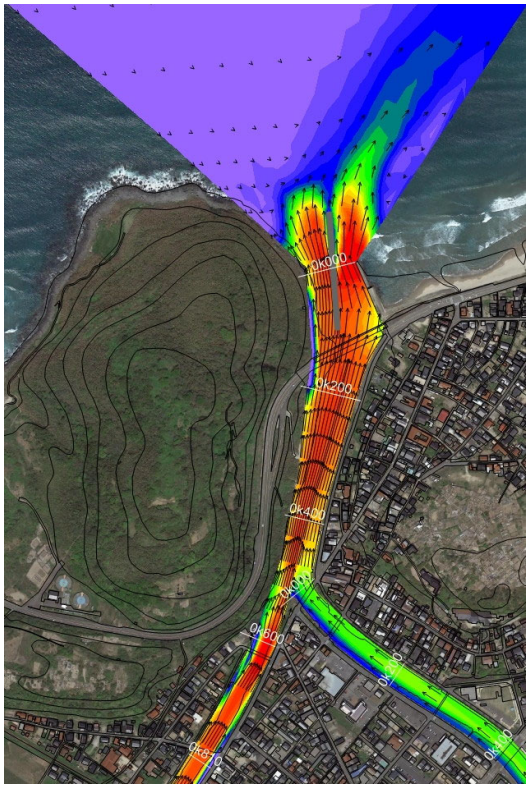
①現況	④-1 全掘削（掘削後地盤高 0.3m）	④-2 全掘削（掘削後地盤高 0.0m）
		

図 6.3.33(2)　**ピーク流量時の流速コンター図**

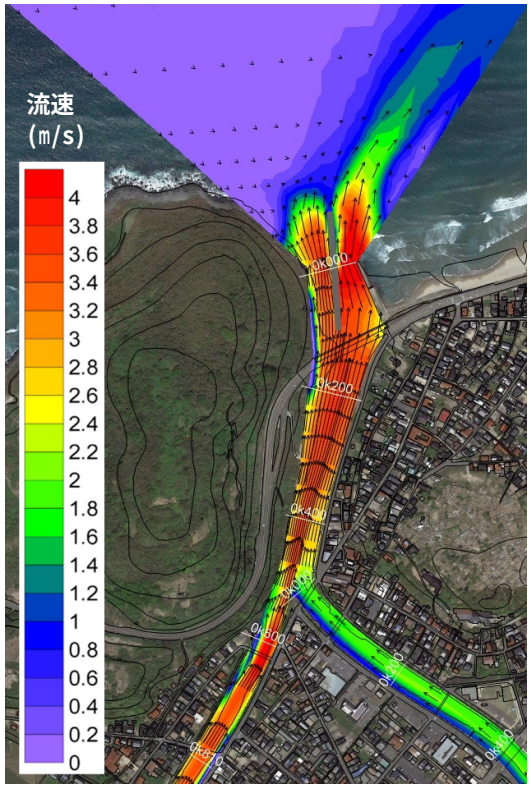
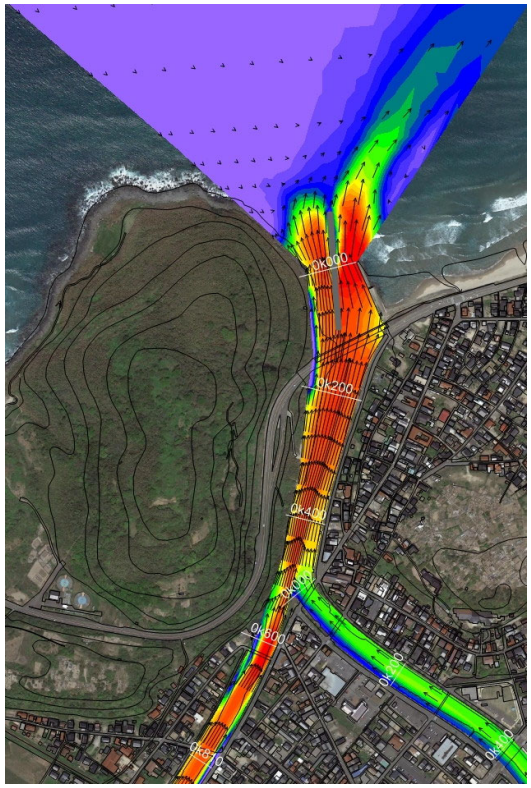
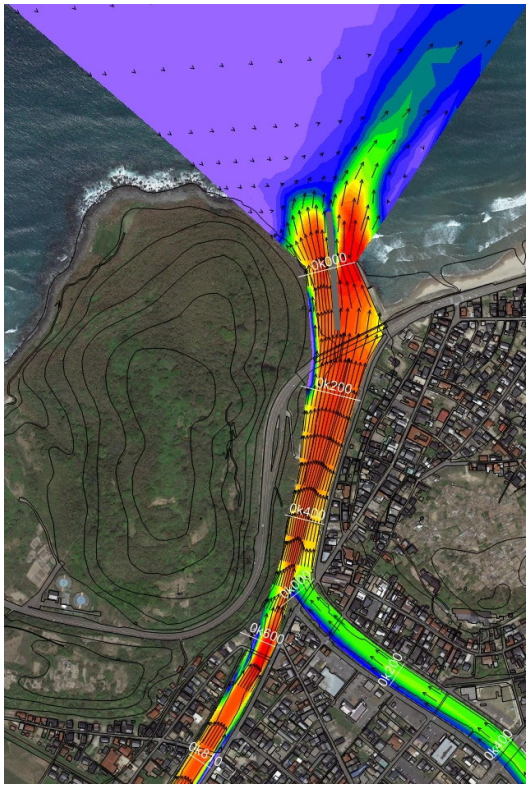
①現況	⑤-1 中央部掘削（掘削後地盤高 0.3m）	⑤-2 中央部掘削（掘削後地盤高 0.0m）
		

図 6.3.33(3)　ピーク流量時の流速コンター図

(4) 【参考】潮位条件を変更した場合の対策効果検討（朔望平均干潮位）

勝部川河口部は、勾配が低く、潮位の影響を受けやすい。よって、潮位が低い場合（潮位の影響を受けにくい場合）の洪水についても検討を実施する。検討ケースは、各対策工の代表的なケースを選定した（表 6.3.21 参照）。

表 6.3.21　流量規模及び対策工の条件

No.	対策工	流量	区間	幅	高さ
①	現況	■上流端流量 50 年確率規模 計画流量 ■下流端水位 朔望平均干潮位 T.P.+0.082m 図 6.3.34 参照	-0.8k 付近～ 0.12k 付近	5m	現況構造物の高さを設定 （海域：T.P.+0.3m　河川域：T.P.+0.8m）
②	中導流堤の延伸		0.12k 付近～ 0.4k	2.5m	T.P.+3.0m （水位が構造物を越えないよう設定）
③	導流堤設置 （上流側）		0.3k～ 日置川合流部	2.5m	T.P.+3.0m （水位が構造物を越えないよう設定）
④-1	全掘削		砂州部	10m	掘削後地盤高 T.P.+0.0m
④-2	全掘削			10m	掘削後地盤高 T.P.+0.3m
⑤-1	砂州中央部掘削			10m	掘削後地盤高 T.P.+0.0m
⑤-2	砂州中央部掘削			10m	掘削後地盤高 T.P.+0.3m

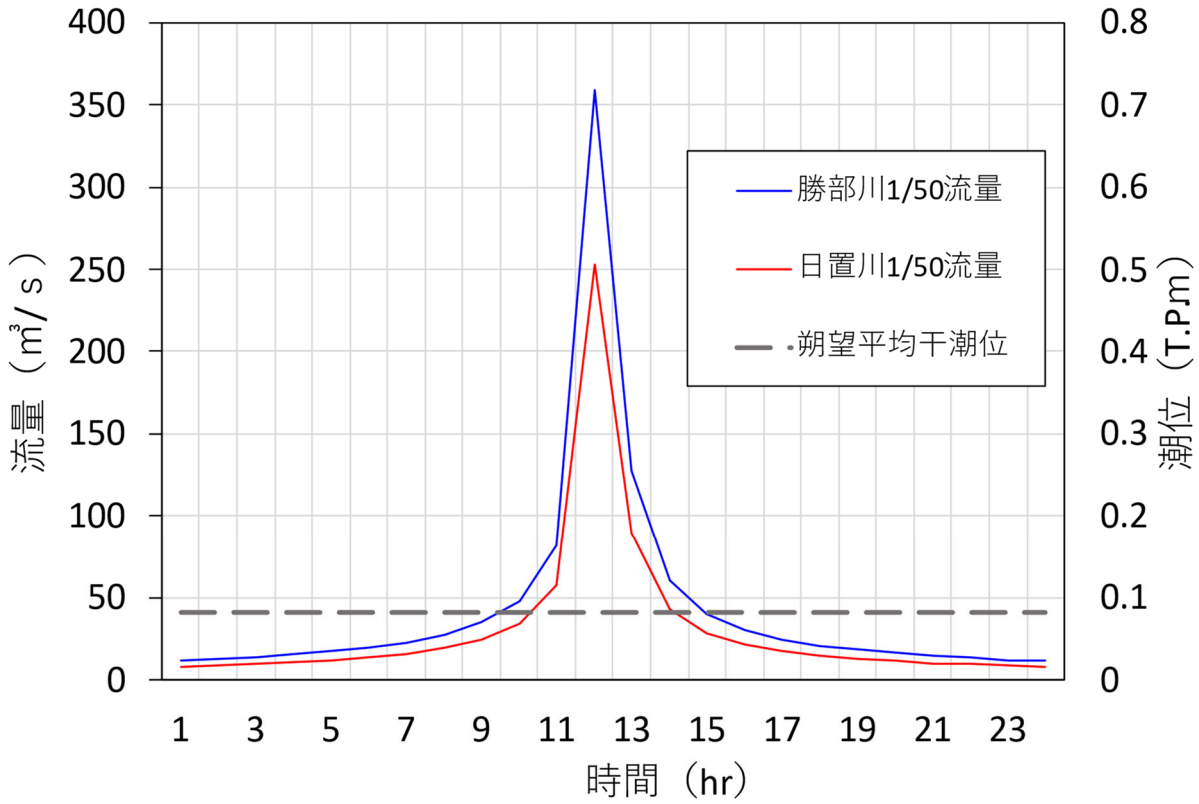


図 6.3.34　入力条件（上流端流量及び下流端水位）

1) 計算結果

計算結果については、巻末「2.平面二次元河床変動モデル計算結果」に示す。
該当ページの目次は以下である。

2.5 【参考】対策効果の検討（朔望平均干潮位＋1/50 計画流量） 巻末-2-121
2.5.1 ①現況 巻末-2-122
2.5.2 ②導流堤延伸 巻末-2-126
2.5.3 ③上流導流堤設置 巻末-2-130
2.5.4 ④-1 全掘削（掘削後地盤高 0.3m） ［掘削量：875.8 ㎥］ 巻末-2-134
2.5.5 ④-2 全掘削（掘削後地盤高 0.0m） ［掘削量：2675.0 ㎥］ 巻末-2-138
2.5.6 ⑤-1 中央部掘削（掘削後地盤高 0.3m） ［掘削量：187.8 ㎥］ ..巻末-2-142
2.5.7 ⑤-2 中央部掘削（掘削後地盤高 0.0m） ［掘削量：739.3 ㎥］ ..巻末-2-146

2) 低潮位時のフラッシュ効果について

対策工案を考慮せず、1/50 計画流量を入力条件とした場合、土砂変動量が潮位の違いによって、どの程度変化するのかを以下に示す。

■土砂変動量の違いについて

・潮位が 4cm 程度低下すると、河口部全体で土砂流出量が増加する傾向にある。特に、既存導流堤区間（A＋B）で顕著な土砂流出が見られた。

・土砂流出量は増加したが、総面積（約 34,000 ㎡）から考えた場合、1m 未満の河床低下量であることが確認できた。

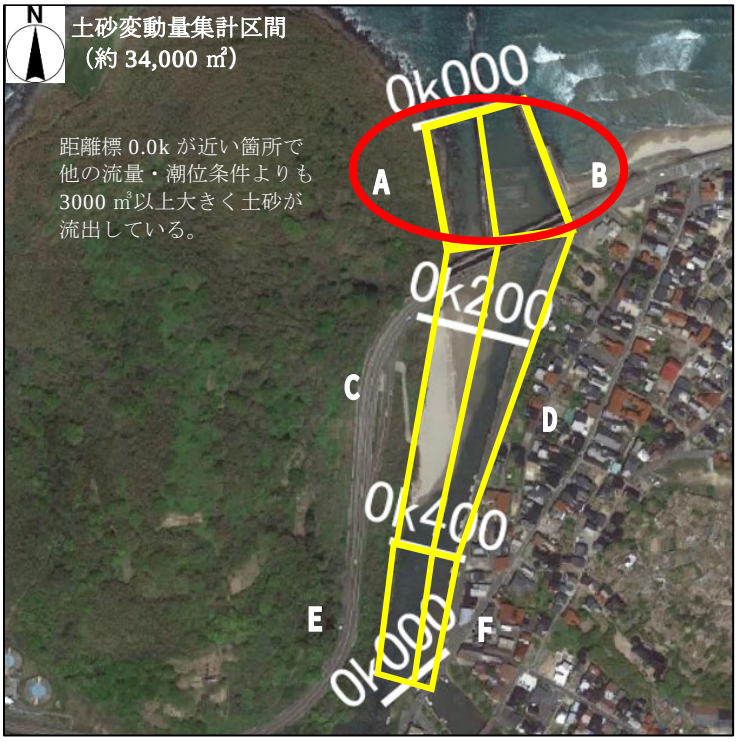


図 6.3.35　土砂変動量集計区間

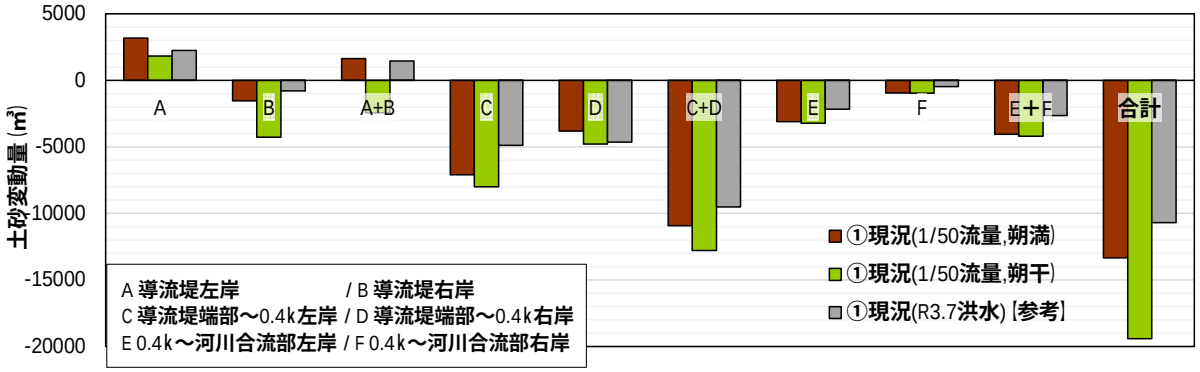


図 6.3.36　潮位による河口部での土砂変動量の違い

3) 対策案による効果比較

1) で計算した各ケースについて、“砂州のフラッシュ効果”及び“水位低減効果”についてそれぞれ以下の観点で比較・分析を実施する。

○砂州のフラッシュ効果：砂州周辺区間（区間 C 及び区間 C＋D）における土砂変動量を比較し、より多くの土砂が流出する対策を効果の高い対策とする。

○水位低減効果　　：勝部川及び日置川の計算区間における最大水位縦断を比較し、最も水位を減少させている対策を効果の高い対策とする。

表 6.3.22　対策（案）検討ケース（再掲）

No.	対策工	区間	幅	高さ
	現況	-0.8k 付近～0.12k 付近	5m	現況構造物の高さを設定 （海域：T.P.+0.3m　河川域：T.P.+0.8m）
②	中導流堤の延伸	0.12k 付近～0.4k	2.5m (既存導流堤の半分)	T.P.+3.0m (水位が構造物を越えないよう設定)
③	導流堤設置 （上流側）	0.3k～ 日置川合流部	2.5m (既存導流堤の半分)	T.P.+3.0m (水位が構造物を越えないよう設定)
④-1	砂州掘削 （左岸側）	全掘削		T.P.+0.3m 以上を掘削 （平均的な砂州高を下回る）
④-2				T.P.+0.0m 以上を掘削 （陸上掘削が可能な限界を想定）
⑤-3		砂州上流端～下流端	10m 程度（砂州中央部）	T.P.+0.3m 以上を掘削 （平均的な砂州高を下回る）
⑤-4				T.P.+0.0m 以上を掘削 （陸上掘削が可能な限界を想定）

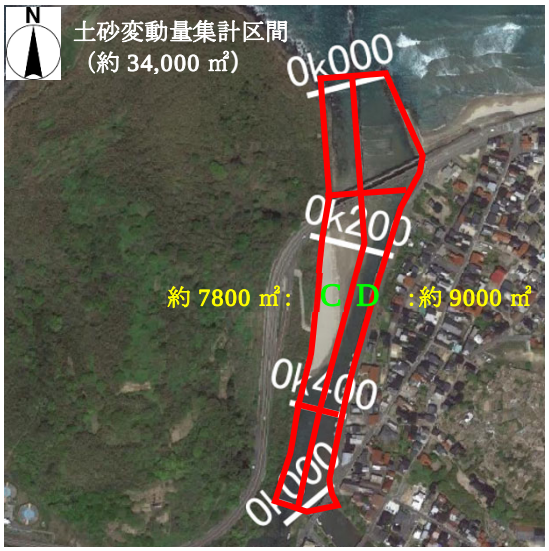


図 6.3.37　設定した区間 C 及び D（砂州周辺区間）

b) 砂州フラッシュ効果の検討

砂州のフラッシュ効果を検討するにあたり、砂州周辺区間（区間 C 及び区間 C＋D）における各対策工（案）の土砂変動量について、比較を行った。図 6.3.38 に示すグラフから以下のことが確認できる。

- 区間 C（R3.2 地形の砂州部）は、上流に導流堤を設置した場合のみ、フラッシュが 200 ㎥程度促進されているが、掘削を実施したケースは変化が小さい。
- 区間 D（船着き場付近）では、既設導流堤を延伸することで、2500 ㎥程度の土砂が現況よりも流出しやすくなっていることが確認できた。

上記より、砂州（区間 C）のフラッシュについては、対策案の効果があまり見られなかった。一方、砂州周辺の土砂流出（区間 C＋D）については、“ケース②”が最も対効果があることが確認できた。上流に導流堤を設置した場合の砂州のフラッシュ効果が小さい原因としては、計画流量のピークが短く、また、河床が比較的動きにくい流量から急な上昇と下降を行うため、土砂が流出しきらないことで、発生していると考えられる。

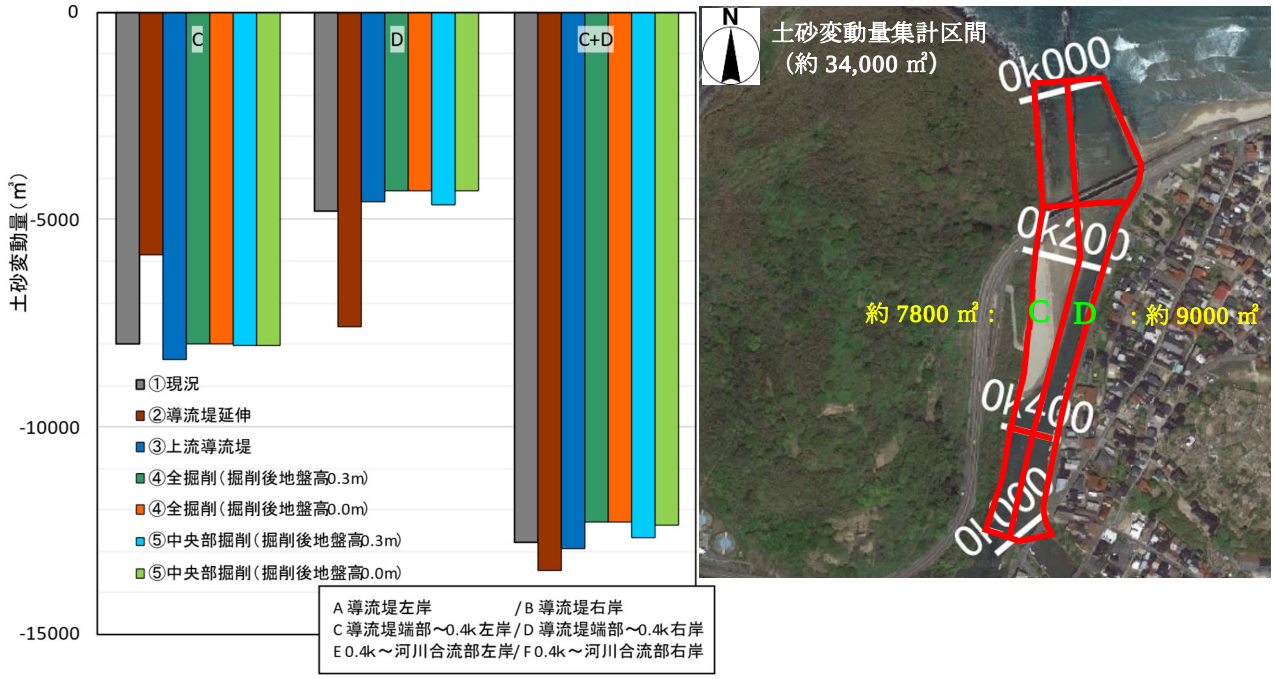


図 6.3.38　各対策工における砂州周辺の土砂変動量

c) 水位低減効果の検討

水位低減効果を検討するにあたり、各対策工（案）の最大水位縦断について、比較を行った。図 6.3.31、図 6.3.32 に示すグラフから以下のことが確認できる。

■対策工：構造物設置

・最大水位が最も低いのは現況であった。

・その次に最大水位が低いのは上流に導流堤を設置したケースであるが、構造物を設置した合流部で、局所的に水位が上昇している。

■対策工：砂州掘削

・掘削量に応じて水位が低下しているため、砂州を T.P.0.0m まで掘削する場合に最も水位が低下している。

・フラッシュの促進による水位低下ではないと考えられる。

上記より、砂州を掘削したケースは全体として、水位は低下しているが、“ケース④-2”が最も水位低減効果が見られた。構造物による対策の最大水位が増加している原因としては、計画流量のピークが短いことや河床が比較的動きにくい流量から急な上昇と下降を行うため、土砂が流出しきらないことが要因であると考えられる。

