

令和4年（ネ）第4161号 損害賠償請求控訴事件

控訴人 片倉一美 外

被控訴人 国

証 拠 説 明 書

(甲52～62)

令和5年6月30日

東京高等裁判所第15民事部 御中

控訴人ら訴訟代理人弁護士 只 野 靖

号証	標 目 (原本・写し の別)	作 成 年月日	作成者	立 証 趣 旨
52	治水経済調査マニュアル(案)	写し 平成17年4月	国土交通省 河川局	「河川整備基本方針及び河川整備計画の策定・変更の際に行う治水経済調査」は、堤防やダム等の治水施設の整備を行う当該河川整備計画によってもたらされる経済的な便益や費用対効果を計測することを目的として実施されるものであり、治水経済調査マニュアルは、そのときに用いられる指針(マニュアル)であること。 治水経済調査マニュアルは、改修計画の内容である治水施設の整備についての経済的便益や費用対効果を計測するための指針であって、堤防やダム等の治水施設の整備内容を工学的に検討するための技術的指針ではないこと。
53	河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)抜粋	写し 平成24年2月	財団法人国土技術研究センター	「浸透」による堤防の破壊現象は、大きく分けて、①降雨及び河川水の堤体への浸透に起因するすべり破壊、②基礎地盤のパイピング破壊(浸透破壊)の2つがあること。 (第4章「浸透に対する堤防の構造検討」の第3節「安全性の照査」)。 ①降雨及び河川水の堤体への浸透に起因するすべり破壊は、堤体内において、降雨の浸透に引き続く河川水の浸透によって、浸潤面が上昇して、堤体土の強度が低下(間隙水圧が上昇)し、これによって生じる堤体裏のりのすべり破壊(浸潤破壊)であること。 これに対して、②基礎地盤におけるパイピング

号証	標目 (原本・写しの別)	作成 年月日	作成者	立証趣旨	
				破壊（浸透破壊）は、基礎地盤において、浸透水の流れによって局所の地盤土を構成している土粒子が流出して流失する土の組織構造の破壊（パイピング破壊。浸透破壊）であること。このように、この二つの破壊現象は、破壊の場所（堤体内か、堤防基礎地盤か）が全く異なっており、また、破壊作用ないし破壊機構（すべり破壊・せん断破壊か、組織構造の破壊・構成土粒子の流出・流失か）も全く異なっているものであること。	
54	「最近 30 年間（1992-2021）における国内河川の堤防決壊の原因	写し	2022 年	国土交通省	直轄河川（国土交通大臣管理の河川）についての 1992～2021 年（30 年間）における堤防の決壊原因をまとめて整理した文書。決壊事例毎に、河川距離標地点、被災日、及び堤防決壊原因が記載されていること。
55	矢部川堤防調査委員会報告書（抜粋）	写し	平成 25 年 3 月	矢部川堤防調査委員会	直轄河川の 1992 年～2021 年（30 年間）の堤防決壊の原因のうち、「浸透」としてまとめられている 1 事例、及び、「越水・浸透」としてまとめられている 5 事例についての検討。 ①矢部川右岸 7.30 k は、基礎地盤パイピングによる堤防決壊であったこと。
56	円山川堤防調査委員会報告書	写し	平成 17 年 3 月 30 日	豊岡河川国道事務所	同上 ②円山川右岸 13.20 k と③出石川左岸 5.40 k は、越水によって、裏法が侵食され、侵食が進んで残存堤体の断面が小さくなって、堤体浸透（浸潤）も加わった堤防決壊であったこと。
57	令和元年東日本台風による堤防決壊と堤防強化について	写し		元・河川政策グループ総括 伊藤和久外	同上 ④久慈川左岸 27.0 k は、越水が要因となった堤防決壊であったこと。
58	同上	写し		一般社団法人国土技術研究センタ	同上 ⑤那珂川左岸 40.0 k は、越水が要因となった堤防決壊であったこと。

号証	標目 (原本・写しの別)	作成 年月日	作成者	立証趣旨	
			一 河川政策グループ 主席研究員 佐古俊介		
59	水防計画作成の手引き (都道府県版)	写し	平成 27 年 2 月	国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課 水防企画室	<p>重要水防箇所は、種別を堤防高（流下能力）、堤防断面、法崩れ・すべり、漏水、水衝・洗掘、工作物に分け、重要度を A（水防上最も重要な区間）と B（水防上重要な区間）に分けて、設定するものとされていること。</p> <p>水防計画の手引きでは、重要水防箇所の設定における堤防高（流下能力）についての設定においては、現況の堤防高が、洪水の水位と比較する堤防の高さであること。</p> <p>スライドダウン堤防高やスライドダウン堤防高－計画余裕高、又スライドダウン流下能力は、堤防高（流下能力）の設定基準には一切用いられていないこと。</p>
60	平成 23 年度直轄河川重要水防箇所一覧表	写し			<p>鬼怒川における、重要水防箇所の設定</p> <p>【A 水防上最も重要な区間】となっているのは、①堤防高（流下能力）は、計画高水流量規模の洪水の水位が現況の堤防高を超える箇所であり、②堤防断面は、現況の堤防断面あるいは天端幅が計画の堤防断面あるいは計画の天端幅の 2 分の 1 未満の箇所であり、③法崩れ・すべりは、法崩れ又はすべりの実績があるが、その対策が未施工の箇所であり、④漏水は、漏水の履歴があるが、その対策が未施工の箇所、であった。</p> <p>そして、堤防高（流下能力）についての重要箇所の設定は、平成 27 年度の重要水防箇所の検討業務報告書（甲 6 1）様式－6「平成 27 年度 直轄河川重要水防箇所縦断図（鬼怒川）」の記載のように、地点間隔の密なレーザプロファイラ測量（略称「LP 測量」）結果によるものと思われる現況堤防高と洪水位（計画高水流量規模での計算水位）とを比較して洪水位が現況堤防高にどの程度収まるか（収まらないか）</p>

号証	標目 (原本・写しの別)	作成 年月日	作成者	立証趣旨	
				<p>の検討が行われており、現況堤防高が設定基準に用いられている。</p> <p>この検討においては、スライドダウン堤防やスライドダウン堤防高ー計画余裕高は、設定基準には一切用いられていない。</p> <p>堤防断面についての重要箇所の設定においては、現況の堤防断面あるいは天端幅が、計画の堤防断面あるいは天端幅に対して不足しているかが設定基準とされている。スライドダウン流下能力は設定基準に一切用いられていないこと。</p>	
61	平成 26 年 度鬼怒川・ 小貝川水理 解析検討業 務 報告書 【重要水防 箇所の検討 (鬼怒川 編)】	写 し	平成 27 年 3 月	株式会社建 設技術研究 所	同上
62	平成 27 年 9 月洪水にお ける鬼怒川 下流区間の 流下能力、 河通貯留及 び河道安定 性の検討	写 し	2016 年 6 月	福岡捷二外	<p>本件溢水による氾濫ボリュームは左岸側で 2 6 4 2 万 m³、本件決壊による氾濫ボリュームは 1 2 7 7 万 m³に達するとされていること (377 頁)。</p> <p>本件溢水による氾濫がなければ、上三坂地区及び水海道地区で実際に起きた浸水被害が生じなかったこと。</p>

矢部川堤防調査委員会
報告書

平成 25 年 3 月

矢部川堤防調査委員会

矢部川堤防調査委員会報告書

目次

はじめに

1. 委員会の概要	1-1
1.1 委員会の目的	1
1.2 委員の構成	1
1.3 検討の経過	2
2. 洪水と被災の概要	2-1
2.1 矢部川の概要	1
2.2 出水の特徴	2
2.3 被災の概要	8
2.4 応急復旧状況	10
3. 矢部川の特性と堤防被災の特徴	3-1
3.1 矢部川の中・下流域の地形・地質	1
3.2 堤防被災の概要と被災形態	9
4. 被災要因の特定及び被災メカニズムの推定	4-1
4.1 被災メカニズムの推定方法の概要	1
4.2 右岸 7.3k 付近の被災メカニズム	2
4.2.1 堤防及び河道の変遷	2
4.2.2 堤防被災の状況	5
4.2.3 消防団等のヒアリング結果	8
4.2.4 被災後に実施した土質等調査結果	9
4.2.5 浸透流解析結果	35
4.2.6 流況解析結果	53
4.2.7 まとめ	57
4.3 右岸 11.8k 付近の被災メカニズム	61
4.3.1 堤防及び河道の変遷	61
4.3.2 堤防被災の状況	63
4.3.3 消防団等のヒアリング結果	65

4.3.4	被災後に実施した土質等調査結果	66
4.3.5	浸透流解析結果	77
4.3.6	まとめ	85
4.4	左岸 16.0k 付近の被災メカニズム	88
4.4.1	堤防及び河道の変遷	88
4.4.2	堤防等の被災の状況	90
4.4.3	消防団等のヒアリング結果	92
4.4.4	被災後に実施した土質等調査結果	93
4.4.5	浸透流解析結果	104
4.4.6	まとめ	112
4.5	その他箇所の被災要因	115
4.6	堤防の植生等	122
4.7	まとめ	124
5.	本復旧工法の検討	5-1
5.1	本復旧の考え方	1
5.2	一般的な堤防対策工法	1
5.3	本復旧工法の検討	3
5.3.1	堤防強化対策の基本的な考え方	3
5.3.2	個別箇所の対策	4
6.	今後の管理について	6-1
6.1	維持管理の現状	1
6.2	今回の被災を踏まえた対応方針	7
6.3	今後の管理について	8

参考資料：決壊箇所の堤防・基礎地盤の現地確認の概要

1. 堤体の状況
2. 基礎地盤の状況

参考文献

おわりに

はじめに

平成 24 年 7 月 14 日の未明から昼ごろにかけて北部九州に強い雨域がかかり、矢部川流域の黒木、杠葉（ゆずりは）の両雨量観測所では、1、3、6、9 時間のいずれの降水量も観測史上最大を記録し、船小屋水位観測所では観測史上最高水位となった。

矢部川中下流部でほぼ全川にわたり計画高水位を超える出水となり、直轄管理区間の右岸 7.3k 付近において堤防が決壊しただけではなく、中下流部において漏水や陥没が生じる等、計 18 箇所です堤防被災が生じた。また、福岡県が管理している派川沖端川の堤防決壊や内水氾濫も重なり、浸水面積約 2,579ha、浸水戸数 1,870 戸の甚大な災害となった。特に矢部川右岸 7.3k 付近の決壊は、いわゆる「越水なき破堤」であったことから、社会的にも強い関心が集まることとなった。

「矢部川堤防調査委員会」は、このような甚大な被害に鑑み、「右岸 7.3k 付近の堤防決壊等の被災原因の究明」「再発防止に向けた堤防復旧工法の検討」及び「今後の堤防管理のあり方」を審議することを目的として、国土交通省九州地方整備局筑後川河川事務所に設置されたものである。

同委員会は、被災後の平成 24 年 8 月 2 日に第 1 回委員会から平成 25 年 3 月 12 日の最終回まで計 4 回開催され、その審議内容及び委員会資料は筑後川河川事務所のホームページを通じて広く一般に公開されている。

本報告書は、同委員会の審議結果を踏まえ、「今次出水による堤防被災の事実関係」「被災後に実施した各種調査結果及びそれに基づく解析結果等より推定された被災原因」、及びこれを踏まえた「本復旧工法の方針」「今後の管理のあり方」についてとりまとめるとともに、本復旧工事にあわせて実施された「決壊箇所の堤防・基礎地盤の状況」を参考資料として加えたものである。なお、本報告書のとりまとめにあたっては、河川堤防に関する今後の技術的検討等に役立つ資料となるよう努めた。

最後に、同委員会において多大なご指導ご助言を頂いた委員の皆さま、国土交通省九州地方整備局及び筑後川河川事務所、国土技術研究センター（JICE）の関係者の皆さまに末尾ながら深く感謝申し上げます。

平成 25 年 3 月
矢部川堤防調査委員会委員長
秋山 壽一郎

1. 委員会の概要

1.1 委員会の目的

委員会は、「矢部川堤防調査委員会」と称し、平成24年7月九州北部豪雨に伴う出水により生じた矢部川水系矢部川の堤防の決壊等について、被災原因の究明を行い、再度の災害を防止するための堤防復旧工法、今後の管理等を検討することにより、堤防の安全性を高め、もって再度の被災の防止に資することを目的として国土交通省九州地方整備局筑後川河川事務所に設置したものである。

1.2 委員の構成

委員は以下のとおりである。

委員長	あきやま じゅいちろう 秋山 壽一郎	九州工業大学大学院工学研究院	教 授
委 員	ささきまき てつや 佐々木 哲也	独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム	上席研究員
委 員	なかがわ はじめ 中川 一	京都大学防災研究所	教 授
委 員	はっとり かつし 服部 敦	国土交通省国土技術政策総合研究所 河川研究部河川研究室	室 長
委 員	まへだ けんいち 前田 健一	名古屋工業大学都市社会工学科	教 授
委 員 (委員長代理)	やすふく のりゆき 安福 規之	九州大学大学院社会基盤部門	教 授

(敬称略 五十音順)

1.3 検討の経過

委員会は下記の検討フローに沿って4回の審議を行った。第1回委員会を平成24年8月2日に開催し、第4回委員会を平成25年3月12日に実施した。それぞれの審議内容を表1.3.1に示す。

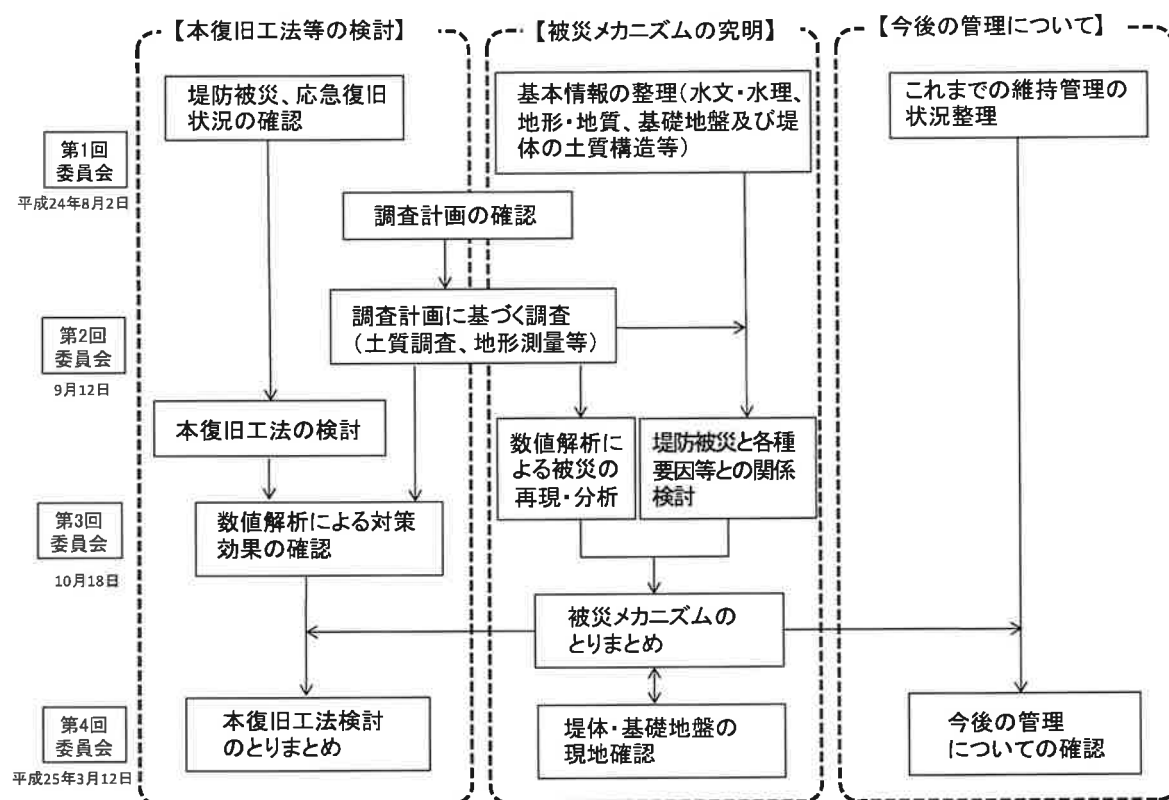


図 1.3.1 検討フロー図

表 1.3.1 委員会の議事内容

回数	開催日	議事内容
1	平成24年8月2日	1. 被災及び応急復旧等の状況 2. これまでの調査実施状況及び調査計画(案) 3. 矢部川の維持管理
2	平成24年9月12日	1. 調査計画に基づく調査の実施状況 2. 消防団等へのヒアリング結果 3. 堤防被災と各種要因等との関係について 4. 本復旧工法について 5. 台風期に向けての管理について 参考資料：筑後川堤防でのモグラ穴の調査について
3	平成24年10月18日	1. 被災メカニズムについて 2. 本復旧工法について 3. 河川管理施設等点検及びソフト対策の取り組み状況について
4	平成25年3月12日	1. 堤体・基礎地盤の現地確認 2. 委員会報告書とりまとめについて

2. 洪水と被災の概要

2.1 矢部川の概要

矢部川は、流域面積 647km²、幹川流路延長 61km（途中沖端川に分派し、下流部で飯江川、楠田川と合流）の 1 級河川であり、流域の土地利用は森林地域が約 74%、水田・畑で約 24%、住宅地で約 2%である。関係市町は 5 市 2 町（柳川市、筑後市、みやま市、八女市、大牟田市、大木町、以上福岡県、熊本県南関町）である。

矢部川の河川改修は、大正 2 年矢部川第一期河川改修工事に本格的に始まり、昭和 45 年に一級水系の指定、昭和 46 年矢部川水系工事実施基本計画策定、平成 19 年矢部川水系河川整備基本方針策定、平成 24 年矢部川水系河川整備計画（国管理区間）の策定を経て、整備計画に基づき進められている。

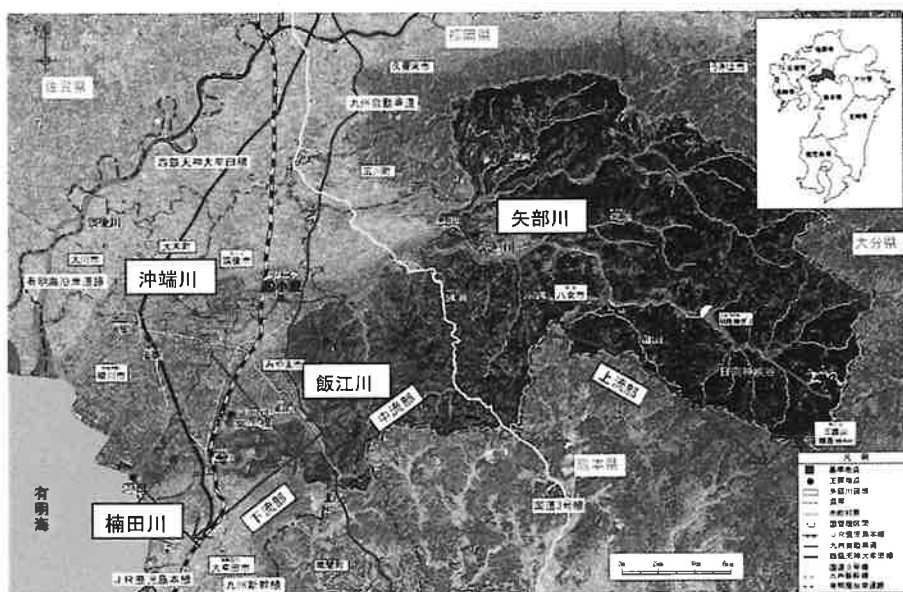


図 2.1.1 矢部川水系流域図

(矢部川水系河川整備計画—国管理区間—平成 24 年 2 月 国土交通省九州地方整備局より抜粋、以下「矢部川水系河川整備計画」)

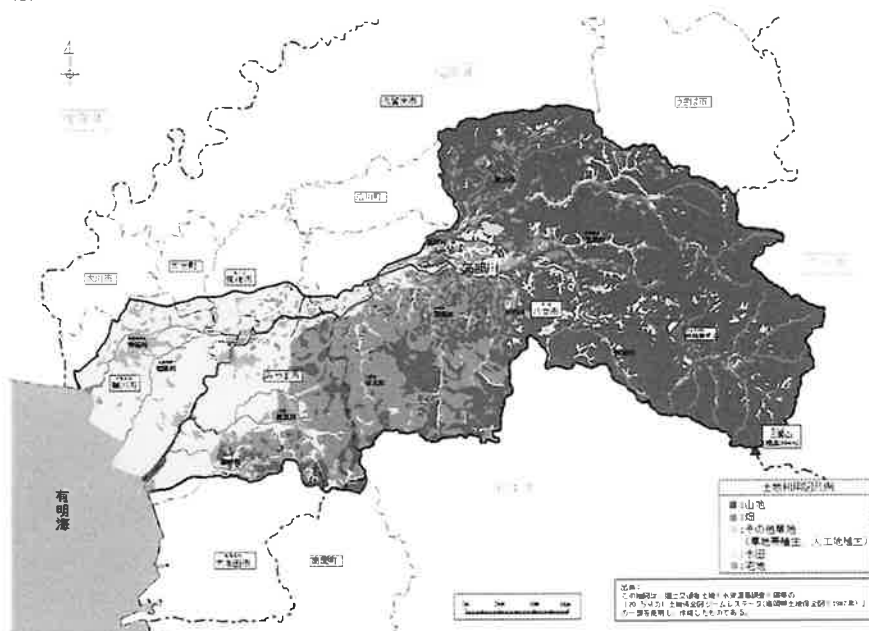


図 2.1.2 土地利用分類図 (矢部川水系河川整備計画より抜粋)