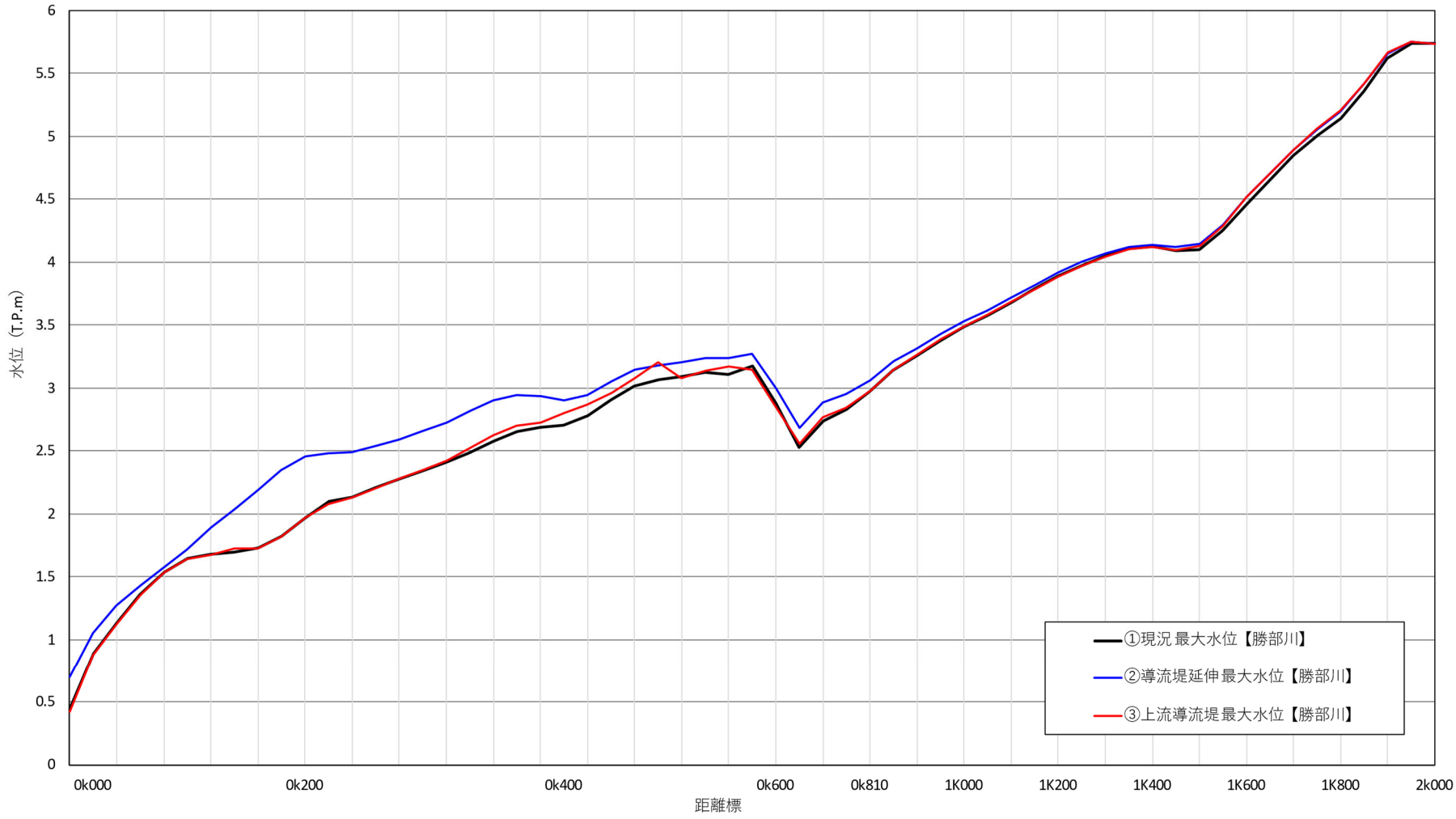


図 6.3.39(1)　最大水位（勝部川）【構造物】

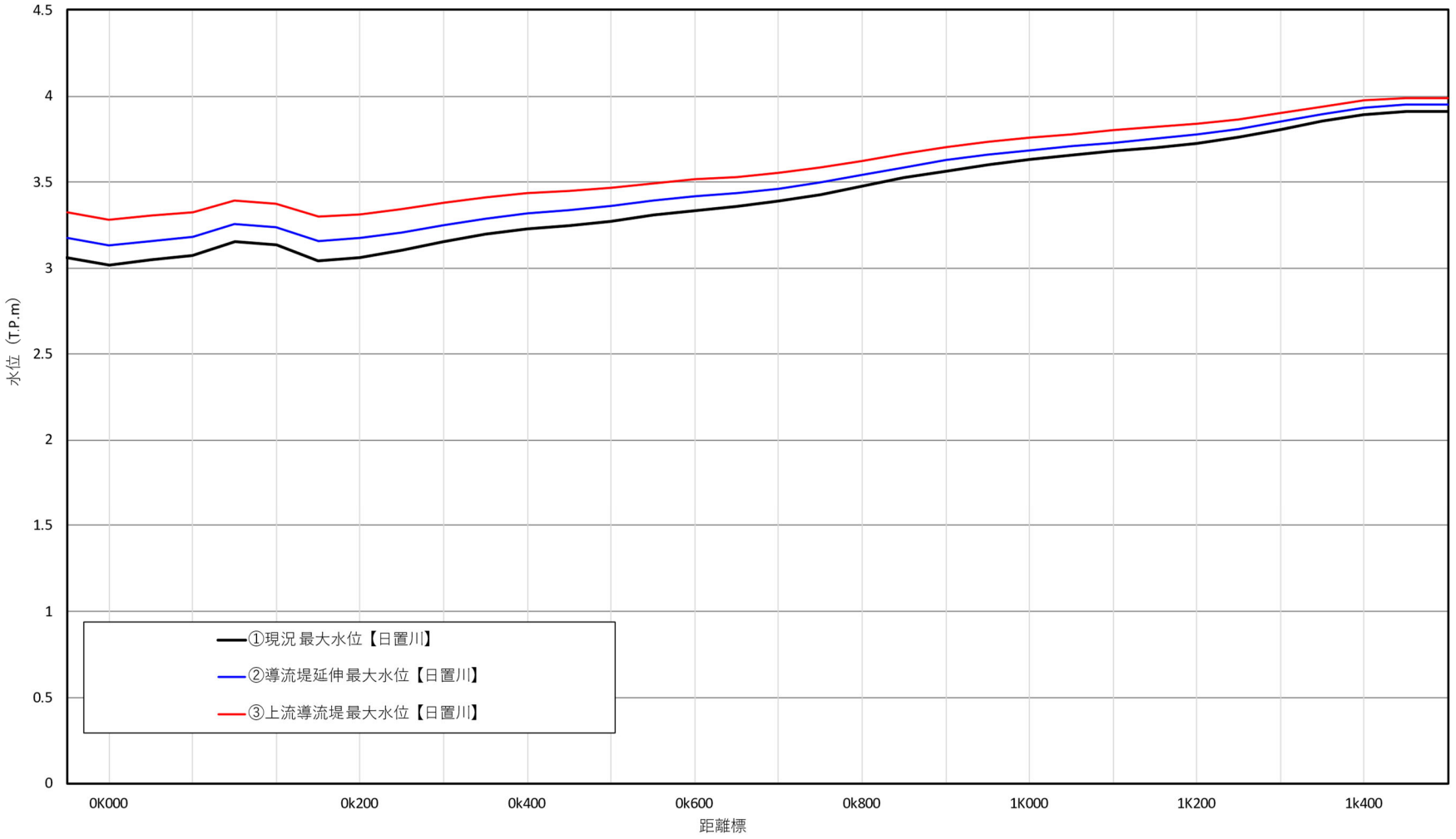


図 6.3.31(2)　**最大水位（日置川）【構造物】**

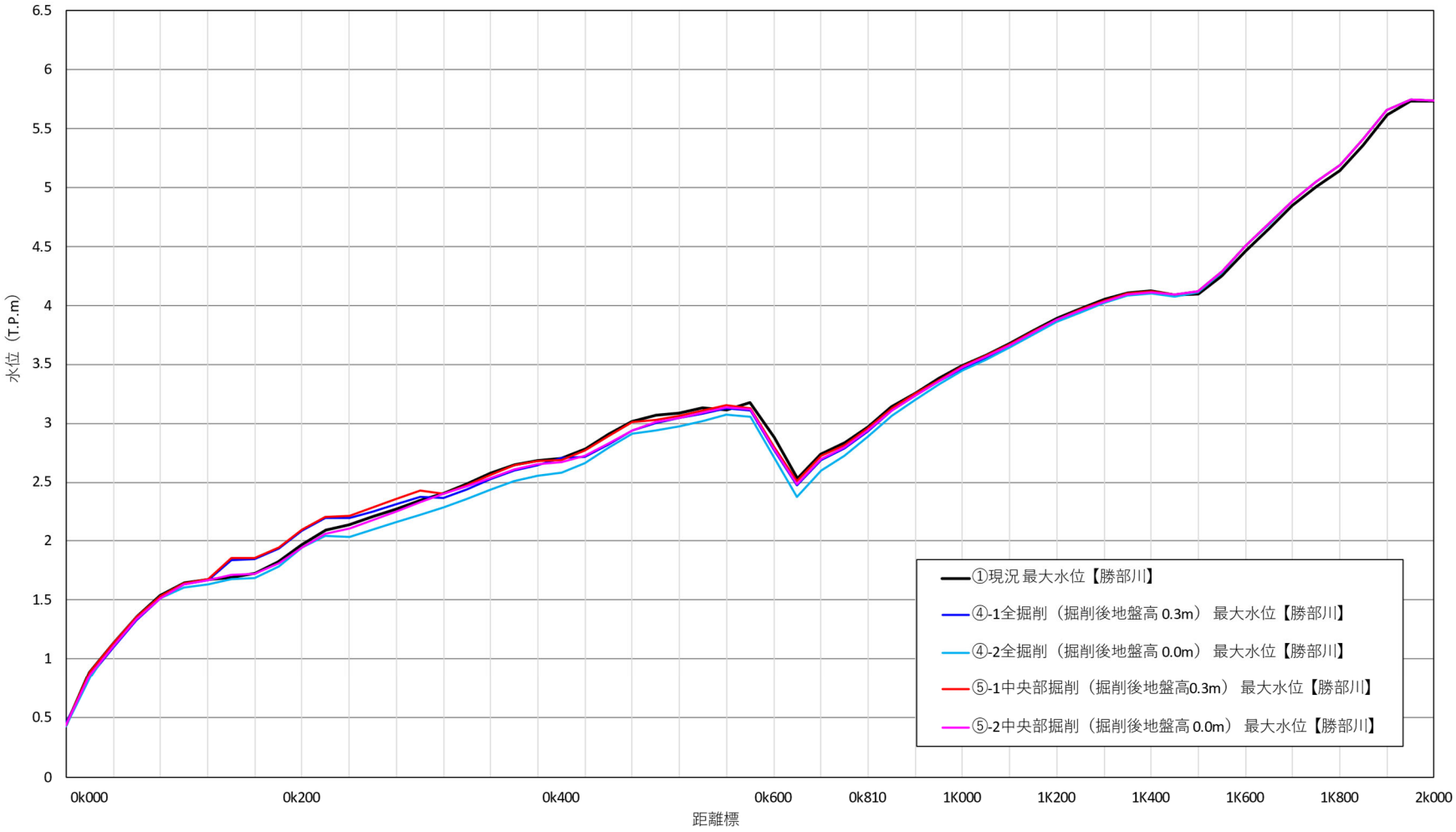


図 6.3.40(1)　**最大水位（勝部川）【掘削】**

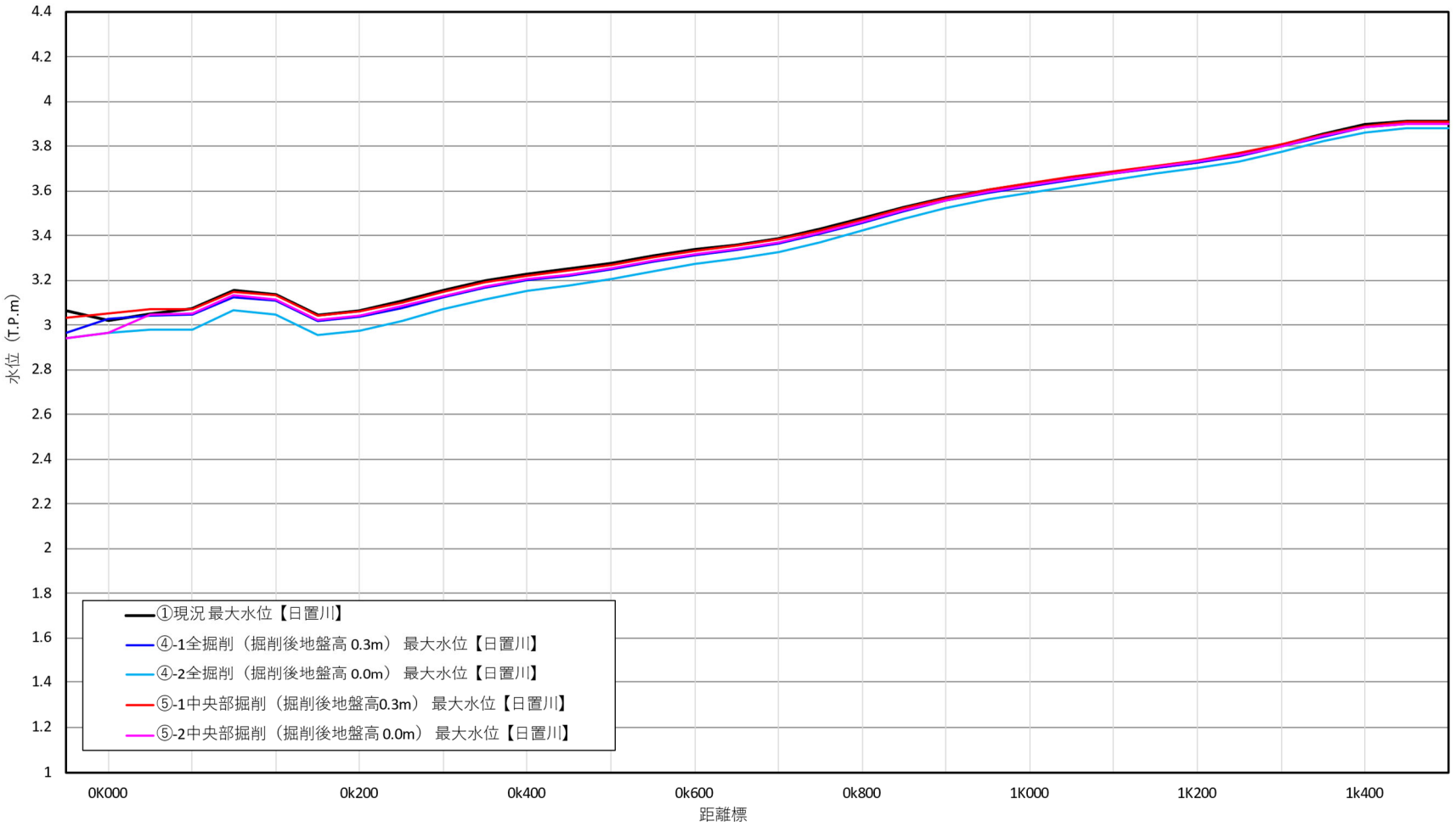


図 6.3.32(2)　**最大水位（日置川）【掘削】**

4) 低潮位時における効果のまとめ

これまでの結果から潮位の違いによる、特徴や傾向を以下にまとめる。

■ピーク流量時付近の流速コンター：図 6.3.41

■潮位の違いによる変化について

・現況再現計算の結果から、潮位が低くなることで、土砂流出量が 5000 ㎥程度増加することが確認できた。

・土砂流出量は増加するが、河口部全体の河床高を 1m 程度下げるまでも至らないため、フラッシュによる計画河道の断面の確保は難しいことが分かった。

・対策工による変化は小さく、土砂の流出量については、流量及び潮位の寄与率が高いことが想定される。

・河口部のピーク流量時の波形を精度良く再現することで、より土砂流出量が増加する可能性がある。

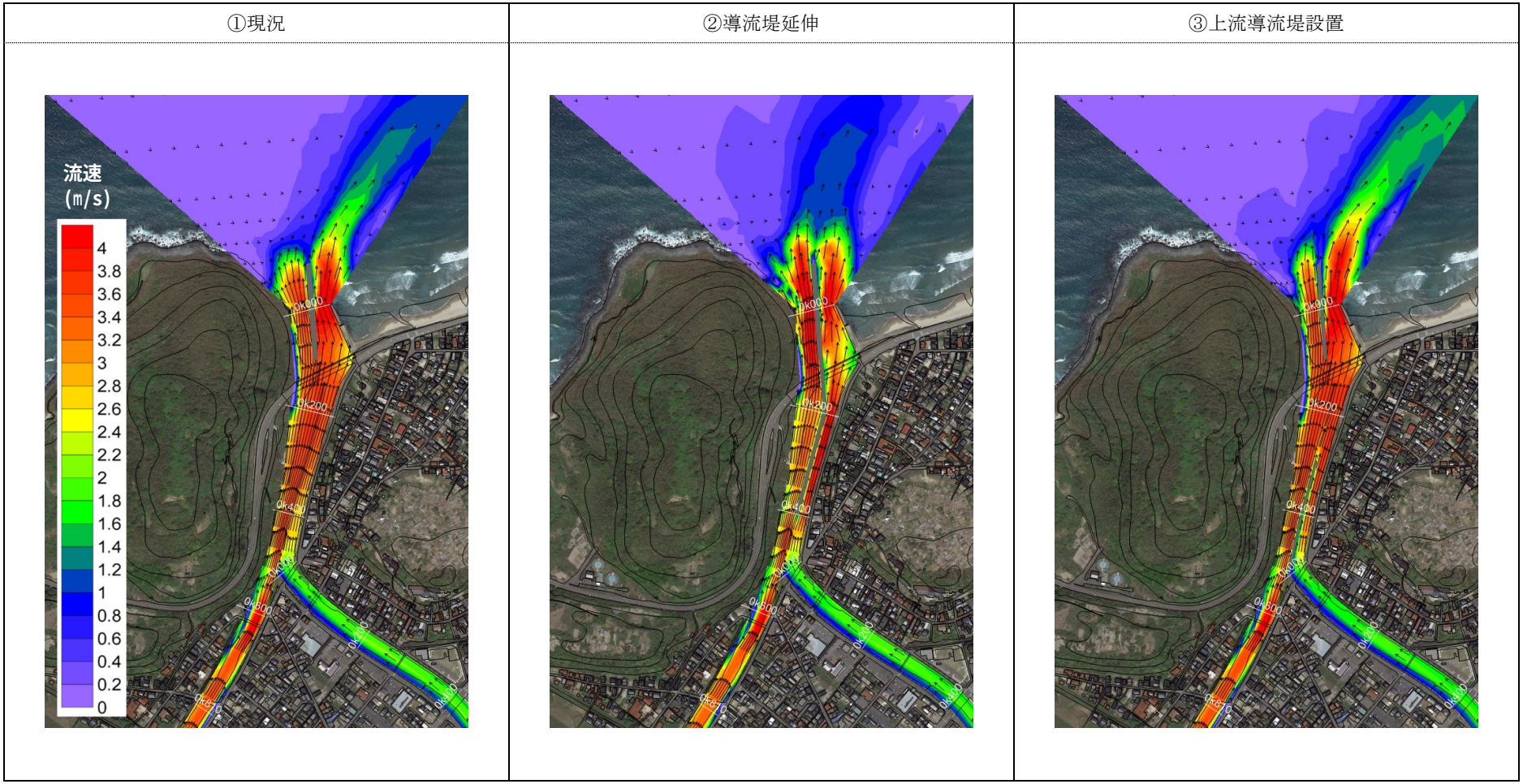


図 6.3.41 (1)　**ピーク流量時の流速コンター図**

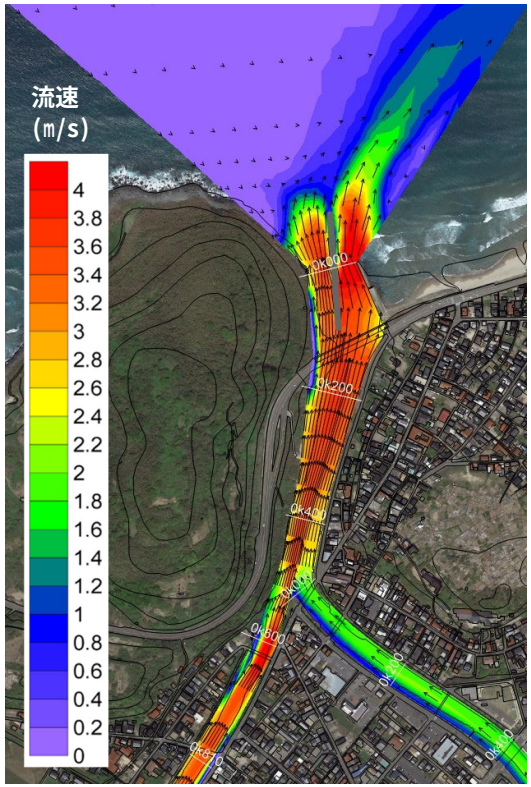
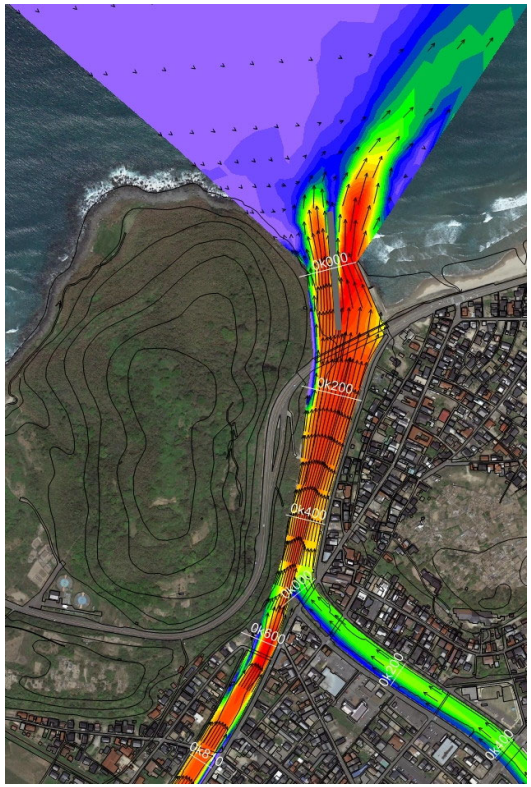
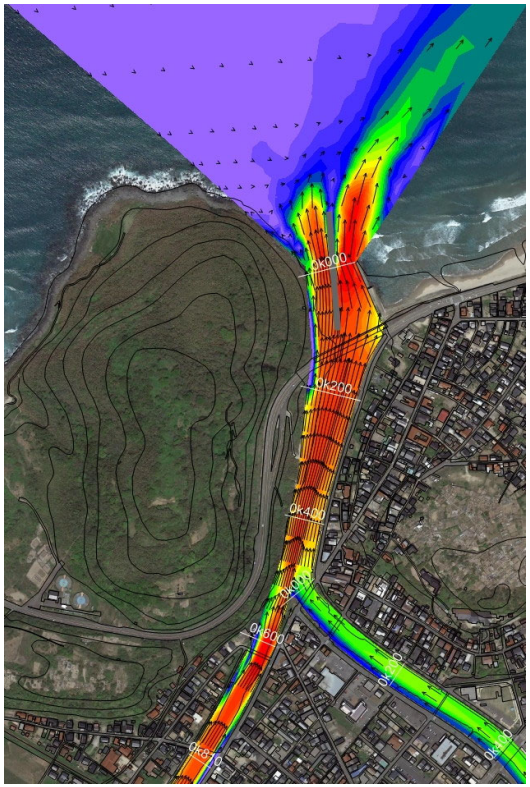
①現況	④-1 全掘削（掘削後地盤高 0.3m）	④-2 全掘削（掘削後地盤高 0.0m）
		

図 6.3.41 (2)　**ピーク流量時の流速コンター図**

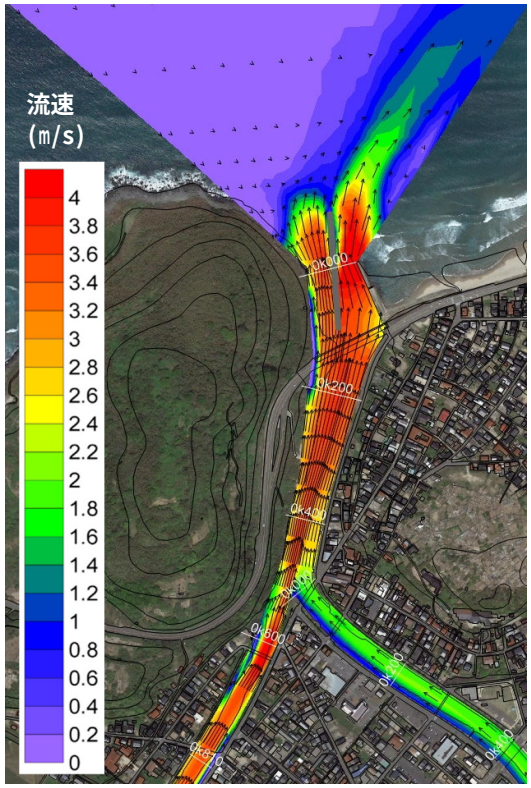
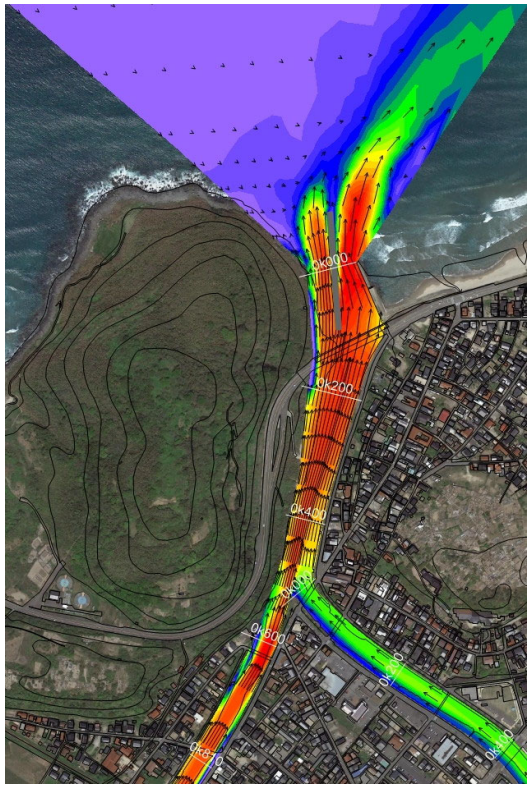
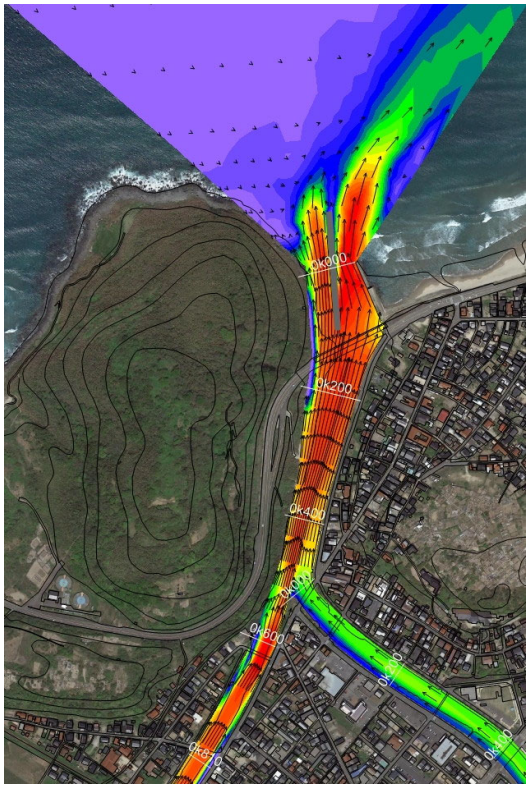
①現況	⑤-1 中央部掘削（掘削後地盤高 0.3m）	⑤-2 中央部掘削（掘削後地盤高 0.0m）
		

図 6.3.41 (3)　ピーク流量時の流速コンター図

6.3.7 不等流計算による対策案の水位把握（1/50 計画流量）

対策案実施後の河道水位を精査するため、各対策工の代表的なケースについて、不等流計算を実施する。

(1) 不等流計算条件

検討条件を表 6.3.23 にまとめる。対策工の検討条件と共通とすることとし、不等流計算の計算流量は表 6.3.24 のとおりとする。

表 6.3.23 不等流計算条件による水面形の再現検証条件（1/50 計画流量）

項　目	条　件	備　考
対象河川	・勝部川： L=2,200m（A=60.5km²） ・日置川： L=2,400m	勝部水系 2 級河川
計算断面	現況：洪水前断面による(河口部は砂州が発達した地形) ・勝部川　河口部(0k000～0k400)：R3.2 測量 河口部以外(0k400～)：H31.03 測量（河口部以外の最新測量） ・日置川　全区間：H31.04 測量（河口部以外の最新測量） 河床変動計算後：河口部は河床変動計算後の地形、その他は現況と同じ ・勝部川　河口部(0k000～0k400) ①現況 ②-1 導流堤延伸 ③-1 上流導流堤 ④-2 全掘削（掘削後地盤高 0.0m） ⑤-3 縦断掘削（掘削後地盤高 0.3m）	
水位計算手法	・1 次元不等流モデルによる *)	
計算流量	・河口：620m³/s（1 ケース）（参照：表 6.3.24 表 6.3.18）	
出発水位	・勝部川下流端（河口）0ｋ000：限界水深による（ただし朔望平均満潮位 T.P.+0.5m を下回らない） ・日置川下流端 0ｋ000：本川背水影響を受けるため、本川合流点 0k500 の計算水位(0k400 と 0k600 の平均)を適用	
粗度係数	・勝部川・日置川：n=0.030（全区間）	河川整備計画での粗度

*) 平成 24 年度 勝部川河川改修工事「整備方針検討業務委託」の事業評価モデルと整合

表 6.3.24 不等流計算の流量配分

	1/50 確率流量 (m³/s)
勝部川　河口	620
勝部川　日置川合流前	360
日置川　下流端	260
日置川　露谷川合流前	230

(2) 計算断面

移動床となる河道底面部は河床変動計算による計算後断面を適用する。護岸等の河岸部、既設導流堤については地形変化を生じないことから、測量断面を適用する。②-1 導流堤延伸、③-1 上流導流堤の各案については、河道中央部に導流堤を新設することとする。