2.2 出水の特徴

(1) 気象概況

平成 24 年 7 月 11 日から 14 日にかけて、梅雨前線が本州付近に停滞し、東シナ海海上で大気下層に水蒸気が大量に蓄積され、その水蒸気が強い偏西風によって持続的に九州に流れ込み、14 日の未明から昼頃にかけて、北部九州に強い雨域がかかり、短時間に記録的な雨量となった。

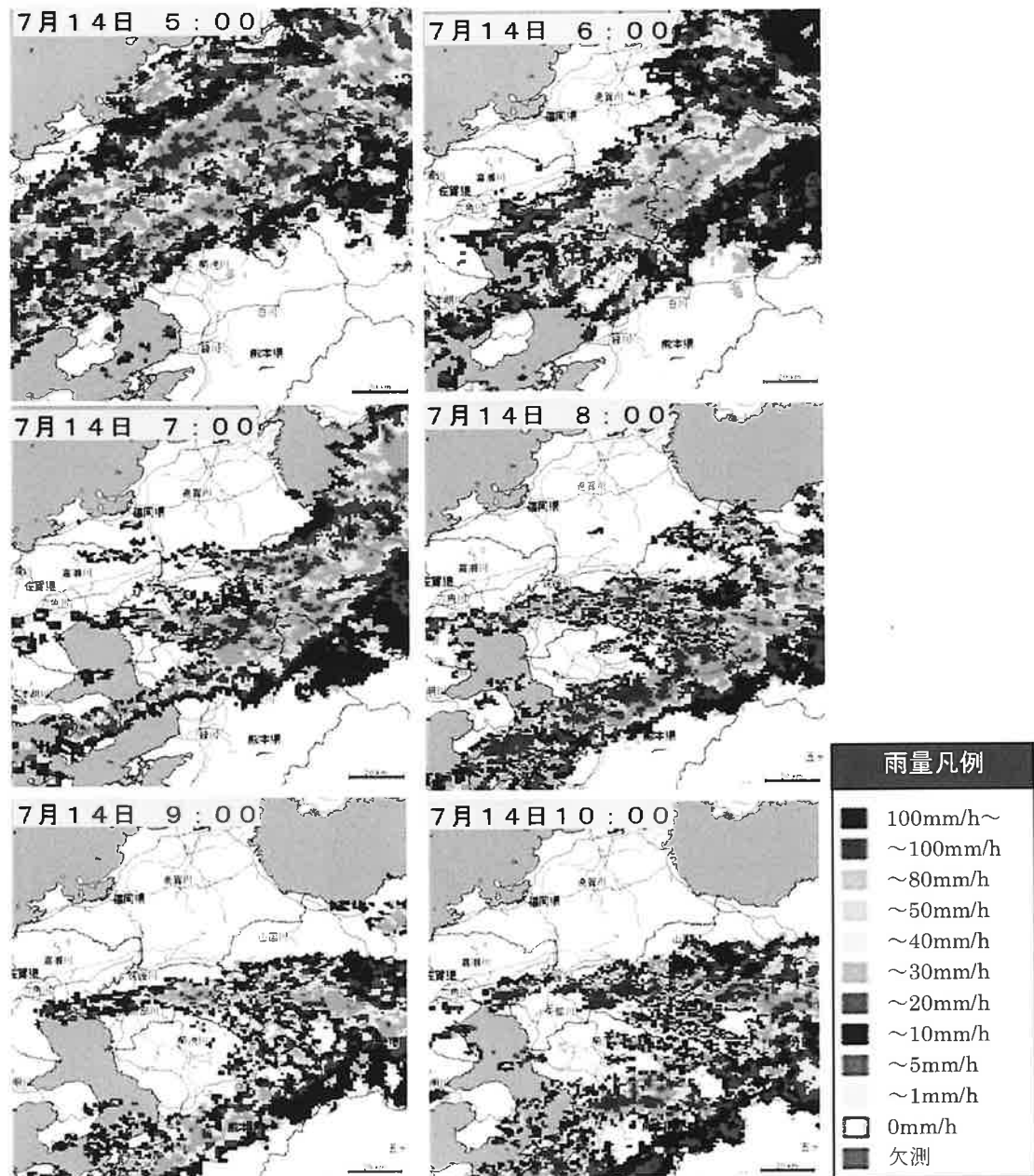


図 2.2.1 雨量レーダーによる降雨分布 (国土交通省レーダー)

(2) 降雨量 (1, 3, 6, 9 時間雨量)

黒木 (くろぎ)、紅葉 (ゆずりは) の各雨量観測所では 1, 3, 6, 9 時間のいずれの降水量も観測史上最大を記録した。

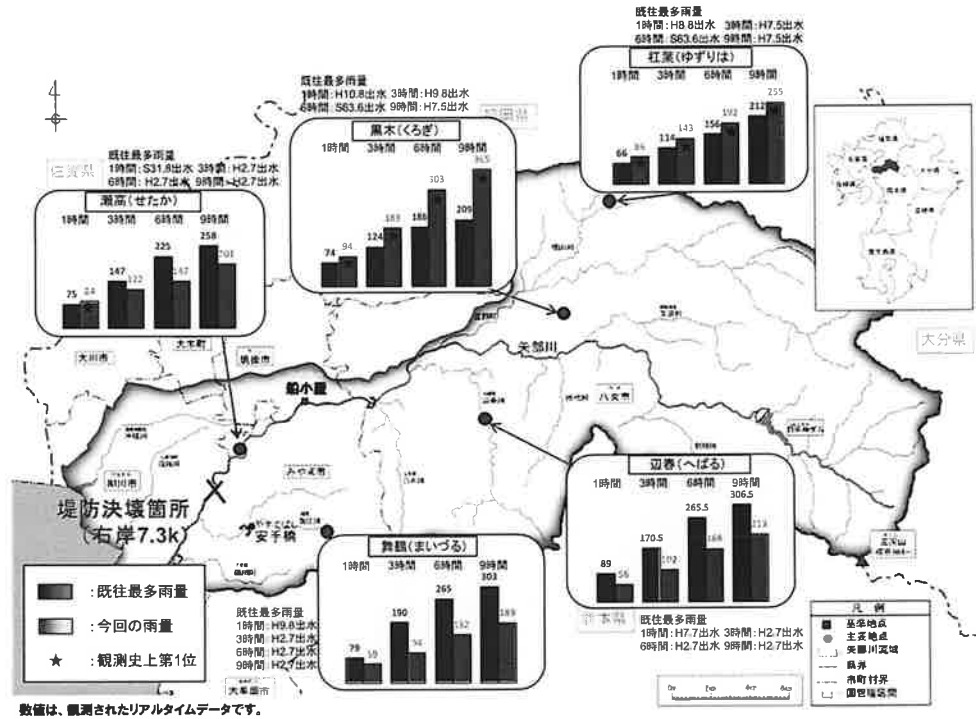


図 2.2.2 観測所における降雨量 (今次降雨量と既往最多雨量との比較)

(3) 河川水位

1) 水位及び水位ハイδροグラフの比較

今次出水は、船小屋水位観測所での実測水位で観測史上最高水位を記録した。

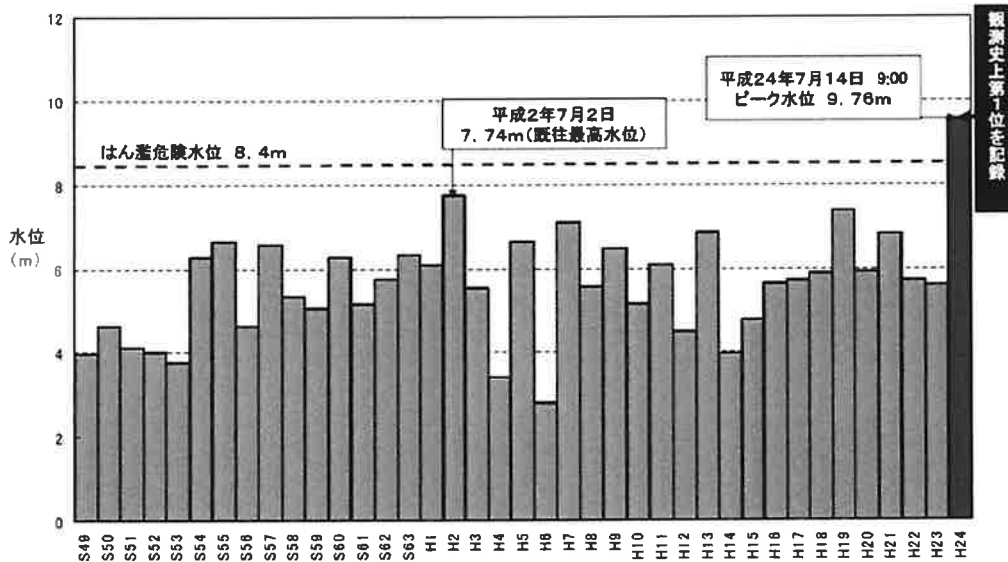


図 2.2.3 矢部川 (船小屋水位観測所) における年最大水位比較図 (昭和 49 年～)

※H24 年の数値は観測されたリアルタイムデータです。

※船小屋水位観測所零点高 TP5.69m

図 2.2.4 は、船小屋水位観測所における今次出水と既往出水(最大水位上位 4 洪水)の水位ハイドログラフを比較したものである。今次出水は、ピーク水位が既往最大を約 2m 上回っており、さらに 5 時間以上はん濫危険水位を上回った。

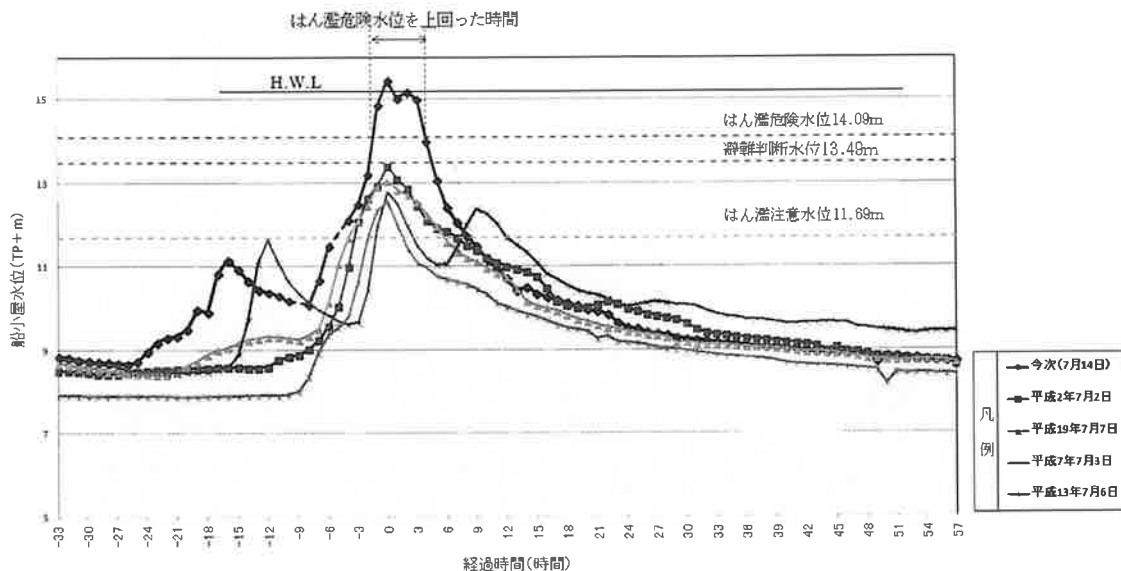


図 2.2.4 矢部川（船小屋水位観測所）における主要洪水の水位比較（昭和 49 年～）

※経過時間については、最大水位を記録した時刻を 0 として表記している。

今次出水（7 月 14 日）の数値は観測されたリアルタイムデータです。

2) 7.3k 不定流計算水位

図 2.2.5 は、各水位観測所等での観測水位を上流から下流の順に整理して示したものである。

なお、決壊箇所（右岸 7.3k 付近）の洪水水位は不定流計算により推定した水位であり、痕跡水位も併せて示した。決壊箇所の痕跡水位は、計画高水位（HWL）を約 1m 越えていた。また、不定流計算により推定した決壊箇所の河川水位から、計画高水位（HWL）以上の河川水位が 5 時間程度継続後、13 時 20 分頃、計画高水位（HWL）を上回っていたなかで決壊が発生した。

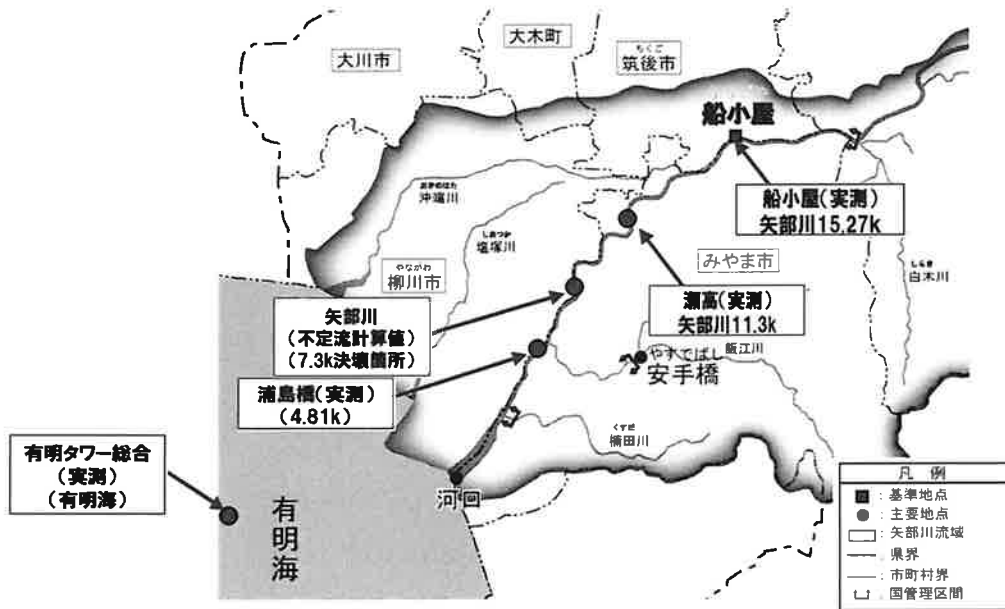
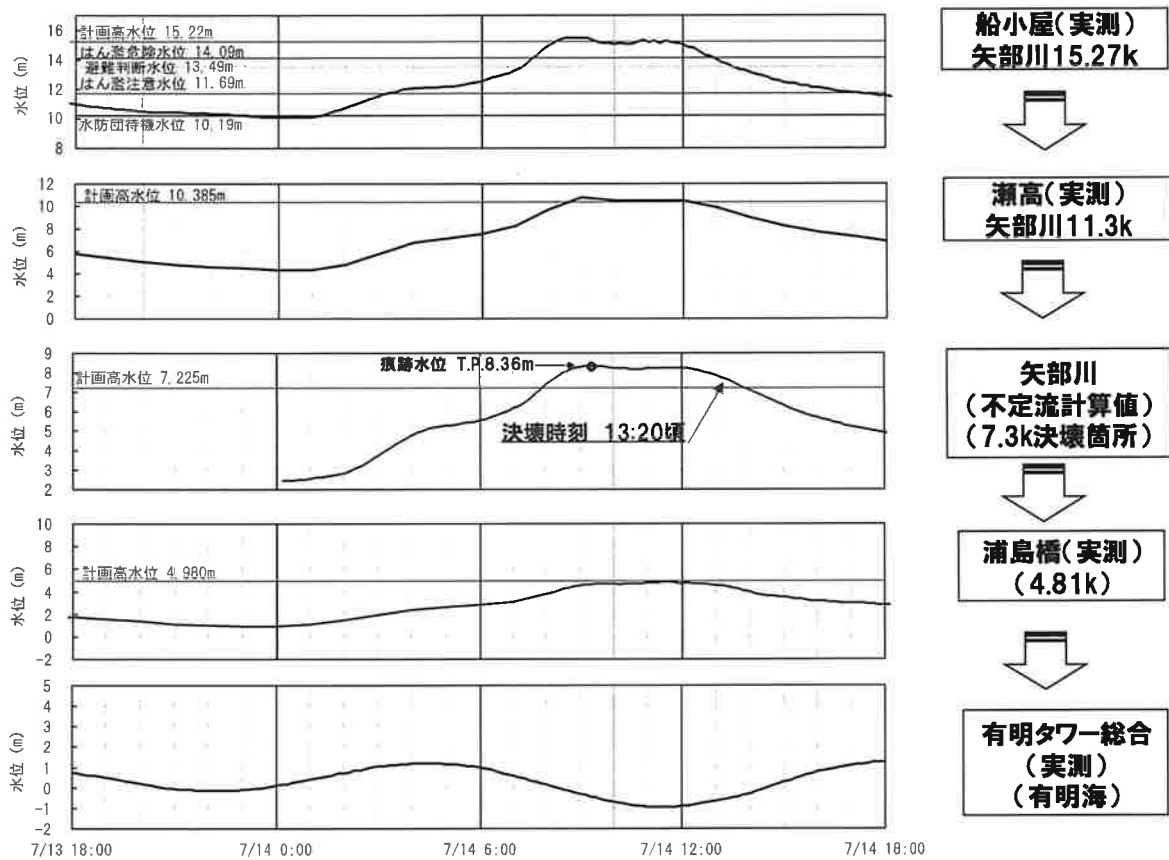


図 2.2.5 今次出水の主要地点における河川水位ハイドログラフ (実測値、計算値)

※数値は観測されたリアルタイムデータ及びそれをもとに計算したものである。

3) 痕跡水位

堤防に残された浮遊物等の位置より今次出水の痕跡水位を推定し、河川縦断方向に図 2.2.6 に整理した。痕跡水位は、左右岸とも現況堤防高を越える箇所はなかったが、ほぼ全川にわたって計画高水位 (HWL) を越えていた。特に、7.0k~9.0k 間では HWL を大幅に超える非常に高い水位を記録している。

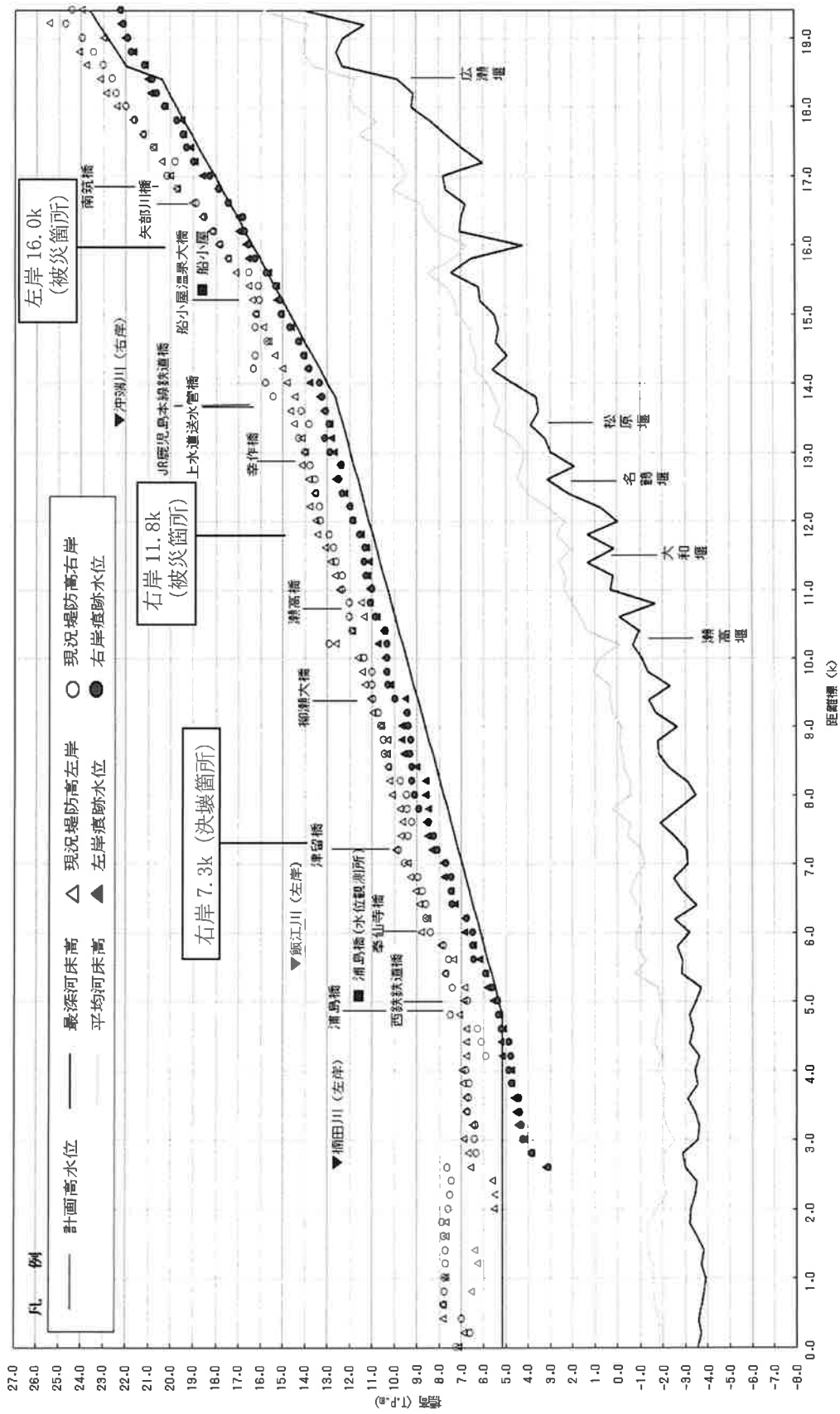


図 2.2.6 今次出水における痕跡水位縦断面図

2.3 被災の概要

今次出水による矢部川水系矢部川・沖端川の浸水状況を図 2.3.1 に示す。浸水は矢部川及びその派川の沖端川の堤防決壊（矢部川 1 箇所、沖端川 2 箇所）並びに内水氾濫によるもので、約 2,579ha の浸水面積、1,870 戸の浸水戸数となった。

矢部川堤防の被災概要を図 2.3.2 に示す。今次出水による矢部川の堤防被災は全川にわたり、全 18 箇所（護岸崩壊等の河道での被災を除く）で生じており、被災内容は堤防決壊 1 箇所、亀裂等堤体変状 5 箇所、漏水 17 箇所であった（重複カウント）。

なお、後述するように矢部川堤防周辺の微地形としては、10k 付近から上流の矢部川中流部では旧川微高地が、下流部では氾濫平野が分布し、さらに旧河道も多く存在している状況となっている。

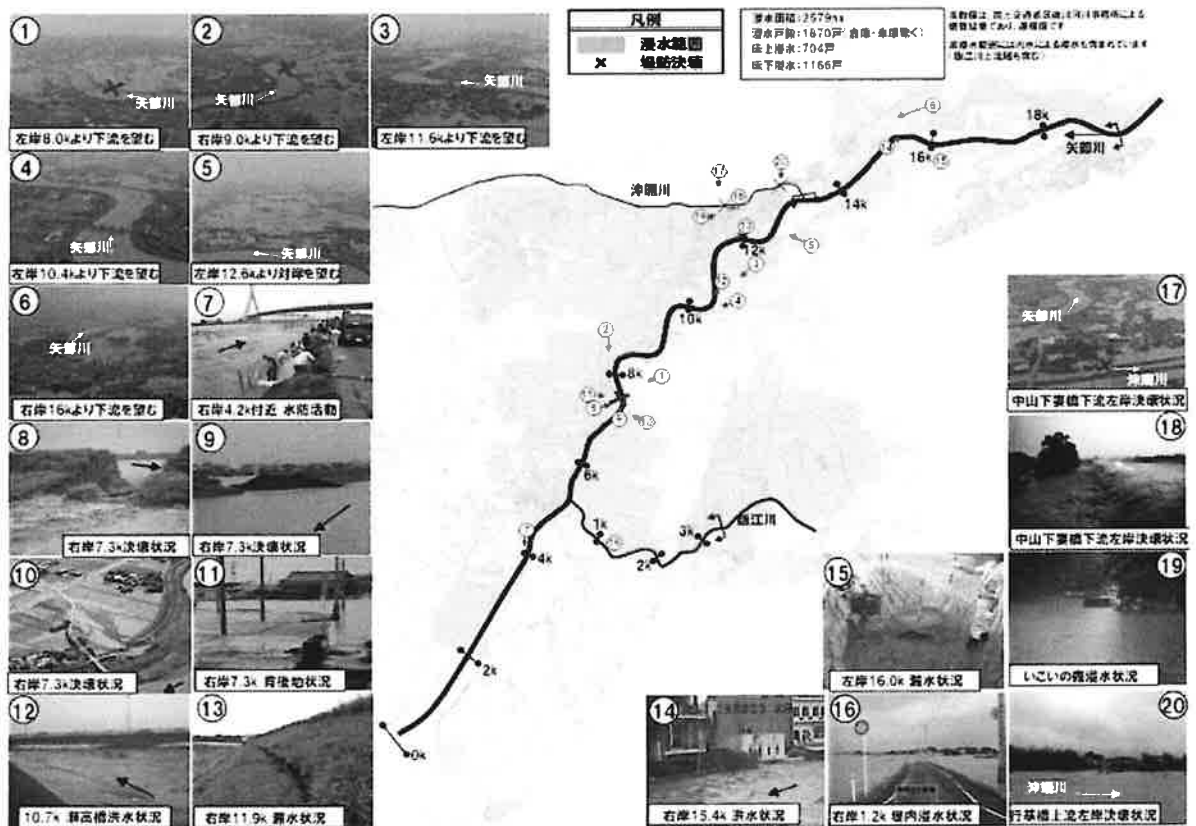


図 2.3.1 矢部川水系矢部川・沖端川浸水状況図（平成 24 年 7 月 14 日）

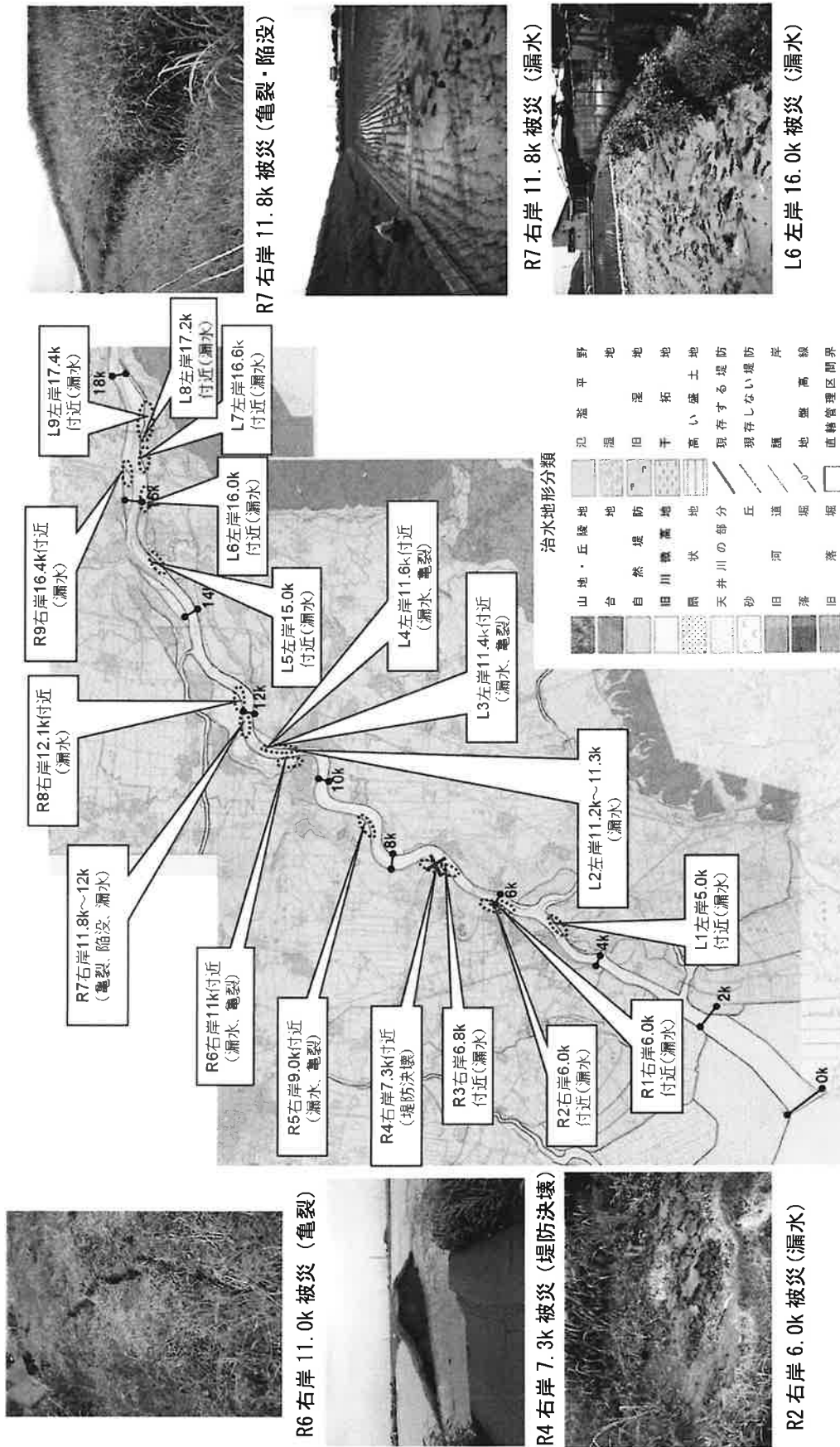


図 2.3.2 被災箇所位置図
 *治水地形分類図は、国が管理する河川の流域のうち平野部を対象として明治期、大正期の旧版地形図(迅速図)や航空写真を基に扇状地、自然堤防、旧河道、後背低地などの詳細な地形分類及び河川工作物等を表示したもので、ボーリング調査などの地質調査結果を反映したものではありません。

2.4 応急復旧状況

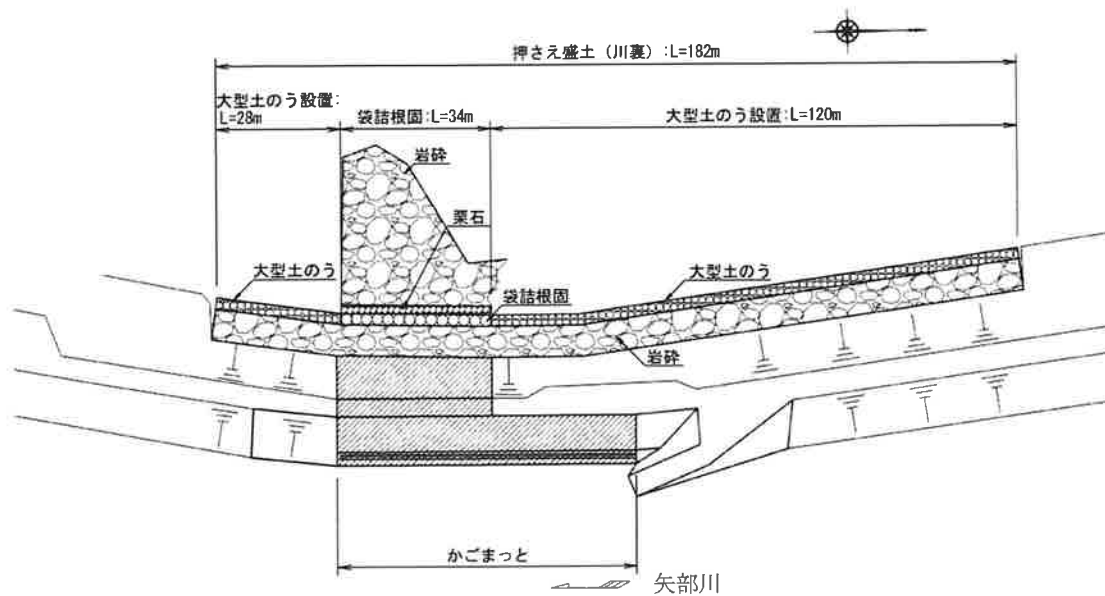
堤防決壊した右岸 7.3k 付近、漏水と裏のり面の亀裂・陥没のあった右岸 11.8k 付近、及び漏水の著しかった左岸 16.0k 付近について、被災状況と堤防応急復旧の概要を併せて以下に示す。

(1) 右岸 7.3k 付近

堤防決壊部の落堀を根固めブロック及び岩砕等により埋め、これを基礎として盛土を施工した。また、表のり面、天端、裏のり面には堤体への河川水の浸透防止と侵食防止を目的にシート張りとかごまっつによる法面被覆工を施し、裏のり尻には、動水勾配の低減、盛土の安定性向上、浸透水によるのり尻部浸食防止を目的として大型土のう、岩砕、袋詰め根固等を用いて押え盛土を施工した。

表 2.4.1 右岸 7.3k 付近被災状況・復旧状況

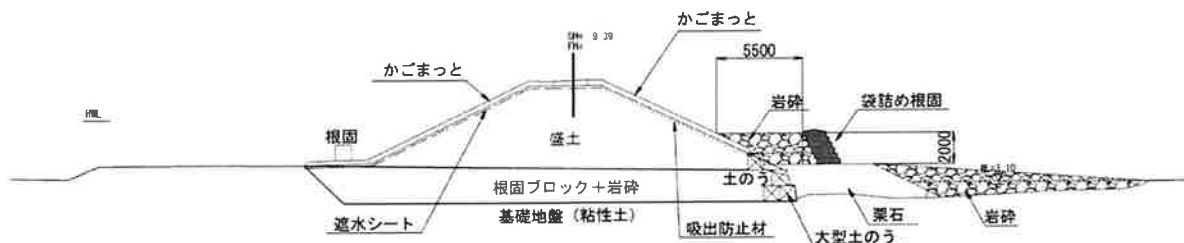
被災状況	復旧状況
 <p>7月14日 13:30頃 堤防決壊確認 (左岸 CCTV より)</p>	 <p>7月14日 15:35 復旧工事着手</p>
 <p>7月14日 15:30頃 決壊箇所からの流入状況 (下流側より)</p>	 <p>7月15日 8:00頃 復旧作業状況</p>
 <p>決壊箇所 矢部川</p>	 <p>7月17日 7:30 堤防表面を補強するための法覆工完了</p>
 <p>決壊箇所上流部の堤防断面の状況 (7月15日)</p>	 <p>7月22日 復旧完了</p>



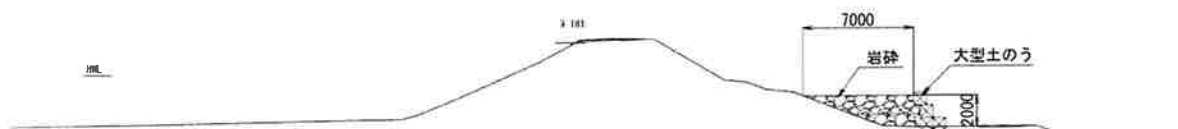
平面図

横断面図

応急復旧断面 7K271



応急復旧断面 7k300+50





断面図

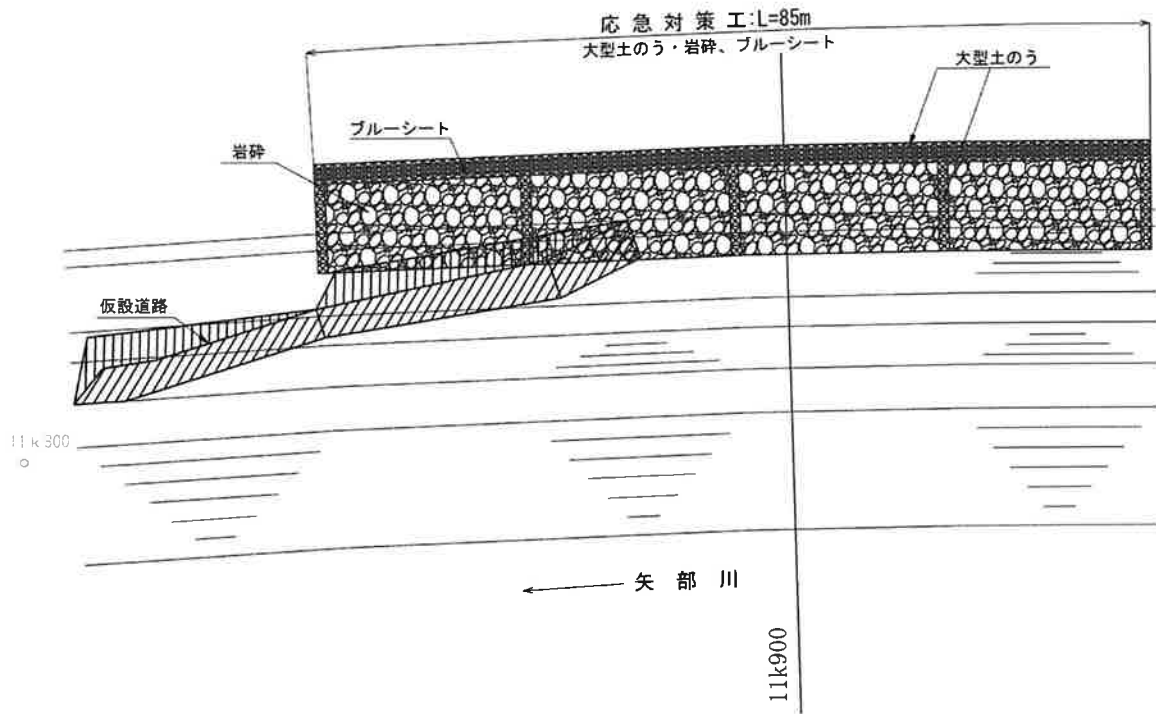
図 2.4.1 右岸 7.3k 付近応急復旧図

(2) 右岸 11.8k 付近

漏水・噴砂・亀裂・のり尻陥没箇所の裏のり尻付近に、動水勾配の低減，盛土の安定性向上，浸透水によるのり尻部浸食防止を目的として岩砕及び大型土のうによる押え盛土を施工した。

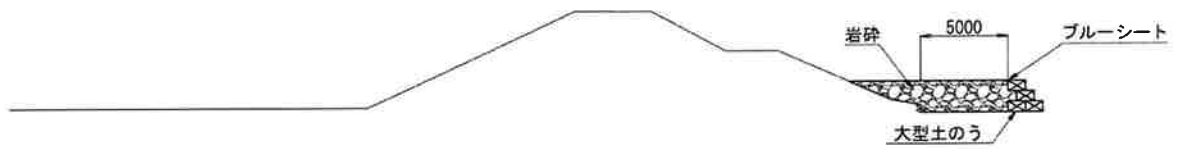
表 2.4.2 右岸 11.8k 付近被災状況・復旧状況

被災状況	復旧状況
 <p data-bbox="347 757 632 786">7月16日 のり尻陥没状況</p>	 <p data-bbox="1050 1025 1145 1055">7月22日</p>
 <p data-bbox="339 1122 647 1151">7月16日 堤内地 漏水状況</p>	
 <p data-bbox="328 1487 659 1516">7月16日 堤内地 漏水状況①</p>	
 <p data-bbox="328 1850 659 1879">7月16日 堤内地 漏水状況②</p>	