以上に基づいて設定した河口部における計算断面を図 6.3.42 に示す。

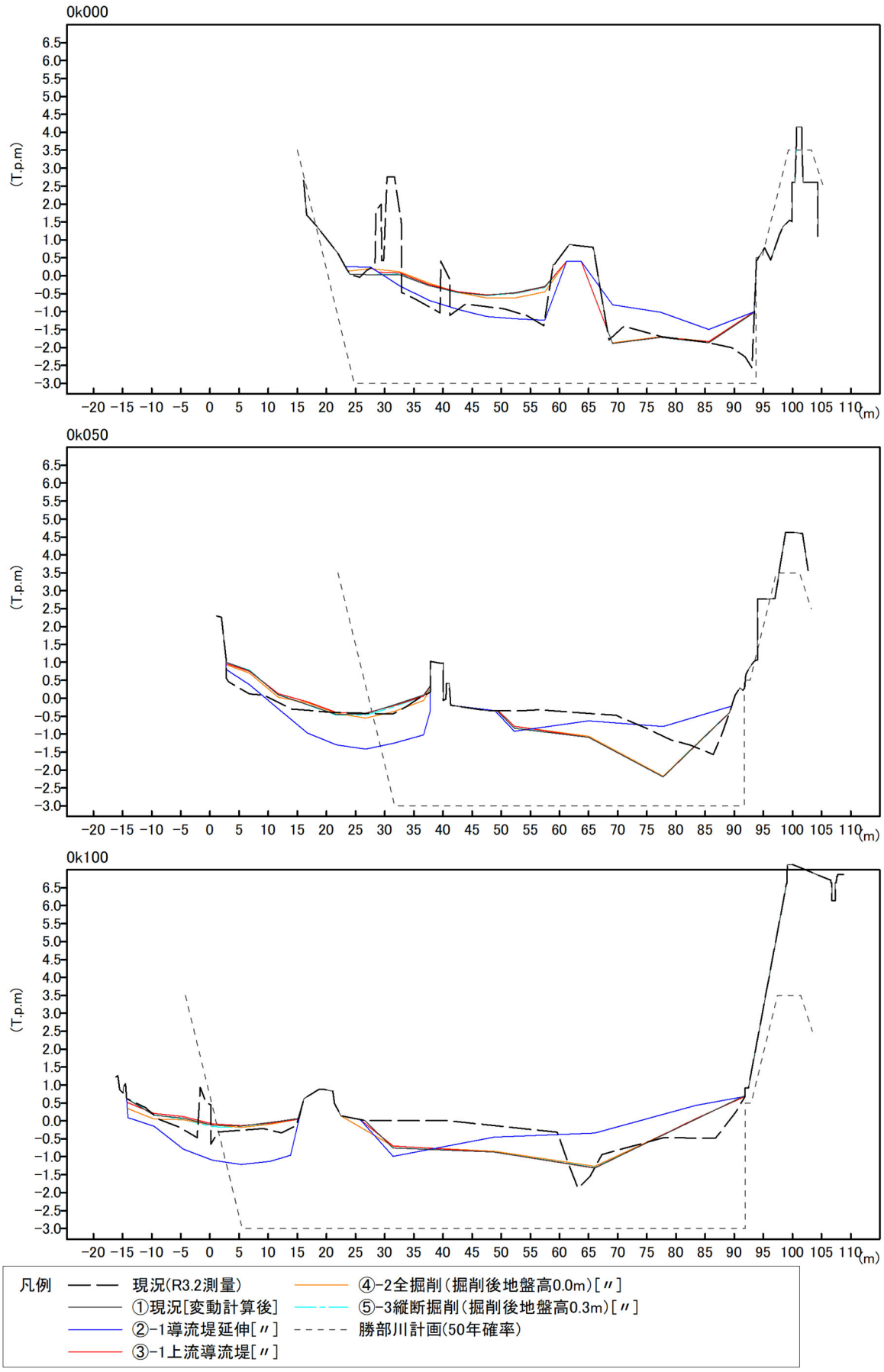


図 6.3.42(1)　不等流計算断面の設定結果（勝部川河口部）（1/50 計画流量）

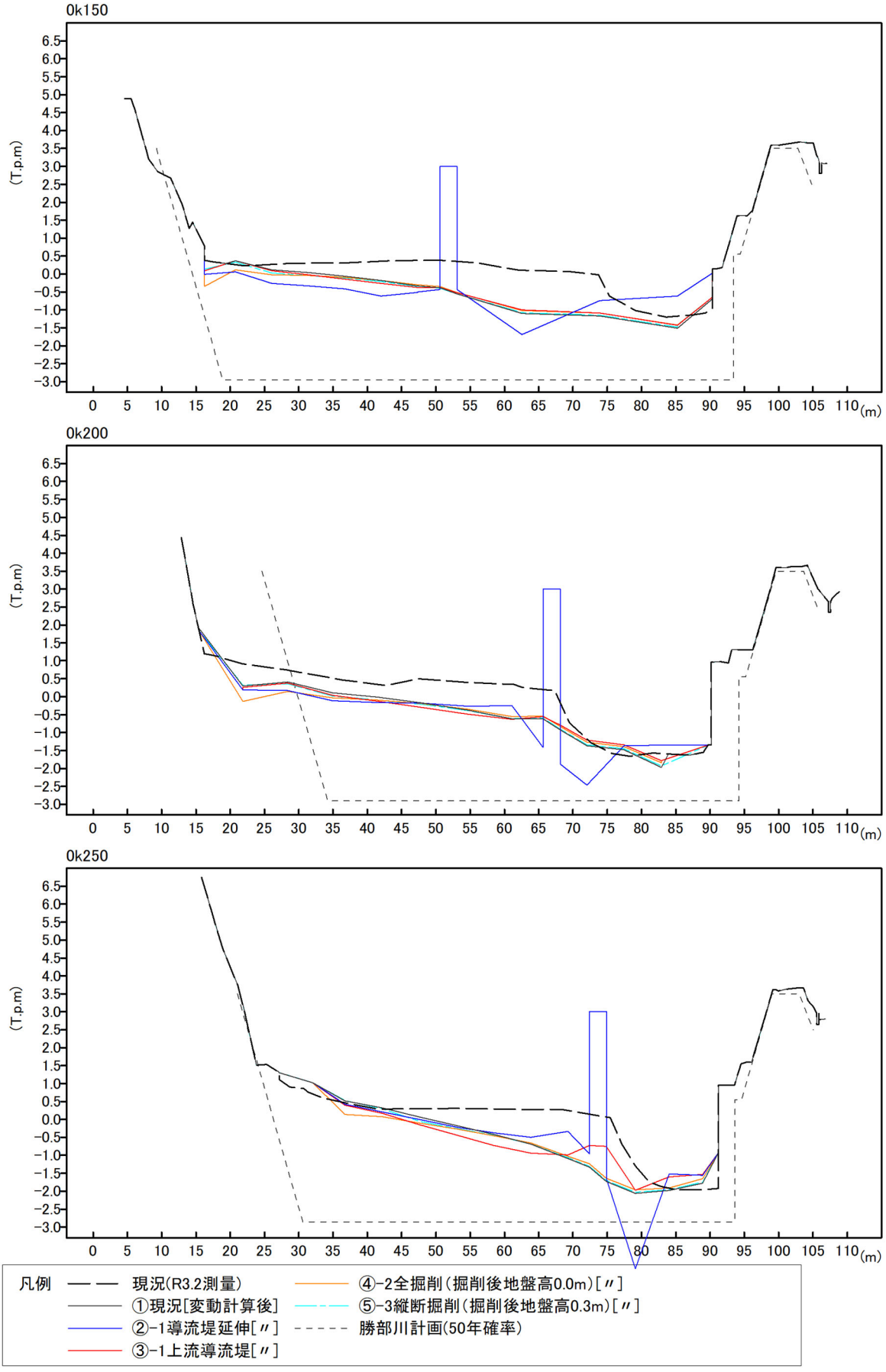


図 6.3.42(2)　不等流計算断面の設定結果（勝部川河口部）（1/50 計画流量）

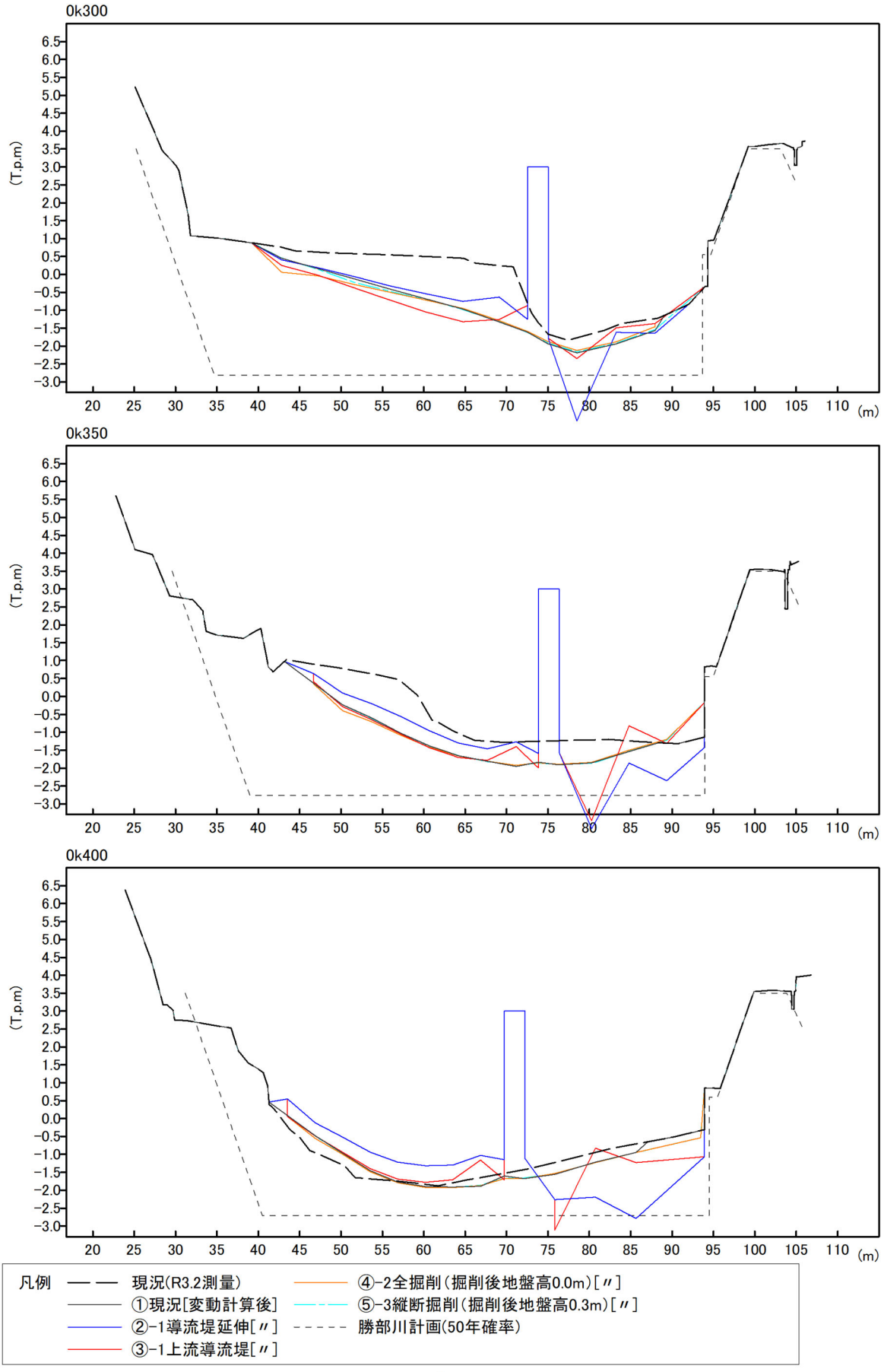


図 6.3.42(3)　不等流計算断面の設定結果（勝部川河口部）（1/50 計画流量）

(3) 計算結果

計算水位縦断図を図 6.3.43 に示す。不等流計算によっても各対策案の水位低下量が小さいことが確認された。

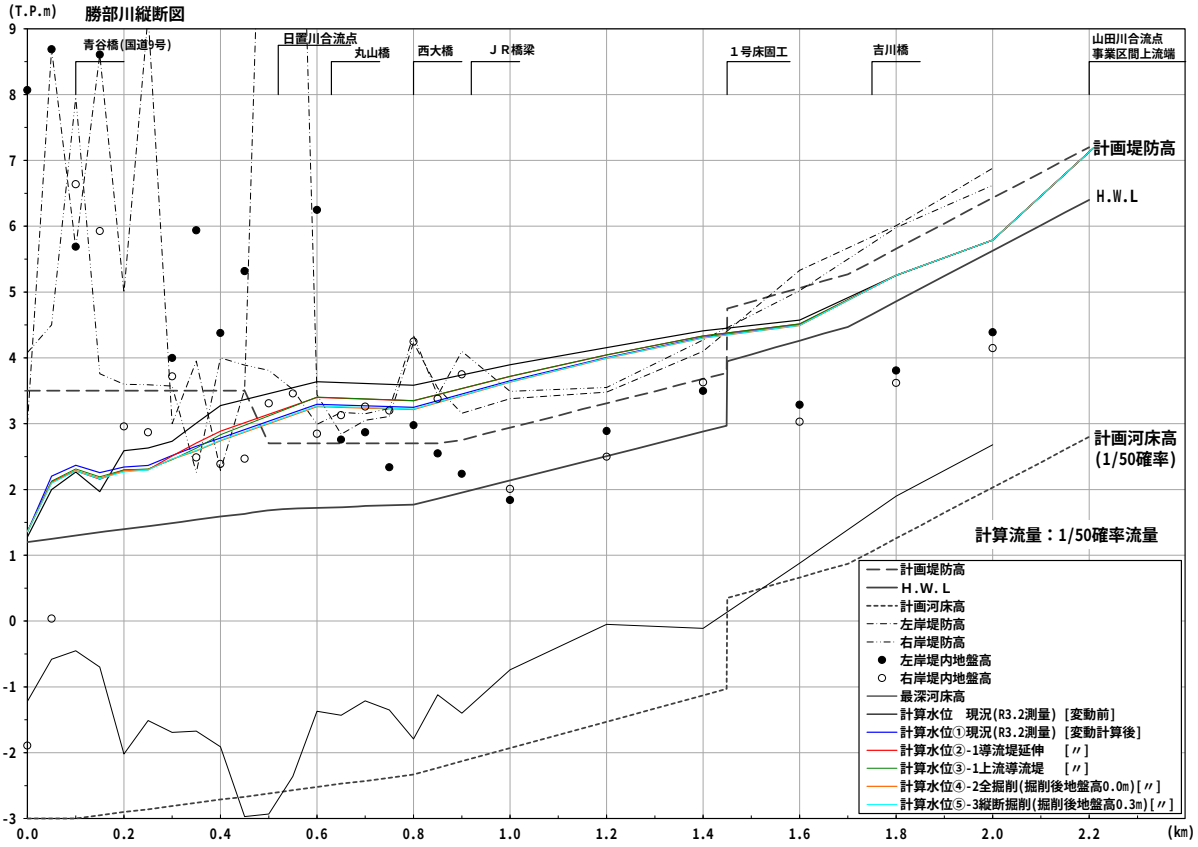


図 6.3.43(1)　**不等流計算水位縦断図（勝部川）**（1/50 **計画流量**）

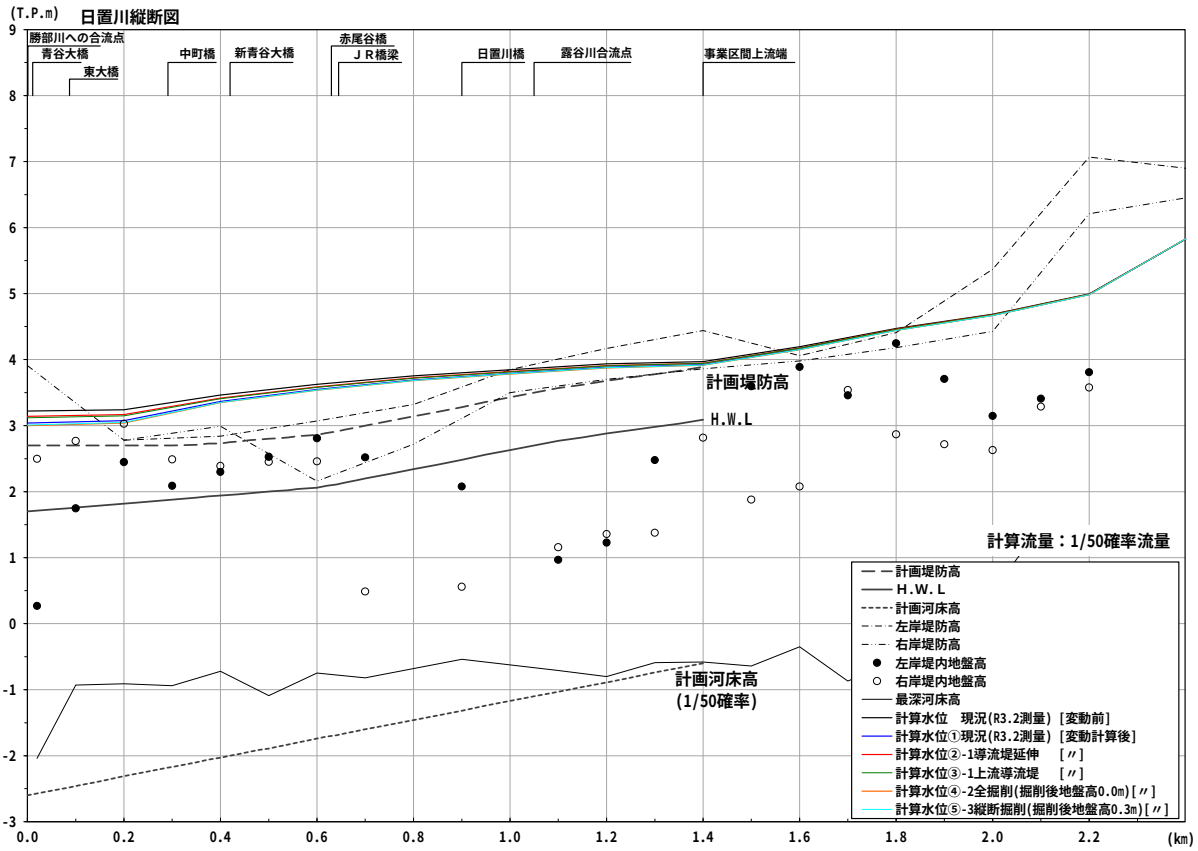


図 6.3.43(2)　**不等流計算水位縦断図（日置川）**（1/50 **計画流量**）

6.4　最適案の設定及びまとめ（対策工の検討）

対策（案）の効果（“フラッシュの促進”及び“フラッシュが促進されたことによる水位低減効果”）を検討した。また、その際に基本方針、整備計画で想定されている 1/50 計画断面の確保が可能かどうかを確認した。

■フラッシュ促進効果

いずれの対策においてもフラッシュの効果及び土砂流出量の増加は見られたものの、その規模が小さいため、フラッシュの促進による 1/50 計画断面の確保及び顕著な水位低減効果は確認できなかった。また、海域からの波や、土砂の戻りについては、考慮していないため、効果はさらに低減する可能性がある。よって、1/50 計画断面の確保やフラッシュの促進による水位低減効果といった観点においては、あまり有効ではないことが分かった。

■水位低減効果・・・表 6.4.1 参照

フラッシュ促進による水位低減効果は見られなかったものの、掘削による初期水位低減効果を確認することができた。河口砂州を 2,500 ㎥程度掘削した場合においては、上流側の水位を 10cm 程度下げる効果があると想定される。一方、掘削の形状による違いについては、水位の低減効果は数 cm 程度であり、最も水位を下げる効果が高いのは掘削量の確保であることが確認できた。

■最適案の設定（当面の対策）

最適案と抜本的な対策としては、“海岸からの土砂移動を想定し、離岸堤を設置した後、基本方針・整備計画で想定されている 1/50 計画断面まで、掘削を実施する。”または、“1/50 計画断面までの掘削をしたうえで、構造物によって土砂流出を促進することで、河道内に土砂が堆積しないような対策をする。”といった 1/50 計画断面までの掘削をした後に、河道を維持する対策が考えられる。また、昨年度業務において、洪水で流出した土砂が、波の作用により、約 2 年程度で元の箇所に戻るという評価がされている。よって、当面の対策としては、洪水時の初期水位を下げるため、堆積土砂を 2 年に 1 回程度の頻度で掘削することが望ましい。

表 6.4.1　現況（R3.7 洪水）に対する各対策案の最高水位の変化量

地点 （直近の距離標）	青谷大橋付近 (勝部川 0.15k)	砂州部 (勝部川 0.3k)	合流点付近 (勝部川 0.5k)	日置観測所※1 (日置川 0.4k)	勝部川 水位低減量 最大箇所	日置川 水位低減量 最大箇所
①中導流堤の延伸	24.7cm	20.5cm	5.6cm	4.0cm	-1.7cm	0.7cm
②上流に導流堤を設置	-4.9cm	5.8cm	0.1cm	0.5cm	-4.9cm	-0.1cm
③砂州全体を T.P.±0.0m まで掘削※2	-9.1cm	-11.2cm	-0.2cm	-7.1cm	-12.8cm	-10.1cm
④砂州全体を T.P.+0.3m まで掘削※2	-6.2cm	-2.2cm	-0.1cm	-1.8cm	-6.2cm	-2.8cm
⑤砂州を幅 10m で T.P.±0.0m まで掘削※2	-5.5cm	-0.7cm	-0.1cm	-0.9cm	-5.6cm	-1.4cm

※1 新青谷大橋付近　　※2 掘削土砂量：③2675 ㎥　④876 ㎥　⑤739 ㎥

6.5 関係機関協議

河口部治水対策工の検討結果に基づき、学識者、関係行政、漁業関係者に協議を行うこととしている。

関係機関協議として、以下の協議を実施した。

また、検討結果を踏まえ、関係機関と協議するための説明資料として、対策工検討の概要についてまとめた資料を作成した。資料を以降のページに示す。

①令和 5 年 3 月 7 日　　鳥取県 県土整備部 空港港湾課　　安本課長補佐

・業務計画書を持参し、検討方針の確認を行った。
・業務計画書の通り、平面二次元河床変動モデルを用いて、導流堤の効果を把握することで了承を得た。

②令和 5 年 6 月 1 日　　地元漁業関係者

■河道・河口砂州の状況について

・昔は右岸側に広い砂州が形成されており、現状よりも川幅が狭い状況であった。
・河川改修が進み、導流堤等が整備され、砂州は左岸側に形成されるようになり、現在の川の姿に変わっていった。
・台風等で出水が起こると砂州の一部がフラッシュし、海の方へ砂が運ばれている。ただし、時化があるとすぐに砂が戻ってくる。過去に掘削された箇所等では、一度の時化ですぐに埋まってしまうことがあった。
・現在は右岸側を航路として利用している。船着き場・砂州周辺は比較的水深はあるが、橋梁周辺は浅くなっている。橋脚の東側のみを航行しているが、台風後は中心を通ることも可能である。一方、橋脚の下の堆積が大きく、船が通れなくなったこともある。
・砂の戻りは波向にもよるが、東側（青谷海岸）からもあるし、西側（井手ヶ浜）からもある。東側からの頻度は少ないように思う。西側は、昔は丸山岬の前は深かったが、今は浅くなっており、漁場にも影響している。サンドリサイクルの影響もあると思う。
・川幅は昔よりも広くなっており、流速が出なくなったことも砂州が大きくなっている原因ではないかと思う。
・日置川の合流点の下流部（右岸側）について、砂が溜まっている箇所は、過去の護岸工事の際に土砂が置かれた状態のままとなっているためと思われる。
・下流部の本来の河床は昔から泥である。昔は湿地があった。現在は、その上に砂が溜まっているように思われる。

■出水時の下流部の状況について

・砂州上流側にある巨石を見ると、出水の大きさがだいたい分かる。巨石が見えなくなるほど川の水位が上がると、上流側では内水による浸水が発生しているようである。これほどの出水はそれほど発生するものではない。

対策工の検討に関する概要

（１）勝部川の現状と課題

・河床勾配が緩いため、土砂が溜まりやすい。また、海からのバックの影響を受けやすい。
・川からの土砂供給は多くないため、波浪による海域から土砂供給（土砂移動）量が多い。
・これまで、R3.7 洪水等の砂州のフラッシュが確認されている洪水が確認されているが、現況では、基本方針・整備計画で想定されている 1/50 計画断面まで土砂が流出することは無い。

（２）想定される対策（今回の検討で想定した対策）

（１）で示した課題に対して、既往報告書（R3 年度 勝部川河口対策検討業務委託 報告書）で定性的に対策が整理されているが、それぞれ対策の観点を以下に記す。

①海域からの土砂流入を阻害（遮蔽）することを目的とした対策（離岸堤など）
②洪水時にフラッシュを促進させ、河積の確保を目的とした対策（中導流堤の延伸など）
③基本方針・整備計画で想定されている 1/50 計画断面を実現させるための掘削

本業務では、主に上記の②である“フラッシュを促進させる対策”について、検討を実施した。

（３）検討内容

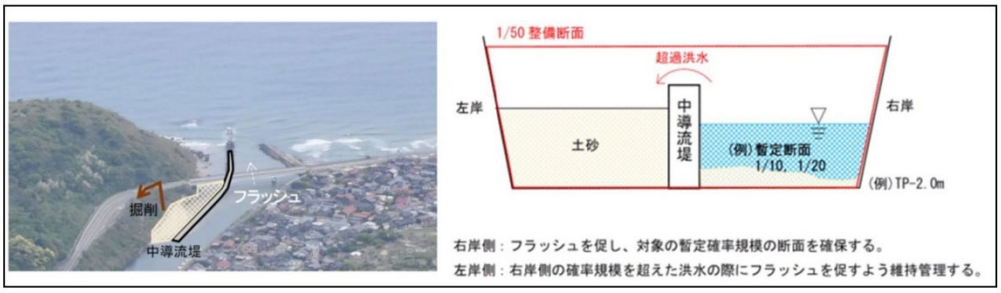
（３－１）考え方・方針

近年の河口砂州において実際にフラッシュが発生している R3.7 洪水を用いて、対策（案）が土砂移動に与える効果や影響を検討した。

なお、以下の観点から効果・影響を把握することとする。

効果：①土砂流出量の増加による基本方針、整備計画で想定されている 1/50 計画断面の確保
　　②フラッシュの促進による水位低減効果

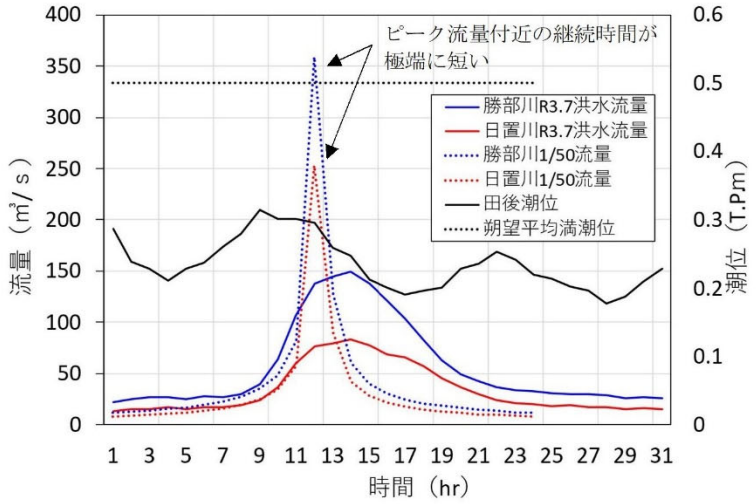
影響：①構造物を設置したことによる周辺への影響
　　②フラッシュを促進させたことによる周辺への影響



図：対策のイメージ

※R3.7 洪水に加えて、1/50 計画流量を用いた検討についても実施している。しかし、基本方針・整備計画で想定されている 1/50 流量は、合成合理式により算定されたピーク流量を基に作成されているため、1 洪水のハイドログラフ全体を良好に再現することができていないことが課題となっている。

図 6.5.1(1)　関係機関協議用資料（1/5）



図：使用したハイドロ

（３－２）検討ケース

検討ケースは大きく以下の 3 ケースについて、検討を実施した。また、参考として以下の対策案の組合せについても検討した。

○現存する中導流堤の延伸

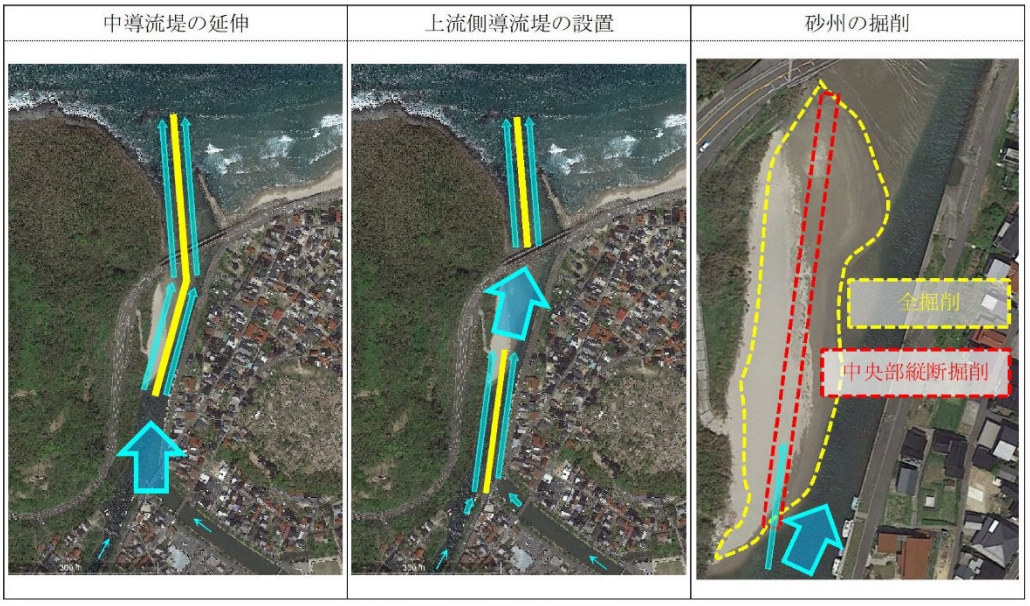
目的：流れを制御し、中導流堤上流側での掃流力を上げることで、土砂流出を促進

○上流側（砂州部～勝部川・日置川合流点）に導流堤を設置

目的：流れを制御し、砂州部上流側での掃流力を上げることで、フラッシュを促進

○砂州の掘削※　※砂州上部の全掘削と縦断方向への掘削を検討

目的：砂州上に現況よりも早く水を流すことで、フラッシュを促進



図：対策（案）の代表ケース

図 6.5.1(2)　関係機関協議用資料（2/5）

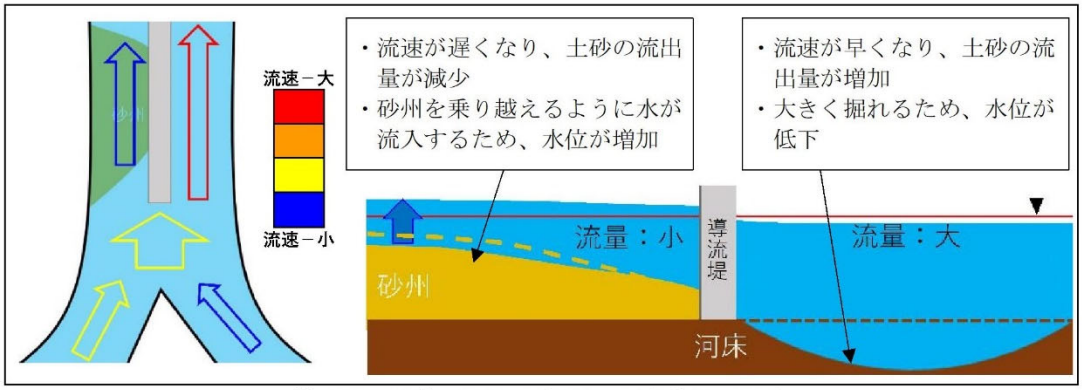
（４）結論

（４－１）中導流堤を延伸した場合

・現況よりも、砂州のフラッシュは促進されないが、常時通水部である右岸側の土砂流出量が増加し、現況よりも砂州周辺で流出する土砂量は増加する。

・ただし、土砂流出量が増加した右岸側においても、現況から平均 20cm 程度の河床低下であるため、基本方針、整備計画で想定されている 1/50 計画断面や、上流での水位低下までは至らない。

・要因としては、現況の流れの中心が右岸側に寄っており、導流堤を延伸したことで、右岸側の掃流力が上がり、一方、砂州側は流速が遅くなるため、土砂流出量が減少する。



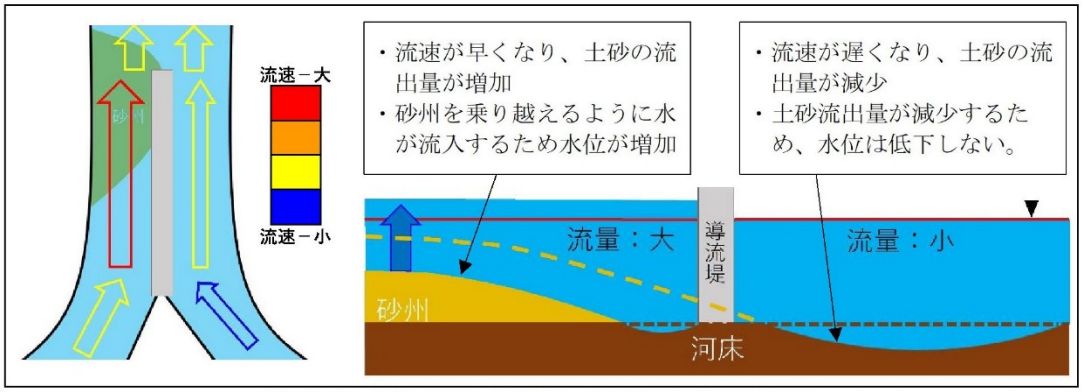
模式図：対策（案）の効果－中導流堤の延伸

（４－２）上流側（砂州部～勝部川・日置川合流点）に導流堤を設置した場合

・現況よりも、常時通水部である右岸側の土砂流出量が減少するが、砂州のフラッシュが促進されるため、現況よりも砂州周辺で流出する土砂量は増加する。

・ただし、土砂流出量が増加した砂州部においても、現況から平均 25cm 程度の河床低下であるため、基本方針、整備計画で想定されている 1/50 計画断面や、上流での水位低下までは至らない。

・要因としては、導流堤を設置したことで、砂州部での掃流力が上がり、フラッシュを促進する。一方、右岸側は流速が遅くなるため、土砂流出量が減少する。



模式図：対策（案）の効果－上流側導流堤の設置

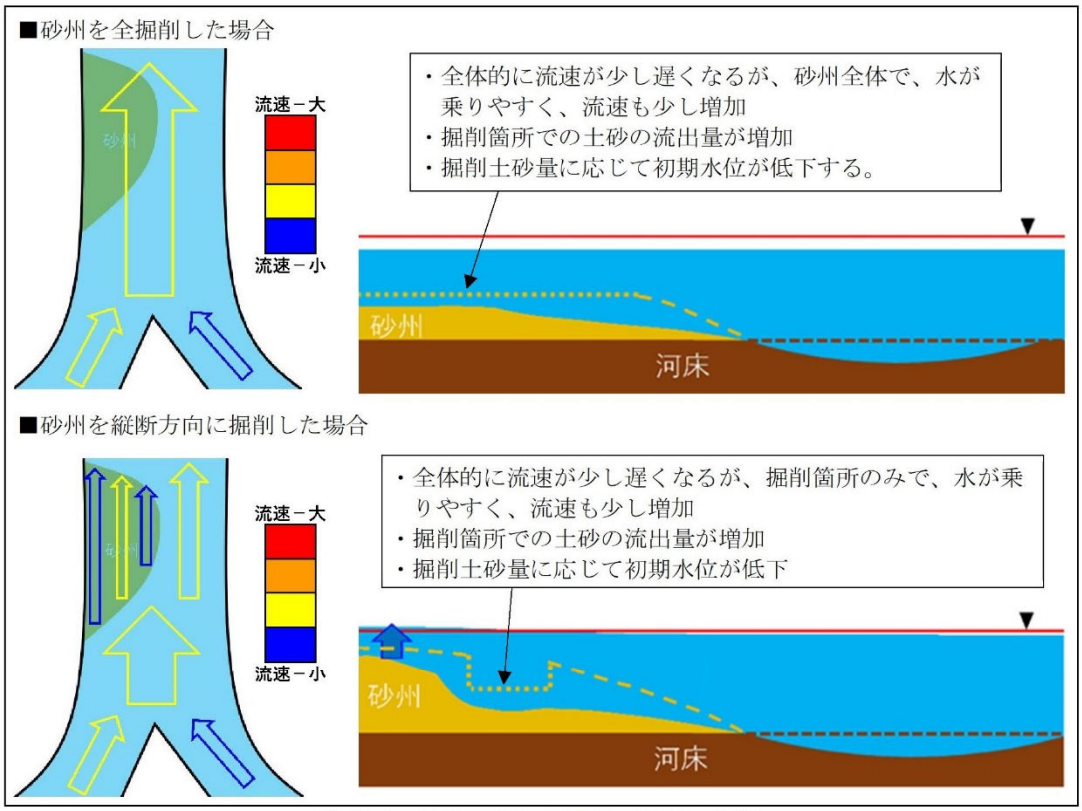
図 6.5.1(3)　関係機関協議用資料（3/5）

（４－３）砂州を掘削した場合

・現況よりも、常時通水部である右岸側の土砂流出量が減少するが、砂州のフラッシュが促進される。最大で 2500 ㎥程度の土砂が掘削で除去された状況での洪水となり、流出する土砂量は減少する。

・掘削により、河積が増加した状態で洪水が来るため、初期水位を下げることができるが、土砂流出量は大きく変化しないため、基本方針、整備計画で想定されている 1/50 計画断面の確保は難しい。

・要因としては、砂州部では掘削によって、砂州上の水深が現況よりも増加しやすくなる。一方、右岸側は、河積が増加したことにより流速が遅くなるため、土砂流出量が減少する。



模式図：対策（案）の効果－砂州の掘削

（４－４）対策案を組み合わせた場合

・対策案を組み合わせた場合、掘削による河積の増加で掃流力が低下し、構造物の設置によるフラッシュ効果が小さくなる。

・構造物を設置することで、４－１及び２に示した水位差ができるため、掘削のみの場合よりも水位低減効果は小さくなる。

図 6.5.1(4)　関係機関協議用資料（4/5）

（４－５）検討のまとめ

対策（案）の効果（“フラッシュの促進”及び“フラッシュが促進されたことによる水位低減効果”）を検討し、基本方針、整備計画で想定されている 1/50 計画断面の確保可能かどうかを検討した。

■フラッシュ促進効果

いずれの対策においてもフラッシュの効果及び土砂流出量の増加は見られたものの、その規模が小さいため、フラッシュの促進による 1/50 計画断面の確保及び顕著な水位低減効果は確認できず、1/50 計画断面の確保やフラッシュの促進による水位低減効果といった観点においては、あまり有効ではないことが分かった。

■水位低減効果

フラッシュ促進による水位低減効果は見られなかったものの、掘削による初期水位低減効を確認することができた。河口砂州を 2,500 ㎥程度掘削した場合においては、上流側の水位を 10cm 程度下げる効果がある。一方、掘削の形状による違いについては、水位の低減効果は数 cm 程度であり、最も水位を下げる効果が高いのは掘削量の確保であることが確認できた。

表: 現況（R3.7 洪水）に対する各対策案の最高水位の変化量

地点 （直近の距離標）	青谷大橋付近 （勝部川 0.15k）	砂州部 （勝部川 0.3k）	合流点付近 （勝部川 0.5k）	日置観測所※1 （日置川 0.4k）	勝部川 水位低減量 最大箇所	日置川 水位低減量 最大箇所
①中導流堤の延伸	24.7cm	20.5cm	5.6cm	4.0cm	-1.7cm	0.7cm
②上流に導流堤を設置	-4.9cm	5.8cm	0.1cm	0.5cm	-4.9cm	-0.1cm
③砂州全体を T.P.±0.0m まで掘削※2	-9.1cm	-11.2cm	-0.2cm	-7.1cm	-12.8cm	-10.1cm
④砂州全体を T.P.+0.3m まで掘削※2	-6.2cm	-2.2cm	-0.1cm	-1.8cm	-6.2cm	-2.8cm
⑤砂州を幅 10m で T.P.±0.0m まで掘削※2	-5.5cm	-0.7cm	-0.1cm	-0.9cm	-5.6cm	-1.4cm

※1 新青谷大橋付近

※2 掘削土砂量：③2675 ㎥　④876 ㎥　⑤739 ㎥

（５）今後の展望・課題

本検討から、構造物や掘削による対策は、フラッシュ促進の観点であまり有効でないことが確認できた。また、海域からの波の影響により、実際の効果はさらに低下する可能性が高いことが想定される。

そのため、抜本的な対策としては、“海岸からの土砂移動を抑制する想定し、離岸堤等を設置した後、基本方針・整備計画で想定されている 1/50 計画断面まで、掘削を実施する。”または、“1/50 計画断面までの掘削をしたうえで、構造物によって土砂流出を促進することで、河道内に土砂が堆積しないような対策をする。”ことと考えられる。このように、一度は 1/50 計画断面までの掘削を実施し、その後の河道を維持する対策が想定される。

昨年度業務において、波の作用により、洪水で流出した土砂が、約 2 年程度で河口砂州として元の箇所に戻るという評価がされている。よって、当面の対策としては、河口砂州として堆積した土砂を 2 年に 1 回程度の頻度で掘削し、初期水位を下げることが考えられる。

図 6.5.1(5)　関係機関協議用資料（5/5）

7. 海域における影響及び今後検討するべき項目の抽出

対策工の実施によって、周辺海域への短期的および長期的な影響（例：漂砂の傾向が変わる、河口域や河道域への塩水遡上が増す）が生じる可能性がある。このため、生じ得る影響を抽出した上で、今後検討するべき項目（影響評価、軽減策検討等）をまとめる。

河口閉塞対策工を実施した場合、河口部の水理特性や土砂動態の変化が生じることにより、周辺環境へ悪影響が生じることが懸念されるため、懸念される影響をとりまとめる。

7.1 土砂動態の変化分析

既往検討成果や「6.1　対策工の検討」の検討結果（河床変動解析結果）を基に、河口部から海域への土砂流出量や海域の堆積量を整理し、対策実施に伴う土砂の堆積量及び場所とその変化状況を分析する。

7.1.1 測量成果による河口部～海域の土砂移動量

地形データ（勝部川河口測量、海域の汀線・深浅測量）が継続的に存在する H27 年度以降について、河川～海岸域における一体的な土砂収支を整理した既往検討結果を以下にとりまとめる。

図 7.1.1 に示す平面図に従って、海域については岸沖方向 3 区間(約 200m)、沿岸方向 3 区間(約 250m)の 3×3＝9 区分(約 5 万㎡)に分割し、測量毎（2 回／年）の土砂移動量を算定する。この結果に勝部川河口部の河道における土砂移動量（1 回／年）と併せ、河道部と海域の土砂移動状況を一括して時系列に整理し図 7.1.2 のグラフに示す。期間と発生洪水との関連性も図 7.1.2 に示す。