平面図

11k830 ~ 11k915





断面図

図 2.4.2 右岸 11.8k 付近応急復旧図

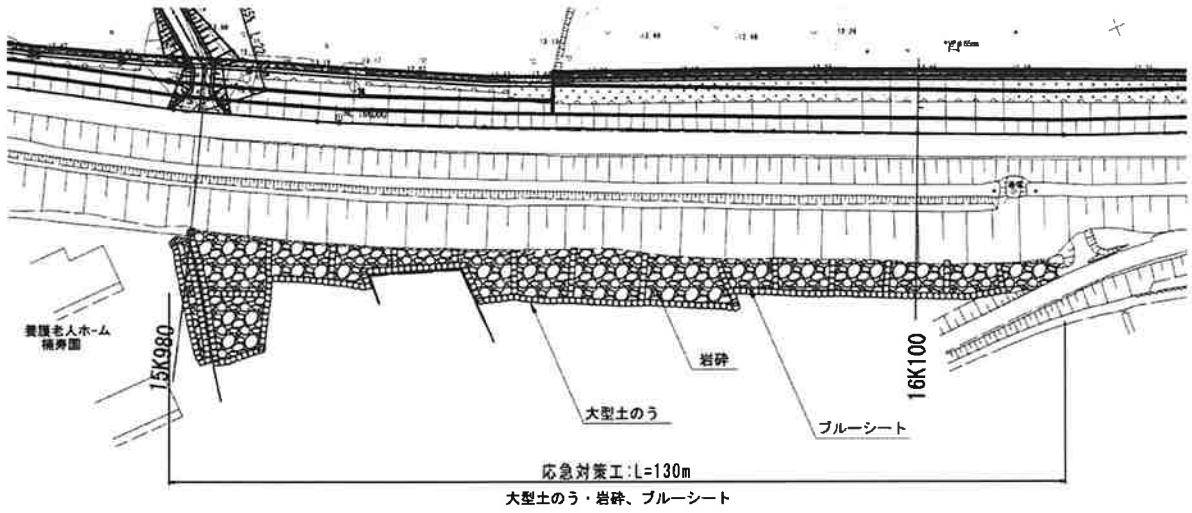
(3) 左岸 16.0k 付近

漏水・噴砂発生箇所の裏のり尻付近に、動水勾配の低減，盛土の安定性向上，浸透水によるのり尻部浸食防止を目的として岩砕及び大型土のうによる押え盛土を施工した。

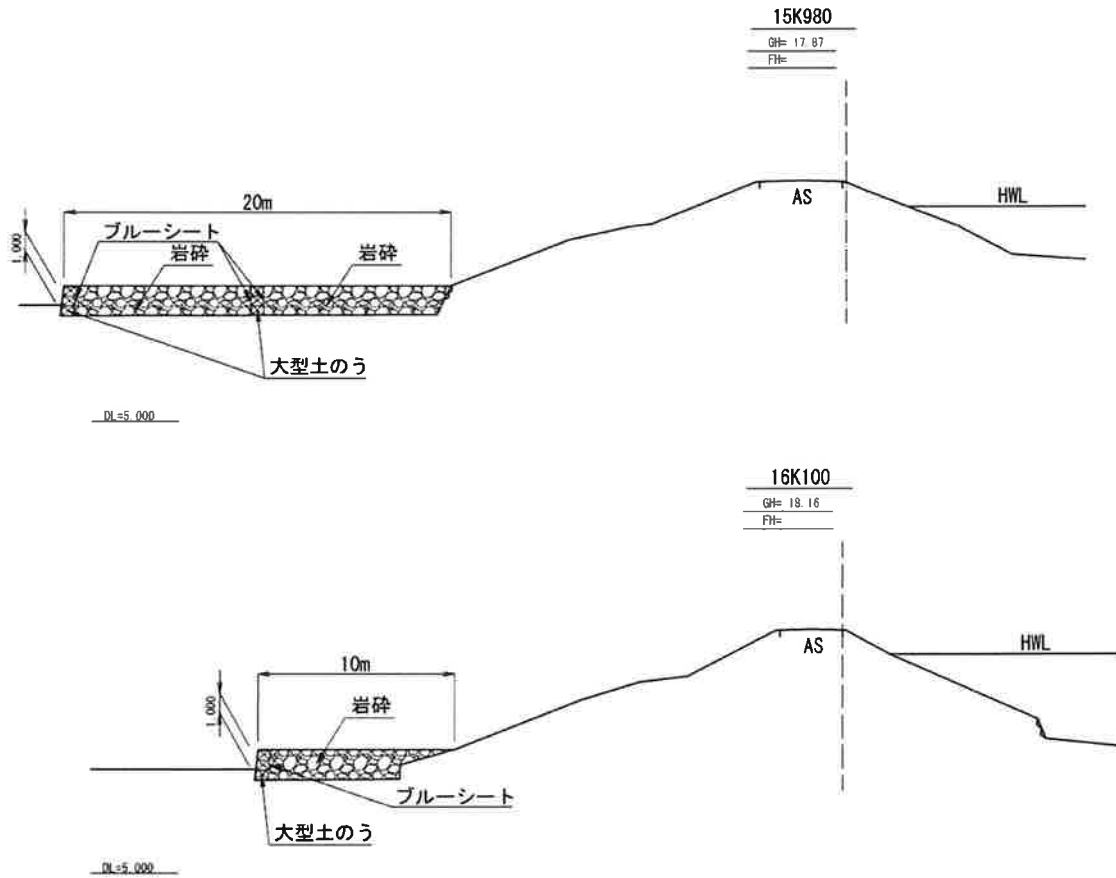
表 2.4.3 左岸 16.0k 付近被災状況・復旧状況

被災状況	復旧状況
 <p>16.0k 付近堤内側の裏法面より（応急処置後）</p>	 <p>8月2日</p>
 <p>16.1k 付近の堤防法尻より下流方向撮影（応急処置後）</p>	 <p>8月2日</p>
 <p>7月15日9:00頃 噴砂状況</p>	 <p>8月2日</p>
 <p>7月15日10:55頃 噴砂状況</p>	

← 矢部川



平面図



断面図

図 2.4.3 左岸 16.0k 付近応急復旧図

3. 矢部川の特性と堤防被災の特徴

3.1 矢部川の中・下流域の地形・地質

(1) 矢部川の地形・地質

<地形 (図 3.1.1) >

矢部川中流部 (花宗堰から瀬高堰) の地形は扇状地性低地となっている。下流部は三角州性低地で矢部川の堆積による微細な泥土質からなる典型的な低湿地で、クリーク網が発達している。河床勾配は上・中流部は約 1/100~1/500 となっており、下流部は約 1/10,000 と緩勾配になっている。

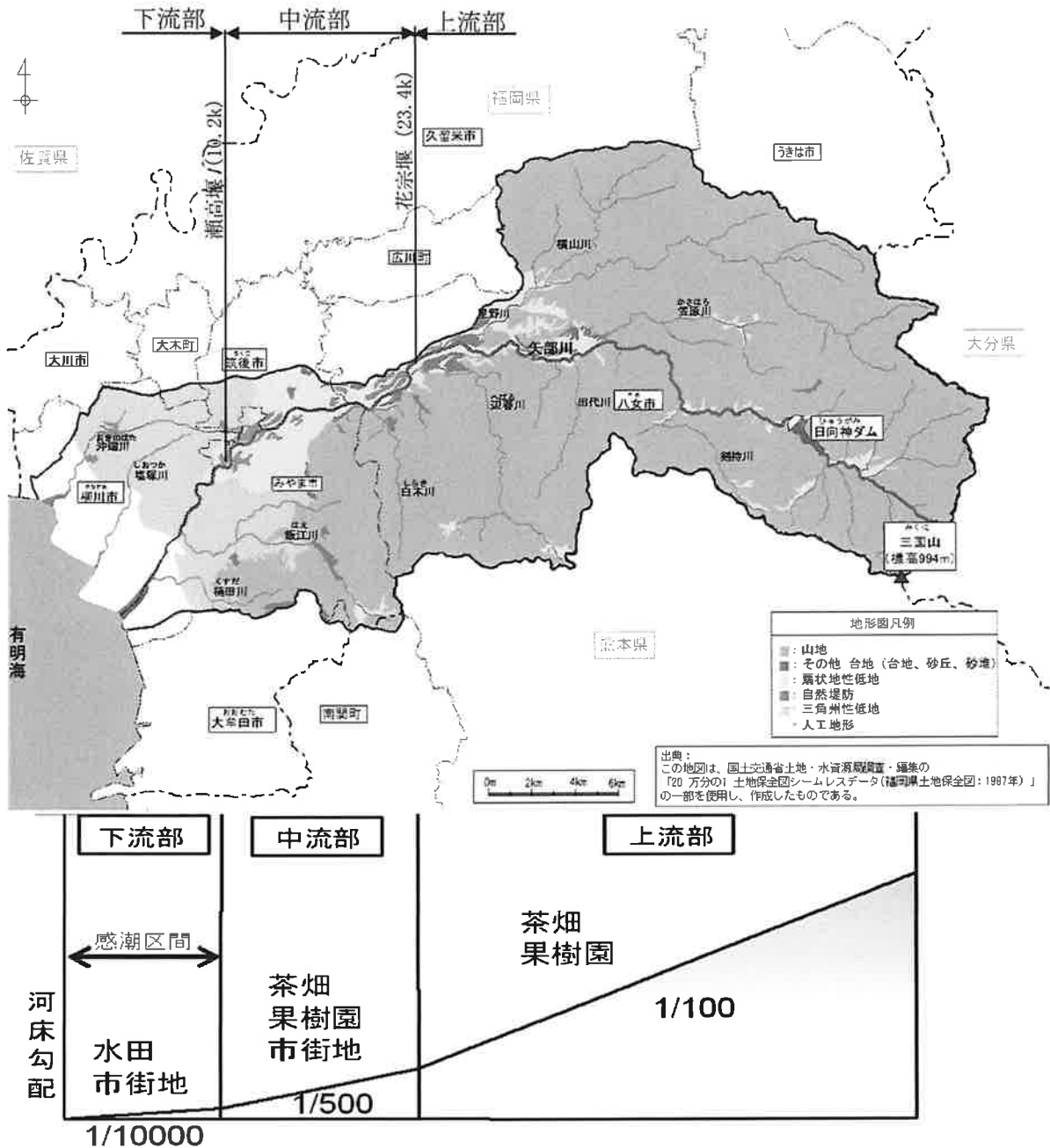


図 3.1.1 矢部川の地形図 (矢部川水系河川整備計画より抜粋・作成)

<地質（図 3.1.2）>

八女市街地周辺から筑後市南部・西部、さらに矢部川下流の低地は砂・粘土等の沖積層で下流に向かうほど細粒化している。

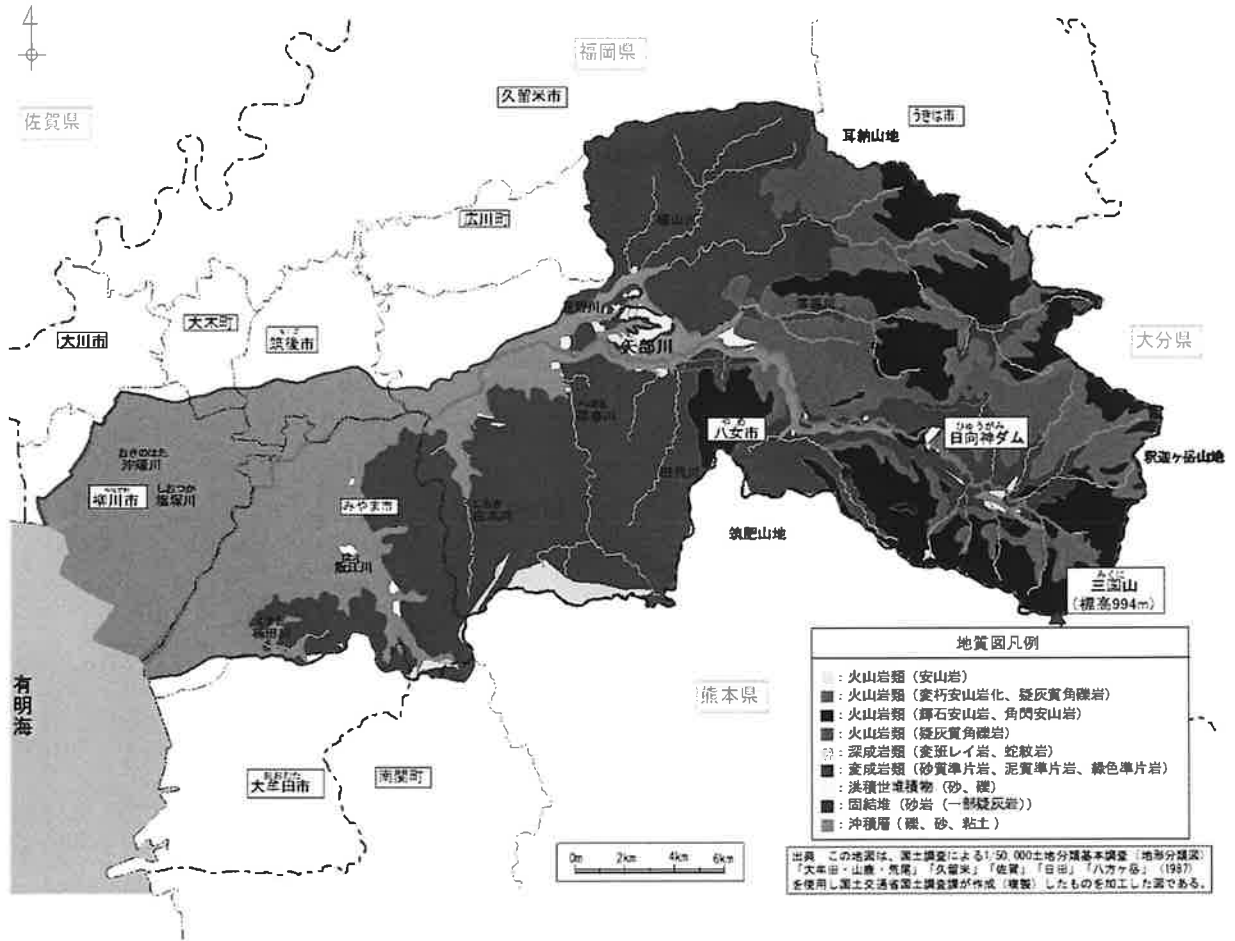


図 3.1.2 矢部川の地質図 (矢部川水系河川整備計画より抜粋)

(2) 海岸及び干拓地の変遷

矢部川の縄文海進期の海岸線を図3.1.3に示し、下流部の干拓の経過を図3.1.4に示す。縄文海進ピーク時期の海岸線は、現在の矢部川6.5k付近で決壊地点より下流にあったと考えられている。また、矢部川は天井河川のため筑後平野の農業用水の多くを担っており、下流部は古くから干拓が盛んであり、江戸時代以降に拡大してきた。

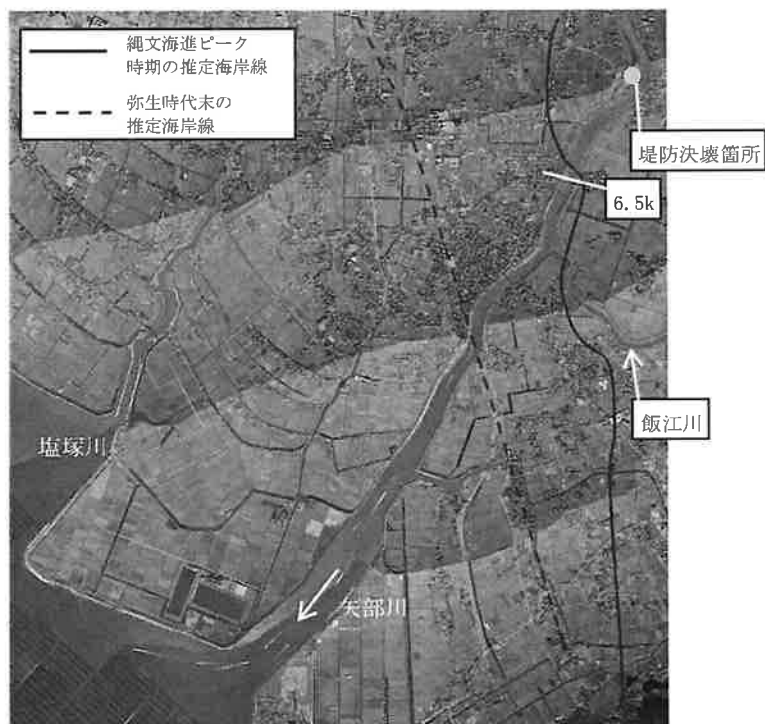


図 3.1.3 縄文海進期の海岸線

(みやま市歴史資料館展示資料をもとに作成)



図 3.1.4 矢部川下流部の干拓の経緯 (矢部川水系河川整備計画より抜粋・作成)

(3) 矢部川の微地形

矢部川の治水地形分類図（昭和52年3月 国土地理院）を図3.1.5に示す。矢部川中下流部の微地形は、現河道沿いでみると、中流部は旧川微高地が多く分布し、下流域は氾濫平野が多く分布する。また、旧河道、自然堤防も多く分布する。これは、全国の扇状地河川等で見られるものと同様であり、河川改修により河道を固定するまでの流路は網状であり洪水の度に変化していたことによるものである。

また、現存しない堤防が現在の矢部川左右岸に沿って所々存在していたことがわかる。かつて旧河道の堤外地にあった旧川微高地の多くは、現存しない堤防と現在の堤防との間に分布している。

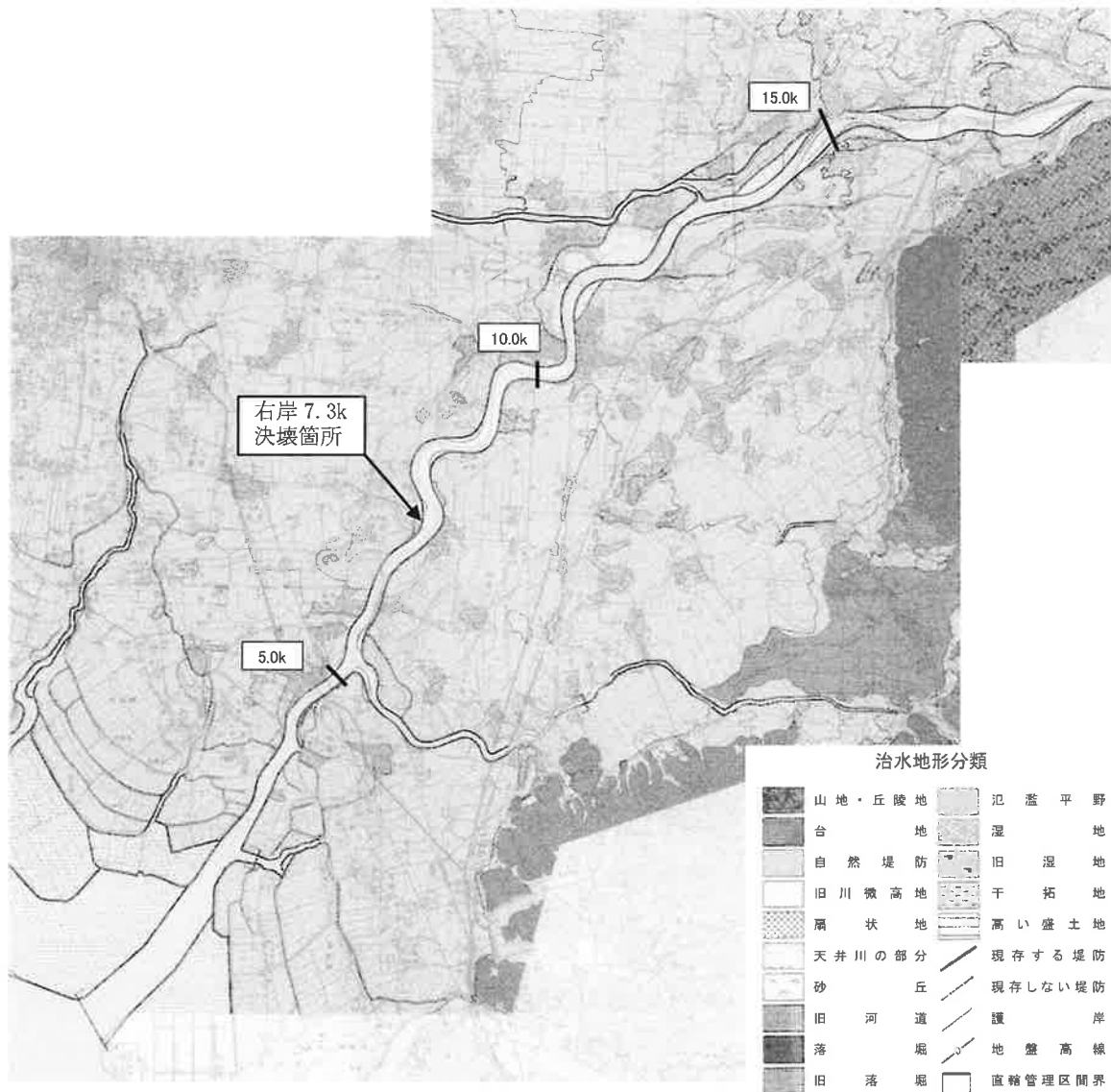


図 3.1.5 矢部川治水地形分類図

* 治水地形分類図は、国が管理する河川の流域のうち平野部を対象として明治期、大正期の旧版地形図（迅速図）や航空写真を基に扇状地、自然堤防、旧河道、後背低地などの詳細な地形分類及び河川工作物等を表示したもので、ボーリング調査などの地質調査結果を反映したものではない。