2 年間の土砂移動量を 1 年間平均として図 7.1.1 に示す。

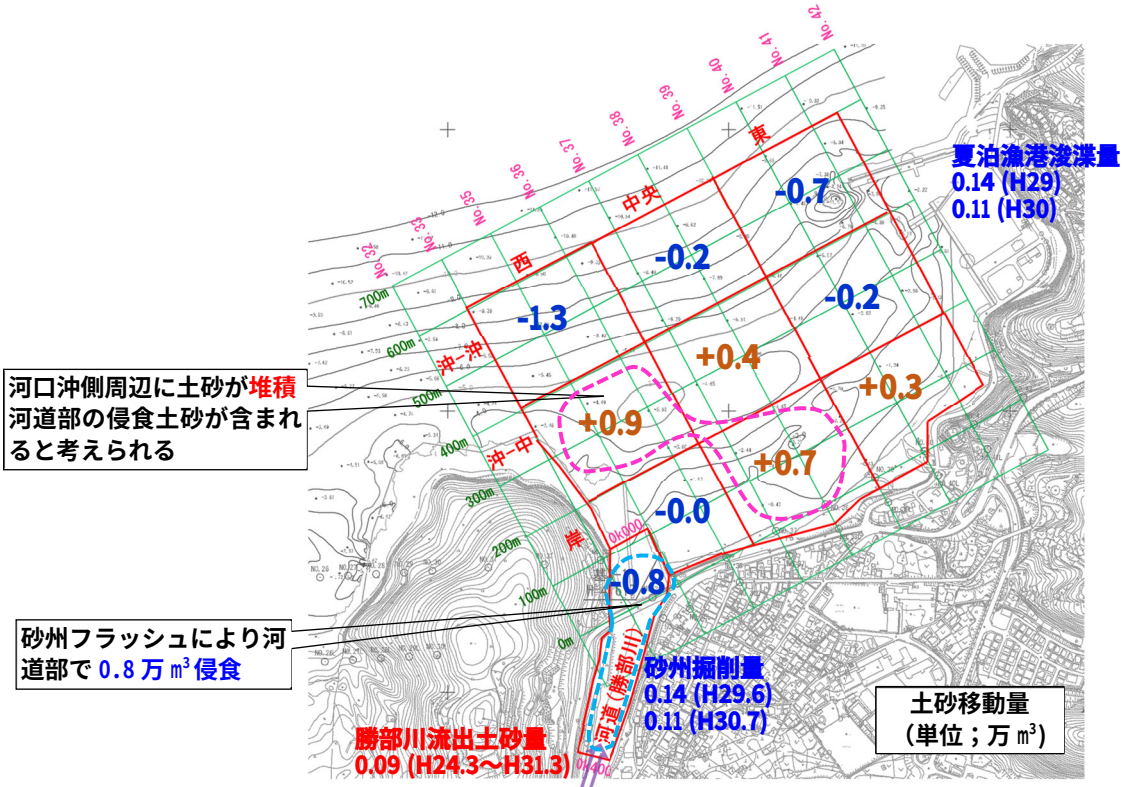
・洪水あり期間と洪水なし期間より、2 年間の土砂移動量により評価
　③+②洪水期間（4 位・1 位洪水あり）：H29.3～H31.3
　③+④非洪水期間（洪水なし）：H31.3～R3.2

・①＋②の洪水期間では、河道内で 0.8 万 m^3 の侵食となり、河口周辺の海域は堆積しており、河口部から海域への流出土砂があった可能性が推定される。

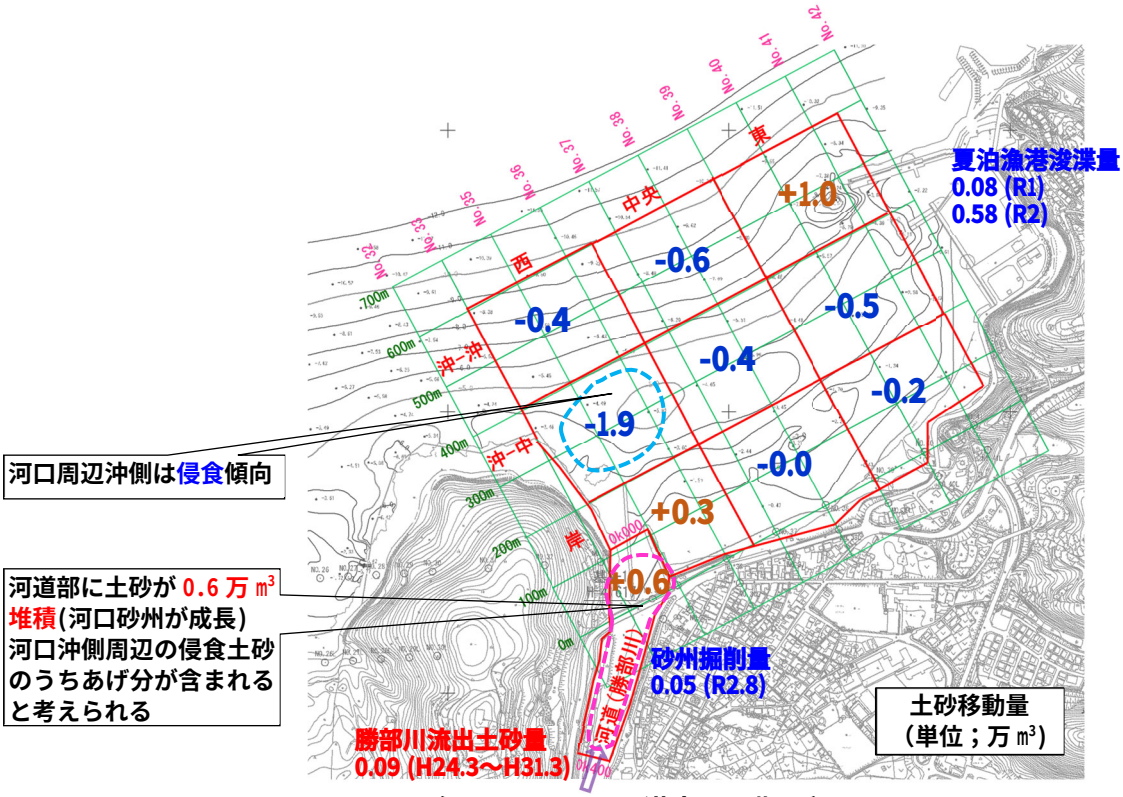
・③＋④の非洪水期間では、河道内で 0.6 万 m^3 の堆積となり、河口周辺の海域が侵食されており、海域から河口部への土砂移動があった可能性が推定される。

以上のとおり勝部川の河口部では、洪水によって河口砂州の侵食による海域への流出土砂が生じ、冬期など波浪が卓越する期間には波浪作用により海域から河道内への土砂移動が生じ河口砂州が形成されている可能性が言える。実際の砂州形成時期は冬季風浪期間(12 月～2 月)であることが、巡視写真の毎月記録から確認されている。

なお、図 7.1.2 より河道内河口部と海域の年間の土砂移動量を比較すると、河口部が洪水期間で 0.5～1.1 万 m^3／年の侵食、非洪水期間で 0.3～0.8m^3／年の堆積であるのに対して、海域が 1 万～数万 m^3／年程度の侵食・堆積を生じている。土砂移動量について河道と海域の相互関係は認められるものの、河道に対して海域の移動量は数倍に達しており、単純に河道と海域を土砂が往復しているわけではない。



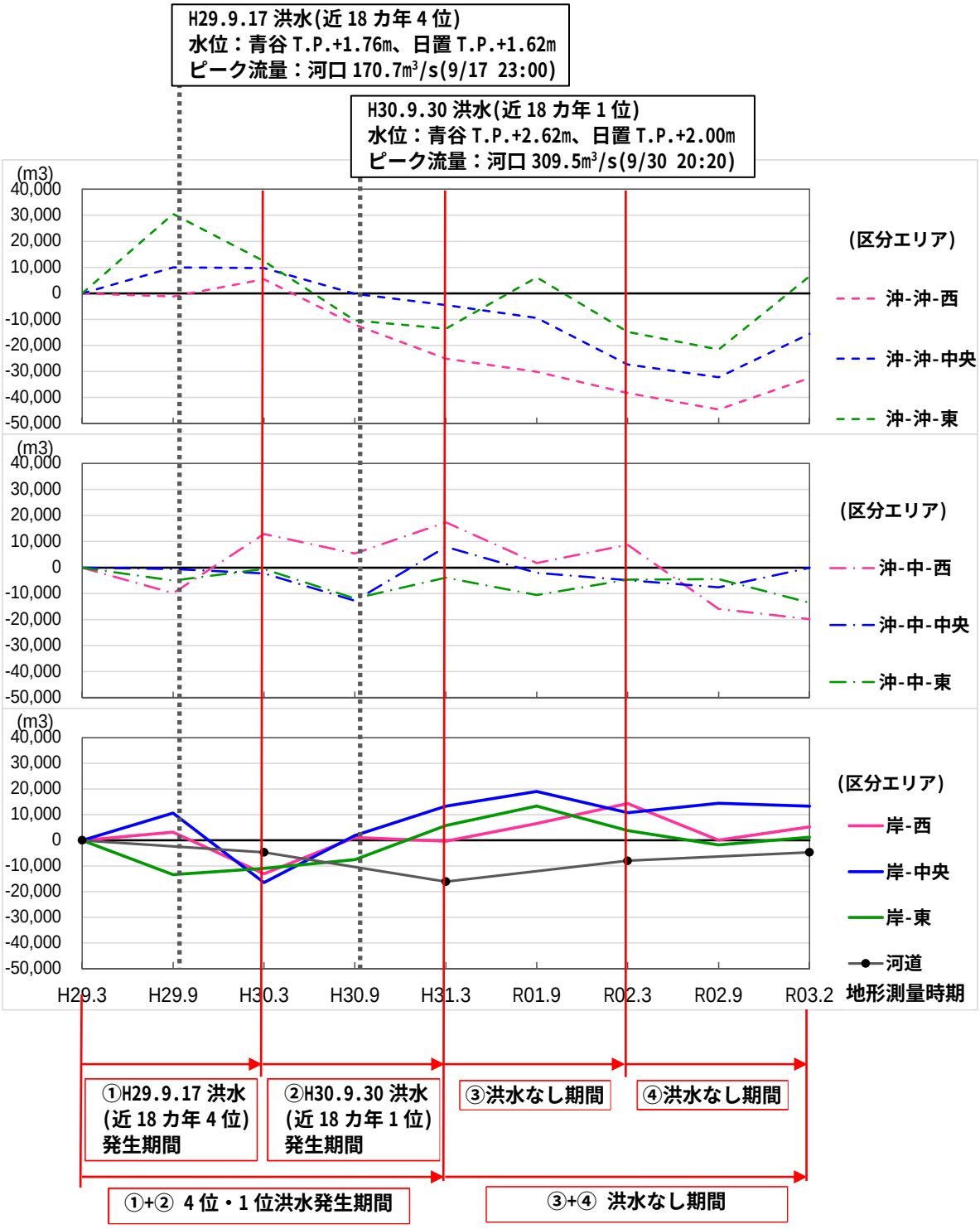
(H29.3→H31.3：第 4 位・第 1 位洪水期間)



(H31.3→R03.2：洪水なし期間)

図 7.1.1 勝部川河道・青谷海岸における土砂移動量（2 年間移動を年間量表示）

出典：勝部川河口対策検討業務委託報告書　令和 4 年 1 月　(株)建設技術研究所



※洪水直後の測量は存在せず、冬季波浪を経た洪水から約半年後の地形測量となる。河道からの流出土砂は測量時に拡散しているため、河口周辺の洪水後の微地形変化、ミクロ的な土砂移動の把握は難しく、エリア別土砂移動量の集計値を用いて地形変化の把握・評価を行うこととする。

図 7.1.2 青谷海岸　エリア別土砂移動量の経年変化（H29.3 測量を基準）

出典：勝部川河口対策検討業務委託報告書　令和 4 年 1 月　(株)建設技術研究所

7.1.2 河床変動解析による河口部～海域の土砂移動量

河床変動計算後の堆積箇所を、現況河道について図 7.1.3、対策案の実施後について図 7.1.4 に示す。これらより以下のことが言える。

・海域の堆積箇所は主として河口テラスの沖側で水深が大きい箇所であるため、これらが勝部川からの洪水流を阻害して導流堤の沖側の海域水位を上昇させる影響はほとんどない。
・一方、比較的水深の浅い導流堤先端部付近に堆積する土砂が見られることから、これらは河口水位の上昇要因となる。特に中導流堤と左岸山付部に挟まれた左岸側の河道は川幅が狭く流下を阻害するため、堆積による水位上昇影響は大きいと考えられる。
・対策案ケースのうち、②−1 導流堤延伸（案）は、左岸側の河道の沖側堆積が他案と比較して顕著である。沖側の堆積は治水面での問題ないと考えられるものの、左岸～丸山岬の山付部で行われているワカメ漁への影響が懸念される。他案は治水面、ワカメ漁のいずれも問題ないと考えられる。
・なお、河川領域での課題となるが、対策案ケースのうち②−1 導流堤延伸（案）は導流堤先端付近の堆積が他案より顕著であり、左水路の水位上昇を招いていると考えられる。

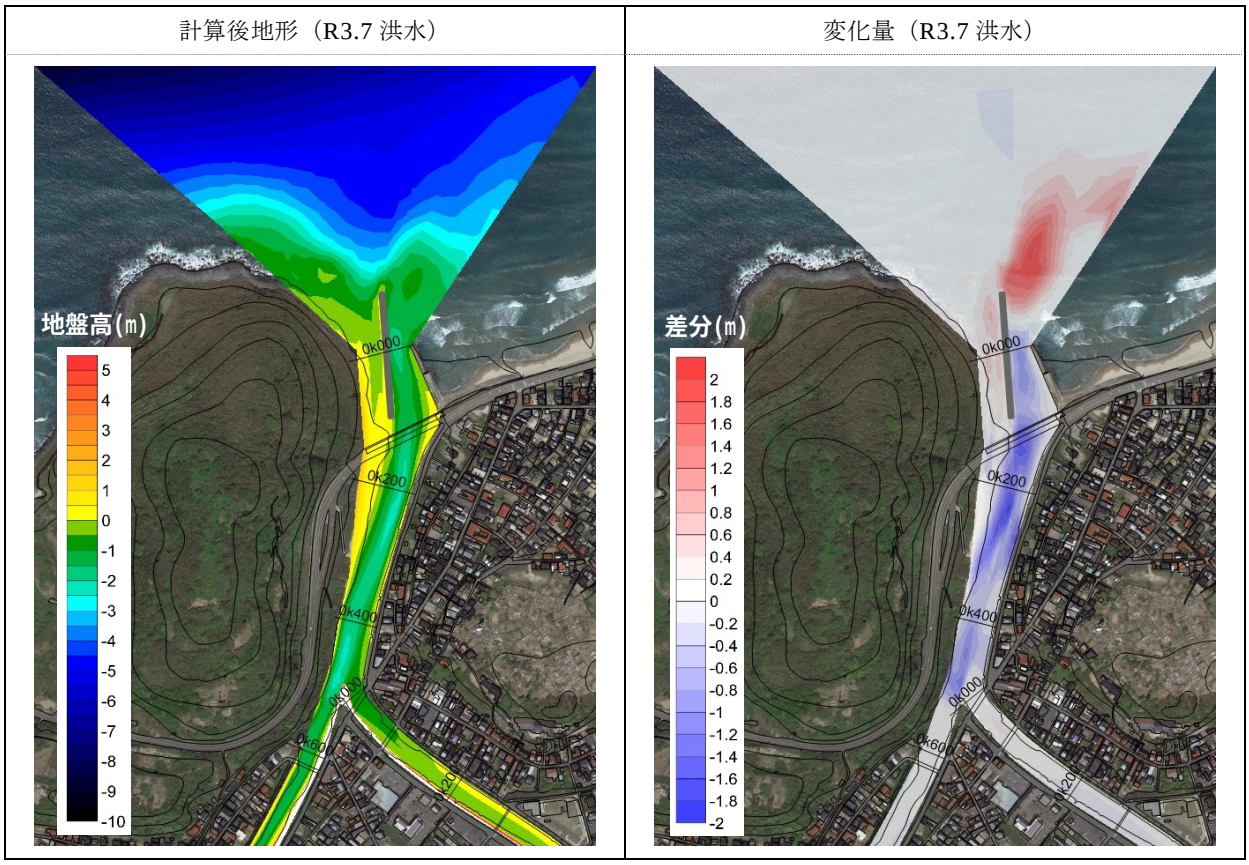


図 7.1.3　検証計算結果（地形変化及び土砂変動量）［R3.7 洪水］

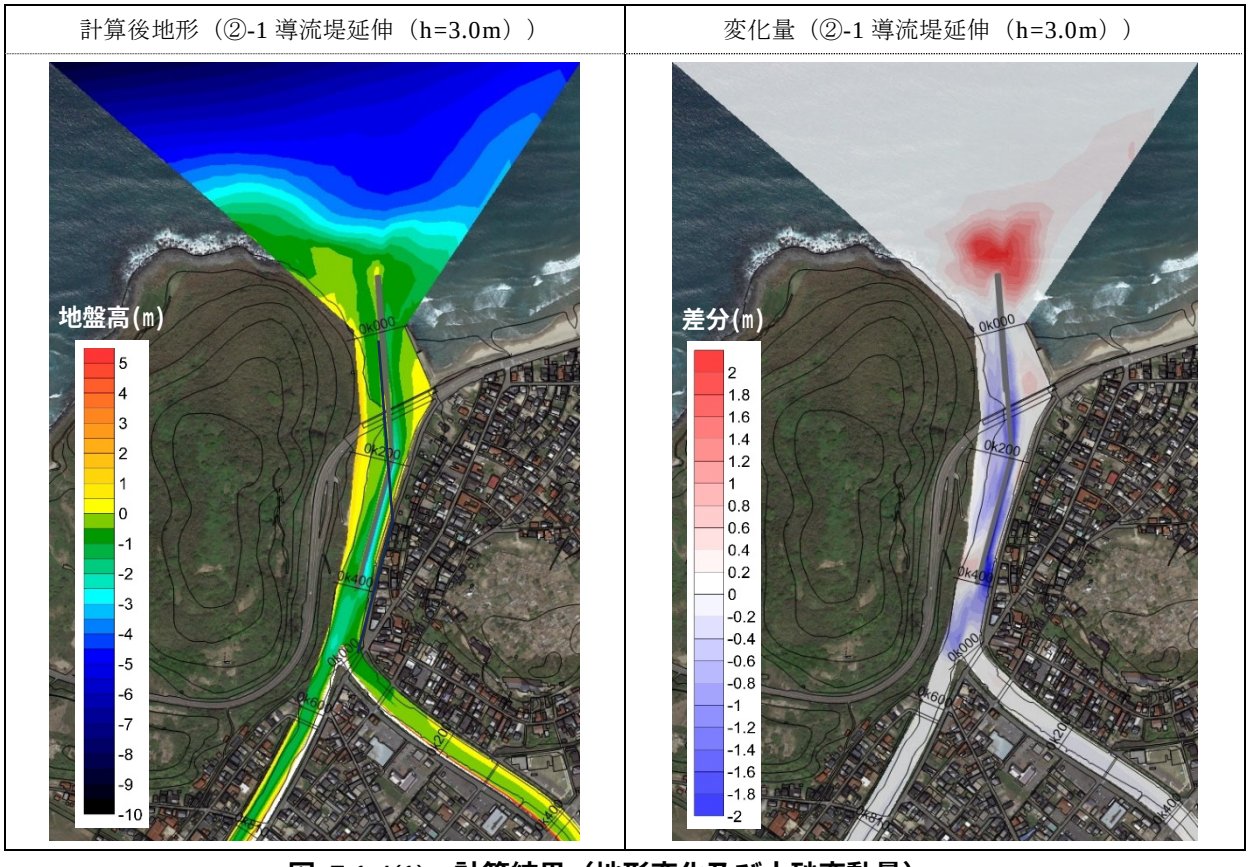


図 7.1.4(1)　計算結果（地形変化及び土砂変動量）

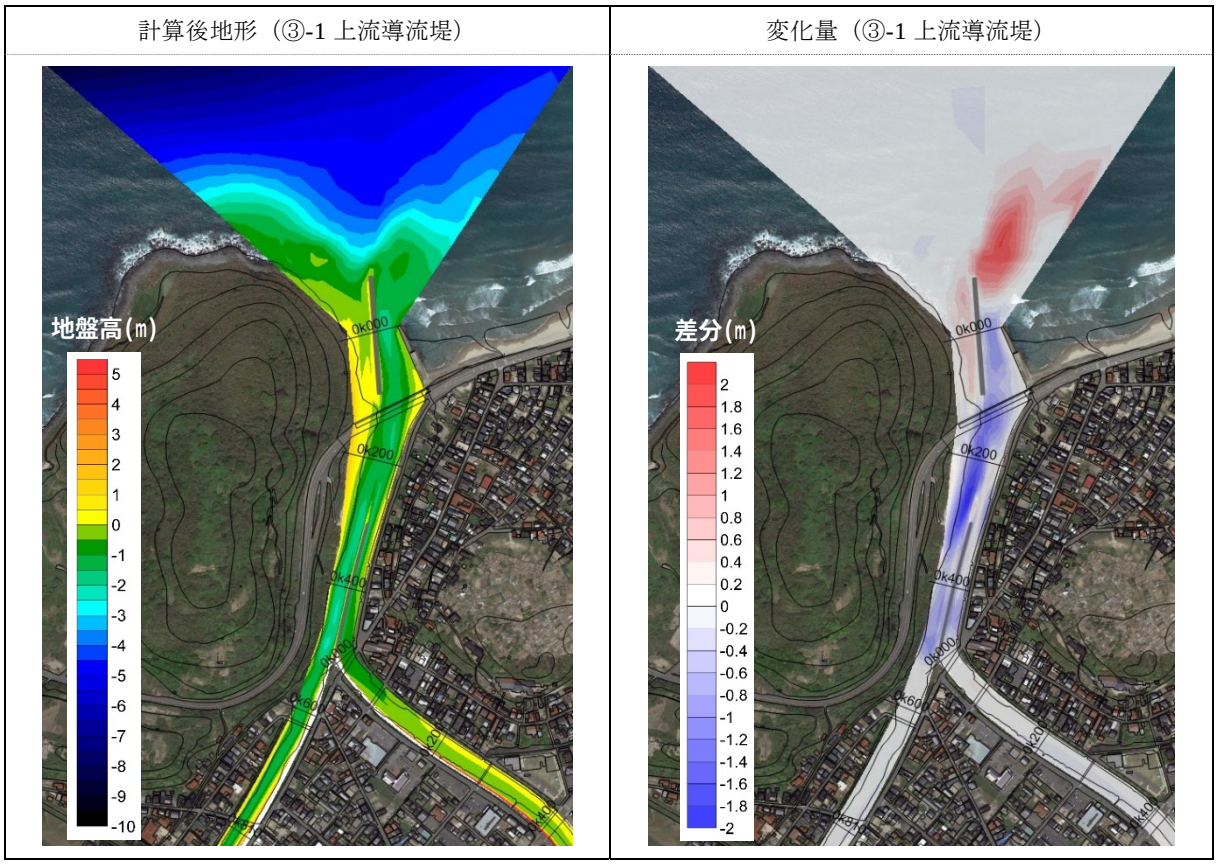


図 7.1.4(2)　計算結果（地形変化及び土砂変動量）[③-1]

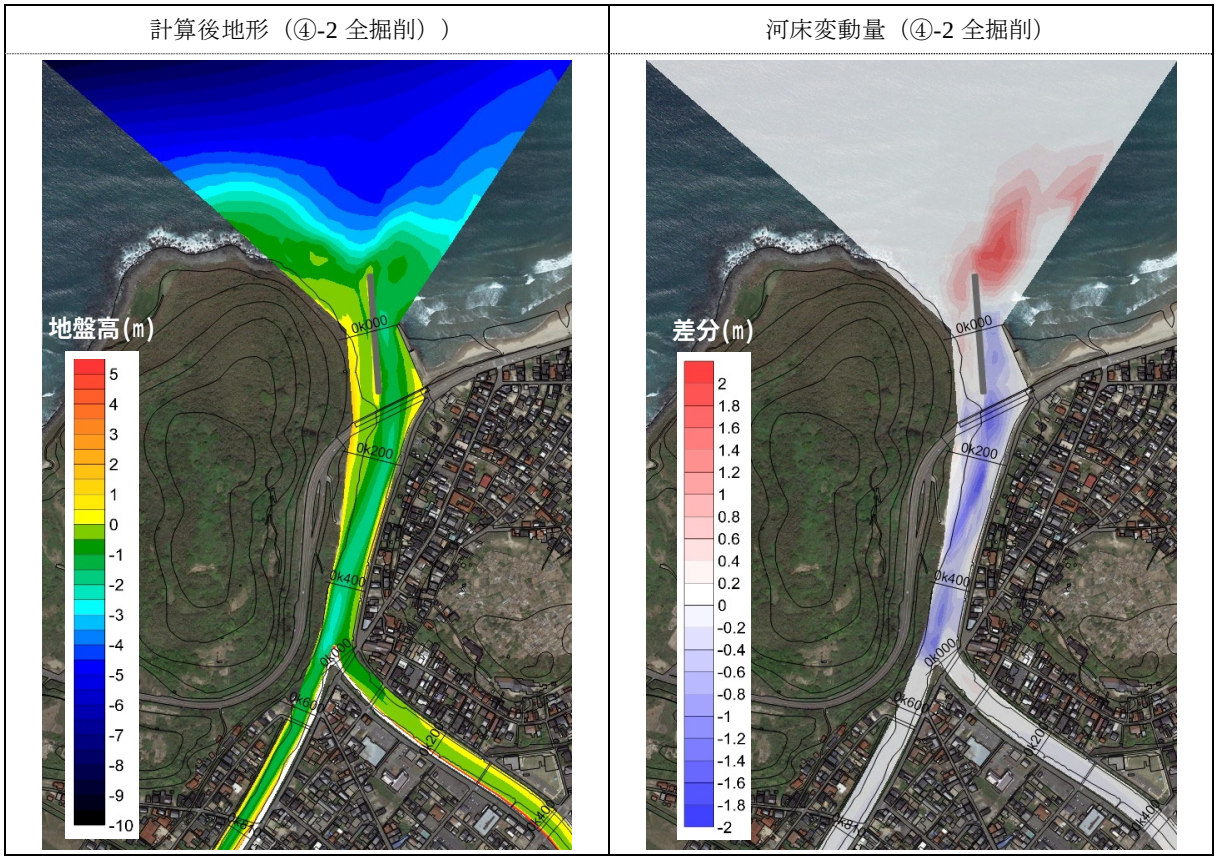


図 7.1.4(3)　計算結果（地形変化及び土砂変動量）[④-2]

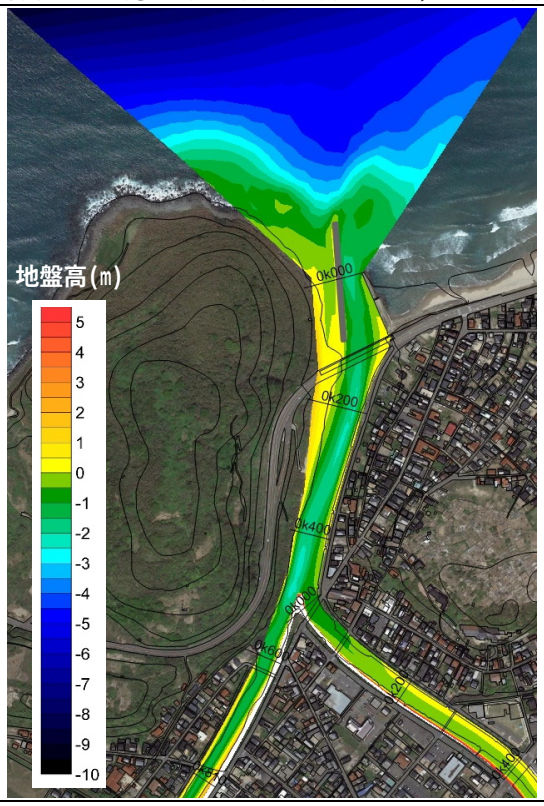
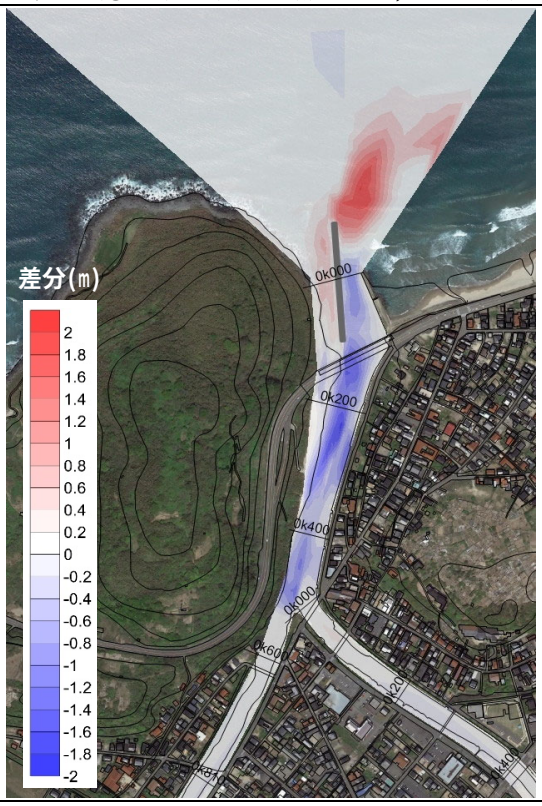
計算後地形（⑤-3 中央部掘削（幅＝10m,h=0.3m））	変化量（⑤-3 中央部掘削（幅＝10m,h=0.3m））
	

図 7.1.4(4)　計算結果（地形変化及び土砂変動量）[⑤-3]

7.2　波浪特性の変化分析（波浪・海浜流解析）

中導流堤を延伸した場合、高波浪時の波の遡上範囲が上流側へ拡大することで、海域から供給される土砂の堆積範囲が変化することも想定される。

そこで、既往検討で構築された波浪解析モデルを用いて、中導流堤を延伸した場合の解析を行い、波の遡上範囲の変化状況を検討する。**（解決策②）**

下記の条件による波浪変形計算を実施し、現況（既往検討）に対して中導流堤を延伸した場合の波浪状況の変化を把握する。

・計算モデル：非定常緩勾配方程式
・計算対象範囲：青谷地区（計算領域平面図：図 7.2.1）
・対象波浪：2013(H25)年 4 月から 2021(R3)年 3 月のうち代表的な 2 時点



図 7.2.1　波浪変形計算モデルの領域図

出典：勝部川河口対策検討業務委託報告書　令和 4 年 1 月　(株)建設技術研究所

(1) モデル条件

既往実績の 2 時点を対象とした波浪解析を実施する。

海底地形及び勝部川河口部地形は、最新の R3.2 深浅測量及び R3.9 河口部測量によって設定する。解析では、ナウファス鳥取港データより取得される実績波浪データを外力条件とする。

表 7.2.1　波浪解析条件（実績波浪の再現計算）

項　目		解　析　条　件
解析対象範囲		青谷海岸 岸沖方向 2200m,沿岸方向 2300m
解析メッシュサイズ		Δx=Δy=5m　440×460 メッシュ
計算地形		・現況地形 海域部：R3.2 地形（最新測量）※測量外の沖部は延伸して設定 河道部：R3.9 地形（最新測量・R3.7 洪水後） ・河床変動後の河道部地形 ②-1 導流堤延伸（案）
波浪解析	モデル	非定常緩勾配方程式モデル （屈折・回折・浅水変形・砕波を考慮）
	入射波	鳥取観測所の観測有義波を沖波とみなして与える
	底面摩擦係数	0.020　※「海岸施設便覧、土木学会編」より設定。
	反射率	直立壁：0.85 捨石斜面：0.45 天然海浜：0.10 ※海岸保全施設の技術上の基準・同解説より中央値を用いて設定。
	潮位	田後観測所における対象時刻の観測潮位

(2) 地形条件の設定

非定常緩勾配方程式モデルに適用するメッシュ地盤高を深浅測量データより作成し、標高コンター図を以下に示す。

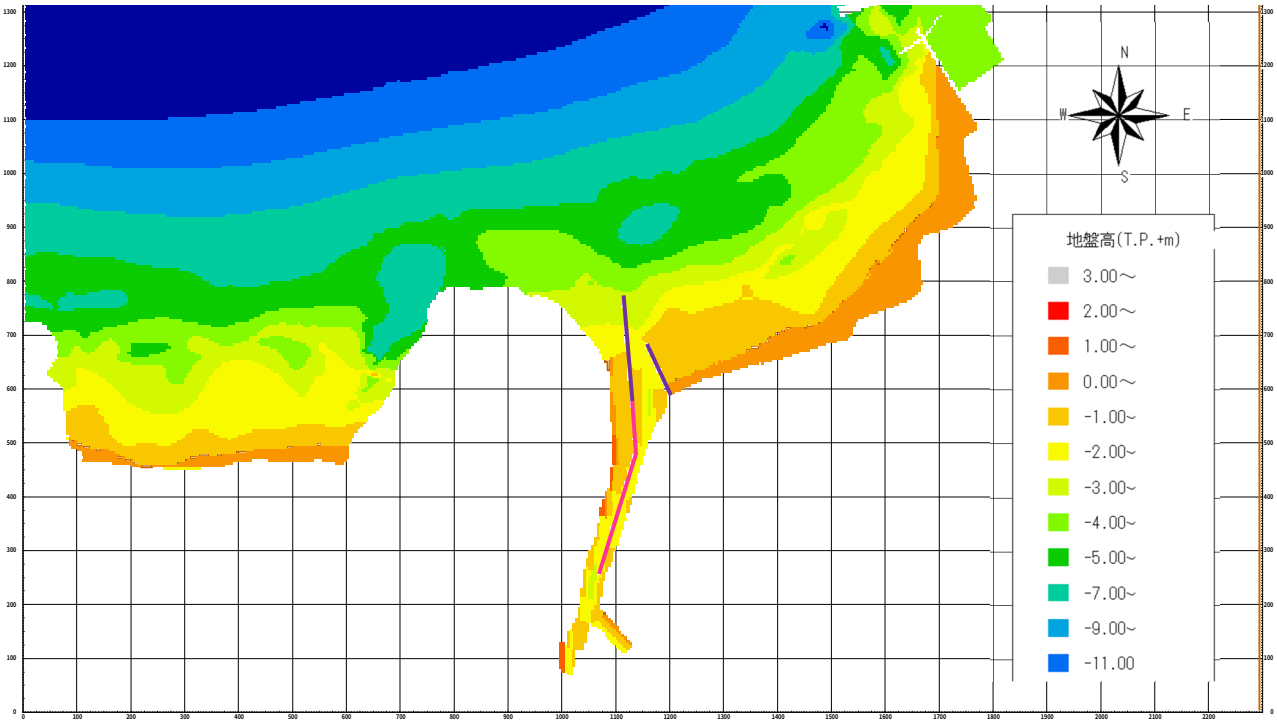


図 7.2.2　深浅測量による地盤高コンター図（海域 R3.2 測量・河道 R3.9 測量）

(3) 沖浪条件の設定

1) 計画外力（波浪・潮位）の整理

勝部川河口における計画外力（波浪・潮位）条件を下表にまとめる。

表 7.2.2　高潮・波浪の防護水準一覧（海岸保全基本計画）

項　目		計画諸元	備　考
潮位	計画高潮位	H.H.W.L：T.P.+0.85m	
50 年確率波浪	N 方向	沖波波高 Ho：10.4m	
		沖波周期 To：13.45 s	

出典：鳥取沿岸海岸保全基本計画（2020）（令和 2 年 3 月策定）

2) 実績による計算波浪の設定

以下の方針により代表的な波浪状況として、2 時点を抽出する。

・Case1 波高が大きいもの：第 1 位を対象　H29(2017).10.23　Ho=6.88m

・Case2 毎年起こりうる波浪：8 年間第 8 位　R2(2020).12.30　Ho=5.82m

対象とした時点の実績波浪の抽出結果を表 7.2.3 に示す。

表 7.2.3　近年の高波浪による対象波浪の抽出

順位	生起時刻	有義波最大				潮位[田後]	成因	備考
(波高)		波高(m)	周期(s)	波向(°)		(T.P.m)		
1	2017/10/23 6:40	6.88	12.0	8	N	0.346	台風	8年間最大
2	2019/10/13 0:20	6.85	12.2	12	NNE	0.192	台風	
3	2013/10/16 2:40	6.37	10.0	8	N	0.644	台風	
4	2016/1/20 6:40	6.33	11.3	352	NNW	0.613	冬季低気圧	冬季最大
5	2017/1/20 21:40	6.00	9.8	335	NNW	0.598	冬季低気圧	
6	2014/10/13 22:20	5.92	9.7	8	N	0.300	台風	
7	2013/4/7 19:00	5.84	11.2	352	NNW	0.370	爆弾低気圧	
8	2020/12/30 18:20	5.82	10.3	352	NNW	0.645	冬季低気圧	8年間8位
9	2014/12/1 23:40	5.64	10.4	335	NNW	0.644	冬季低気圧	
10	2020/4/13 12:00	5.64	10.5	25	NNE	0.309	爆弾低気圧	
11	2013/12/20 20:40	5.62	10.5	0	N	0.522	冬季低気圧	
12	2015/8/11 12:40	5.50	9.4	348	NNW	0.630	台風	
13	2015/12/11 12:40	5.50	9.4	348	NNW	0.496	冬季低気圧	
14	2021/1/29 14:40	5.14	12.7	352	NNW	0.635	冬季低気圧	
15	2019/12/27 11:20	5.04	9.2	327	NNW	0.246	冬季低気圧	
16	2015/1/1 17:20	5.00	9.5	344	NNW	0.417	冬季低気圧	

※潮位は国土地理院「田後」の 1 時間観測値による（30 秒値は青谷海岸全域の潮位を表すものでないため）

出典：勝部川河口対策検討業務委託報告書　令和 4 年 1 月　(株)建設技術研究所

(4) 計算結果

波浪解析の結果は表 7.2.4 に示すとおりである。以下のことが言える。

・波向（N、NNW)にかかわらず、導流堤に沿って勝部川の河道に波浪進入する。高波浪の大部分は波向 NNW～N であることから、本検討と同様に導流堤に沿って進入すると考えられる。

・波高については、中導流堤中央部では 1m 程度の波浪進入が生じているが、中導流堤の上流側で 0.2m程度に急激に波高低減し、勝部川の河道内への波浪遡上はほとんど生じていない。Case1 は Case2 より波高が約 1m 高く潮位が約 0.3m 低いが、汀線付近の波高は Case2 の方がやや高い。勝部川河口部においては、波高が潮位の影響を大きく受けると考えられる。

・波向については、中導堤の整備区間は整備後でも中導流堤中央部付近に堆積土砂が生じるため静穏であり、流速が小さいことから整備前後の有意な差は認められない。

・波高については、中導堤の整備後も中導流堤の上流側で 0.2m程度に急激に低減し勝部川の河道内への波浪遡上はほとんど生じていない。整備後がやや高くなるが 0.1m 未満のごく僅かであり整備前後の有意な差は認められない。

表 7.2.4　波浪解析結果（実績波浪）【現況地形】

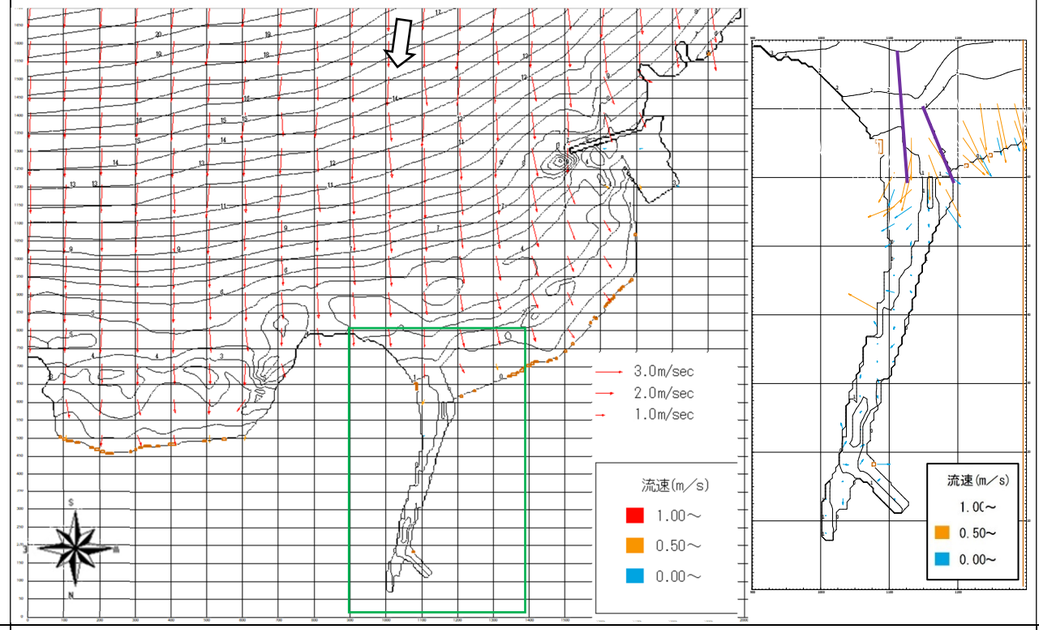
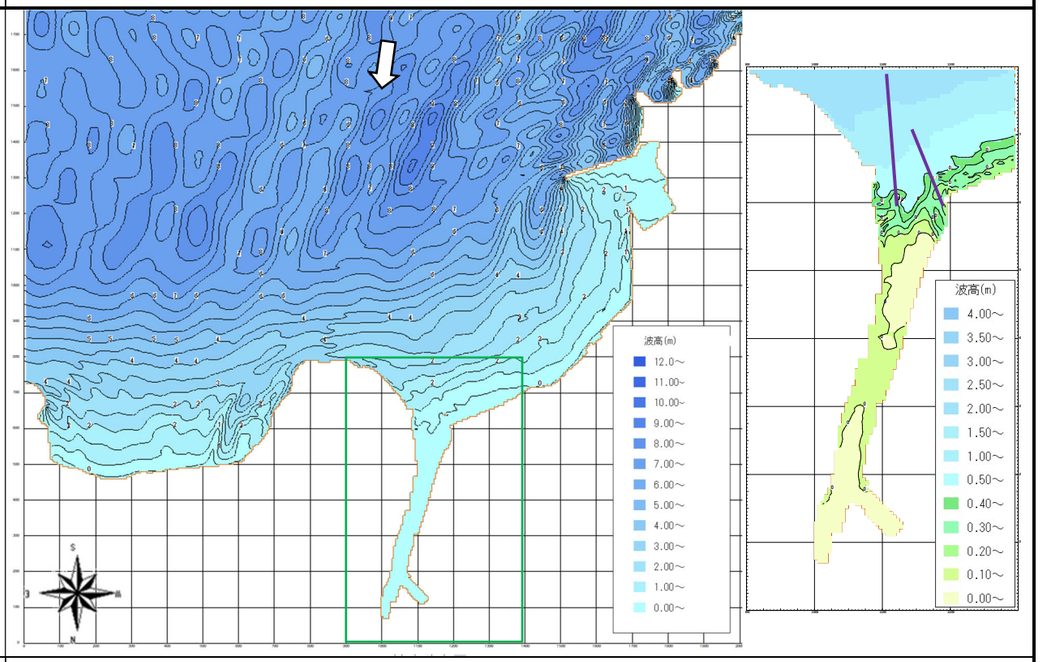
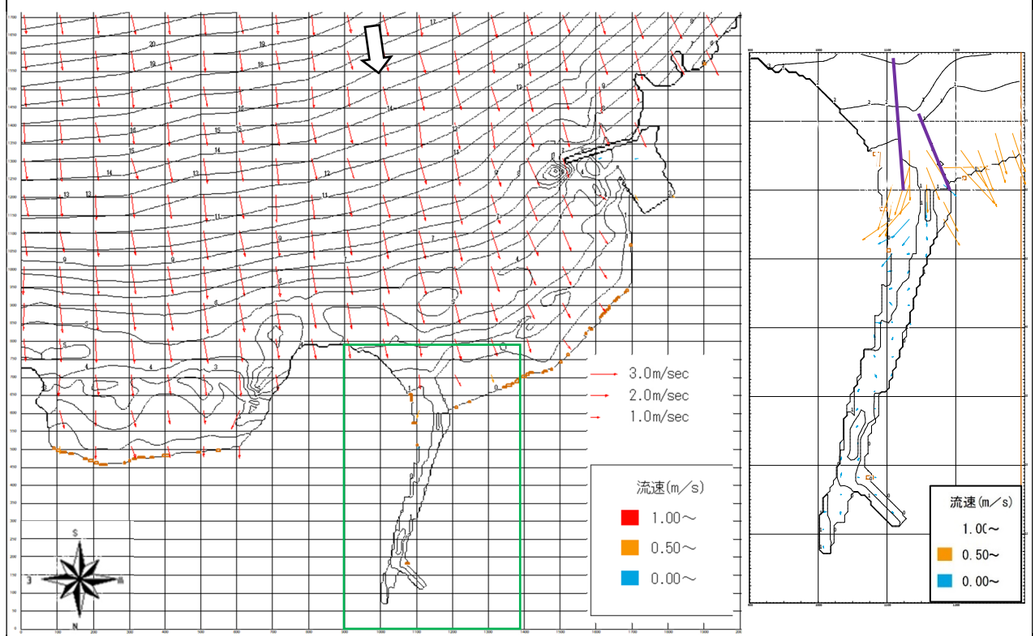
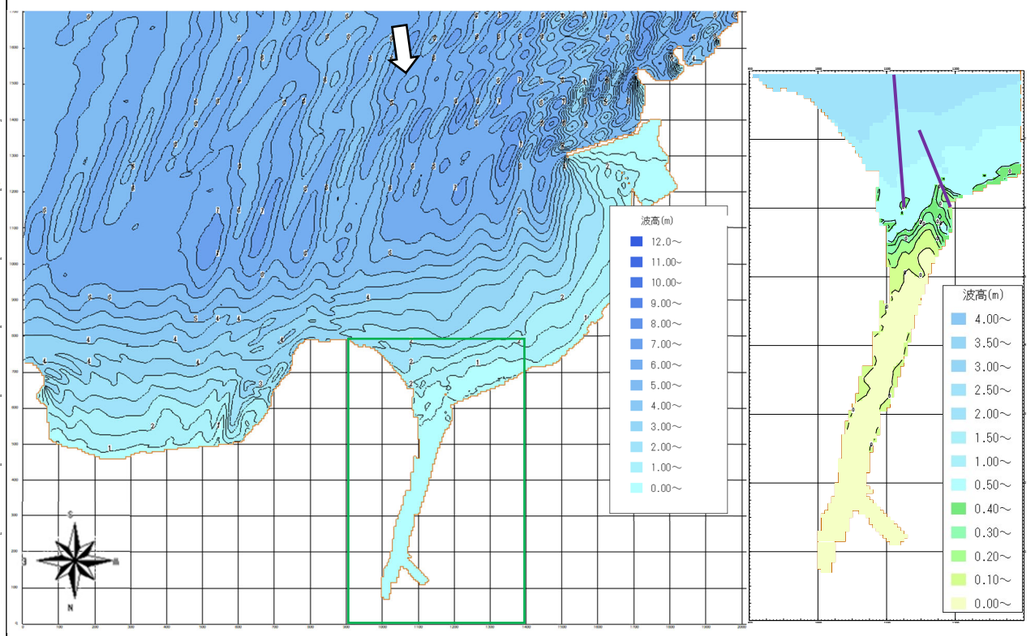
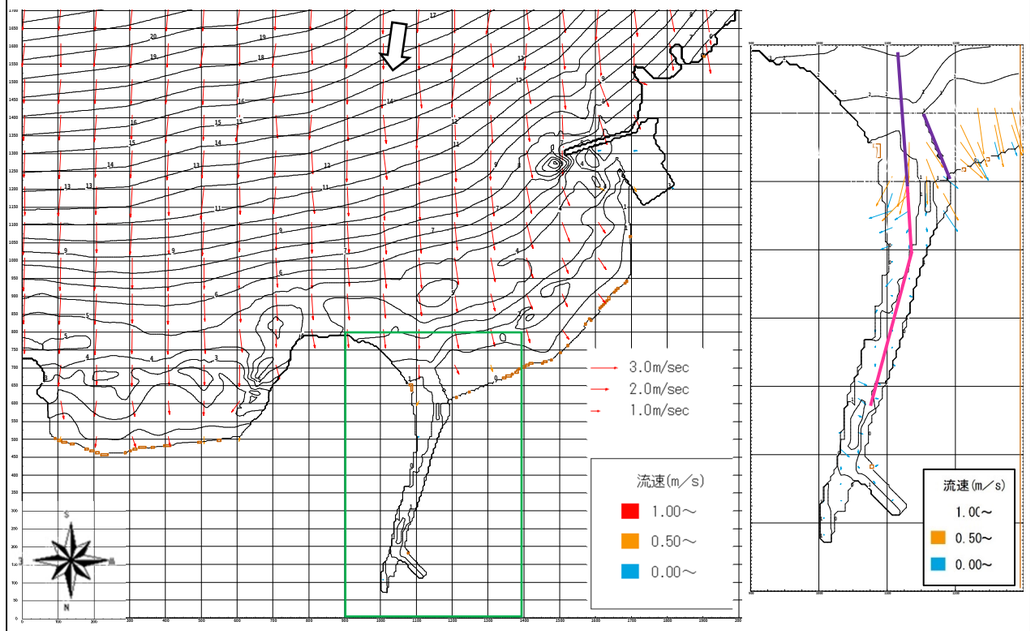
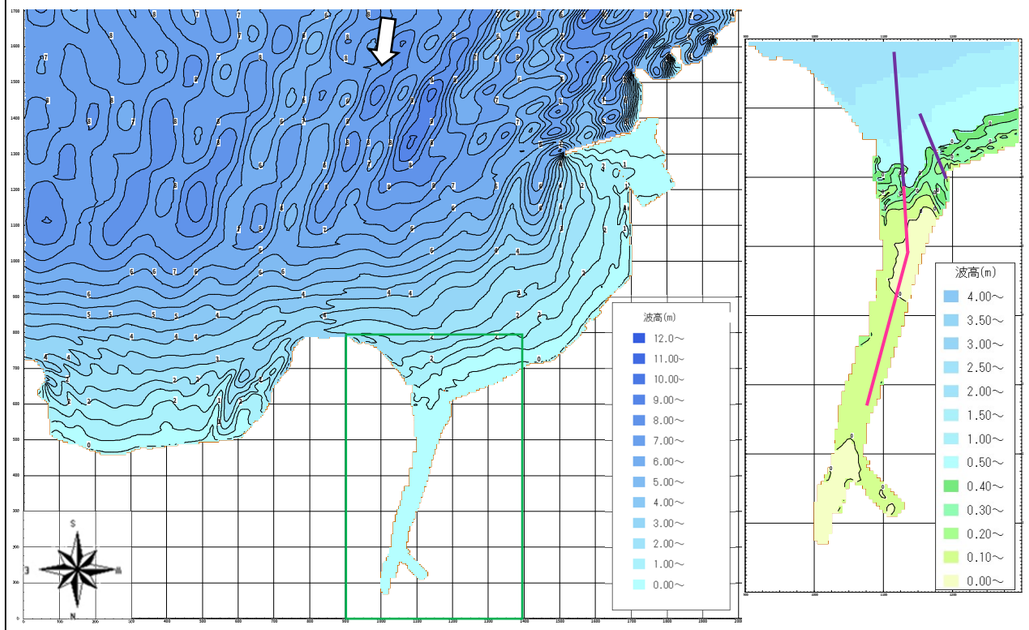
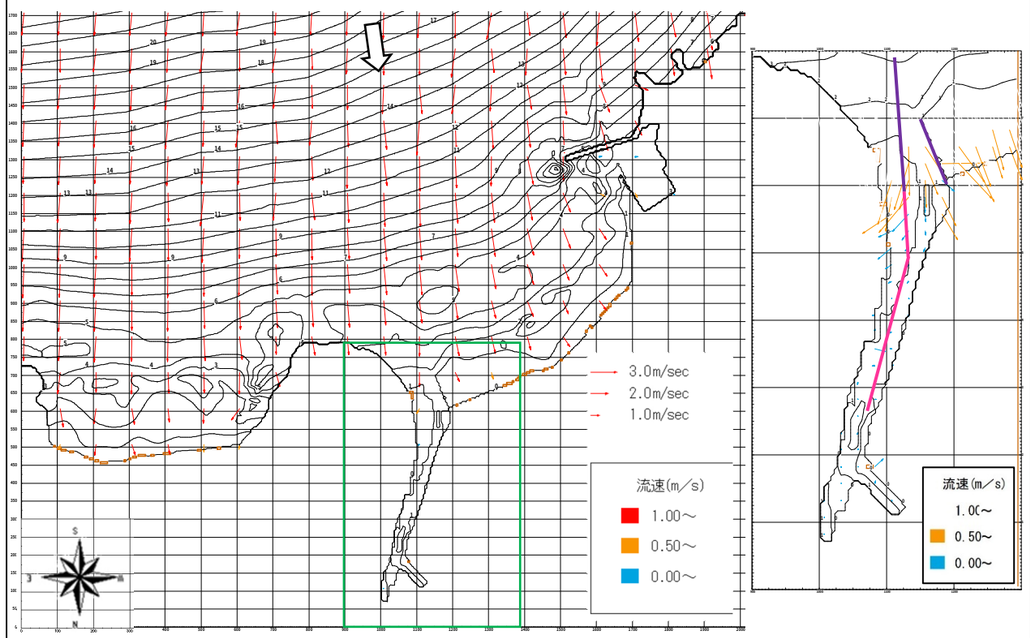
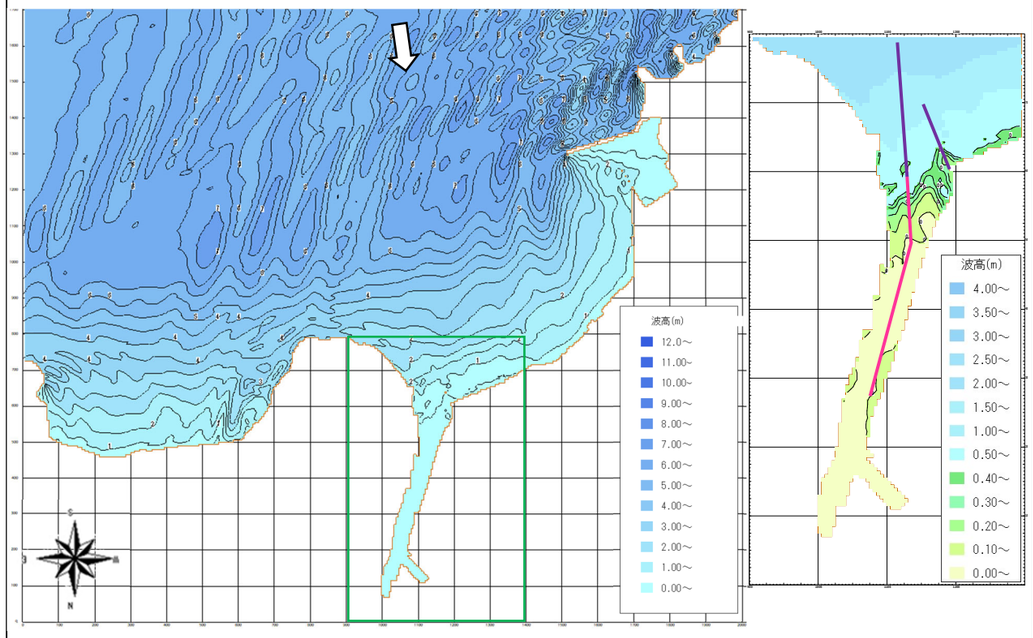
	波浪解析結果（波向ベクトル図）	波浪解析結果(波高分布図)
CASE01 2017(H29)/10/23 6:40 波高：6.88m(第1位) 周期：12.0sec 波向：8° (N) 潮位：T.P.+0.346m		
CASE02 2020(R2)/12/30 18:20 波高：5.82m(第8位) 周期：10.3sec 波向：352° (NNW) 潮位：T.P.+0.645m		

表 7.2.5　波浪解析結果（実績波浪）【中導流堤延伸案】

	波浪解析結果（波向ベクトル図）	波浪解析結果(波高分布図)
CASE01 2017(H29)/10/23 6:40 波高：6.88m(第１位) 周期：12.0sec 波向：8° (N) 潮位：T.P.+0.346m		
CASE02 2020(R2) /12/30 18:20 波高：5.82m(第８位) 周期：10.3sec 波向：352° (NNW) 潮位：T.P.+0.645m		

7.3 事例整理

検討対象の対策工（中導流堤の延伸、左岸砂州の維持的掘削等）に関する全国的な事例を収集・整理し、対策により発生した周辺への影響の事例から、当該地で生じる可能性のある課題を把握する。

7.3.1 事例の収集整理

河口対策工の検討資料の存在する河川を下表に掲げる。

これらのうち、導流堤の整備、砂州の維持的掘削が検討あるいは実施されている河川を抽出し、現状平面写真、現状分析、現状対策について整理する。

表 7.3.1 河口対策工（策定・検討）の全国事例

都道府県	河川名	管理者	河口砂州（現状）	河口処理	河口砂州の維持掘削	事例整理
北海道	留萌川	国	あり	・河口部河道の直線化 ・導流堤の変更改築	・なし	○
北海道	沙流川	国	あり	・導流堤（新設）	・なし	○
北海道	尻別川	国	あり	・導流堤（新設）	・なし	
北海道	渚滑川	国	あり	・導流堤（新設・模型実験）	・なし	○
青森県	岩木川 （十三湖河口）	国	あり	・導流堤（既設）	（不明）	
山形県	最上川	国	あり （水面下）	・導流堤（既設）	（不明）	
宮城県	鳴瀬川	国	あり	・導流堤（既設）	（不明）	
宮城県	名取川	国	あり	・導流堤（既設）	（不明）	○
茨城県	那珂川	国	あり	・導流堤（既設）	（不明）	
千葉県	利根川	国	あり	・導流堤（既設）	（不明）	
神奈川県	相模川	国	あり	・導流堤（既設）	・維持掘削	○
静岡県	馬込川	県	あり	・導流堤（既設）	・なし	
新潟県	阿賀野川	国	あり	・水制工	・維持掘削	○
新潟県	荒川	国	あり	・特段なし	・維持掘削	○
石川県	手取川	国	あり	・導流堤（既設・延伸）	（不明）	○
福井県	九頭竜川	国	あり	・導流堤（既設）	（不明）	
三重県	志原川	県	あり	・導流堤 ・人工リーフ(既設)	・なし	R3年度業務
鳥取県	日野川	国	あり	・特段なし	・維持掘削	
島根県	静間川	県	あり	・特段なし ・河口H.W.Lが高く(約T.P.+3.5m)、砂州による水位上昇を想定	・維持掘削	
島根県	江の川	国	あり	・導流堤（既設）	（不明）	
島根県	高津川	国	あり	・導流堤（既設） ・河口H.W.Lが高く(約T.P.+2.7m)、砂州による水位上昇を想定	・維持掘削	
島根県	三隅川	県	あり	・放水路（既設） ・導流堤（既設）	（不明）	○
島根県	下府川	県	あり （水面下）	・岩礁上の離岸堤	（不明）	○
山口県	橋本川 （阿武川水系）	県	あり	・導流堤（既設） ・人工リーフ(計画中止)	・維持掘削	R3年度業務
高知県	物部川	国	あり	・特段なし	・維持掘削	
高知県	四万十川	国	あり	・導流堤（既設）	（不明）	
宮崎県	大淀川	国	あり	・導流堤（既設）	（不明）	

（参考）

導流堤方式の河口処理の現状と問題点 海岸工学論文集 第42巻(1995)

寒地土木研究所　平成2年度技術研究発表会　論文集

各河川の河川整備基本方針・河川整備計画

(1) **留萌川（北海道）**

対策内容：河口直線化、導流堤の延伸

・導流堤による河口部処理が実施された。



図 7.3.1　対象河川の現状（留萌川）



図－６　工事概要図

図 7.3.2　対策案の概要（留萌川）

出典：留萌川河口部改修に伴う河道計画の検討について　留萌開発建設部治水課
第 55 回（平成 23 年度）北海道開発局技術研究発表会

(2) 沙流川（北海道）

対策内容：導流堤の新設

・河口部に導流堤を新設し川幅を絞り込むことにより、常時開口部を確保している。

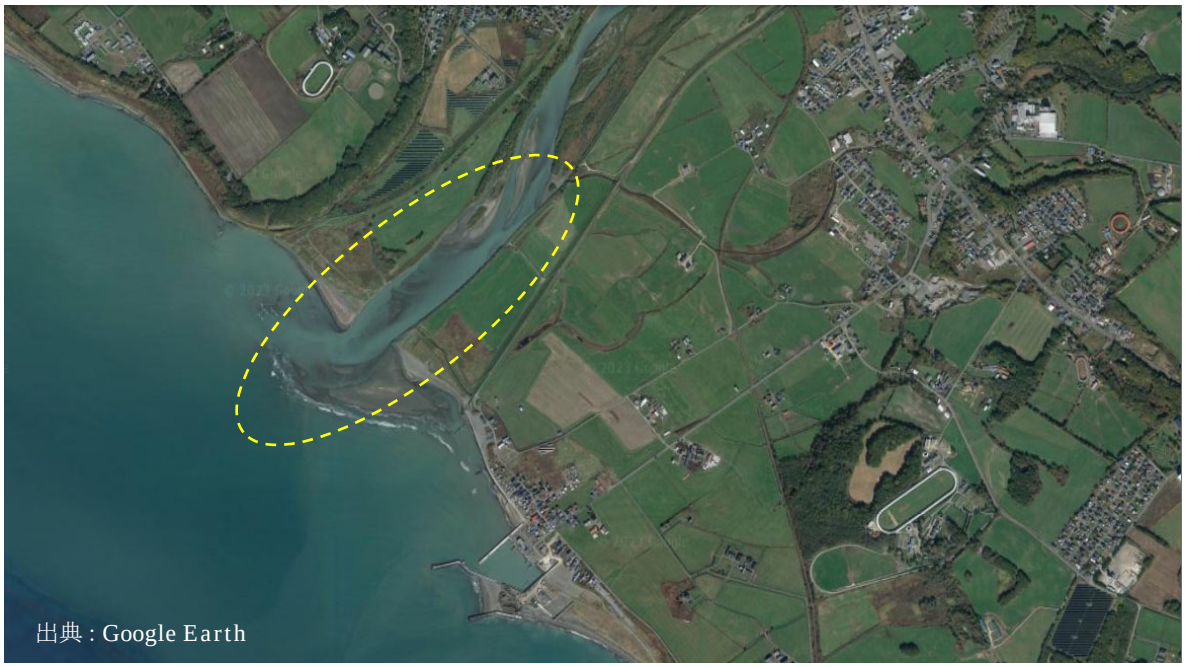


図 7.3.3 対象河川の現状（沙流川）



図 7.3.4 対策案の概要（沙流川）

出典：沙流川河口導流堤と河口汀線変化について　室蘭開発建設部門別河川事務所
寒地土木研究所　平成 2 年度技術研究発表会

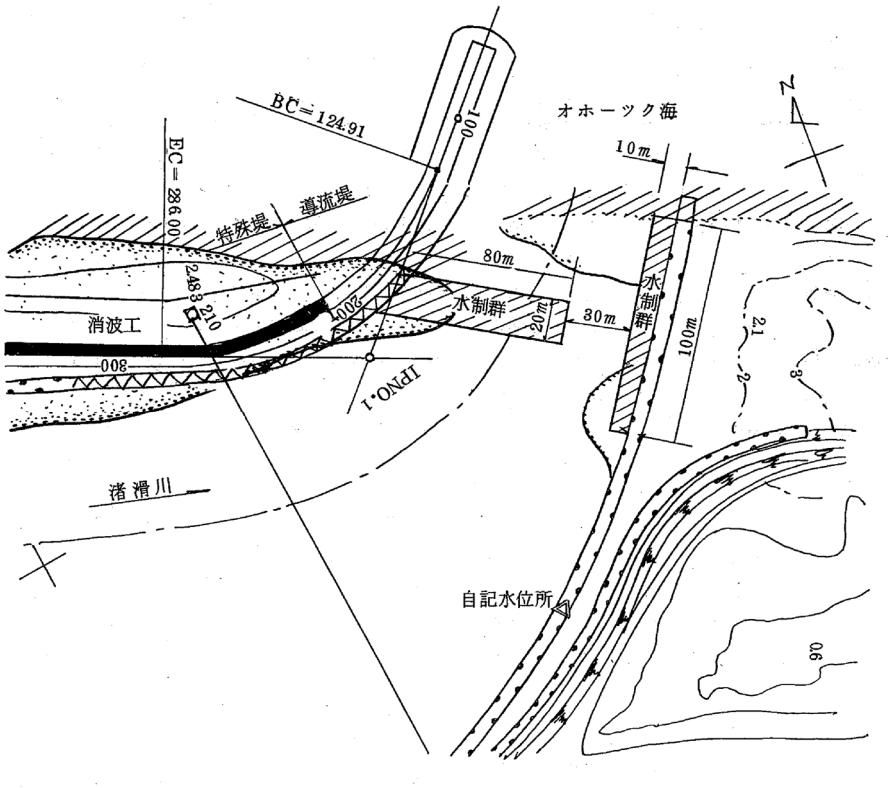
(3) 渚滑川（北海道）

対策内容：導流堤の新設

・水制工も計画されたが確認できない。



図 7.3.5　対象河川の現状（渚滑川）



図―13　水制計画平面図

図 7.3.6　対象河川の現状（渚滑川）

出典：渚滑川河口処理工事について　網走開発建設部　寒地土木研究所　昭和 54 年度技術研究発表会

(4) 名取川（宮城県）

対策内容：導流堤（既設）

・1986 年 8 月の台風 10 号による出水は名取川河口砂州の大規模な崩壊をもたらし，左岸砂州が約 100m にわたってフラッシュされた。

・そのときの河口水位・ハイドログラフを，潮位変動とともに図 3 に示す。図より、流量ピークに先行して約 1.5 時間前に河口水位のピークが見られ、この時点ですでに河口砂州のフラッシュが始まっていたことが分かる。



図 7.3.7　対象河川の現状（名取川）

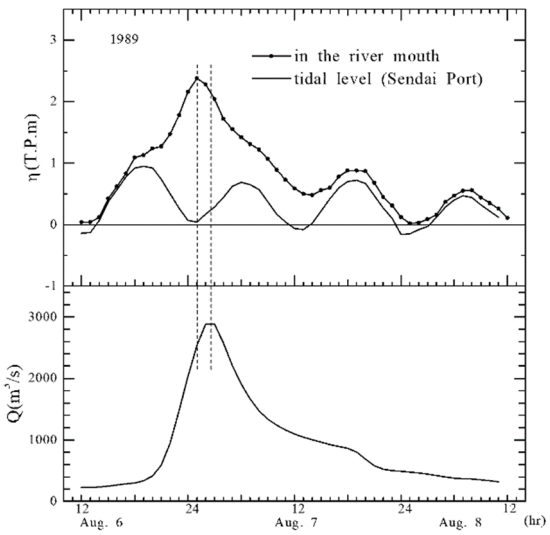
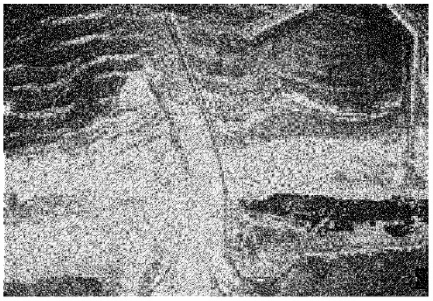


図 3　出水時のハイドログラフと河口水位



(a) July 5, 1989



(b) August 7, 1989.