(4) 矢部川下流部の近世の改修

大和町史によると、蛇行が顕著であった矢部川では江戸時代に2度の堀替工事を行い、津留から徳永の河道がほぼ直線化されている。

1638年には鷹尾村が鷹尾と泰仙寺に、1645年には津留村が東津留村と西津留村に分かれた。この新川に対して旧河道は古川と呼ばれた。

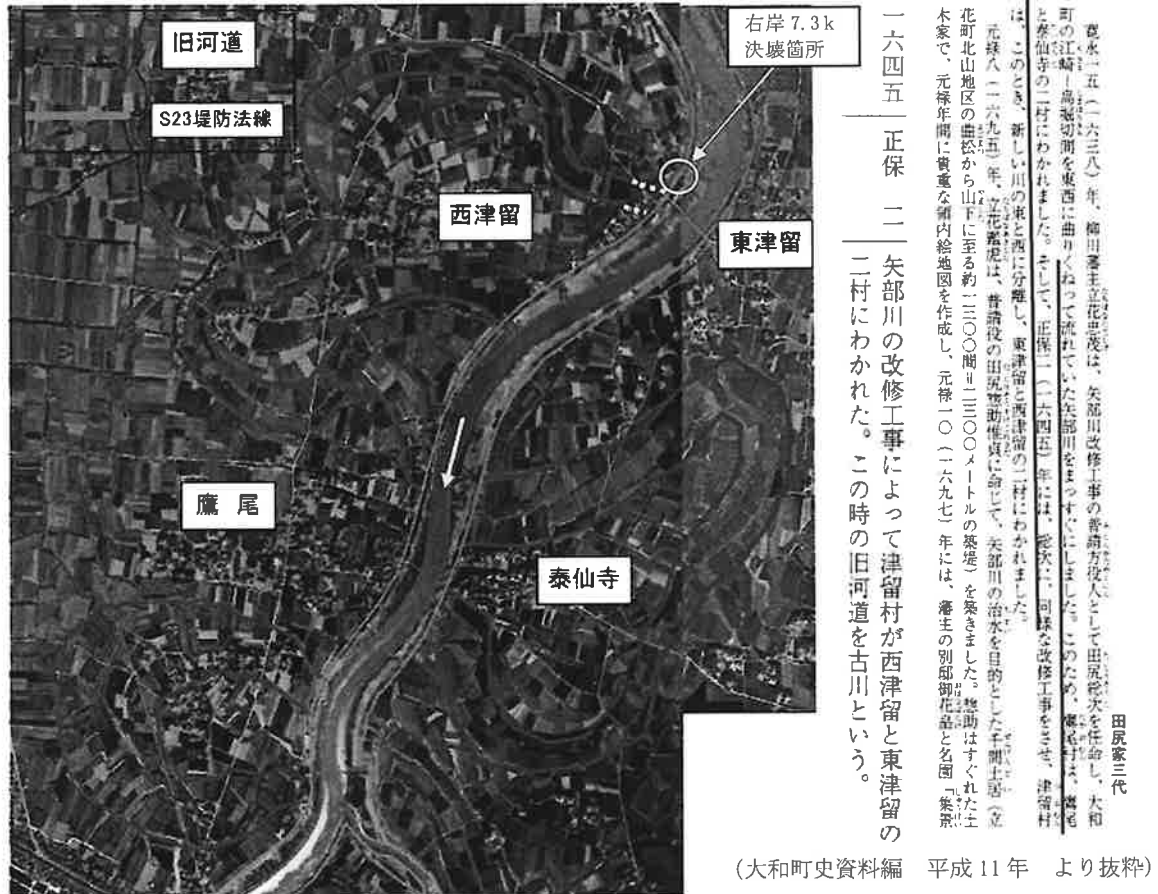


図 3.1.6 江戸時代の改修で堀替した旧河道の事例

※S23 航空写真、みやま市歴史資料館展示資料を基に作成。ただし、津留橋付近の旧河道はみやま市歴史資料館展示資料では表示されていないため白破線としている。

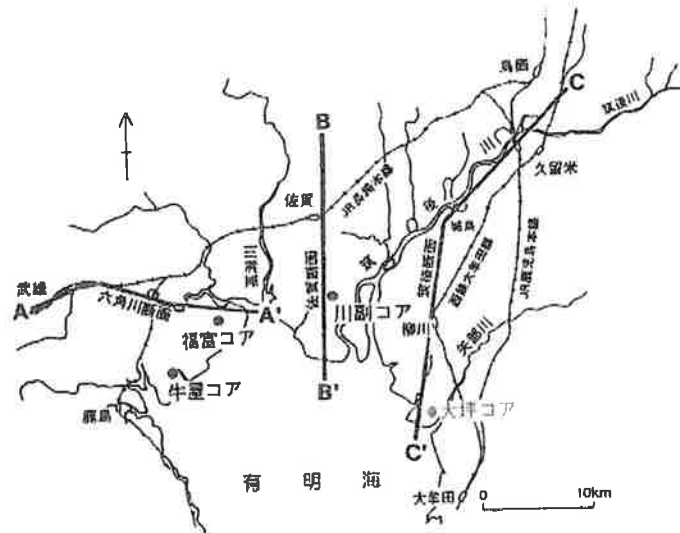
(5) 基礎地盤土質構成の縦断特性

図 3.1.7 に示す矢部川左岸の筑紫地質断面図（大和町史上巻（平成13年））によれば、平野部の地質は、全体的には約10～15mの有明粘土層上部に蓮池層が分布する構造となっている。蓮池層は非海成の沖積層で、粘土、シルト、砂、礫からなり、蓮池層上部は砂層を挟んで有明粘土層上部に分布する。上流から中流域の谷地、低地では礫質を主体としシルトや粘土を挟んでいる。なお、有明粘土層の下部又は蓮池層の下部には比較的締まった砂礫層である三田川層、その下部にASO-4火砕流堆積物が分布している。

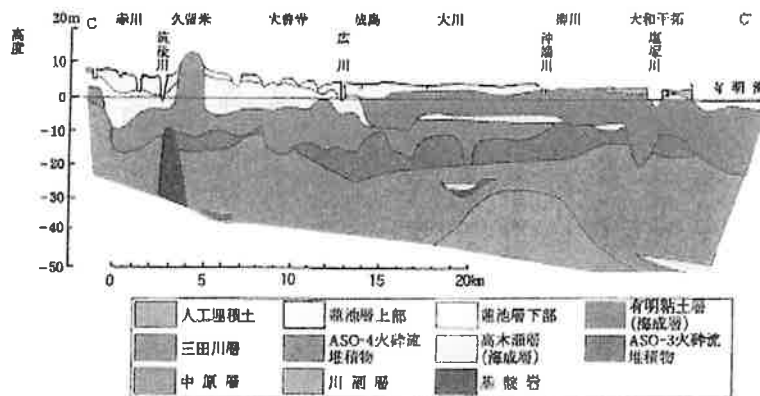
矢部川堤防において実施した既存ボーリング結果を基に作成した堤防の土質想定縦断図（図 3.1.8、3.1.9）によれば、河床勾配の変化する10.4k付近より下流では、三角州性低地となっており、基礎地盤は有明粘性土層及び蓮池層の第1粘性土で構成され、第一粘性土の中や下層で砂質土層が含まれている。

一方、10.4k 付近より上流の中流部では、扇状地性低地となっており、基礎地盤は砂質土・礫質土が主体であり、部分的に粘性土が分布する。旧来の堤防は河道掘削土を利用して築堤されているために、10.4k 付近を境に堤体土の土質が異なっている。

また、11.2k~13k 付近の堤防基礎地盤に確認される砂質土層は、治水地形分類図と比較すると、治水地形分類上の旧川微高地にあたる箇所である。



第3図 標準断面図と標準コア柱状図の位置図（下山ほか、1994年）



第4図 筑紫地質断面図（断面図の位置は第6図参照）（下山ほか、1994年）

図 3.1.7 筑紫地質断面図（大和町史上巻 平成13年より抜粋）

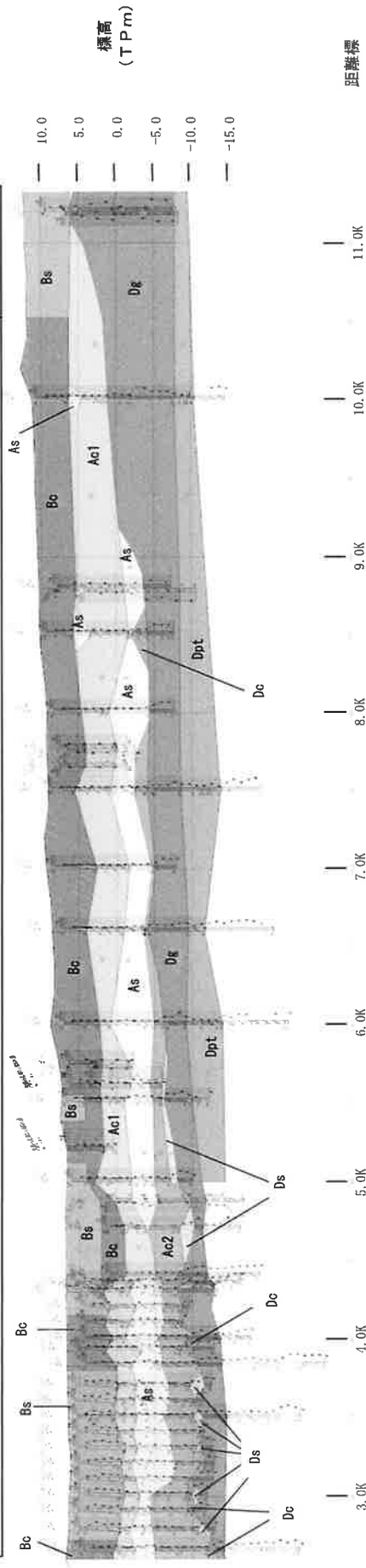
蓮池層

「蓮池層」は、いままで「有明粘土層」に含まれていましたが、岩相の違いから新しく分けられた名称です。筑紫平野の汽水域から淡水域で形成された非海成の沖積層の総称です。模式地は佐賀市の蓮池町および兵庫町で、筑紫平野の沖積地、特に低地の表層に広く分布しています。層厚は6~10m位で最大20m位です。層序関係は、有明粘土層と同時異相関係にあります。本層上部は、薄い砂層を挟んで有明粘土層の上に整合に重なり、下部は三田川層の上に不整合に重なります。本層の岩相は、粘土・シルト・砂・礫からなり、全体的に含水率が高く軟弱です。感潮域~淡水域の粘性堆積物とみられています。一方、本層は各河川の中流~上流域では谷底や低地を構成する河川性堆積物からなり、砂礫を主体とし、シルトや粘土のレンズを挟んでいます。

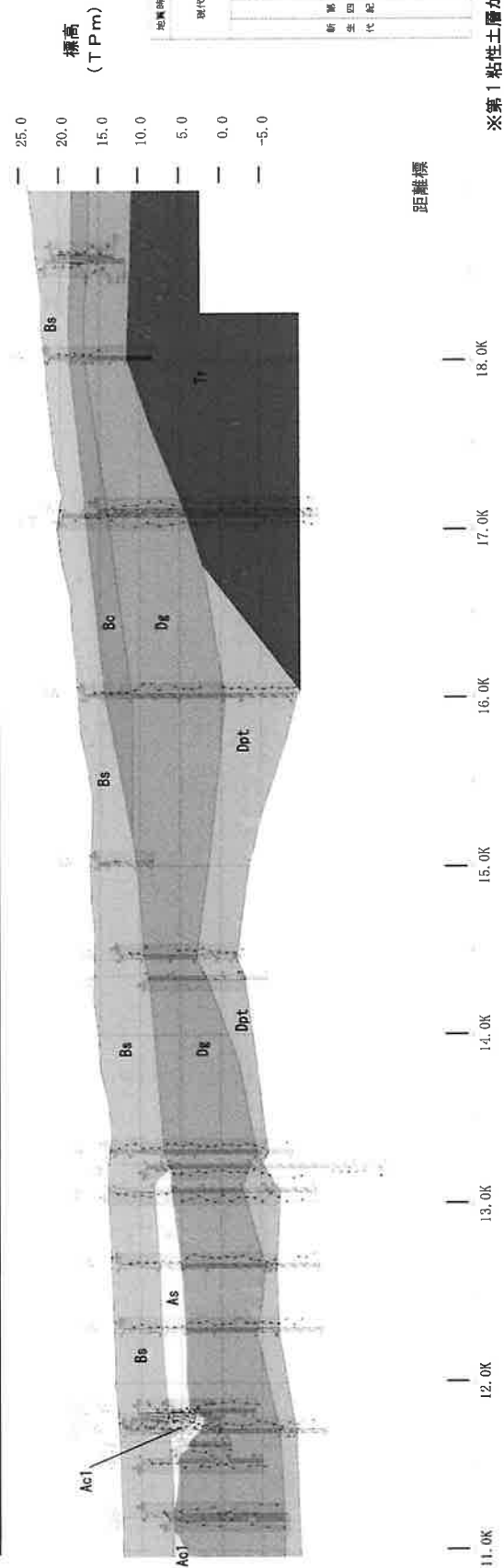
有明粘土層と本層の粘土層の相違点は、本層が均質な粘土層を主とし葦のある地下茎や植物繊維を含むこと、貝殻片を含まないことがあげられます。下位の三田川層の砂礫層は締まっっていて、礫の表面が風化しているのに対し、本層の砂礫層は新鮮で緩いことです。

（大和町史より）

三角州低地 扇状地性低地



扇状地性低地



地質時代	地層区分	記号
現代	粘性土	Bc
	砂質土	Bs
新 世	第1粘性土層	Ac1
	砂質土層	As
新 世	第2粘性土層	Ac2
	粘性土層	Dc
代 更	砂質土層	Ds
	礫質土層	Dg
新 世	阿蘇火山灰質土層	Dpt
	高層礫層	Tr

※第1粘性土層が蓮池層に該当する。

図 3.1.8 既存ボーリングに基づく矢部川土質想定縦断面 (右岸)

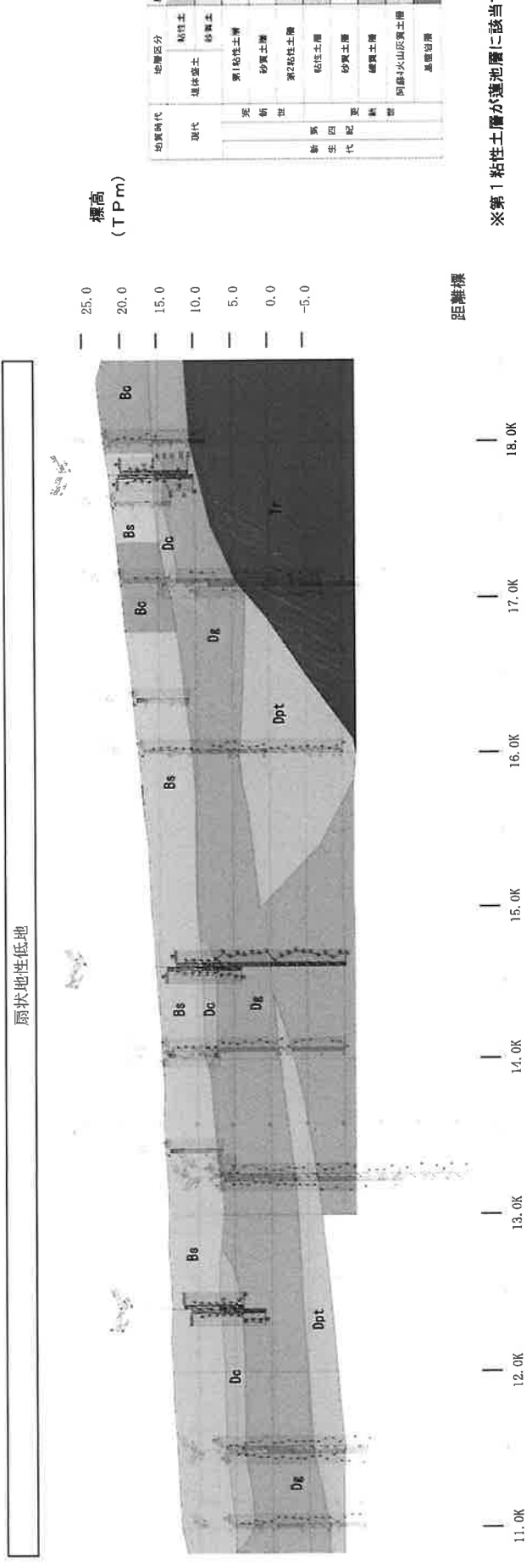
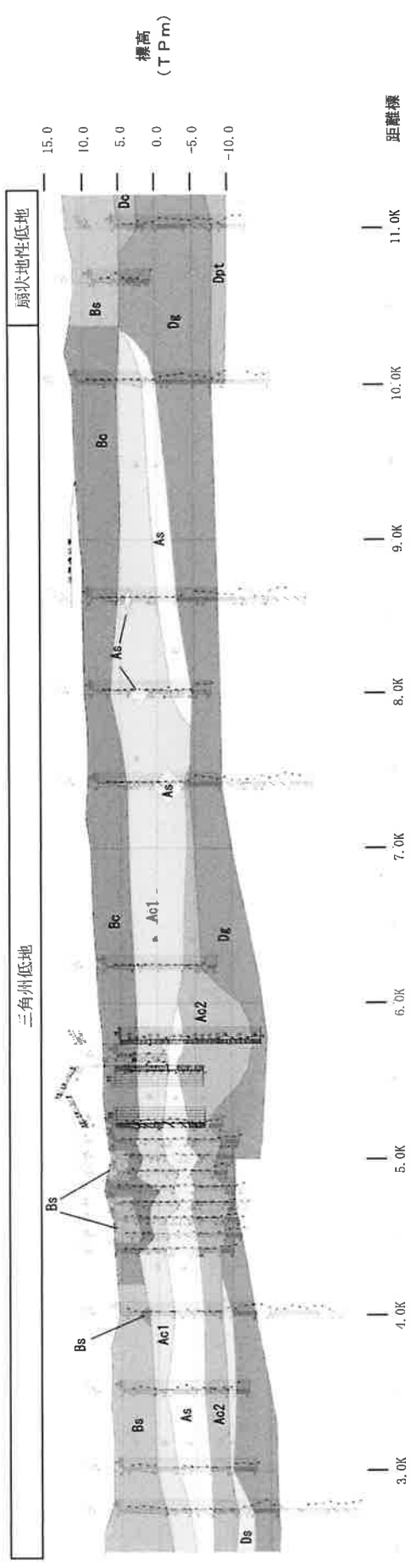


図 3.1.9 既存ボーリングに基づく矢部川土質想定継断図 (左岸)

※第1粘質土層が連池層に該当する。

3.2 堤防被災の概要と被災形態

本章で用いる被災箇所番号は、「2.3 被災の概要 図 2.3.2 被災箇所位置図」において設定したものである。

(1) 堤防被災の概要

被災箇所の概要を左右岸に分けて、距離標、延長、堤防高、被災形態、被災位置、堤防土質について整理し、表 3.2.1、表 3.2.2 にまとめた。

表 3.2.1 被災箇所の概要（左岸）

番号	距離標	延長 L(m)	堤防高 (比高) H(m)	被災概要				堤防土質	
				被災形態	裏法尻付近	堤内地	のり尻・堤内地	堤体	基礎地盤
L1	左岸 5 k - 73 ~ 5 k + 92	163.0	4.7	漏水	○			砂質土・礫質土	粘性土・砂質土
L2	左岸 11.2 k + 32 ~ 11.2 k + 99	68.0	6.5	漏水		○		礫質土	砂質土層下部に 礫質土層
L3	左岸 11.4 k - 30 ~ 11.4 k + 44	75.0	6.6	漏水		○		砂質土	※粘性土層下部に 礫質土層
				亀裂	○				
L4	左岸 11.6 k - 14 ~ 11.6 k + 91	107.0	6.6	漏水		○		礫質土	礫質土層 (裏のり尻付近は 上部に粘性土)
				亀裂	○				
L5	左岸 15.0 k - 49 ~ 15.0 k + 57	105.0	6.9	漏水		○		粘性土、礫質土	砂質土層下部に 礫質土層
L6	左岸 15.0 k + 940 ~ 16 k + 170	230.0	6.4	漏水			○	砂質土、礫質土	砂質土層下部に 礫質土層
L7	左岸 16.6 k - 3 ~ 16.6 k + 88	91.0	6.4	漏水		○		砂質土、礫質土	砂質土層下部に 礫質土層
L8	左岸 17.0 k + 175 ~ 17 k + 355	180.0	6.0	漏水			○	砂質土、礫質土	粘性土層下部に 砂質土層
L9	左岸 17.4 k - 84 ~ 17.4 k + 2	87.0	5.7	漏水		○		※ 砂質土、礫質土	※ 粘性土層下部に 礫質土層

表 3.2.2 被災箇所の概要（右岸）

番号	距離標	延長 L(m)	堤防高 (比高) H(m)	被災概要				堤防土質	
				被災形態	裏法尻付近	堤内地	のり尻・堤内地	堤体	基礎地盤
R1	右岸 6.0 k - 49 ~ 6.0 k + 11.5	62.0	4.6	漏水	○			砂質土	粘性土層下部に 砂質土
R2	右岸 6.0 k + 51 ~ 6.0 k + 103.0	53.0	4.6	漏水	○			砂質土	粘性土層下部に 砂質土
R3	右岸 6.8 k - 24 ~ 6.8 k + 79.0	103.0	5.8	漏水	○			※ 粘性土	※ 粘性土、砂質土
R4	右岸 7.2 k + 19 ~ 7.4 k + 2	135.0	6.6	堤防決壊	-	-	-	粘性土	粘性土層下部に 砂質土層、粘性土層、 礫質土層
R5	右岸 8.0 k + 790 ~ 9.0 k + 110	320.0	5.5	漏水			○	粘性土、砂質土	粘性土層の下部に 砂質土層
				亀裂	○				
				のり面変状	○				
R6	右岸 10.0 k + 955 ~ 11.0 k + 40	85.0	6.7	漏水	○			砂質土、礫質土	粘性土層下部に 礫質土層
				亀裂	○				
R7	右岸 11.8 k - 6 ~ 11.8 k + 155	159.0	6.0	亀裂	○			砂質土、礫質土	砂質土層の下部に 礫質土層
				陥没	○				
				漏水		○			
R8	右岸 12.2 k - 142 ~ 12.2 k + 5.6	150.0	6.2	漏水		○		※ 粘性土、礫質土	※砂質土層の下部に 礫質土層
R9	右岸 16.4 k - 76 ~ 16.4 k + 82	157.0	6.0	漏水		○		砂質土、礫質土	礫質土層

※堤防高はH19横断測量結果で、堤内地盤高と堤防天端高からの読みとり値である。(堤防天端高一堤内地盤)

※被災概要はTEC-FORCEによる調査結果及びその後の調査結果をもとに作成した。

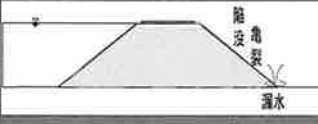

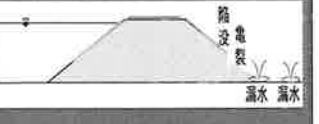
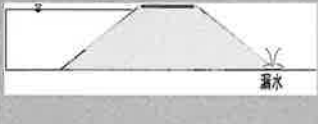