図 4　名取川河口砂州のフラッシュ

図 7.3.8　河口砂州のフラッシュ事例（名取川）

出典：ながれ 24（2005）　河口域のながれと地形 東北大学大学院工学研究科 田中 仁

(5) 相模川（神奈川県）

対策内容：導流堤(既設)、河口砂州の維持掘削

・砂州のフラッシュに着目した対応方策を検討した結果、平水時には死水域となっている砂州の左岸側を埋め戻し、洪水時には砂州の右岸側を越流するように切り下げるような砂州形状にすることが効果的であると考えられる。



図 7.3.9　対象河川の現状（相模川）

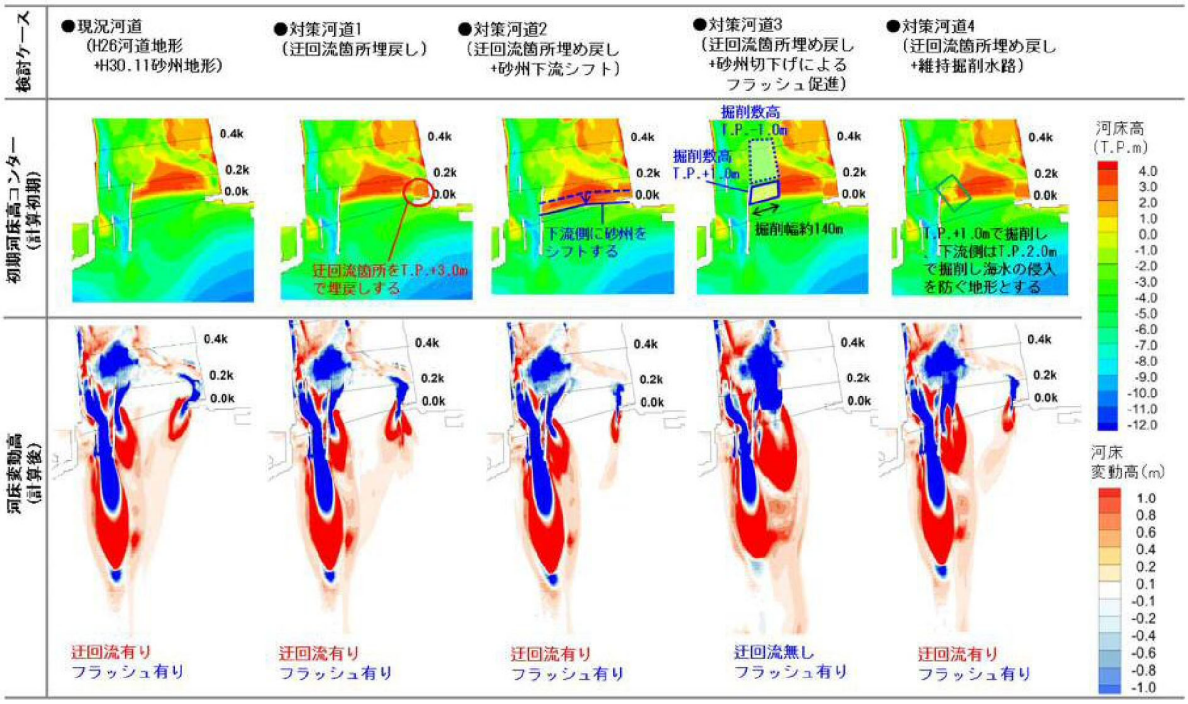


図-4　河口砂州の対応方策の複数案と検討結果（令和元年10月洪水流量ハイドロによる比較）

図 7.3.10　対象河川の対策検討（相模川）

出典：相模川河口砂州の土砂動態と今後の対応方策　国土交通省関東地方整備局京浜河川事務所
令和 3 年度 第 76 回年次学術講演会論文集 第 II 部門（河川計画・管理）

(6) 阿賀野川（新潟県）

対策内容：河口砂州の維持掘削等（検討中）

・左岸埋立に伴い想定される河口への影響に対する対策案を検討中である。



図 7.3.11　対象河川の現状（阿賀野川）

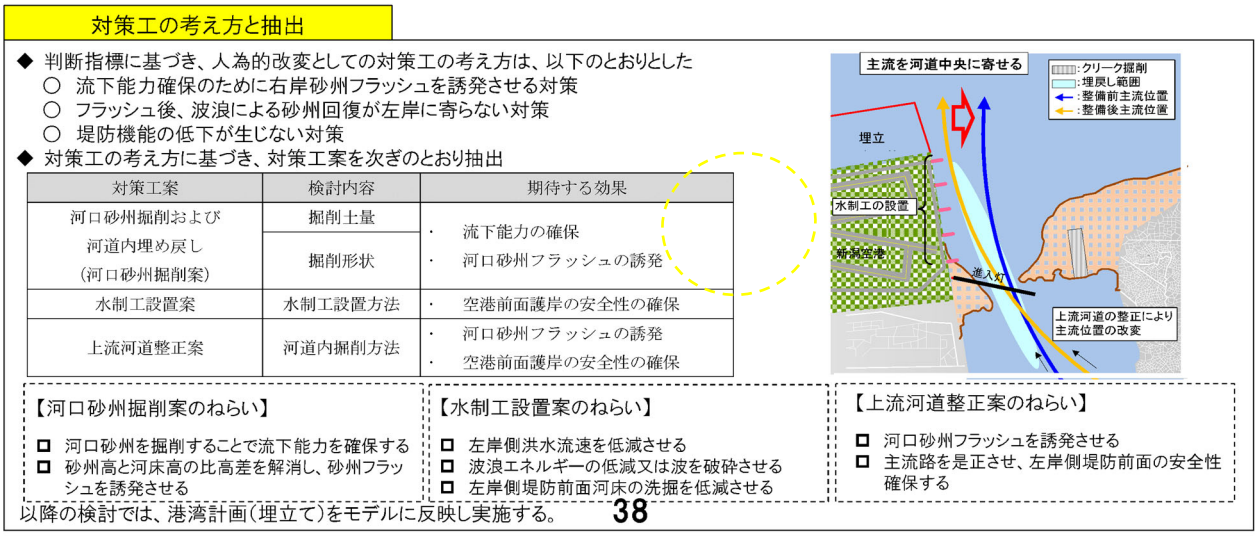


図 7.3.12　対象河川の対策検討（阿賀野川）

出典：第 3 回阿賀野川河口砂州管理検討委員会説明資料　令和 2 年 9 月 28 日　阿賀野川河川事務所

(7) 荒川（新潟県）

対策内容：河口砂州の維持掘削

・荒川河口部の砂州は、洪水時の水位上昇の要因となる。河口砂州が後退しすぎると、堀川合流点が閉塞する。

・「荒川河口砂州維持管理基準（案）」に基づき河口砂州にトレンチを掘り河口砂州のフラッシュを促す管理を毎年実施しており、河口砂州及び汀線、河道のモニタリングを行っている。



図 7.3.13　対象河川の現状（荒川）

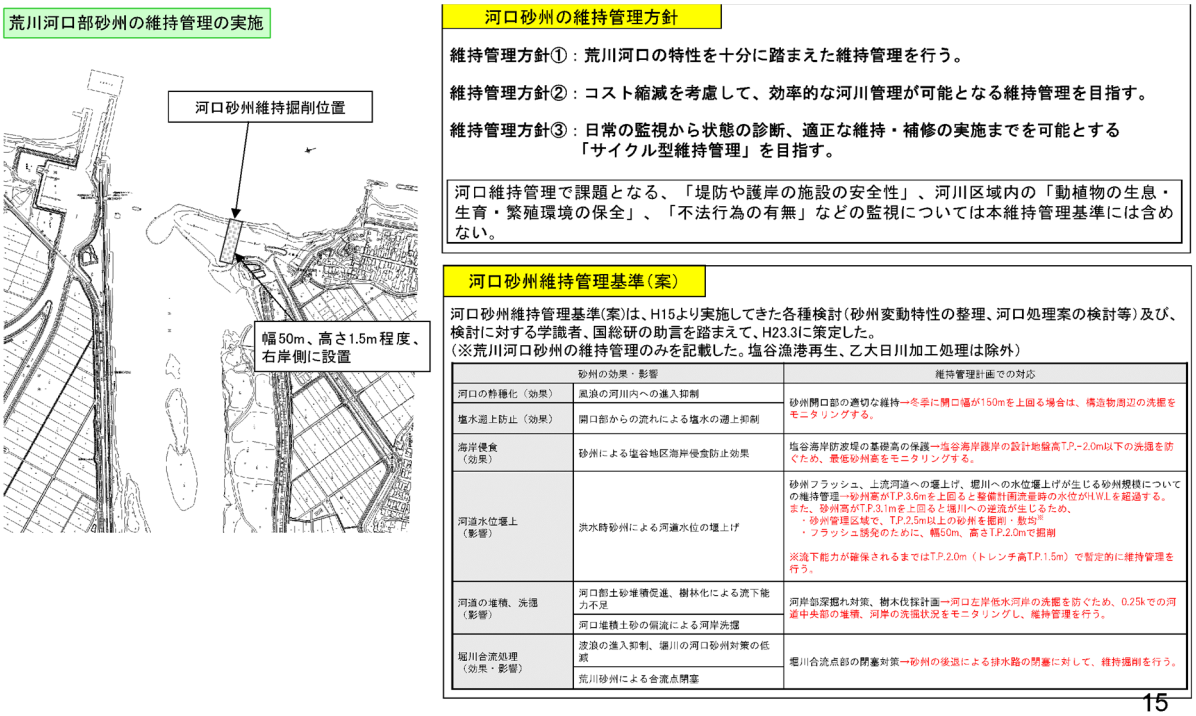


図 7.3.14　河口維持管理の実施事例（荒川）

出典：事業実施状況　令和 2 年 1 月 20 日　国土交通省北陸地方整備局　羽越河川国道事務所

(8) 手取川（石川県）

対策内容：導流堤の新設

・水理模型実験を行い、常時は右岸側航路と左岸河口砂州が存在し、洪水時に河口砂州がフラッシュされる河口処理計画が立案され、実施された。

・河口砂州の横断方向位置を固定するため中導流堤方式が採用された。



図 7.3.15　対象河川の現状（手取川）

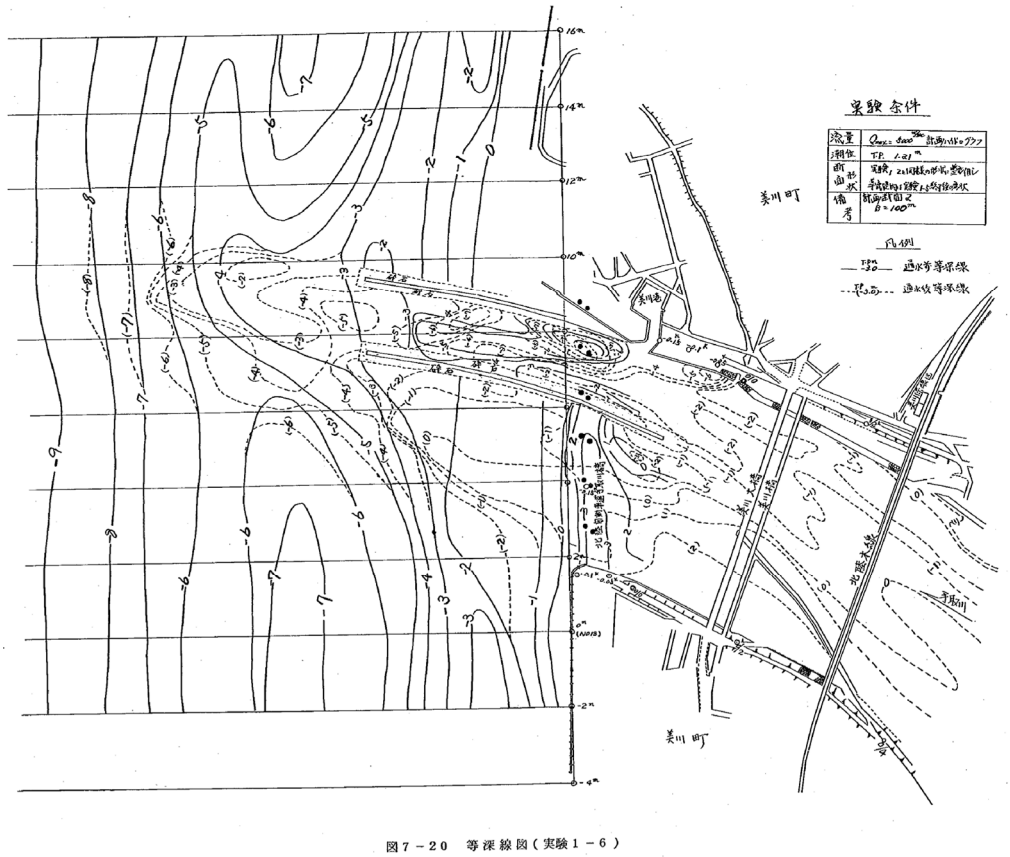


図7－20　等深線図（実験1－6）

図 7.3.16　河口砂州の水理模型実験結果（手取川）

出典：手取川河口処理に関する水理的検討　土木研究所資料　第 1069 号　1975.11.1

(9) 三隅川（島根県）

対策内容：放水路、導流堤の新設

・昭和 58 年 7 月洪水を契機に河口放水路が整備された。

・河口砂州が形成されるため放水路の河口にも両岸に導流堤を設置している。

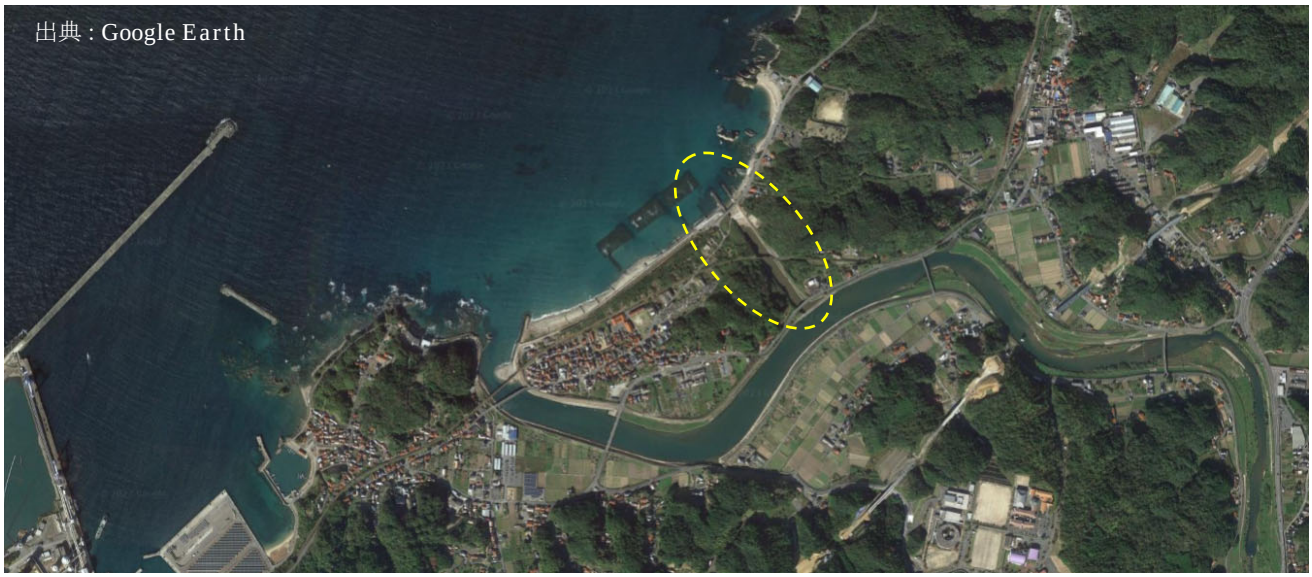


図 7.3.17　対象河川の現状（三隅川）

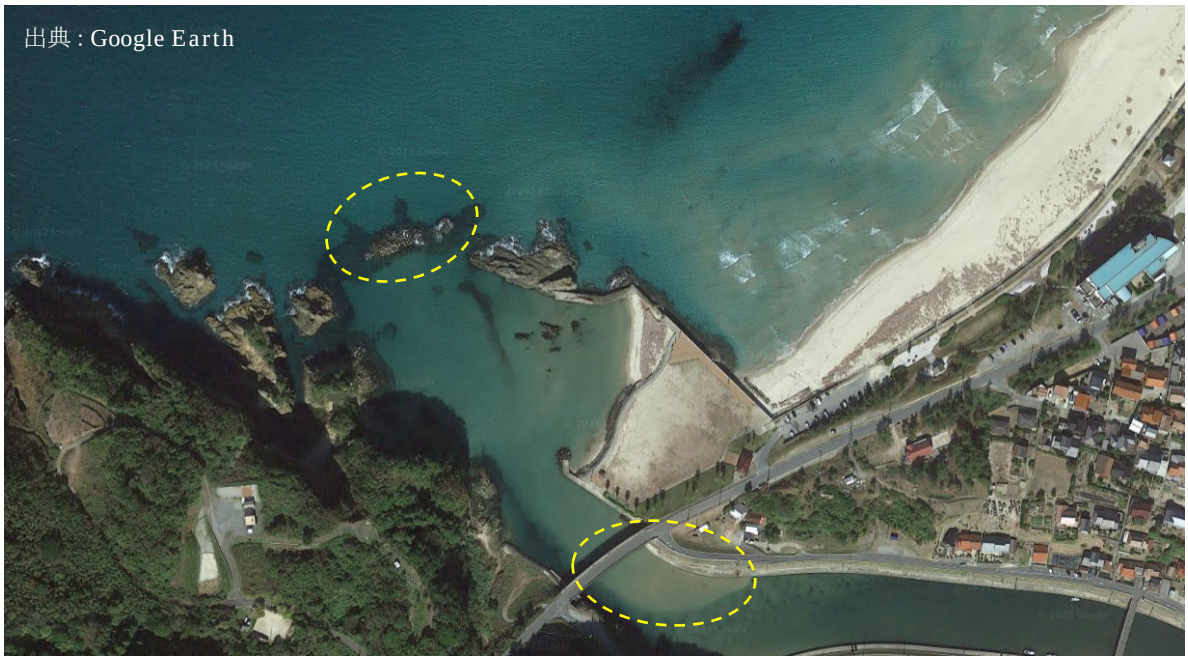
(10) 下府川（島根県）

対策内容：離岸堤(海域)、導流堤　※勝部川と地形類似のため参考掲載

・漁港整備により遮蔽域となっている海浜東側に土砂が堆積して河口付近の砂浜幅が縮小し、下府川の河口砂州が上流側に押し込まれやすい状況となっている。

・河口部の岩礁及び離岸堤により波浪遡上を軽減し、第一橋梁付近の河口砂州の発達を抑制していると考えられる。





出典：Google Earth

図 7.3.18　対象河川の現状（下府川）

7.3.2 勝部川における影響・課題

これまで整理した河口対策や調査の事例より、対策施設に関して以下の影響が考えられる。

・導流堤による流路（常時開口部）の確保（主に港湾利用）：留萌川
・導流堤による流路（常時開口部）の確保（河口閉塞の防止、波浪進入の防止）：沙流川、渚滑川、手取川
・砂州フラッシュ開始はピーク流量前に生じることがあり、砂州の越水開始と関係：名取川
・砂州掘削（陸上掘削）によるフラッシュ促進影響が検討中（相模川、阿賀野川、荒川）

以上の河口対策事例を踏まえて、勝部川に関して以下のことが想定される。

・中導流堤による対策は、砂州の横断方向の位置を固定することにより、常時開口部を最小限確保し河道内への波浪侵入を抑制する効果がある。
・河口維持掘削は、事例を見る限り潮位より高い掘削高さとすることから、波浪侵入への影響は概ね生じない。

7.4 影響評価

以上を基に、対策実施に伴う周辺環境への影響を評価し、表 7.4.1 の項目について今後の検討課題をとりまとめる。

表 7.4.1 想定される周辺環境への影響

視点	評価項目	想定される影響（今後の検討課題）	検討方法
漂砂	海域の堆積状況	河川からの流出土砂の増加、堆砂箇所の変化、周辺海岸への影響	解決策①
	河道内への波の遡上状況	中導流堤の延伸による波の遡上範囲（堆砂が想定される範囲）の変化	解決策②③
漁業	漁場周辺の堆積状況	堆砂による漁場への影響	解決策①
利用	航路部(右岸)の維持状況	中導流堤の延伸による航路維持の効果	解決策①
環境	塩水遡上の変化の可能性	掘削等による河床低下時の塩水遡上（範囲、濃度）の変化	解決策①

7.4.1 漂砂

・海域の堆積状況

「7.1 土砂動態の変化分析」で検討した河床変動計算後の堆積箇所の検討結果より以下のことが言える。

洪水後の海域の堆積箇所は主として河口テラスの沖側であり、水深が大きい箇所であるため、これらが勝部川からの洪水流を阻害して導流堤の沖側の海域水位を上昇させる影響はほとんどないと考えられる。

対策案ケースのうち②−1 導流堤延伸（案）は、左河道側の沖側海域への堆積が他案と比較して顕著であるが、沖側の堆積であるため河道流下能力面への問題はないと考えられる。他案も、海域における河道流下能力面への問題はないと考えられる。

・河道内への波の遡上状況

「7.2 波浪特性の変化分析」で検討した②−1 導流堤延伸（案）の河床変動計算後の波浪解析の検討結果より以下のことが言える。

波向については、中導堤の整備区間は整備後でも中導流堤中央部付近に堆積土砂が生じるため静穏であり、流速が小さいことから整備前後の有意な差は認められず、堆積位置への影響はほとんど無いと考えられる。

波高については、中導堤の整備後も中導流堤の上流側で 0.2m程度に急激に低減し勝部川の河道内への波浪遡上はほとんど生じていない。整備後がやや高くなるが 0.1m 未満のごく僅かであり整備前後の有意な差は認められず、堆積位置への影響はほとんど無いと考えられる。

河口対策事例より、中導流堤による対策は常時開口部を最小限確保し河道内への波浪侵入を抑制する効果がある。河口維持掘削は潮位より高い掘削高さとすることから波浪侵入への影響は生じない。

7.4.2　漁業

・漁場周辺の堆積状況

「7.1　土砂動態の変化分析」で検討した河床変動計算後の堆積箇所の検討結果より以下のことが言える。

対策案ケースのうち、②−1 導流堤延伸（案）は、左河道側の沖側海域への堆積が他案と比較して顕著である。このため河口左岸～丸山岬の山付部で行われているワカメ漁への影響が懸念される。他案はワカメ漁については問題ないと考えられる。

7.4.3　利用

・航路部(右岸)の維持状況

「7.1　土砂動態の変化分析」で検討した河床変動計算後の堆積箇所の検討結果より以下のことが言える。

対策案ケースのうち②−1 導流堤延伸（案）は、航路となっている右河道側の洪水後の洗掘が他案と比較して大きい。洪水前の常時も砂州の右岸側への拡大を防止する効果が期待される。

③−1 上流導流堤（案）は洪水後に右岸堆積が生じ右岸河道は全般に浅く、航路の確保面で不利と考えられる。

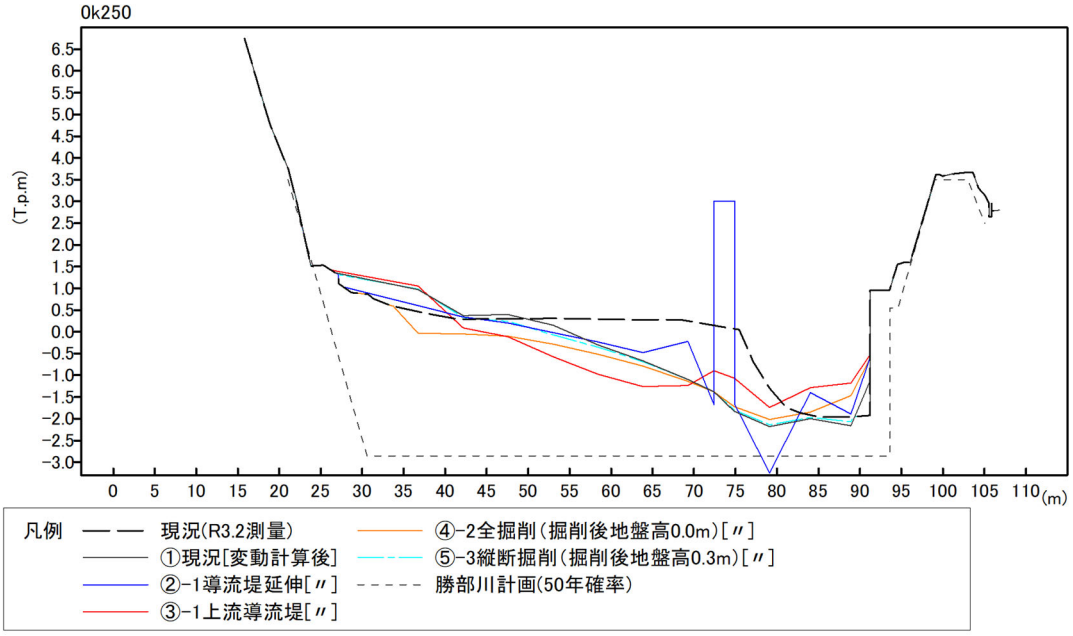


図 7.4.1　河床変動計算後の横断面（勝部川）

7.4.4　環境

・塩水遡上の変化の可能性

「7.1　土砂動態の変化分析」で検討した河床変動計算後の堆積箇所の検討結果より以下のことが言える。

河床変動計算後の河床高（ｹｰｽ:②-1 導流堤延伸）より、河口対策による河床高への影響は 1.44k 付近の潮止めとなっている床止め付近より上流へ及ばない。日置川についても河床高への影響は無く塩水遡上による変化は無い。

勝部川水系の取水箇所は影響区間より上流に位置しており、いずれの河口対策案も問題ないと考えられる。

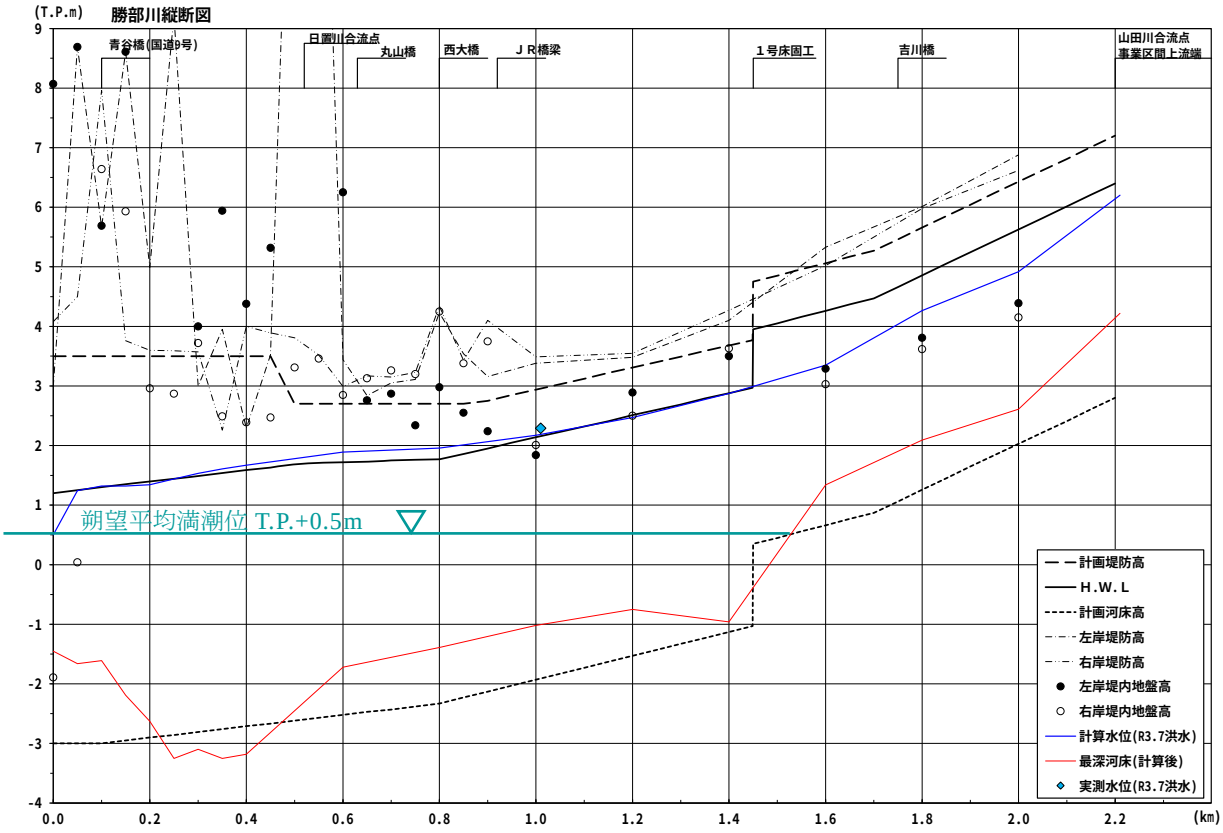


図 7.4.2　河床変動計算後の最深河床高（勝部川）　ｹｰｽ：②-1 導流堤延伸

8. 概算事業費の算定

河口部治水対策工の検討結果に基づき、施工方法等の検討をしたうえで、概算事業費（測量調査費、設計費、工事費、維持管理費）を算定する。

これまでの検討結果を踏まえ、設定した対策工を対象に、施工方法等の検討をしたうえで、概算事業費を算定する。

8.1 概算事業費の算定

河床変動計算を用いた対策工の検討を実施した結果、いずれの対策においても 1/50 計画断面の確保やフラッシュの促進による水位低減の観点では、高い効果が期待できないことが確認された。

一方、構造物により、一部の掃流力が上がることで、局所的な効果（航路の確保や砂州部のフラッシュを促進する効果）については、ある程度の効果が確認されたため、今後の事業を考えるための参考値として、検討を行った対策工の概算事業費を算定する。

表 8.1.1 に示す代表的な対策工を設定し、概略的に概算事業費を算定した。なお、施工方法の検討及び事業費の算出項目等は、周辺で事例の無い対策工②において考慮している。

表 8.1.1 概算事業費算定ケース

No.	対策工	数量	高さ	備考
①	中導流堤の延伸	250m 程度	既存導流堤と同規模を想定	県内の他事例から算定
②	矢板導流堤設置（上流側）	200m 程度	T.P.3.0m ※洪水時の水位が構造物を越えないよう設定	設計標準断面から算定 間接費等は①で使用した資料を参考に設定
参考	全掘削	3000 ㎥程度	掘削後地盤高 T.P.0.0m ※R3 年の砂州地形を使用しているため過去事業よりも掘削可能な土砂量が少ない	過去の事業費を参考に算定

8.1.1 概算事業費算定①（既存導流堤の延長）

既存導流堤を上流方向に延伸した場合の概算事業費を算定する。

既存導流堤については、設置当時の資料が少なく根入れ長等も不明であるため、断面を基にした概算事業費の算定が困難である。よって、算定には県内の類似した事例である浜村川での事業費（図 8.1.1～図 8.1.3）を基に勝部川における既存導流堤延伸の概算事業費を算定した。算定方法及び算定結果を以下に示す。

■算定方法

浜村川の導流堤に対する勝部川導流堤の延長倍率（導流堤延伸予定延長／浜村川施工延長）である 6 倍を浜村川の工事費及び間接費に乗じて勝部川における導流堤延伸の概算費用を算定した。なお、千円未満は切り上げとする。