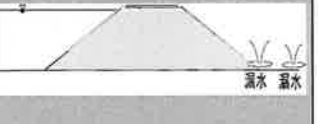
※堤防の土質は該当箇所のボーリング結果による。(※印の箇所は、既存ボーリングを活用)なお、基礎地盤は堤防下から5m程度までを記述している。

(2) 被災形態の分類

1) 被災形態

表 3.2.1～3.2.2 より、堤防の被災形態は堤防決壊を除けば、亀裂等の堤体変状の有無と漏水位置（噴砂箇所）に基づき、表 3.2.3 のように 6 つのタイプに整理できる。この内、堤防（堤体）の変状の有無に係わらず堤内地で漏水がみられた基礎地盤漏水と考えられる被災形態が、全体の 70%（決壊を除く 17 箇所中 12 箇所）を占めている。

表 3.2.3 被災箇所の特徴一覧表

	漏水の位置		
	法尻付近	堤内地	法尻付近・堤内地
漏水とともに亀裂等の堤体の変状あり	【Type1】 R6 	【Type2】 R7 L3 L4 	【Type3】 R5 
漏水はあるが堤体の変状なし	【Type4】 R1 R2 R3 L1 	【Type5】 R8 R9 L2 L5 L7 L9 	【Type6】 L6 L8 

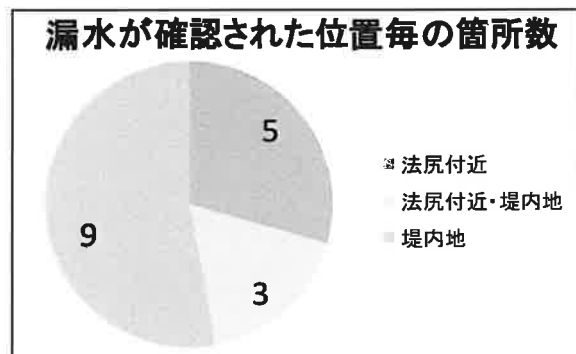
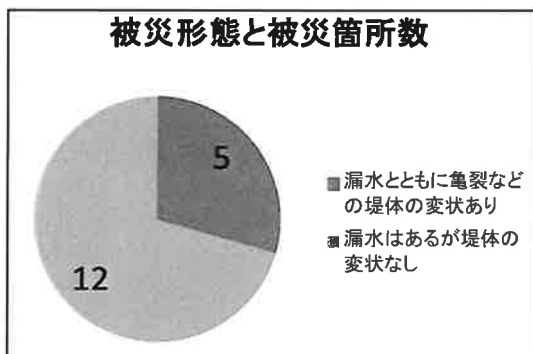


図 3.2.1 被災形態と被災箇所数

(3) 被災形態と堤防土質構造

被災形態と堤防（基礎地盤・堤体）の土質構造の関係を表 3.2.4 に整理した。堤防土質構造はボーリング調査結果を基に推定したものである。なお、当該箇所ではボーリング調査が行われていない場合は、近傍のボーリング結果を用いている。

被災形態と堤防の土質構造（基礎地盤、堤体）との関係は必ずしも明瞭ではないが、被災した堤防の基礎地盤には砂質土層もしくは礫質土層が存在する。また、亀裂、陥没等の堤体変状が発生した箇所の堤体土質には砂質土もしくは礫質土が存在する。

表 3.2.4 被災形態と基礎地盤・堤体土質構造一覽表

被災形態		堤体及び基礎地盤の土質構成による区分					
堤防決壊		右 7.3					
Type1	陥没・亀裂 漏水		右 11.0				
Type2	陥没・亀裂 漏水			左 11.4、左 11.6		右 11.8	
Type3	陥没・亀裂 漏水・漏水				右 9.0		
Type4	漏水	右 6.8				左 5.0	右 6.0、右 6.1
Type5	漏水					左 17.4	右 16.4、左 11.2、左 16.6、右 12.2、左 15.0
Type6	漏水・漏水					左 17.2	左 16.0

※表中の右は右岸、左は左岸を示し、数字は趾離標の値を示した。

※堤防構造は略図であり、各被災箇所を正確に表しているものではない。また堤体が2つの材料で構成されているものは（例えば礫質土、砂質土等）、川裏川表で構成が逆の場合もある。

4. 被災要因の特定及び被災メカニズムの推定

4.1 被災メカニズムの推定方法の概要

被災の原因とメカニズムの検討にあたっては、次の3箇所を代表箇所として抽出した。

- ・ 「堤防決壊箇所」(右岸 7.3k 付近)
- ・ 「被災規模が大きい箇所」において、被災形態のタイプ分類で示す「漏水とともに亀裂等の堤体変状がある」を代表する箇所 (右岸 11.8k 付近)
- ・ 「被災規模が大きい箇所」において、被災形態のタイプ分類で示す「漏水はあるが堤体変状はない」を代表する箇所 (左岸 16.0k 付近)

これら3箇所について河川水位や被災状況を整理するとともに、堤防及び河道の変遷、堤防及び周辺での土質調査(ボーリング調査、サウンディング調査、トレンチ調査、土質試験等)、被災時の目撃証言(ヒアリング調査)や CCTV 画像、堤防の非定常浸透流解析、外力(浸透、侵食)評価のための1次元および準3次元不定流解析等を実施し、これらの結果を総合的に検討して、被災の原因とメカニズムを推定した。

また、その他の被災箇所については、代表箇所での推定結果に基づき被災の状況及び堤防の土質構成等をもとに被災の原因とメカニズムを概略推定した。

なお、堤防決壊した右岸 7.3k 付近については、外力や堤防周辺の微地形(治水地形分類)が右岸 7.3k 付近と同様と考えられるが、今次出水で無被災であった左岸 6.2k 付近での調査結果も含めて検討を行った。

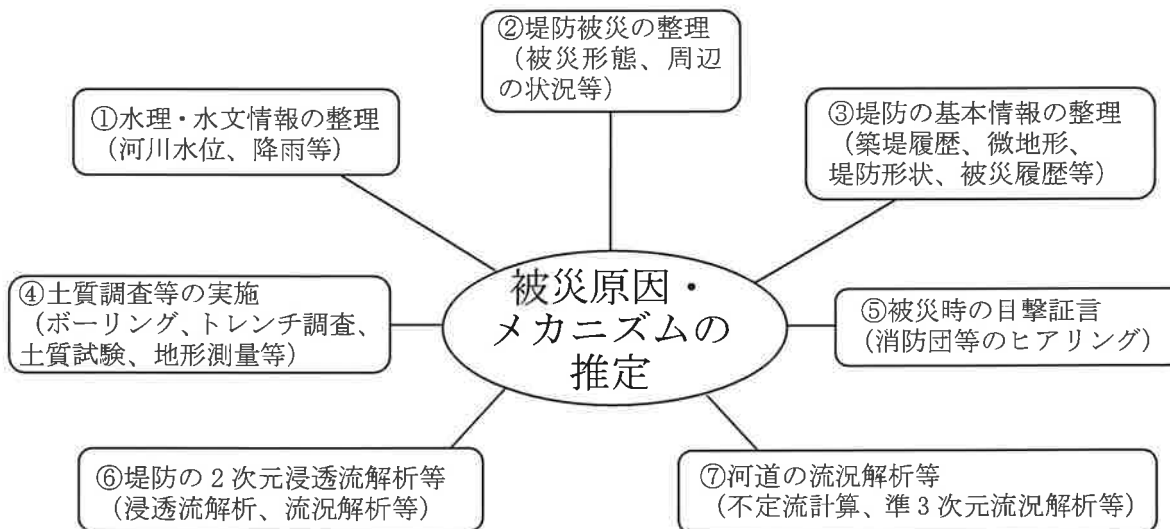


図 4.1.1 被災の原因とメカニズムの推定方法の概念図

4.2 右岸 7.3k 付近の被災メカニズム

4.2.1 堤防及び河道の変遷

(1) 堤防の形状及び築堤履歴

堤防決壊した右岸 7.3km 付近は、湾曲部の内岸側に位置し、堤防の形状及び築堤履歴は以下のとおりである。

- ・ 堤防形状は、図 4.2.2 に示すように堤防比高 6.0m、天端幅 5.4m、表のり勾配 1:2、裏のり勾配 1:2~1:2.5、高水敷幅約 85m である。
- ・ 堤防構造は、天端はアスファルト簡易舗装、のり面は植生被覆、川表側には高水敷への逆坂路があり、川裏側に車両交換場所があった。
- ・ 平成 17 年の LP データより作成した決壊箇所周辺の堤防のり尻部の堤内地標高縦断面より、決壊箇所周辺にはわずかな高低差が見られるものの、周辺に比べて際だったものではない。(図 4.2.3、4.2.4)
- ・ 右岸 7.3k 付近では、過去の出水による堤防被災の記録はない。
- ・ 右岸 7.3k 付近の堤防は、図 4.2.5 と 4.2.6 に示すように昭和 25~28 年の間に引堤され、現在に至っている。昭和 23 年と昭和 37 年の航空写真を比較すると、右岸 7.3k 付近の堤防法線が変化しており、この間に大規模な引堤を実施したと考えられる。引き堤箇所では水田跡に堤防を築き、昭和 29 年から旧堤を下流側より掘削撤去している。

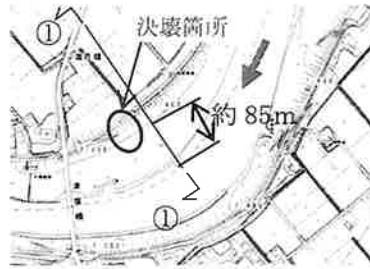


図 4.2.1 右岸 7.3k 付近平面図

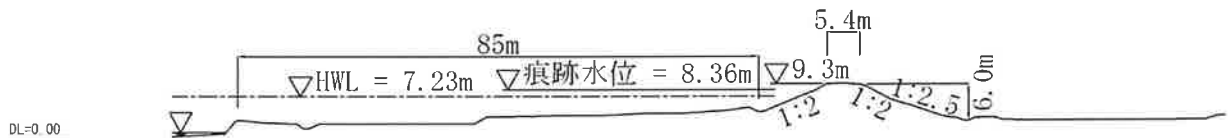


図 4.2.2 右岸 7.3k 付近堤防断面図 (①-①断面)



図 4.2.3 LP データより作成した右岸 7.3k 付近平面図

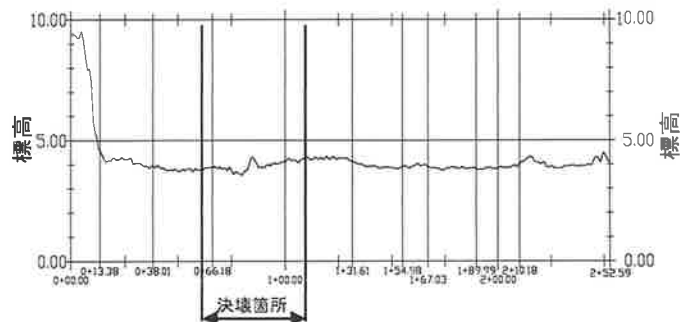


図 4.2.4 LP データより作成した②-②縦断面図

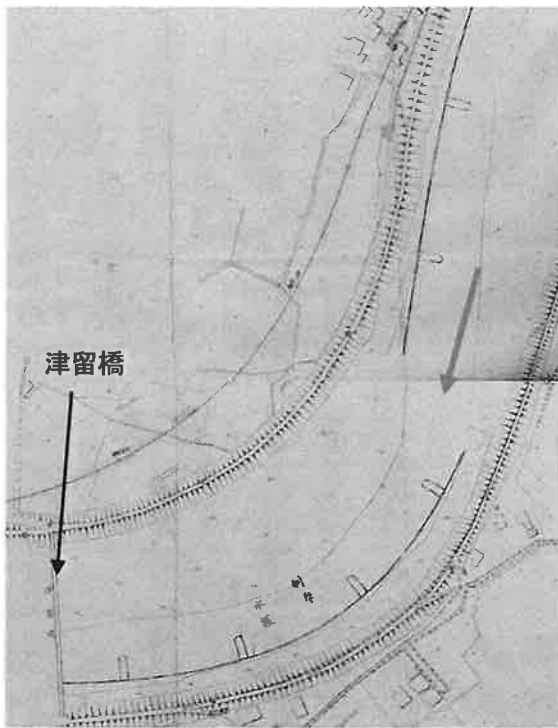


図 4.2.5 昭和 25 年平面図

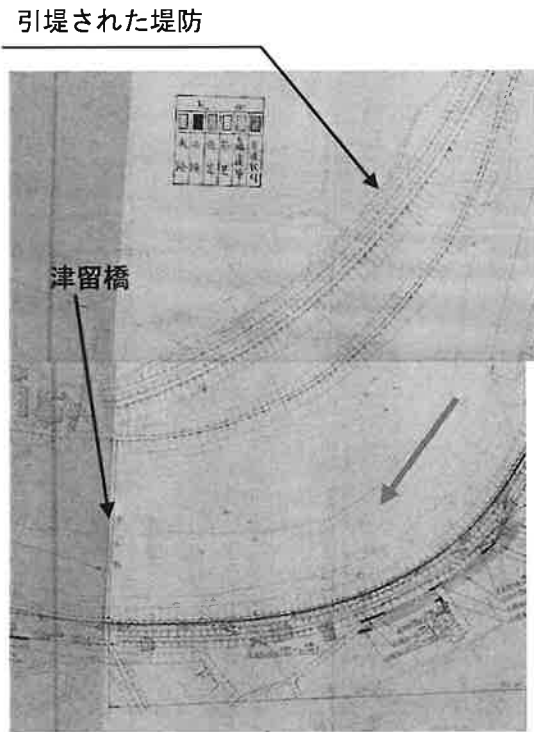
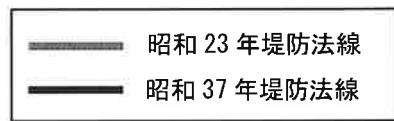


図 4.2.6 昭和 28 年平面図



昭和 23 年



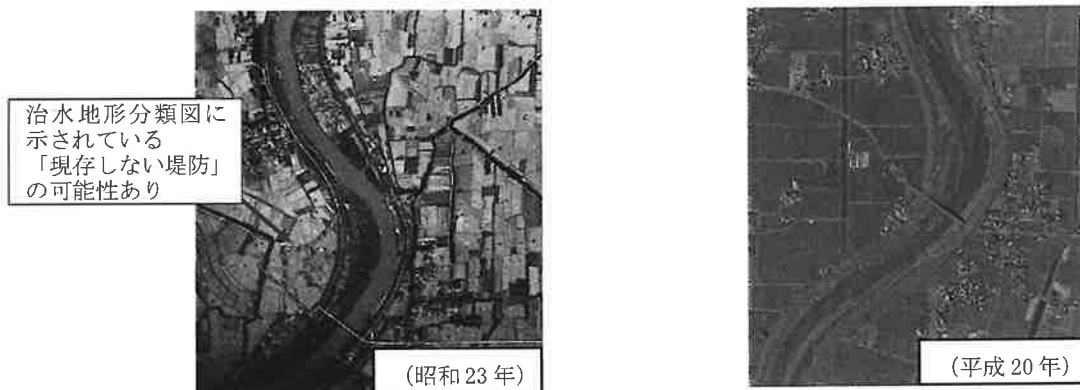
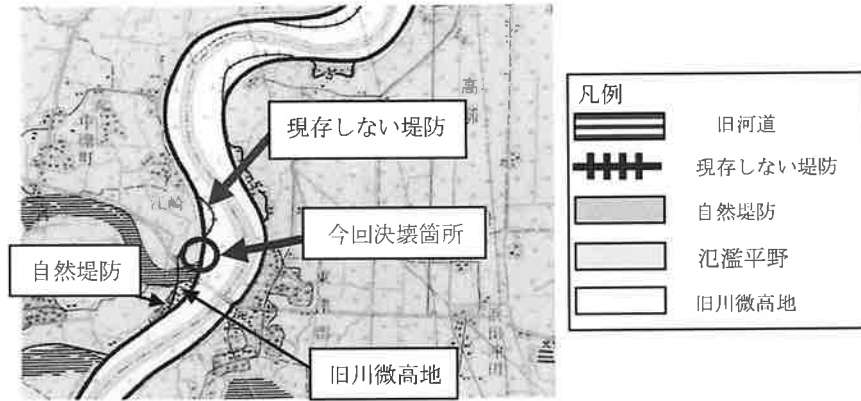
昭和 37 年

図 4.2.7 右岸 7.3k 付近航空写真

(2) 基礎地盤・堤内地の土地利用

被災箇所周辺の基礎地盤及び堤内地の土地利用状況は、以下のような状態であった。

- ・ 堤防周辺の微地形は、治水地形分類図によれば、決壊箇所下流付近に旧河道、上流付近に氾濫平野が分布する（図 4.2.8）。
- ・ 堤内地には現存しない堤防が分布していた（図 4.2.8～4.2.10）。
- ・ 堤防近隣の堤内地は、水田として利用されている（図 4.2.10）。



(3) 堤防点検の状況

出水期前の堤防点検（平成 23 年 12 月 16 日）及び今次出水前までに実施した河川巡視の結果では、右岸 7.3k 付近での堤防損傷等の変状はみられていない。

4.2.2 堤防被災の状況

(1) 河川水位と決壊の状況

右岸 7.3k 付近の堤防決壊の状況を図 4.2.11 に示す。また、決壊箇所対岸に設置されていた国土交通省 CCTV による決壊箇所付近の映像を経時的に図 4.2.13 に整理した。なお、CCTV の映像を決壊箇所方向に設定したのは既に決壊が始まった後の 13 時 30 分頃からである。図 4.2.13 に示す CCTV の映像より、決壊プロセスについて以下が確認できる。

- ・ 13 時 15 分：堤防に大きな変状はみられず、川表側の坂路付近の水面の乱れも顕著ではない。
- ・ 13 時 30 分：約 10m の決壊が生じており、決壊は 13 時 15 分～30 分の間に発生したと考えられる。また、決壊は当初上下流に進行し、14 時以降は上流側のみ進行したと考えられる。
- ・ 15 時 30 分：約 50m の決壊幅となり、16 時以降では変化がなかった。

不定流計算により、7.3k 付近の河川水位を推定したものが図 4.2.12 である。河川水位は 8 時頃から計画高水位 (HWL) を 5 時間以上超過していたと推定され、12 時以降に水位が下降し始め、14 時頃に HWL を下回ったと考えられる。

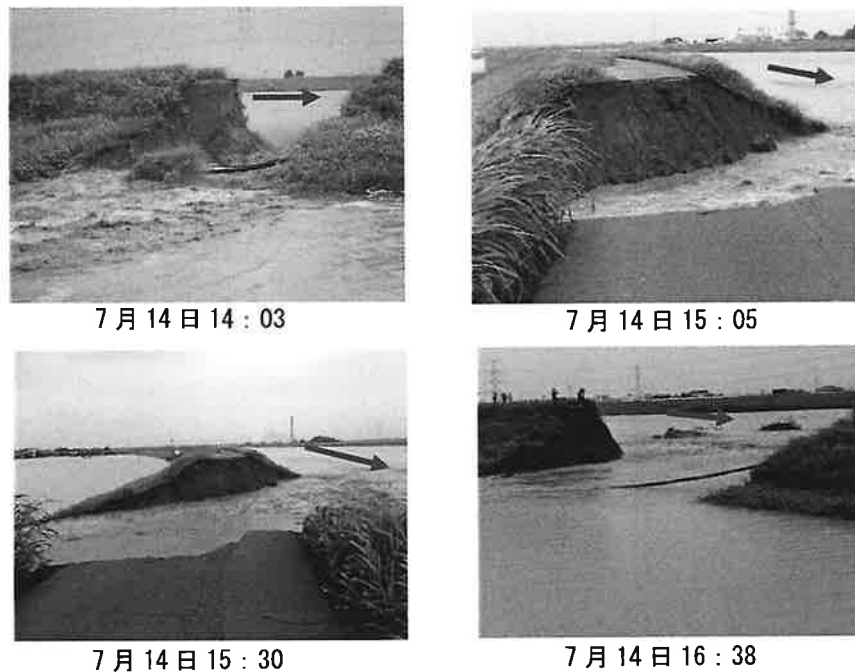


図 4.2.11 堤防決壊の状況（決壊箇所下流側からの撮影）

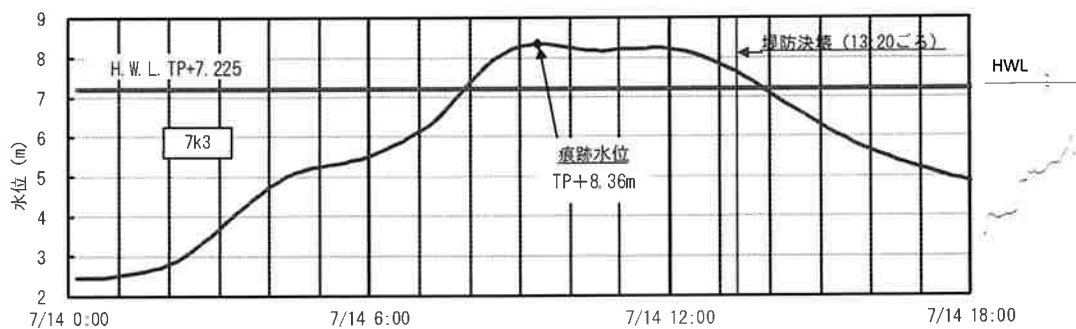


図 4.2.12 今次出水の 7.3k 地点における河川水位ハイドログラフ（不定流計算値）

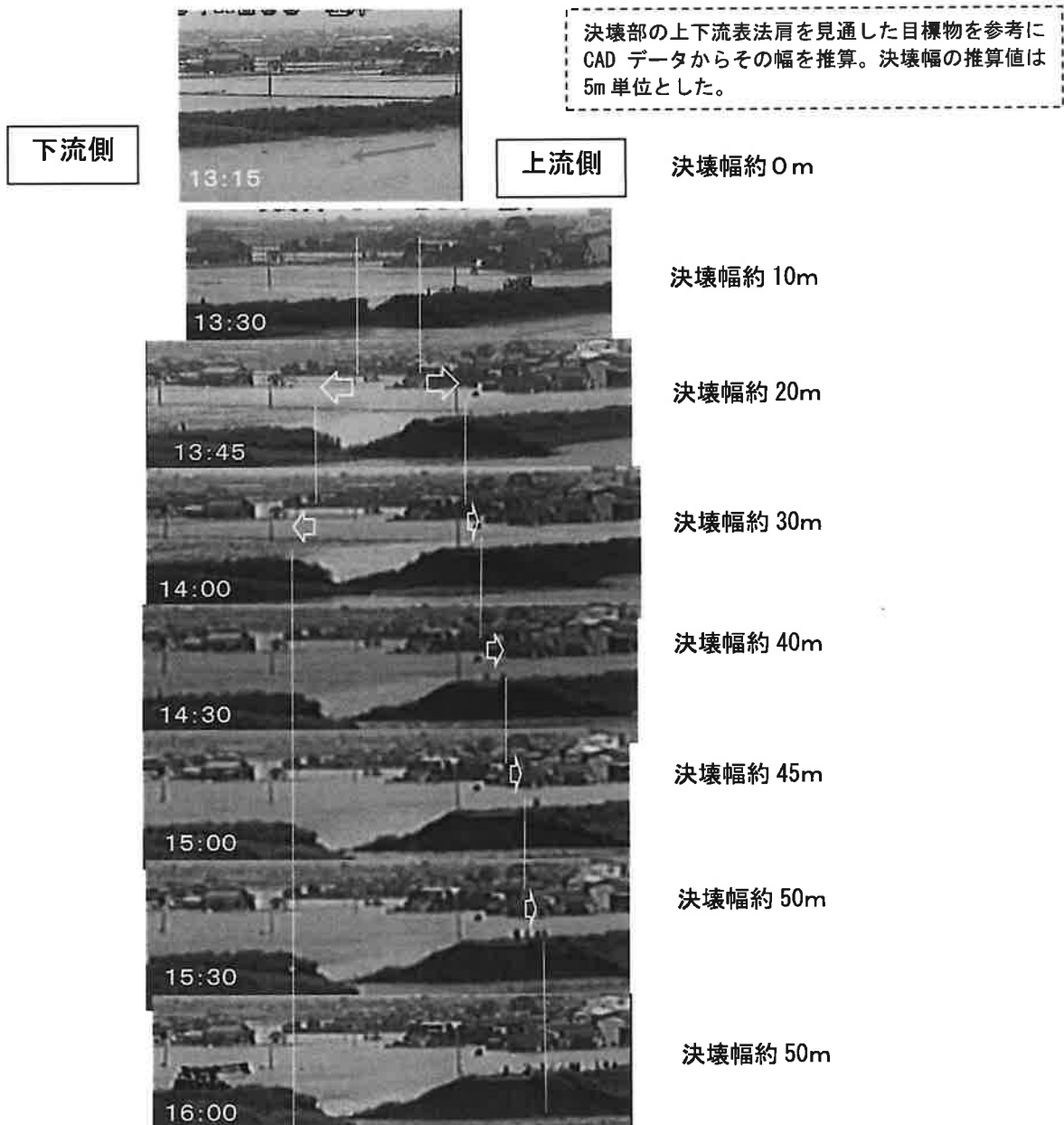


図 4.2.13 決壊の進行状況

(2) 被災後の状況

国土交通省災害調査チームによる現地踏査で観測された被災後の決壊口及びその周辺の状況を図 4.2.14 に示す。主な特徴は以下のとおりである。

- ・決壊口上下流の堤防は切り立った状態で残置しており、川表から川裏側へ下流側に向かい僅かな斜角を有していた。
- ・残置している堤防の堤体の土は粘性土で、決壊直後にもかかわらず堤防川裏法尻付近も含め含水比が高い状態ではなかった。
- ・堤体部から堤内地にかけて盆状の洗堀（落堀）がみられた。
- ・堤内地には粘土塊、玉石が散乱していた。
- ・低水路河岸及び高水敷の洗堀はさほどみられなかった。また、決壊口上下流堤防表のり面の変状、侵食はみられなかった。

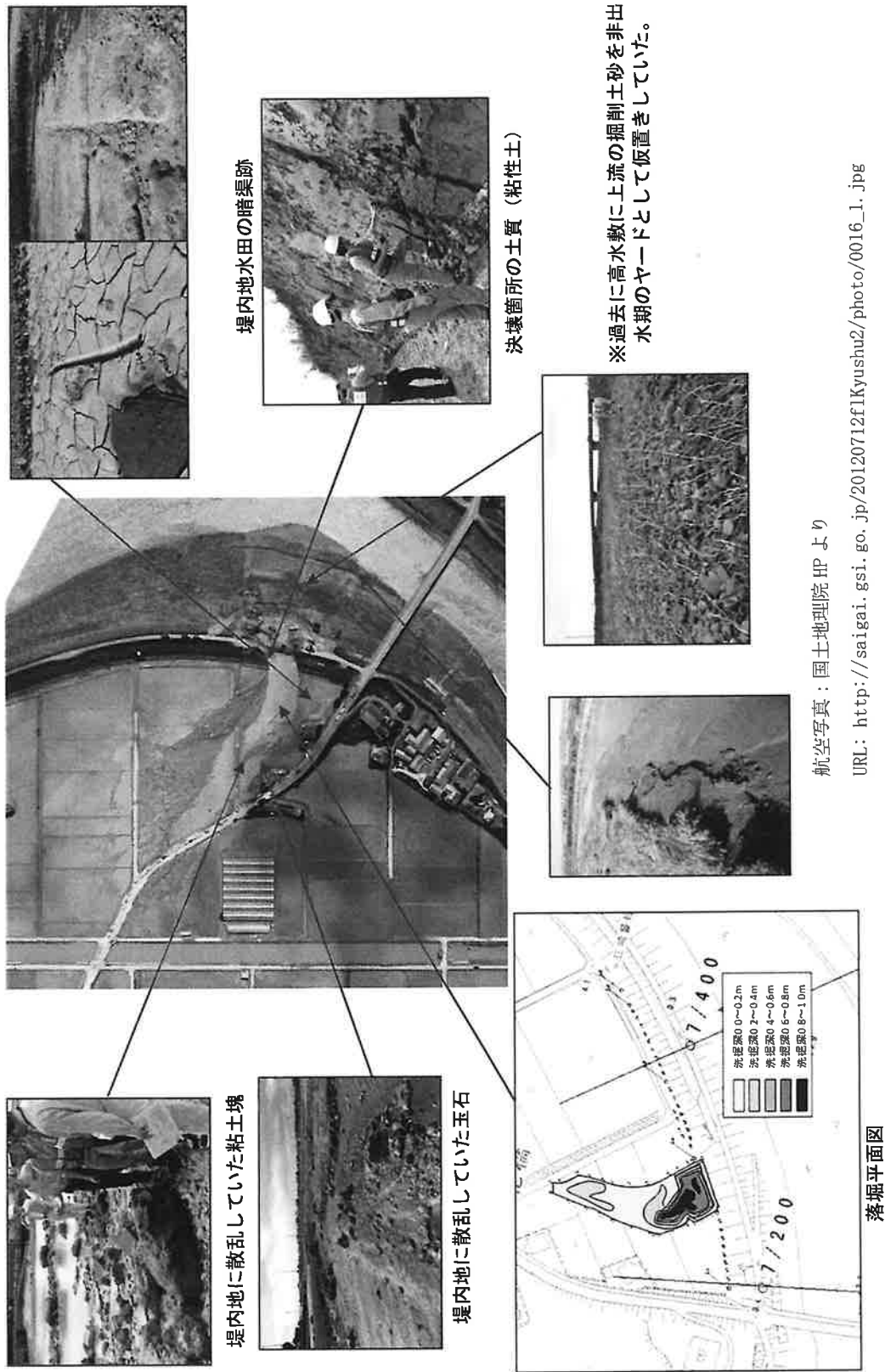


図 4. 2. 14 被災後の状況

4.2.3 消防団等のヒアリング結果

消防団、住民等を対象に7月31日～8月22日に決壊時の状況についてヒアリングし、8月28日、9月25日及び9月29日に追加ヒアリングを実施した。その結果を表4.2.1にまとめて示す。

これより、右岸7.3k付近の堤防は漏水後、短時間で決壊したと考えられる。

表 4.2.1 ヒアリング結果

ヒアリング対象	ヒアリング結果の概要
行政・消防本部	<ul style="list-style-type: none"> ・矢部川の堤防における情報等は、決壊まで全く入ってこなかった。 ・決壊箇所付近においては、第14分団が水防活動を実施。
消防団長	<ul style="list-style-type: none"> ・堤防決壊直前には、決壊箇所より上流の民家のところで土嚢積みを実施していた。階段付近が低くなっており、川の水がオーバーフローしないように積んだ。 ・決壊した箇所でも漏水に気づいたので、対応を行おうと上流の土嚢積み箇所の土のうを現地に運ぶように呼んだが、土嚢を積んでいたトラックが現場に到着する前に、法尻付近から水が噴き始めた。 ・堤防が決壊したのは13時20分頃。(消防本部への連絡が13時23分)漏水して噴き出して、一気に崩れ決壊した。 ・連絡した時は3mぐらい崩れていた時だった。漏水して、吹き出して、一気に崩れ決壊した。その後、あつという間に大きくなった。
消防団員	<ul style="list-style-type: none"> ・当日決壊箇所には13時～13時10分頃に到着したが、既に背後地の田畑は浸かっていた。 ・水が特に噴いていたのは決壊箇所の堤防法尻付近(縦断方向に幅2m程度)。局所的に噴いていたようで、噴き上がっていた水の色は濁っていた。 ・周辺は浸水していたので法尻付近以外で水が噴いているようなものは確認できなかった。 ・新聞記事では2mくらい噴き上がったと記述されているが、実際は法尻付近から噴き上がった高さは1m程度。 ・当時決壊場所より直下流側の堤防上(津留橋より上流)にいた。決壊時は堤防縦断延長で1mもない幅で鉛直方向に崩れていった。最初は飛び越えられるぐらいの幅であったが徐々に拡大していき、その後、堤防天端がガサッとズレ落ちた(天端舗装もガクンとズレ落ちる)。 ・堤防の決壊は下流側ではなく、上流側に徐々に延伸していった。 ・決壊後20分程度で県道山川・柳川線が通れなくなるほど浸水していった。 ・到着した時には、すでに堤防天端のアスファルト舗装が堤防縦断方向に約50cm程度の幅でずれ落ちていた。また堤防のり面の状況は草でよく見えなかったが、のり面からも濁った水が噴いていた。 ・到着してから2分～3分で堤防が決壊した。人が飛び越えられる程度の1mもないような幅で、堤防断面全ての土が田面高程度まで鉛直方向に一気に落ち込み、洪水が流れ込んできた。崩れた堤防からの越水ではない。 ・最初は人が飛び越えられる程度の幅であったが、流れ込んできた洪水で徐々に上流に広がっていった。 ・堤防の下からえぐられていく様な感じで決壊が拡大し、川裏側では流れ込んだ水が跳ね上がっていた。
区長・地元住民	<ul style="list-style-type: none"> ・江崎地区の農業用・家庭用に地下水を引いてくる井戸を設置しているが、7月14日午前7時頃、そのうちの4箇所から水が湧き出てきた。 ・13時ぐらいに津留橋付近から堤防を見たが異常には気づかなかった。 ・家にもどりTVを見ていた時に、消防車がサイレンをならして通ったので家の外に出てみると、1mもないような狭い幅で堤防法面の草が無くなり土が見えていた。堤防天端がくぼみ、天端から下にずり落ちている様に感じた。法面はよく見えなかったが、堤防の法尻付近からは濁った水が1m程度の高さで噴いていた。この状況を見たのは、おそらく13時20分から30分ぐらいだったと思う。 ・その直後に、堤防が1m程度の幅で真下に一気に落ち込み、洪水が流れ込んできた。 ・堤防を乗り越えて洪水が流れ込んできたのではなく、堤防の土が全て無くなり流れ込んできた。 ・決壊した後の状況は直ぐに避難したため見ていない。しかし、決壊後の状況を見ると上流側に決壊が広がっていた。 ・法尻付近で水が噴いているのを見つけてから堤防が決壊するまでは、非常に短い時間だった。

4.2.4 被災後に実施した土質等調査結果

(1) 測線断面での堤体及び基礎地盤の土質構成、土質特性

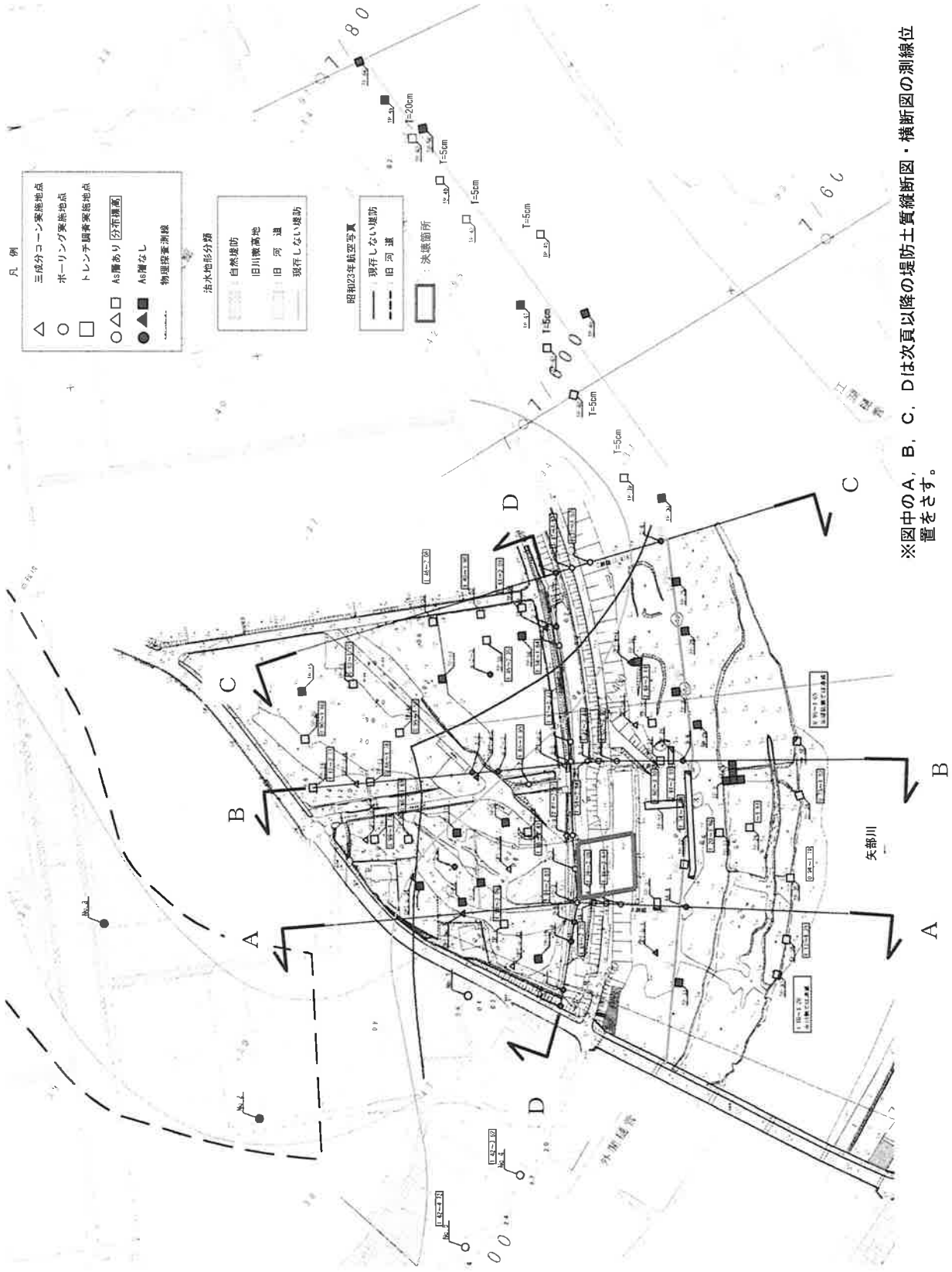
堤防決壊箇所周辺において実施した測線断面での土質調査等（図 4.2.15 に示すボーリング調査、サウンディング調査、トレンチ調査、現地・室内土質試験等）より得られた堤体及び基礎地盤の土質構成、土質特性を以下に示す。また、土質試験結果（単位体積重量、粘着力、内部摩擦角、透水係数）を土層毎、測線毎に図 4.2.26、図 4.2.27 に示す。

<基礎地盤>

- ・ 基礎地盤は、図 4.2.18、図 4.2.20 に示すように、決壊箇所近傍の A 測線、B 測線ともに、表層に粘性土層 (Fc 層)、その下部に砂層 (以下「As 層」という。)、その下位に粘土質シルト層 (Ac 層)、礫混じり砂層 (Ag 層) が分布している。
- ・ 基礎地盤の上部にある As 層は、1～1.5m 程度の厚さで分布しており、透水性の低い粘性土の堤体 (Bc 層) と基礎地盤の粘土質シルト層 (Ac 層) に挟まれ、かつ堤防を横断する形で河岸から堤内地の途中まで連続して存在しており、As 層は行き止まり状態となっている。
- ・ 上記の As 層は、トレンチ調査の結果、決壊口付近では堤防表のり尻前面で高水敷表層の砂礫層 (Fg 層) と部分的に接していた (TP-51)。この結果を A 測線及び B 測線の地質横断面図 (図 4.2.18 及び図 4.2.20) に反映すると、図 4.2.19 及び図 4.2.21 のようになる。
- ・ 堤防縦断方向で見ると、図 4.2.16 に示すように決壊口の上下流堤防では As 層が確認されておらず、As 層は決壊口付近に局所的に存在していたと考えられる。
- ・ 部分的に水がより浸透し易い粒度の粗い As 層の存在が、トレンチ調査により確認された。この As 層の透水係数の最大値は $3.1 \times 10^{-1} \text{cm/s}$ であり、透水性が高い (図 4.2.27(2) 参照)。
- ・ 決壊箇所から離れた上流の C 測線では、図 4.2.22 及び図 4.2.25 に示すように、堤内地に As 層は分布するものの、高水敷及び堤防を横断する形での As 層は確認されていない。

<堤体>

- ・ 堤体土は、決壊口上下流における堤防調査によれば、図 4.2.17、図 4.2.18 及び図 4.2.20 に示すとおり粘性土で構成されている。
- ・ 堤体土 (Bc) の透水係数の最大値は、 $3.4 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ であり、透水性は低い (図 4.2.27 (1) 参照)