■算定結果・・・表 8.1.2

1m あたりの概算事業費：約 544 千円

概算事業費：約 135,000 千円（浜村川の事例の各費用に延長倍率をかけて算出）

表 8.1.2 概算費用算出諸元

工事箇所		浜村川河口	勝部川河口	
導流堤延長（m）		42.5	約 6 倍→	250
直接工事費	本施工	¥11,366,816	約 6 倍→	¥68,201,000
	仮設工	¥106,002	約 6 倍→	¥636,000
間接費	本施工	¥10,828,264	約 6 倍→	¥64,970,000
	仮設工	¥336,798	約 6 倍→	¥2,021,000
工事費	本施工	¥22,195,080		¥133,171,000
	仮設工	¥442,800		¥2,657,000
概算事業費		¥22,637,880		¥135,828,000

※仮設費については、仮設道路等の状況が異なる可能性が高い

■維持管理費について

石積の堤防であるため、基本的にはメンテナンスフリーである。ただ、大規模な災害等で施設が破損した場合等は別途改修費用が発生する。

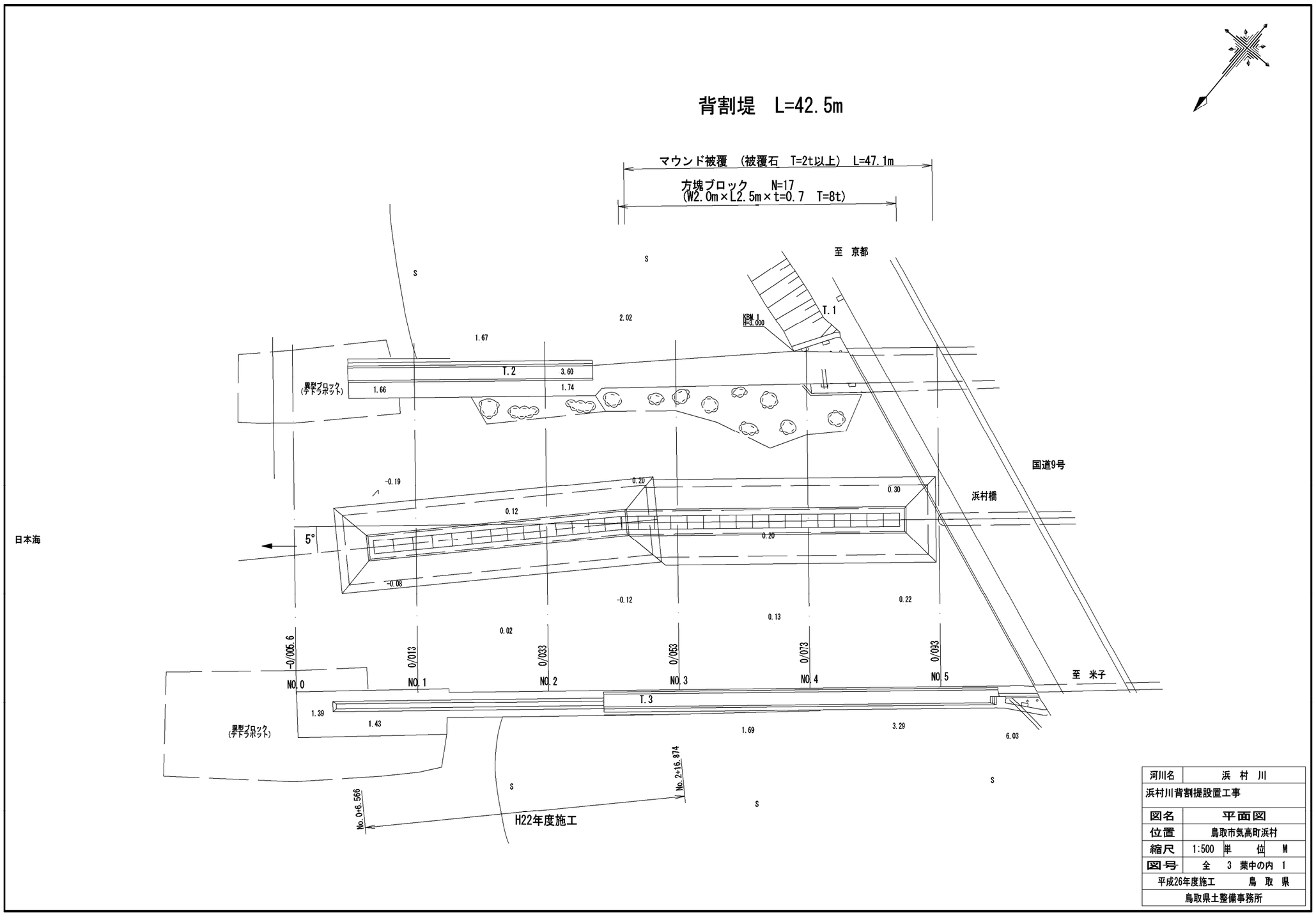
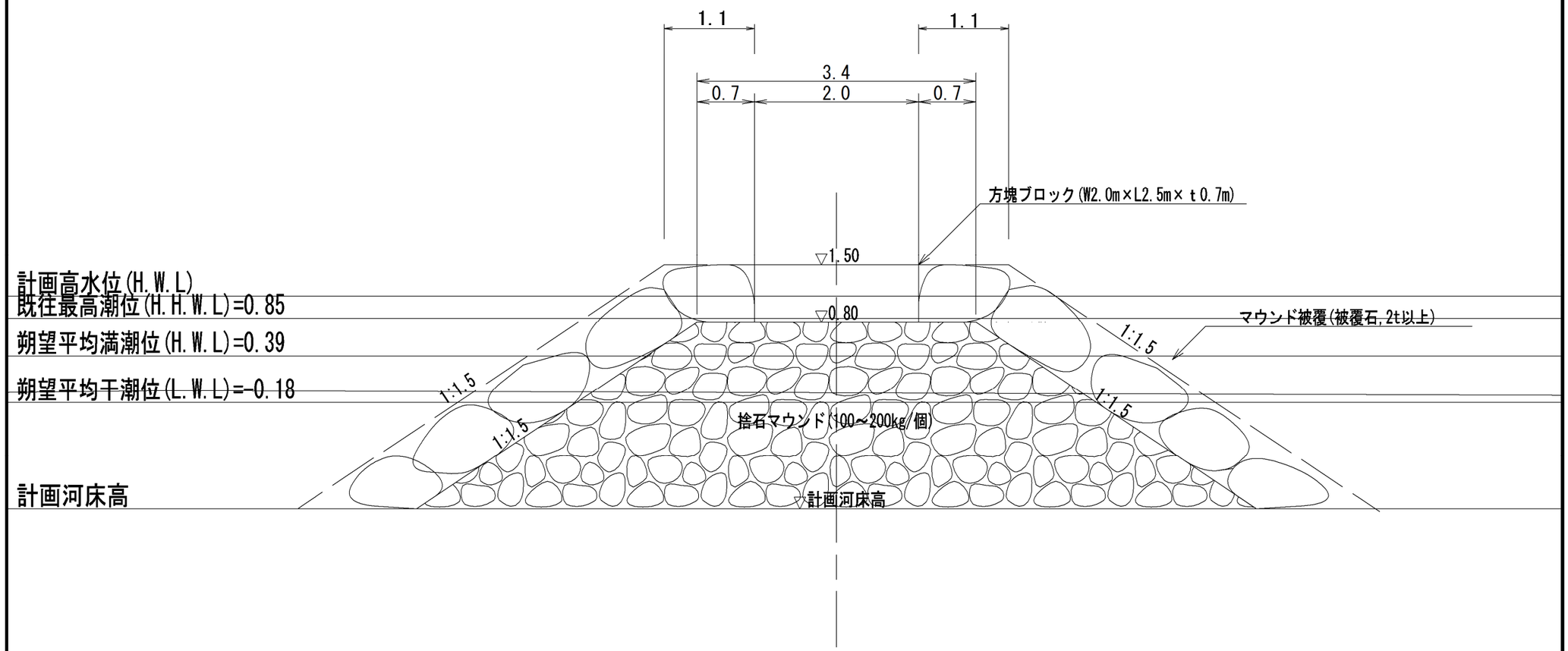


図 8.1.1　平面図※事務所提供資料

標準部



河川名	浜　村　川
浜村川背割提設置工事	
図名	標準断面図
位置	鳥取市気高町浜村
縮尺	1:50　単　位　M
図号	全　3　葉中の内　2
平成26年度施工	鳥　取　県
鳥取県土整備事務所	

図 8.1.2　標準断面図※事務所提供資料

工 事 設 計 書

施 工 年 度	平成　２６　年度
事 業 区 分	単県
路 線 名 河 川 名 等	浜村川
工 事 名	浜村川背割堤設置工事
施 工 位 置	鳥取市気高町浜村
設 計 金 額	￥　　22,195,080　円
工 事 概 要	背割堤 Ｌ＝４２．５ｍ

直接工事費			
材料費（支給品等）	無・有（　　）		
労務費（割増賃金）	無・有（　　）		
直接経費（特許使用料等）	無・有（深夜・時間外・時間的制約）		
処分費等	無・有（　　）		
間接工事費	工　種　区　分	施工地域・工事箇所区分（補正率）	
共通仮設費	河川	地方部・一般交通等影響無	0.0 %
現場管理費	〃	〃	＋　0.0 %
一般管理費			
前払金補正率	0.000		
契約保証に係わる補正率	＋ 0.04 %		

図 8.1.3(1)　**内訳書※事務所提供資料**

総 括 情 報 表

頁1-0003

事務所	21 鳥取県土整備事務所	
設計書名	実施設計書　　変更１　26-*****-000001-41	
変更回数	1	
事業名		
適用単価区分	1　実施単価　　(1)	
適用単価地区	06 鳥取市 気高町	
単価適用日	0-26.07.01(0)	
諸経費体系	1　公共	
ファイル名	M:¥設計書¥doboku¥個人域¥42493¥H26(河川)¥工事¥02 浜村川　背割堤¥26-42493-999999-4-1【精算】.ES5	
	当　世　代	前　世　代
工種	01　河川	01　河川
施工地域	04　地方部・一般交通等影響無	04　地方部・一般交通等影響無
契約保証区分	01　金銭保証（０．０４％）	01　金銭保証（０．０４％）
豪雪割増	01　豪雪割増あり	01　豪雪割増あり
	建設技能労働者や交通誘導員等の現場労働者にかかる経費として、労務費のほか各種経費（法定福利費の業者負担額、労務管理費、安全訓練等に要する費用等）が必要であり、本積算ではこれらを現場管理費等の一部として率計上している。	

26-*****-000001-41　　鳥　取　県

総 括 情 報 表

頁1-0004

	金　額		金　額
事　業　費	19,716,480 22,195,080		
工　事　費	19,716,480 22,195,080		
本　工　事　費	19,716,480 22,195,080		
附帯工事費			
測量及び試験費			
用　地　費			
補　償　費			
事　務　費			

	工事価格	消費税相当額	請負工事費
本工事費	18,256,000 20,551,000	1,460,480 1,644,080	19,716,480 22,195,080
費目合計			19,716,480 22,195,080

26-*****-000001-41　　鳥　取　県

図 8.1.3(2)　**内訳書※事務所提供資料**

本 工 事 費 内訳書

頁1-0006

費目・工種・施工名称など	数量	単位	単価	金額	備考
本工事費					X1000
河川修繕				9,977,954	Y1999
		一式		11,366,816	
作業土工				1,155,492	Y2999
		一式		1,137,915	
掘削工				225,360	Y3999
		一式		281,700	
掘削 土砂 オープンカット 押土無し 障害無し 50,000m3未満	1,200			225,360	SPK13040001 0 A=1, B=1, D=2, E=1, F=3
	1,500	m3	187.8	281,700	単第1-0001 表
残土処理				930,132	Y3999
		一式		856,215	
積込 (ルーズ) 土砂 土量50,000m3未満	1,200			218,640	SPK13040007 0 A=1, B=1
	1,500	m3	182.2	273,300	単第1-0002 表
土砂等運搬 標準 バックホウ山積0.8m3(平積0.6m3) DID 土砂(岩塊・玉石混り土含む) 2.0km以下	1,200	m3	499.4	599,280	SPK13040002 A=1, B=1, C=1, D=1, E=6
	0		0	0	
土砂等運搬 標準 バックホウ山積0.8m3(平積0.6m3) DID 土砂(岩塊・玉石混り土含む) 0.3km以下	0		0	0	SPK13040002 0 A=1, B=1, C=1, D=1, E=2
	1,500	m3	295.1	442,650	単第1-0003 表

26-*****-000001-41　　鳥 取 県

諸 経 費 計 算 表

頁1-0005

諸経費調整結果	対象 26-*****-00000 1-41 費目 1	対象 26-*****-00000 2-41 費目 1	合計				備考
直接工事費	11,366,816	106,002	11,472,818				
対象額	11,366,816	106,002	11,472,818				
事業損失防止施設費	0	0	0				
役務費	0	0	0				
回航費	0	0	0				
運搬費	1,026,100	0	1,026,100				
準備費	0	0	0				
技術管理費	0	0	0				
営繕費	0	0	0				
イメージアップ経費	0	0	0				
水雷保険料	0	0	0				
安全費	0	156,000	156,000				
共通仮設費 (率分)	1,260,000	11,000	1,271,000				
共通仮設費計	2,286,100	167,000	2,453,100				
純工事費	13,652,916	273,002	13,925,918				
現場管理費対象額	13,652,916	273,002	13,925,918				
現場管理費	4,543,000	90,000	4,633,000				
工事一時中止増加費用	0	0	0				
工事原価	18,195,916	363,002	18,558,918				
一般管理費率分	2,348,620	46,153	2,394,773				
契約保証費	6,464	845	7,309				
一般管理費計	2,355,084	46,998	2,402,082				
工事価格	20,551,000	410,000	20,961,000				
消費税相当額	1,644,080	32,800	1,676,880				
工事費	22,195,080	442,800	22,637,880				

26-*****-000001-41　　鳥 取 県

図 8.1.3(3)　内訳書※事務所提供資料

本　工　事　費　内訳書

頁1-0007

費目・工種・施工名称など	数　量	単　位	単　価	金　額	備　考
整地					SPK13040003 0
残土受入れ地での処理	1,200			112,212	A=1
	1,500	m3	93.51	140,265	単第1-0004 表
本体基礎工				3,264,704	Y2999
		一式		3,845,450	
捨石工				3,264,704	Y3999
		一式		3,845,450	
捨石工					S1101 0
捨石重量　200kg内外					A=2,B=2,C=2,E=2
最大作業半径　9mを超え24m以下					
	626	m3	1,195	748,070	単第1-0005 表
表面ならし					S1103 0
陸上					
	300	m2	1,204	361,200	単第1-0007 表
捨石ならし工					S1100 0
荒ならし　水中					A=2,B=2
土５０cm					
	200	m3	3,489	697,800	単第1-0008 表
材料費				1,457,634	Y4999
		一式		2,038,380	
捨石用石材				1,457,634	F0002 0
100～200kg	379				
	530	m３	3,846	2,038,380	
本体工				5,557,758	Y2999
		一式		5,287,238	

26-*****-000001-41　　鳥　取　県

本　工　事　費　内訳書

頁1-0008

費目・工種・施工名称など	数　量	単　位	単　価	金　額	備　考
被覆石工				5,298,440	Y3999
		一式		5,027,920	
被覆工					VS1101 0
被覆石重量　2t以上	368			3,864,000	
最大作業半径　9mを超え24m以下					
	0	m3	10,500	0	単第1-0010 表
被覆工					VS1101X 0
被覆石重量　2t以上	0		0	0	
最大作業半径　9mを超え24m以下					
	368	m3	1,195	439,760	単第1-0011 表
被覆用石材					F0001 0
T=2t以上	0		0	0	
	410	m３	7,692	3,153,720	
表面ならし					S1103 0
陸上					
	380	m2	1,204	457,520	単第1-0007 表
捨石ならし工					S1100 0
被覆ならし　水中					A=3,B=2
土５０cm					
	210	m3	4,652	976,920	単第1-0012 表
本体ブロック工				259,318	Y3999
		一式		259,318	
方塊ブロック積込・荷卸・横取					SPK13040031 0
5.5tを超え11.0t以下/個 横取り作業有り					A=3,B=1,C=1
ﾗﾌﾃﾚｰﾝｸﾚｰﾝ(油圧伸縮ｼﾞﾌﾞ型)25t吊					
消波根固めブロック仮置歩掛準用	17	個	4,666	79,322	単第1-0013 表
方塊ブロック運搬					V0002 0
運搬距離16.2km					
消波根固めブロック運搬歩掛準用	17	個	7,240	123,080	単第1-0014 表

26-*****-000001-41　　鳥　取　県

図 8.1.3(4)　**内訳書※事務所提供資料**

本　工　事　費　内訳書

頁1-0009

費目・工種・施工名称など	数　量	単　位	単　価	金　額	備　考
	方塊ブロック据付				V0003　0
	消波根固めブロック据付歩掛準用	17	個	3,348	56,916　単第1-0016　表
仮設工		0		0	0　Y2999
			一式		1,096,213
工事用道路工		0		0	0　Y3999
			一式		270,046
	掘削 土砂 オープンカット　押土無し 障害無し 50,000m3未満	0		0	0　SPK13040001　0 A=1, B=1, D=2, E=1, F=3
		60	m3	187.8	11,268　単第1-0001　表
	敷鉄板設置・撤去	0		0	0　S1050003　0 A=3
		284	m2	176	49,984　単第1-0017　表
	敷鉄板（鋼板・厚２２）　賃料 １５２４×３０４８　１～９０日	0		0	0　KTA0361　0
		3,355	枚・日	40	134,200
	大型土のう製作・据付 バックホウによる据付	0		0	0　S1050019　0 A=1, B=1300, C=0
		19	袋	3,926	74,594　単第1-0018　表
仮締切工		0		0	0　Y3999
			一式		826,167
	大型土のう製作・据付 バックホウによる据付	0		0	0　S1050019　0 A=1, B=1300, C=0
		205	袋	3,926	804,830　単第1-0018　表

26-*****-000001-41　　鳥　取　県

本　工　事　費　内訳書

頁1-0010

費目・工種・施工名称など	数　量	単　位	単　価	金　額	備　考
	現場発生品・支給品運搬 クレーン装置付2t積2t吊 距離20.0km以下 1回当り平均積載質量0.5t超え0.8t以下 鳥取市湯町	0 1	回	0 8,837	0　SPK13040063　0 A=1, B=5, C=5 8,837　単第1-0020　表
	投棄料	0		0	0　#0041 C=
			一式		12,500
	処分費 廃プラスチック	0		0	0　W0001
	（有）アセスメントカンパニー	0.5	t	25,000	12,500
＊＊直接工事費＊＊					9,977,954
					11,366,816
運搬費					1,026,100
					1,026,100
	重建設機械分解組立輸送 クローラクレーン系　35t吊超え 80t吊以下	1	回	663,500	663,500　S8115　0 A=7, B=1, C=3 単第1-0021　表
	仮設材運搬費（積込み取卸し（往復）） 運搬距離　１８．３ｋｍ	1	式	362,600	362,600　S1000001　0 A=1, B=18.3, C=49, D=4 単第1-0022　表
安全費					0　Z0009
					0
	交通誘導警備員Ａ	0		0	0　R0368　0
		0	人	10,400	0

26-*****-000001-41　　鳥　取　県

図 8.1.3(5)　**内訳書※事務所提供資料**

本　工　事　費　内訳書

頁1-0011

費目・工種・施工名称など		数量	単位	単価	金額	備考
共通仮設費	計算情報…1260000=11366816*0.1109					
	対象額……11,366,816				1,111,000	
	率……0.1109					
	率参照額…11,472,818				1,260,000	
＊＊共通仮設費計＊＊					2,137,100	
					2,286,100	
＊＊純工事費＊＊					12,115,054	
					13,652,916	
現場管理費	計算情報…4543000=13652916*0.3328					
	対象額……13,652,916				4,045,000	
	率……0.3328					
	率参照額…13,925,918				4,543,000	
＊＊工事原価＊＊					16,160,054	
					18,195,916	
一般管理費率分	計算情報…2349092=18195916*0.1291 ﾘﾌ(0.1291*1.0000)					
	対象額……18,195,916		前払補正率…1.0000		2,089,482	
	率……0.1291					
	率参照額…18,558,918				2,348,620	
契約保証費	計算情報…6464=16160054*0.0004					
	対象額……16,160,054				6,464	
	率……0.0004 当初請対額	19,716,480				
	当初対象額	16,160,054			6,464	
一般管理費計					2,095,946	
					2,355,084	
＊＊工事価格＊＊					18,256,000	
					20,551,000	

26-*****-000001-41　　鳥　取　県

本　工　事　費　内訳書

頁1-0012

費目・工種・施工名称など		数量	単位	単価	金額	備考
＊＊消費税相当額＊＊	計算情報…1644080=20551000*0.080					
	対象額……20,551,000				1,460,480	
	率……0.0800					
					1,644,080	
＊＊工事費計＊＊					19,716,480	
					22,195,080	

26-*****-000001-41　　鳥　取　県

図 8.1.3(6)　**内訳書※事務所提供資料**

工 事 設 計 書

施 工 年 度	平成　２６　年度
事 業 区 分	単県
路 線 名 河 川 名 等	浜村川
工 事 名	浜村川背割堤設置工事
施 工 位 置	鳥取市気高町浜村
設 計 金 額	￥　　442,800　円
工 事 概 要	背割堤 Ｌ＝４２．５ｍ のうち、仮設工　一式

直接工事費		
材料費（支給品等）	無・有（　　）	
労務費（割増賃金）	無・有（　　）	
直接経費（特許使用料等）	無・有（深夜・時間外・時間的制約）	
処分費等	無・有（　　）	
間接工事費	工　種　区　分	施工地域・工事箇所区分（補正率）
共通仮設費	河川	地方部・一般交通等影響無　　0.0 %
現場管理費	〃	〃　＋　0.0 %
一般管理費		
前払金補正率	0.000	
契約保証に係わる補正率	＋ 0.04 %	

図 8.1.3(7)　**内訳書※事務所提供資料**

総 括 情 報 表

頁1-0003

事務所	21 鳥取県土整備事務所	
設計書名	実施設計書　　変更１　26-*****-000002-41	
変更回数	1	
事業名		
適用単価区分	1　実施単価　　(1)	
適用単価地区	06 鳥取市 気高町	
単価適用日	0-26.07.01(0)	
諸経費体系	1　公共	
ファイル名	M:¥設計書¥doboku¥個人域¥42493¥H26(河川)¥工事¥02 浜村川　背割堤¥26-42493-999999-4-1【精算_修繕】.ES5	
	当　世　代	前　世　代
工種	01　河川	01　河川
施工地域	04　地方部・一般交通等影響無	04　地方部・一般交通等影響無
契約保証区分	01　金銭保証（０．０４％）	01　金銭保証（０．０４％）
豪雪割増	01　豪雪割増あり	01　豪雪割増あり
	建設技能労働者や交通誘導員等の現場労働者にかかる経費として、労務費のほか各種経費（法定福利費の業者負担額、労務管理費、安全訓練等に要する費用等）が必要であり、本積算ではこれらを現場管理費等の一部として率計上している。	

26-*****-000002-41　　鳥　取　県

総 括 情 報 表

頁1-0004

	金　額		金　額
事　業　費	2,577,960		
	442,800		
工　事　費	2,577,960		
	442,800		
本　工　事　費	2,577,960		
	442,800		
附帯工事費			
測量及び試験費			
用　地　費			
補　償　費			
事　務　費			

	工事価格	消費税相当額	請負工事費
本工事費	2,387,000	190,960	2,577,960
	410,000	32,800	442,800
費目合計			2,577,960
			442,800

26-*****-000002-41　　鳥　取　県

図 8.1.3(8)　**内訳書※事務所提供資料**

諸 経 費 計 算 表

頁1-0005

諸経費調整結果	対象 26-*****-00000 1-41 費目 1	対象 26-*****-00000 2-41 費目 1	合計				備考
直接工事費	11,366,816	106,002	11,472,818				
対象額	11,366,816	106,002	11,472,818				
事業損失防止施設費	0	0	0				
役務費	0	0	0				
回航費	0	0	0				
運搬費	1,026,100	0	1,026,100				
準備費	0	0	0				
技術管理費	0	0	0				
営繕費	0	0	0				
イメージアップ経費	0	0	0				
水雷保険料	0	0	0				
安全費	0	156,000	156,000				
共通仮設費（率分）	1,260,000	11,000	1,271,000				
共通仮設費計	2,286,100	167,000	2,453,100				
純工事費	13,652,916	273,002	13,925,918				
現場管理費対象額	13,652,916	273,002	13,925,918				
現場管理費	4,543,000	90,000	4,633,000				
工事一時中止増加費用	0	0	0				
工事原価	18,195,916	363,002	18,558,918				
一般管理費率分	2,348,620	46,153	2,394,773				
契約保証費	6,464	845	7,309				
一般管理費計	2,355,084	46,998	2,402,082				
工事価格	20,551,000	410,000	20,961,000				
消費税相当額	1,644,080	32,800	1,676,880				
工事費	22,195,080	442,800	22,637,880				

26-*****-000002-41　　鳥 取 県

本 工 事 費 内訳書

頁1-0006

費目・工種・施工名称など	数量	単位	単価	金額	備考
本工事費					X1000
河川修繕				1,202,215	Y1999
		一式		106,002	
仮設工				1,202,215	Y2999
		一式		106,002	
工事用道路工				376,048	Y3999
		一式		106,002	
掘削 土砂 オープンカット 押土無し 障害無し 50,000m3未満	60			11,268	SPK13040001 0 A=1, B=1, D=2, E=1, F=3
	0	m3	187.8	0	単第1-0001 表
敷鉄板設置・撤去	284			49,984	S1050003 0 A=3
	0	m2	176	0	単第1-0002 表
敷鉄板（鋼板・厚２２） 賃料 １５２４×３０４８ １～９０日	3,355			134,200	KTA0361 0
	0	枚・日	40	0	
大型土のう製作・据付 バックホウによる据付	46			180,596	S1050019 0 A=1, B=1300, C=0
	27	袋	3,926	106,002	単第1-0003 表
仮締切工				826,167	Y3999
		一式		0	

26-*****-000002-41　　鳥 取 県

図 8.1.3(9)　内訳書※事務所提供資料

本　工　事　費　内訳書

頁1-0007

費目・工種・施工名称など	数量	単位	単価	金額	備考
大型土のう製作・据付					S1050019　0
バックホウによる据付	205			804,830	A=1,B=1300,C=0
	0	袋	3,926	0	単第1-0003　表
現場発生品・支給品運搬					SPK13040063　0
クレーン装置付2t積2t吊 距離20.0km以下	1			8,837	A=1,B=5,C=5
1回当り平均積載質量0.5t超え0.8t以下					
鳥取市港町	0	回	8,837	0	単第1-0005　表
投薬料				12,500	#0041
					C=
		一式		0	
処分費					W0001
廃プラスチック	0.5			12,500	
（有）アセスメントカンパニー	0	t	25,000	0	
＊＊直接工事費＊＊				1,202,215	
				106,002	
安全費				249,600	Z0009
				156,000	
交通誘導警備員Ａ	24			249,600	R0368　0
	15	人	10,400	156,000	
共通仮設費 計算情報…11000=106002*0.1109				133,000	
対象額……106,002					
率……0.1109					
率参照額…11,472,818				11,000	
＊＊共通仮設費計＊＊				382,600	
				167,000	

26-*****-000002-41　　鳥　取　県

本　工　事　費　内訳書

頁1-0008

費目・工種・施工名称など	数量	単位	単価	金額	備考
＊＊純工事費＊＊				1,584,815	
				273,002	
現場管理費 計算情報…90000=273002*0.3328				529,000	
対象額……273,002					
率……0.3328					
率参照額…13,925,918				90,000	
＊＊工事原価＊＊				2,113,815	
				363,002	
一般管理費等分 計算情報…46863=363002*0.1291 ﾘﾂ(0.1291*1.0000)					
対象額……363,002		前払補正率…1.0000		272,340	
率……0.1291					
率参照額…18,558,918				46,153	
契約保証費 計算情報…845=2113815*0.0004					
対象額……2,113,815				845	
率……0.0004　当初請対額 2,577,960					
当初対象額 2,113,815				845	
一般管理費計				273,185	
				46,998	
＊＊工事価格＊＊				2,387,000	
				410,000	
＊＊消費税相当額＊＊ 計算情報…32800=410000*0.080				196,960	
対象額……410,000					
率……0.0800				32,800	
＊＊工事費計＊＊				2,577,960	
				442,800	

26-*****-000002-41　　鳥　取　県

図 8.1.3(10)　**内訳書※事務所提供資料**

8.1.2 概算事業費算定②（矢板導流堤の設置）

勝部川と日置川の合流部～砂州部にかけて、鋼矢板を設置した場合の概算事業費を算定する。

矢板工については、当該地域で前例がないことから、施工方法を検討した上で、測量地形等から施工標準断面を作成し、概算事業費を算定した。

(1) 施工標準断面の作成

6 章で設定した対策工の検討条件を基に平面図を作成した。また、代表的な河道測量断面を使用し、施工標準断面を作成した。

矢板の打ち込み長については、設計地盤設定に必要な資料が不足しているため、現在の測量断面を基に、一般的な打ち込み長を想定した。実際の施工に際しては、別途地盤調査等をする必要があることが想定される。

平面図・・・・・・図 8.1.4
標準断面図・・・・図 8.1.5



図 8.1.4　矢板導流堤（平面図）

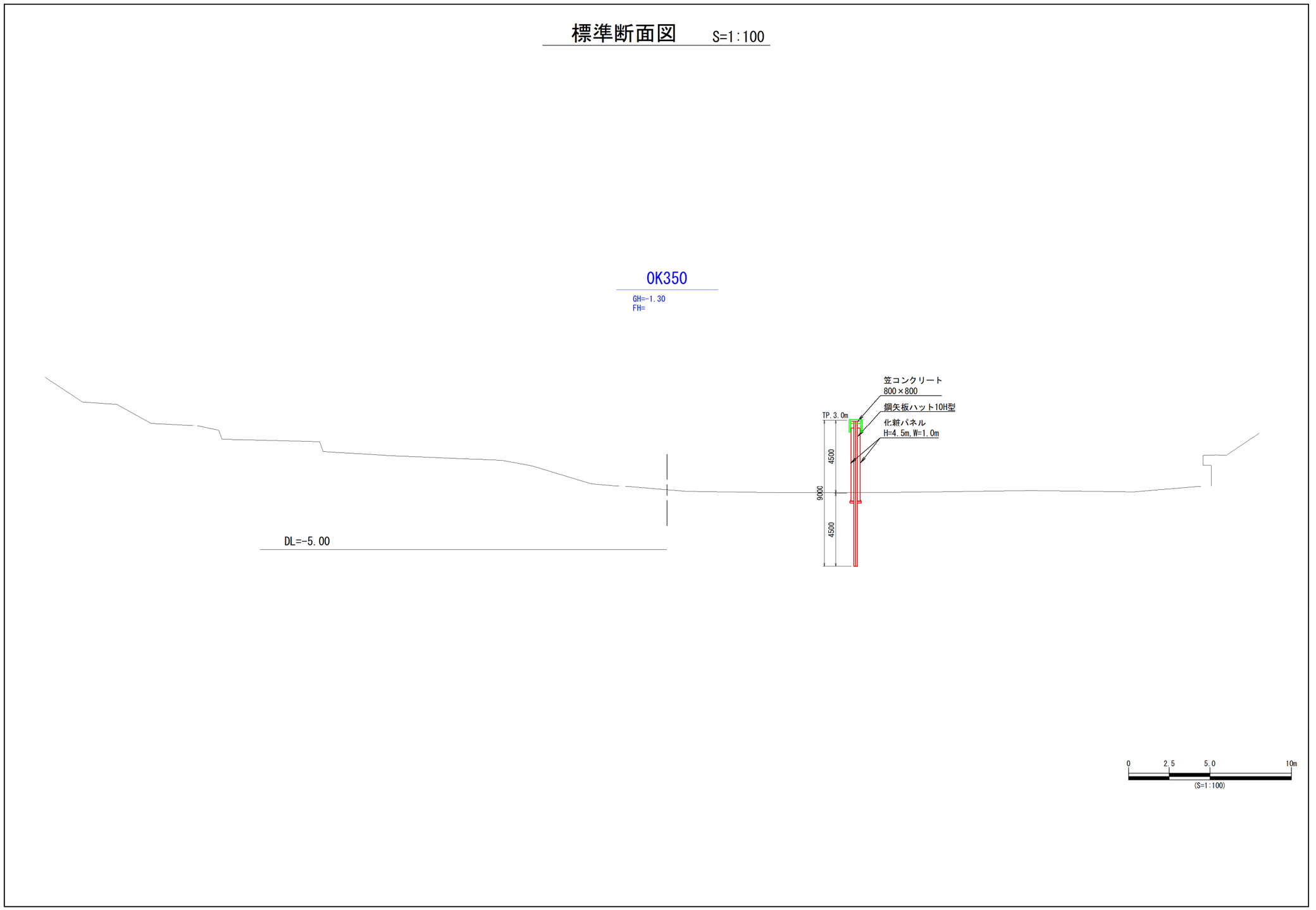


図 8.1.5　矢板導流堤（標準断面図）

(2) **施工方法の検討**

進入路は左岸の砂州部にある既存の斜路を利用し、矢板設置想定箇所と平行になるように、仮設盛土を設置する（図 8.1.6 参照）。また、鋼矢板の打ち込みについては、50t 吊クローラクレーンを使用し、バイブロハンマによる打ち込みを想定する。

仮設計画図・・・・図 8.1.7

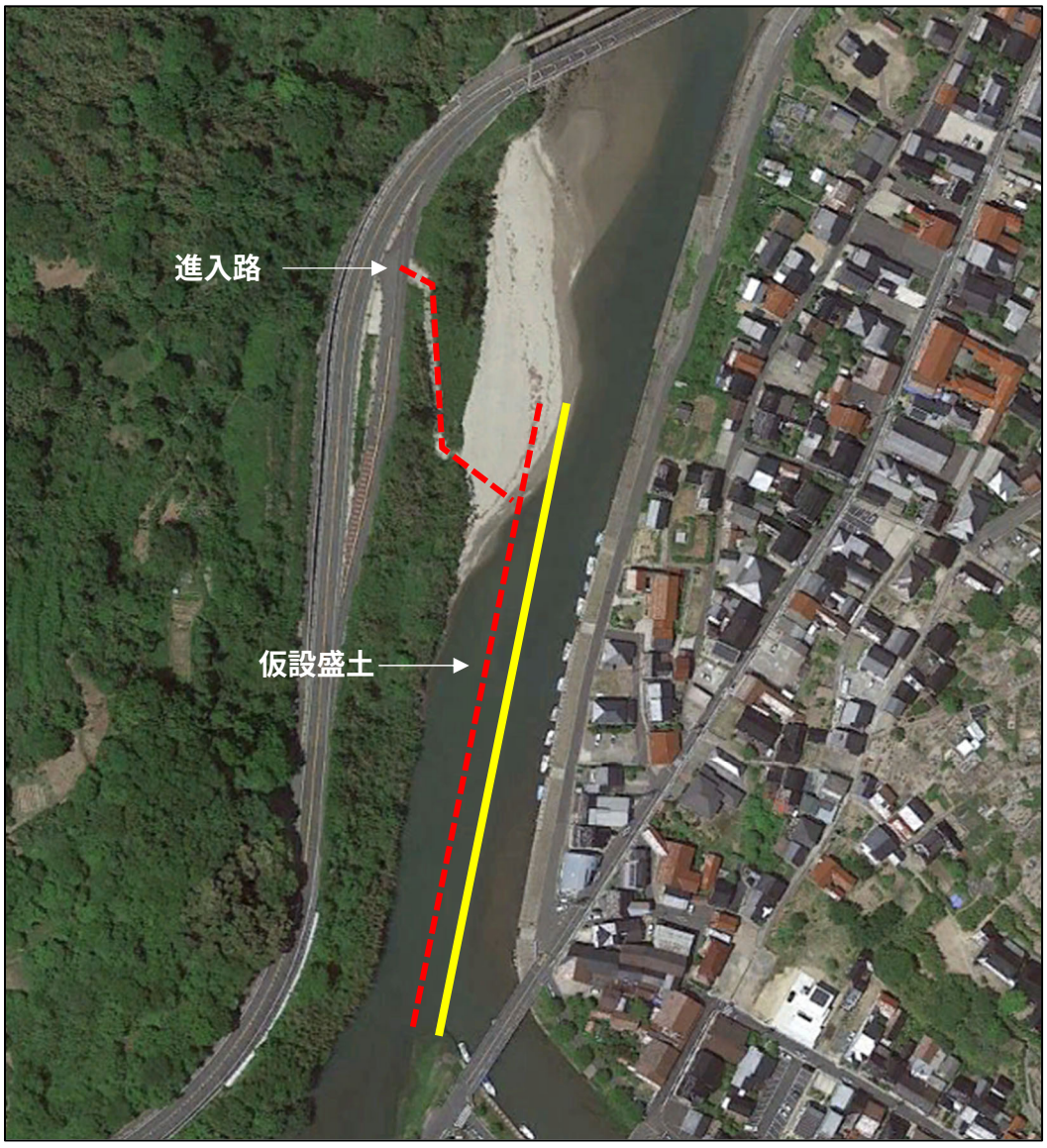
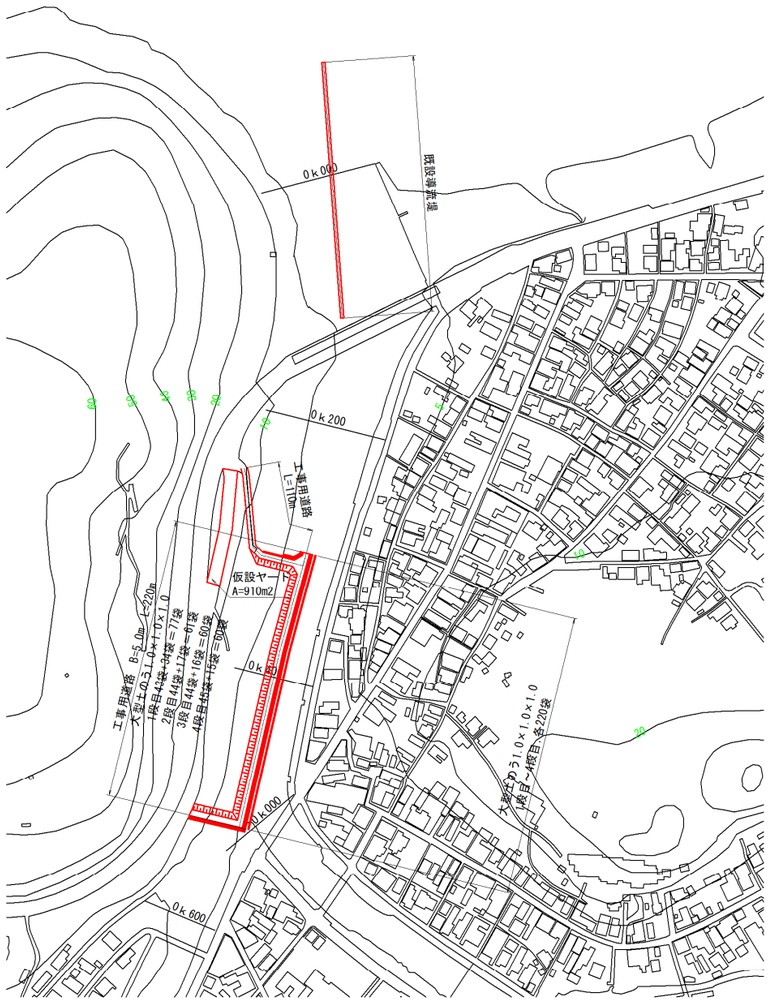


図 8.1.6　進入路及び想定される仮設位置

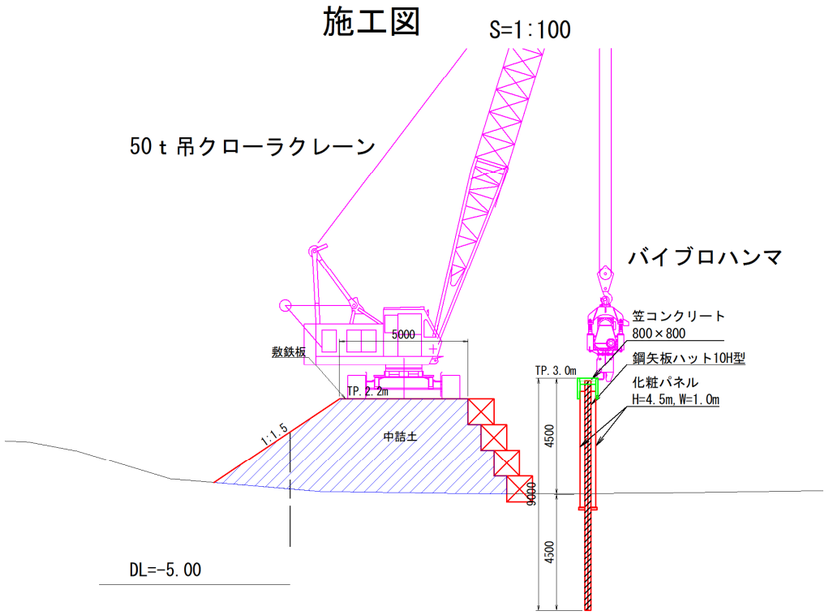
仮設計画図

鋼矢板打込み

平面図　S=1:2000



施工図　S=1:100



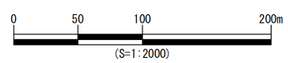


図 8.1.7　矢板導流堤（仮設計画図）

(3) 概算事業費の算出

(1) で設定した施設延長及び標準断面、(2) で設定した仮設を基に、数量を計算し、工事費を算出した。間接費等については、浜村川の導流堤施工事例を参考にした。また、一般的な測量調査費、設計費等を考慮し、概算事業費とした。

直接工事費・・・・・・・図 8.1.8
数量計算書・・・・・・・図 8.1.9
概算事業費算出根拠・・・図 8.1.10

■算定結果

直接工事費：181,180 千円（設計標準断面より算定）
測量調査　：　40,000 千円
設計費　　：　50,000 千円
概算事業費：386,846 千円
（直接工事費に浜村川における事業費を基に算出した間接費を含めた値）

表 8.1.3　概算事業費算出諸元

工事箇所		上流鋼矢板工
直接工事費	本施工	¥174,411,000
	仮設工	¥6,769,000
間接費	本施工	¥183,635,515
	仮設工	¥22,030,636
工事費	本施工	¥358,046,515
	仮設工	¥28,799,636
概算事業費		¥386,846,151

概算工事費

種別	細別	規格	単位	数量	単価	金額（千円）	摘要
導流堤							
矢板工	鋼矢板ハット10H型	L=9.0m、W=0.9	m	220	-	-	
			枚	244	166,210	40,555	
	化粧パネル	H=4.5m,W=1.0	枚	440	270,000	118,800	
			m2	990	2,230	2,207	
	笠コンクリート	800×800	m	220	8,409	1,849	
		〃	個	110	100,000	11,000	材料
	本施工計					174,411	
仮設工							
	敷鉄板	1.5m×6.0m,t=22mm	m2	1,100	2,150	2,365	リース
			枚	122	-	-	
	大型土のう		袋	1,138	3,870	4,404	
	中詰土	流用土	m3	6,512	-	-	
	仮設工計					6,769	
合計						181,180	

図 8.1.8 (1)　概算工事費（直接工事費）

□笠コンクリートブロック設置

名　称	規　格	単　位	数　量	単　価	金　額	備考
笠コンクリートブロック設置		m	220	8,409	1,849,980	
材料費		個	110	100,000	11,000,000	
合計					12,849,980	

□笠コンクリート設置

施 工 単 価 表

Page 1 / 1

【出力地区】33：鳥取

施工名称：笠コンクリートブロック
備考：
条件区分：【J1】中詰コンクリート型枠の有無=無し,【J2】中詰コンクリート規格=21-8-25(20)(高炉),【J3】中詰コンクリート100m当り設計量=11m3以上:16m3未満,【J4】ラフテレーンクレーン賃料補正係数=標準(1.0),【J5】費用の内訳=全ての費用
補正区分：週休2日補正=補正なし, 労務費割増=補正なし

号数：第1号
単位：1m当り
単価：8,409円/m

日当り施工量：25m
施工数量：1m
施工日数：1日

区分	比率	代表機労材：東京(2022.04) 名称／規格	単位	単価	積算地区：鳥取(2023.04) 名称／規格	単位	単価	係数	支給
K	21.11								
K1	17.45	ラフテレーンクレーン[油圧伸縮ジブ型] 25t吊	日	42,400	ﾗﾌﾃﾚｰﾝｸﾚｰﾝ賃料 油圧伸縮ｼﾞﾌﾞ 25t吊	日	45,600	*1	
R	56.87								
R1	31.78	普通作業員	人	22,300	普通作業員	人	16,000		
R2	9.36	土木一般世話役	人	26,500	土木一般世話役	人	23,000		
R3	5.87	特殊作業員	人	25,700	特殊作業員	人	20,000		
Z	22.02								
Z1	22.02	生コンクリート 高炉 21－8－25(20) W／C 55%	m3	15,200	生ｺﾝｸﾘｰﾄ(高炉)21-8-25(20)	m3	15,000		

$$P' = 9623.9 \times \left[\left(\frac{17.45}{100} \times \frac{45600 \times 1}{42400} \right) \times \frac{21.11}{17.45} + \left(\frac{31.78}{100} \times \frac{16000}{22300} + \frac{9.36}{100} \times \frac{23000}{26500} + \frac{5.87}{100} \times \frac{20000}{25700} \right) \times \frac{56.87}{31.78 + 9.36 + 5.87} + \left(\frac{22.02}{100} \times \frac{15000}{15200} \right) \times \frac{22.02}{22.02} + \frac{100 - 21.11 - 56.87 - 22.02}{100} \right] = 8408.561606016124922890304501 \fallingdotseq 8409 \ [円/m]$$

□矢板打ち込み(ハット10H型)

施 工 単 価 表

Page 1 / 2

【出力地区】33：鳥取

施工名称：ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾊﾝﾏによる鋼矢板打込み
規格：
条件区分：【J1】施工場所=陸上,【J2】ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾊﾝﾏの規格=電動式･60kW,【J3】鋼矢板1枚当り継施工箇所数=無し,【J4】鋼矢板型式=10H型,【J5】鋼矢板打込長=9m以下
補正区分：週休2日補正=補正なし, 労務費割増=補正なし

号数：第1号
単位：10枚当り
単価：10,610円/枚

日当り施工量：29枚
施工数量：10枚
施工日数：1日

No	名称／規格	数量	単位	単価	金額	備考
1	土木一般世話役	0.345	人	23,000	7,935	
2	とび工	0.69	人	23,300	16,077	
3	普通作業員	0.345	人	16,000	5,520	
4	ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾊﾝﾏ杭打機運転(陸上施工) 電動式(ハット形鋼矢板用)	0.345	日	179,600	61,962	第2号
5	諸雑費(率+まるめ)	16	%	91,494	14,606	
6	計				106,100	
7	1枚当り				10,610	

施 工 単 価 表

Page 2 / 2

【出力地区】33：鳥取

施工名称：ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾊﾝﾏ杭打機運転(陸上施工)
規格：　電動式(ハット形鋼矢板用)
条件区分：【J1】ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾊﾝﾏの規格=電動式･60kW
補正区分：週休2日補正=補正なし, 労務費割増=補正なし

号数：第2号
単位：1日当り
単価：179,600円/日

No	名称／規格	数量	単位	単価	金額	備考
1	運転手(特殊)	1	人	18,400	18,400	
2	軽油 1.2号	69	L	143	9,867	
3	ﾊﾞｲﾌﾞﾛﾊﾝﾏ(単体)[電動･可変ﾓｰﾒﾝﾄ]損料 ハット形鋼矢板用 0～475kN 60kW	1.3	供用日	56,000	72,800	
4	ｸﾛｰﾗｸﾚｰﾝ[油圧駆動ウインチ･ﾗﾁｽｼﾞﾌﾞ]損料 排対1次 50～55t吊	1.3	供用日	60,400	78,520	
5	諸雑費(まるめ)	1	式	179,587	13	
6	計				179,600	
7	1日当り				179,600	

施 工 単 価 表

Page 1 / 1

【出力地区】33：鳥取

施工名称：鋼矢板材料
規格：
条件区分：【J1】鋼矢板の材質=SYW295,【J2】鋼矢板の種類=10H型,【J3】鋼矢板1枚当りの長さ=9.0m／枚
補正区分：週休2日補正=補正なし, 労務費割増=補正なし

号数：第1号
単位：1枚当り
単価：155,600円/枚

日当り施工量：
施工数量：1枚
施工日数：

No	名称／規格	数量	単位	単価	金額	備考
1	鋼矢板 SYW295 ハット型(10H,25H,45H)	0.778	t	200,000	155,600	
2	諸雑費(まるめ)	1	式	155,600	0	
3	計				155,600	
4	1枚当り				155,600	

図 8.1.8 (2)　概算事業費【単価表】

□化粧パネル

10m2当り

名　称	規　格	単　位	数　量	単　価	金　額	備考
世話役		人	0.1	23,000	2,300	
ブロック工		人	0.2	20,000	4,000	
溶接工		人	0.2	25,800	5,160	
特殊作業員		人	0.2	20,000	4,000	
普通作業員		人	0.4	16,000	6,400	
ラフテレーンクレーン運転	25t吊り	日	0.2		0	
諸雑費					437	2%
合計					22,297 2,230	 m2当り

※メーカー歩掛より　材料費270,000円/枚

□仮設工

□敷鉄板設置・撤去

名　称	規　格	単　位	数　量	単　価	金　額	備考
敷鉄板設置・撤去		m2	1	327	327	
材料費		m2	1	1,823	1,823	
合計					2,150	
単位m2当たり					2,150	

施 工 単 価 表

Page 1 / 2

【出力地区】33：鳥取

施工名称：敷鉄板設置・撤去
規格：
条件区分：【J1】作業区分=設置・撤去
補正区分：週休2日補正=補正なし, 労務費割増=補正なし

号数：第1号
単位：100m2当り
単価：327円/m2

日当り施工量：
施工数量：100m2
施工日数：

No	名称／規格	数量	単位	単価	金額	備考
1	土木一般世話役	0.295	人	23,000	6,785	
2	とび工	0.295	人	23,300	6,873.5	
3	普通作業員	0.295	人	16,000	4,720	
4	バックホウ運転	0.295	日	47,480	14,006.6	第2号
5	諸雑費(率+まるめ)	1	%	32,385.1	314.9	
6	計				32,700	
7	1m2当り				327	

施 工 単 価 表

Page 2 / 2

【出力地区】33：鳥取

施工名称：バックホウ運転
規格：
条件区分：
補正区分：週休2日補正=補正なし, 労務費割増=補正なし

号数：第2号
単位：1日当り
単価：47, 480円/日

No	名称／規格	数量	単位	単価	金額	備考
1	運転手(特殊)	1	人	18,400	18,400	
2	軽油	119	L	143	17,017	
3	バックホウ(クローラ)賃料 クレーン付 山積0.8m3 2.9t吊	1.06	日	11,375	12,057.5	
4	諸雑費(まるめ)	1	式	47,474.5	5.5	
5	計				47,480	
6	1日当り				47,480	

□敷鋼板（材料費）

22×1,524×6,096　　9.3 m2/枚

180日（6ヶ月）

期間

1枚当り	88 円/枚・日	180 日	＝	15,840 円	賃料
	1,100 円/枚	×	＝	1,100 円	整備費
				16,940 円/枚	合計
				1,823 円/m2	

図 8.1.8 (3)　概算事業費【単価表】

□大型土のう

施 工 単 価 表

Page 1 / 2

【出力地区】33：鳥取

施工名称： 大型土のう工
規格：
条件区分： 【J1】作業区分=製作・設置,【J2】袋詰土区分=流用土,【J3】設置作業半径=6m以下
補正区分： 週休2日補正=補正なし, 労務費割増=補正なし

号数：第1号
単位：10袋当り
単価：3,870円/袋

日当り施工量：36袋
施工数量：10袋
施工日数：1日

No	名称／規格	数量	単位	単価	金額	備考
1	土木一般世話役	0.278	人	23,000	6,394	
2	特殊作業員	0.278	人	20,000	5,560	
3	普通作業員	0.278	人	16,000	4,448	
4	大型土のう袋材 容量1m3	10	袋	800	8,000	
5	ﾊﾞｯｸﾎｳ運転	0.278	日	49,090	13,647.02	第2号
6	諸雑費(率+まるめ)	4	%	16,402	650.98	
7	計				38,700	
8	1袋当り				3,870	

施 工 単 価 表

Page 2 / 2

【出力地区】33：鳥取

施工名称： ﾊﾞｯｸﾎｳ運転
規格：
条件区分： 【J1】作業区分=製作・設置,【J2】設置作業半径=6m以下
補正区分： 週休2日補正=補正なし, 労務費割増=補正なし

号数：第2号
単位：1日当り
単価：49,090円/日

No	名称／規格	数量	単位	単価	金額	備考
1	運転手(特殊)	1	人	18,400	18,400	
2	軽油	104	L	143	14,872	
3	ﾊﾞｯｸﾎｳ(ｸﾛｰﾗ)賃料 クレーン付 山積0.8m3 2.9t吊	1.39	日	11,375	15,811.25	
4	諸雑費(まるめ)	1	式	49,083.25	6.75	
5	計				49,090	
6	1日当り				49,090	

図 8.1.8 (4)　概算事業費【単価表】

□ 対策工

数量集計表

種別	細別	規格	単位	数量	摘要
導流堤					
矢板工	鋼矢板ハット10H型	L=9.0m、W=0.9	m	220	
			枚	244	
	化粧パネル	H=4.5m,W=1.0	枚	440	
			m2	990	
	笠コンクリート	800×800	m	220	
		〃	個	110	
仮設工					
	敷鉄板	1.5m×6.0m,t=22mm	m2	1,100	
			枚	122	リース
	大型土のう	1.0m×1.0m×1.0m	袋	1,138	
	中詰土	流用土	m3	6,512	
仮設ヤード範囲			m2	910	

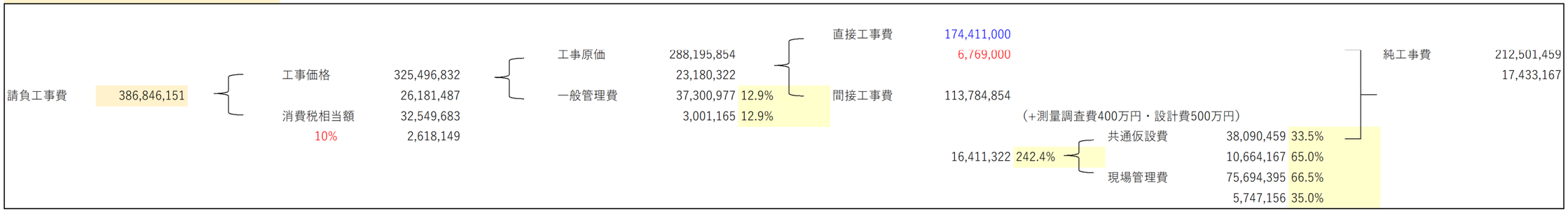
図 8.1.9 (1)　数量計算書

対策工

細　別	略　図　お　よ　び　計　算　式		数量および備考
導流堤			
矢板工			
鋼矢板	延長		
鋼矢板10H型	L= 220.0	＝	220　m
L=9.0m、W=0.9	枚数		
	N= 220.0/0.9	＝	244　枚
化粧パネル	枚数		
H=4.5m,W=1.0	N= 220.0/1.0×2	＝	440　枚
	設置面積		
	L＝ 220*4.5	＝	990　m2
笠コンクリート			
800×800	L= 220.0	＝	220　m
	220/2	＝	110　個
工事用道路工			
設置撤去			
敷　鉄　板	A= 5.0×220.0	=	1,100　m2
1.5m×6.0m,t=22mm	N= 1100/（1.5*6.0）	=	122　枚
大型土のう	上部から		
1.0m×1.0m×1.0m	1段目 L1= 43+34+220	=	297
	2段目 L2= 44+17+220	=	281
	3段目 L3= 44+16+220	=	280
	4段目 L4= 45+15+220	=	280
		合計 =	1,138　m
	N= 1138.0/1	=	1,138　袋
中　詰　土	V1= 29.6×220.0	=	6,512　m3
仮設ヤード			
	A= 910.0	=	910　m2

図 8.1.9 (2)　**数量計算書**

【工事費の基本構成】（勝部川算出）



【工事費の基本構成】（浜村川再現）

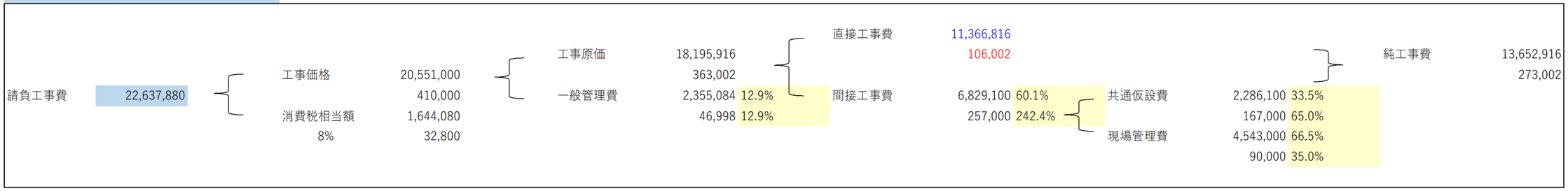


図 8.1.10　**概算事業費根拠**

(4) 維持管理費について

鋼矢板設置箇所は感潮区間にあたるため、必要に応じて防食処理を実施する必要がある。よって、防食を実施した場合の維持管理費について検討を実施した。

防食については、被覆防食のみ（ケース 1）と被覆防食＋電気防食（ケース 2）の 2 パターンを検討する。算定方法及び算定結果を以下に示す。

■算定方法

また、被覆防食については通常の重防食 2mm を想定し、一般的な耐久年数 40 年を考慮し、それぞれの維持管理費を算出した。

■算定結果

ケース 1 維持管理費用：年間 3,600 千円程度

ケース 2 維持管理費用：年間 4,300 千円程度

表 8.1.4 初期費用及び維持管理費の費用比較

項目	ケース 1：被覆防食のみ （千円）	ケース 2：被覆防食＋電気防食 （千円）
①耐用年数	40	40(20)
②初期費用	143,681	125,412
③補修回数	0	(1)
④補修費用	0	(4,610)
⑤長期ランニング費用	143,681	130,022
⑥年間費用	3,592	4,334

※（ ）内は電気防食の内訳

■維持管理費について

算定結果から、防食処理を実施した場合、年間少なくとも 3,600 千円程度の維持管理費が発生することが想定される。

□ケース1：被覆防食（通常4.5m）

項　目	数量	単位	単価	金額
打込み費	245	枚	10,610	2,599,450 円
材料費	245	枚	155,600	38,122,000 〃
重防食鋼矢板エキストラ	1,980	m2	52,000	102,960,000 〃
				143,681,450 〃
				143,681 千円

□ケース2：被覆防食+電気防食

項　目	数量	単位	単価	金額
打込み費	245	枚	10,610	2,599,450 円
材料費	245	枚	155,600	38,122,000 〃
重防食鋼矢板エキストラ	1,540	m2	52,000	80,080,000 〃
電気防食	96	個	48,025	4,610,400 〃
				125,411,850 〃
				125,412 千円

□電気防食費用

項　目	数量	単位	単価	金額
取付金具制作	48	組	1,250	60,000 円
取付金具取付	48	組	1,800	86,400 〃
陽極取付	96	個	21,500	2,064,000 〃
電位測定装置取付	96	個	25,000	2,400,000 〃
計				4,610,400 〃
				48,025 円/個

・防食面積

海水中（被覆部）	3.5m×220m×10%＝		77 m2
海底土中	4.5m×220m＝		990 〃
		計	1,067 〃

・防食電流

海水中（被覆部）	77×0.13A/m2=		10.0 A
海底土中	1,067×0.26A/m2=		277.4 〃
		計	287.4 〃

・所要陽極質量

（287.4×20年×0.5×8760ｈ/ｙ）/2600Ａ・ｈ/ｋｇ＝	9,683.2 ｋｇ

・陽極使用量

9683.2kg/101.1kg/個＝	96 個

出典：防食ハンドブックより

図 8.1.11　防食初期費用算出諸元

8.1.3 【参考】概算事業費算定（維持掘削）

勝部川河口砂州部では、維持掘削の実績があるため、H30 年度の事業費である 15,000 千円（事務所提供情報）と図 8.1.12 に記載されている掘削量 4200 ㎥から 1 ㎥あたりの概算事業費を設定し、維持掘削の概算費用を参考値として算定した。

■算定結果

採用ケース掘削量：約 3,000 ㎥（R3 年度の砂州において、T.P.0.0m まで掘削した場合）

1 ㎥あたりの概算事業費：約 4 千円

採用ケースの概算事業費：<u>12,000 千円</u>（3,000 ㎥×4 千円/㎥）

■維持管理費について

既往検討（R3 年度 勝部川河口対策検討業務委託 報告書）において、河口部の砂州は洪水によるフラッシュの後、波の作用等により、2 年程度で戻ることが測量結果や写真等から評価されている。よって、河口部の維持管理として 2 年に 1 回のペースで 12,000 千円の維持管理費が発生すると想定される。

数 量 総 括 表

工事区分・工種・種別等	細　別	規　格　等	単 位	数量	摘　要
河床掘削					【勝部川】
勝部川					
掘削工					
	掘削(土砂)	土砂　押土なし 現場内運搬(D=0.09km)含む	m3	3,500	
運搬工					
	土砂等運搬	勝部川河口～井手ヶ浜 運搬距離D=1.2km	m3	3,500	
養浜工					
	整地	ブルドーザ15t級 現場内運搬(D=0.35km)含む	m3	3,500	井手ヶ浜
仮設工					
	敷鉄板	22*1.5*3.0	式	1	N=10枚 12(日/回)*2回
塵芥処理工					
	塵芥処理	廃プラ、木くず	m3	20	廃プラ10m3 木くず10m3(6t)
応急処理工					
	応急処理作業	浜崖対応等	式	1	
交通管理工					
	交通誘導員	A(交代要員なし)	式	1	
	交通誘導員	B(交代要員なし)	式	1	
運搬費					
	仮設材運搬費	敷鉄板 運搬距離 25．3km	式	1	N=10枚,8.0t
技術管理費					
	粒度試験	ふるい分析　試料0.5～2kg	試料	30	掘削1回当たり15試料
河床掘削					【永江川】
永江川					
掘削工					
	掘削(土砂)	土砂　押土あり	m3	700	
養浜工					
	整地	ブルドーザ15t級	m3	700	永江川河口

図 8.1.12　**数量総括表（H30 年度工事実績）※事務所提供資料**

9. 今後の検討方針

本業務においては、河口砂州のフラッシュによる洪水時の水位低下及び洪水時の土砂流出による計画河道断面の確保等を目的として、河川内で実施可能な対策を検討した。

結果として、現況河道における構造物の設置や、陸上掘削による大きな効果は確認できなかった。

以上を踏まえ、今後の対応としては、以下が考えられる。

(1) 当面の対策

既往検討において、洪水で流出した土砂が、波の作用により、約 2 年程度で元の箇所に戻るという評価がされている。当面の対策としては、洪水時の初期水位を下げるため、堆積土砂を 2 年に 1 回程度の頻度で掘削することが望ましい。

(2) 抜本的な対策に向けた検討

本検討の結果（構造物等の対策によって、計画断面が確保されるほどの砂州のフラッシュ促進効果は生じないこと）を踏まえ、以下に示すような、抜本的な対策に向けた検討が必要であると想定される。

1) 流域全体での治水対策の検討

・目標とする治水安全度を確保するため、流出量を抑制する対策（遊水地、ダム等）、必要な河積を確保する対策（土砂堆積が著しい河口部の掘削等）について検討する必要がある。

・以上については、気候変動を踏まえた検討を行う必要がある。

2) 維持管理に向けた対策検討

上記で記載した流域全体での治水対策を前提に、土砂堆積が著しい河口部に求められる河床高や河積を維持・確保するための対策について検討する必要がある。

・河川内での対策として、計画などで確保された断面に再堆積が生じる場合は、例えば既存導流堤の改築等で掃流力を高め、必要な河積を維持するような対策が想定される。（今回の検討では導流堤による対策効果は小さいものであったが、これは砂州をフラッシュさせることで計画断面を確保する観点での結果であり、ここで記載する維持管理対策とは別である）

・海側の対策として、既往検討において、河口部の土砂堆積は海域からの土砂供給が卓越していることが把握されているため、その供給を抑制するための対策が想定される。例えば、**エラー! 参照元が見つかりません。**に例示する通り、西側の井出が浜等から供給される土砂を抑制する突堤等、冬季風浪等によって、河口部前面から河道内に供給される土砂を抑制する離岸堤・防砂堤等、東側の青谷海岸から供給される土砂を抑制する既存導流堤の改良等が想定される。

・以上の検討を実施するため、掘削後の土砂の再堆積状況の調査・分析が必要である。



図 8.1.1　今後想定される対策項目