※図中のA、B、C、Dは次頁以降の堤防土質縦断面・横断面の測線位置をさす。

図 4.2.15 被災後の状況右岸 7.3k 付近土質調査平面図

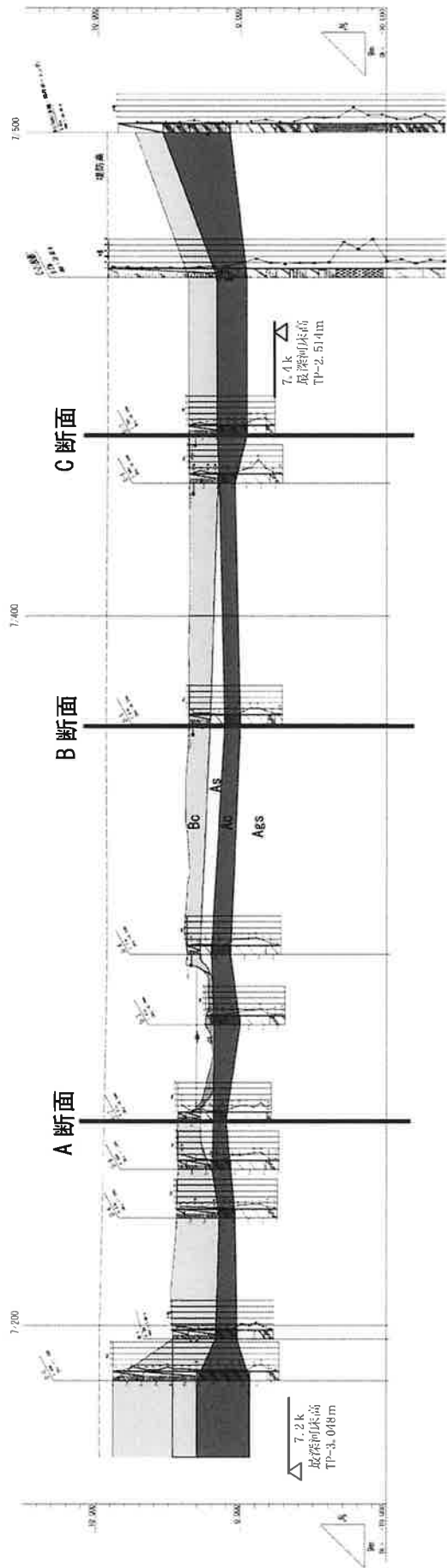
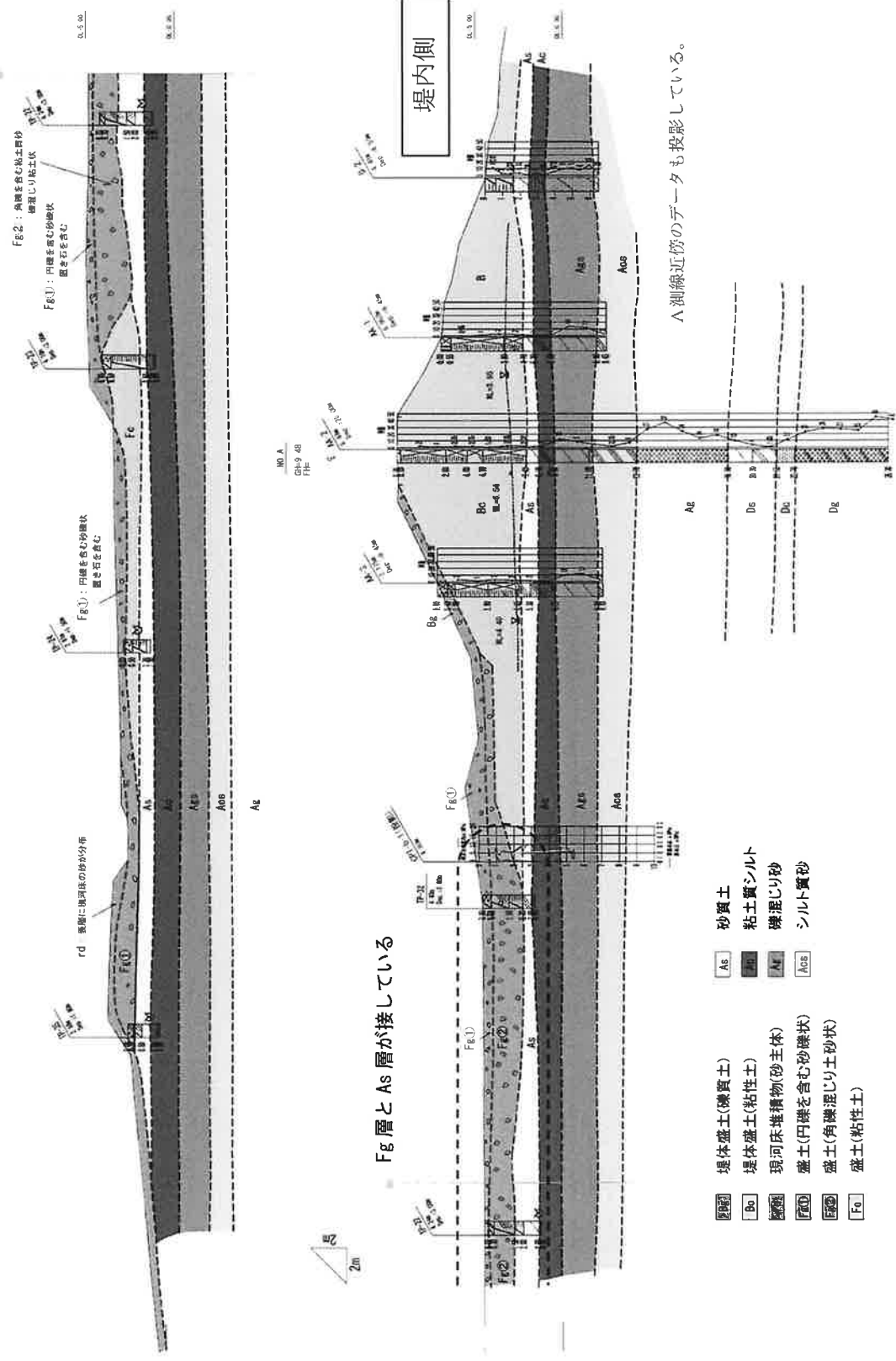


図 4.2.16 堤防川裏のり尻部土質縦断面 (D-D 断面)



図 4.2.17 決壊途中の堤防断面 (粘性土確認)



Fig層とAs層が接している

- | | | | |
|--|--------------|--|--------|
| | 堤体盛土(礫質土) | | 砂質土 |
| | 堤体盛土(粘性土) | | 粘土質シルト |
| | 現河床堆積物(砂主体) | | 礫混じり砂 |
| | 盛土(円礫を含む砂礫状) | | シルト質砂 |
| | 盛土(角礫混じり土砂状) | | |
| | 盛土(粘性土) | | |

図 4.2.19 堤防土質断面図 (A 断面②) : A 測線での土質調査結果に、決壊口付近の高水敷の土質調査結果を反映)

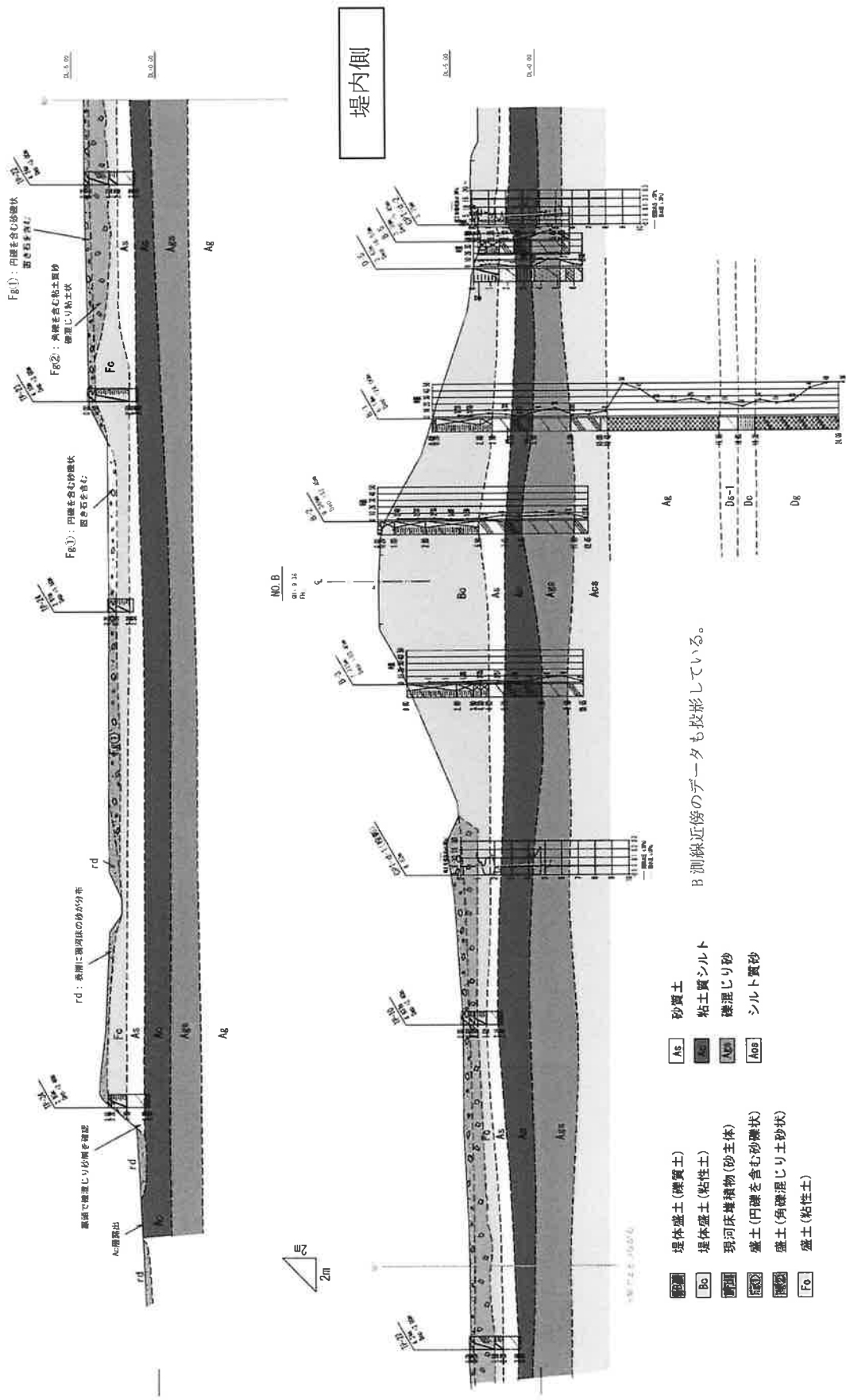


図 4.2.20 堤防土質断面図 (B 断面① : B 測線での土質調査結果)

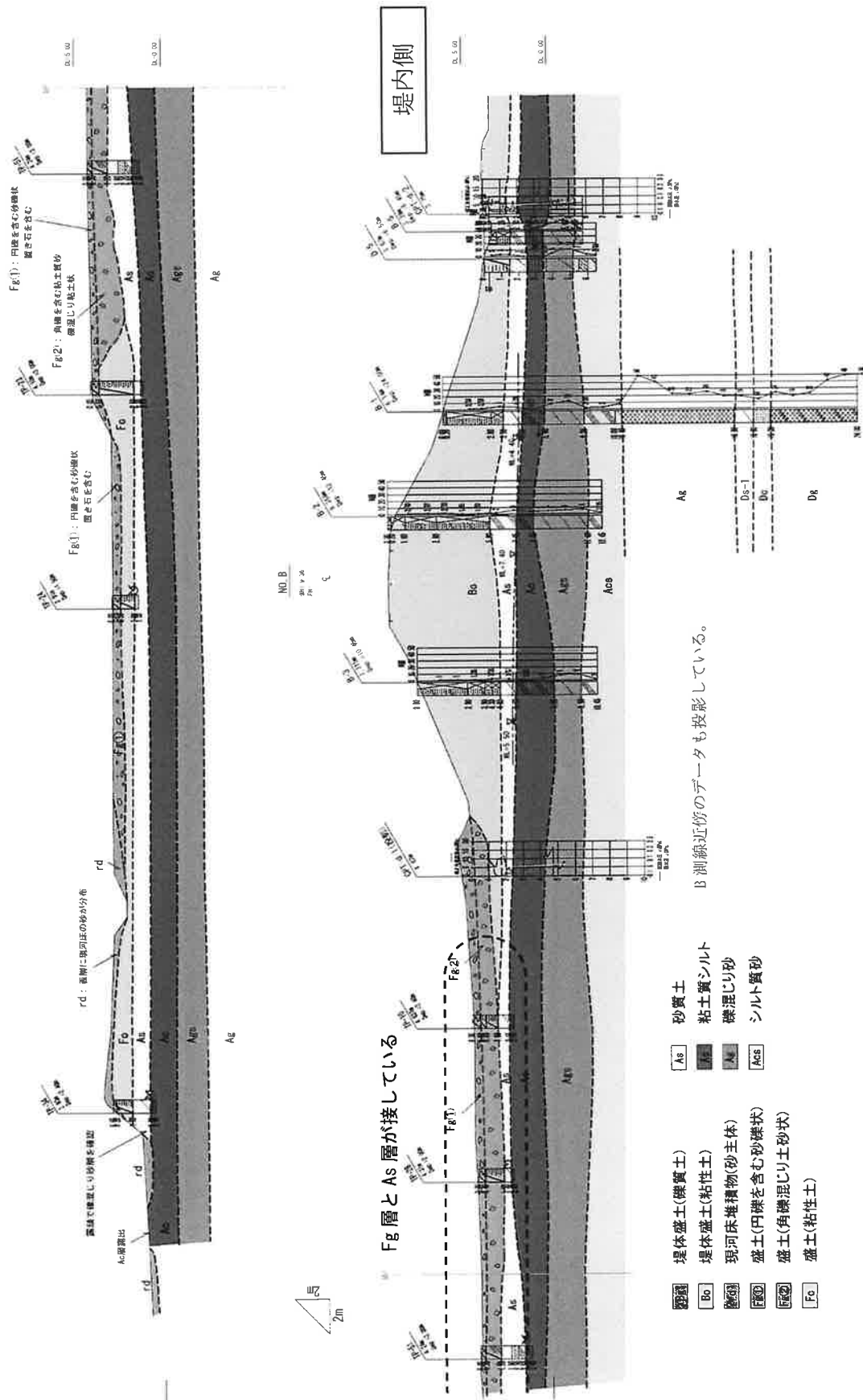
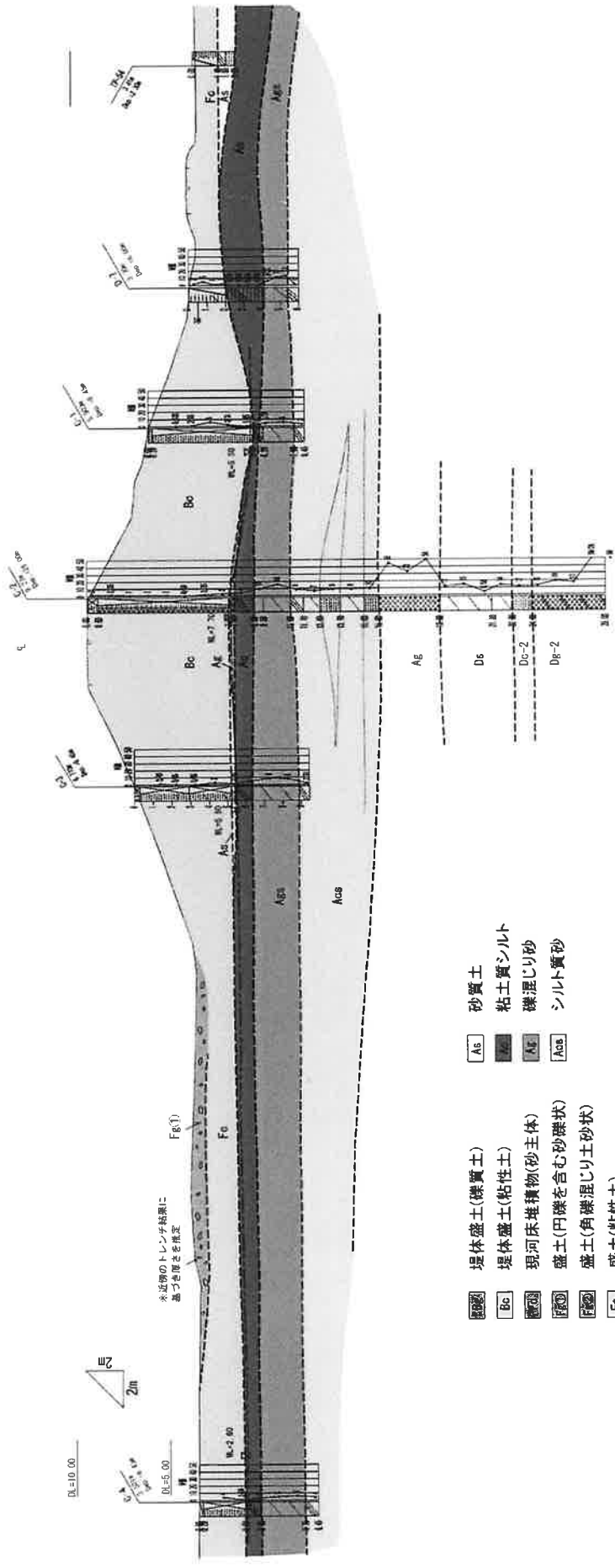


図 4.2.21 堤防土質断面図 (B 断面②) : B 測線での土質調査結果に、決壊口付近の高水敷の土質調査結果を反映)

NO. C
 GH-S 27
 FH



C 測線近傍のデータも投影している。

図 4.2.22 堤防土質断面図 (C 断面)

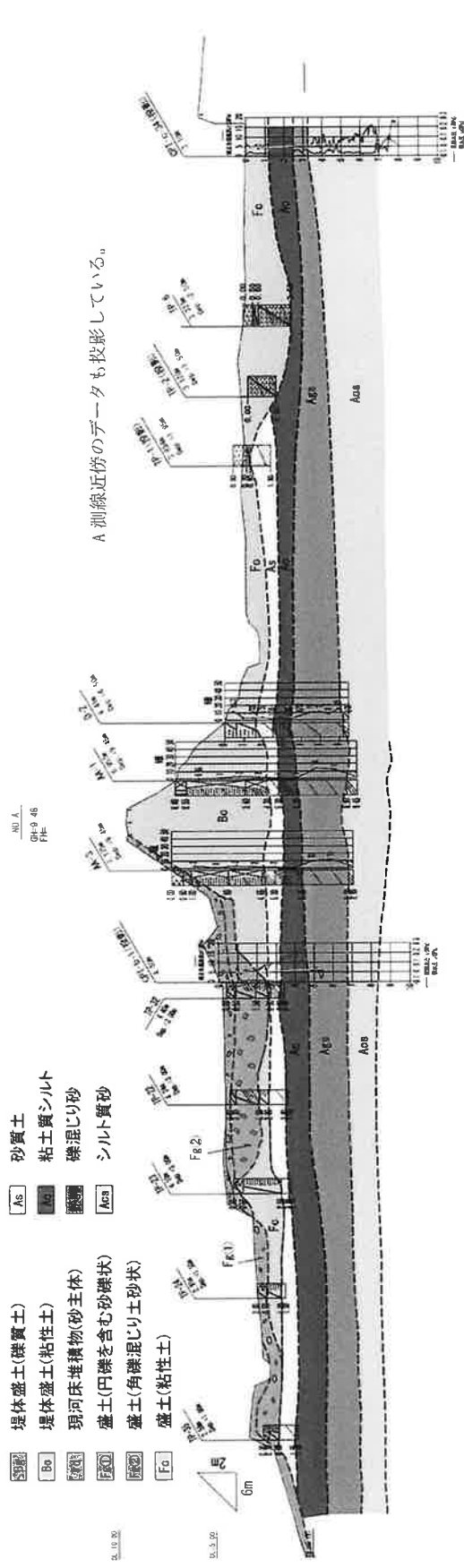


図 4.2.23 堤防土質横断面図(堤内地含む A 断面、A 測線での土質調査結果に決壊口付近の高水敷の土質調査結果を反映) (縮尺 SV : SH=1/200 : 1/600)

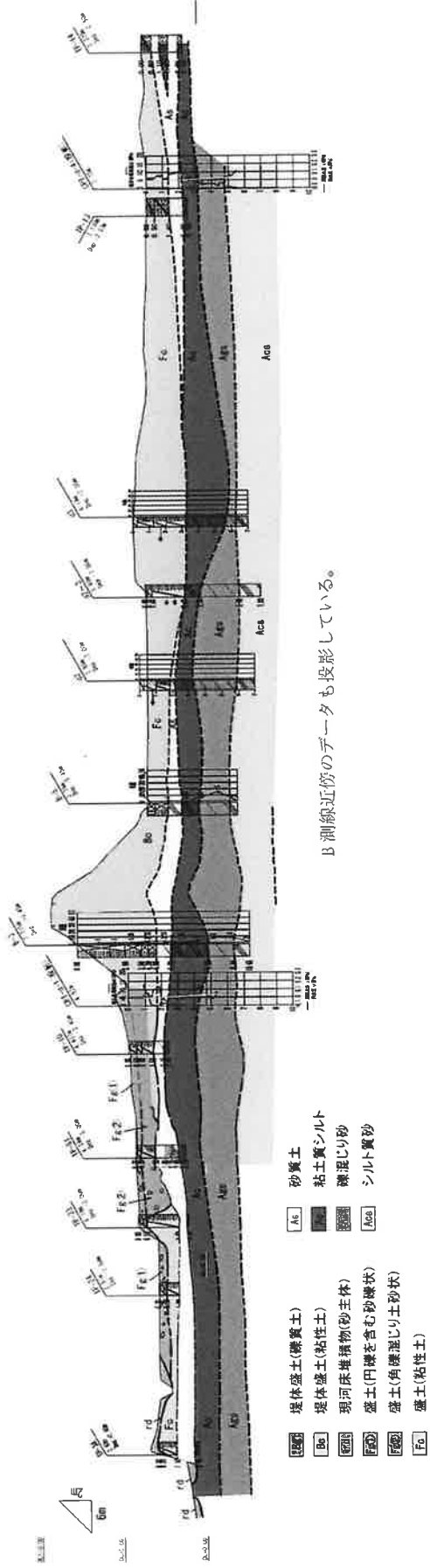
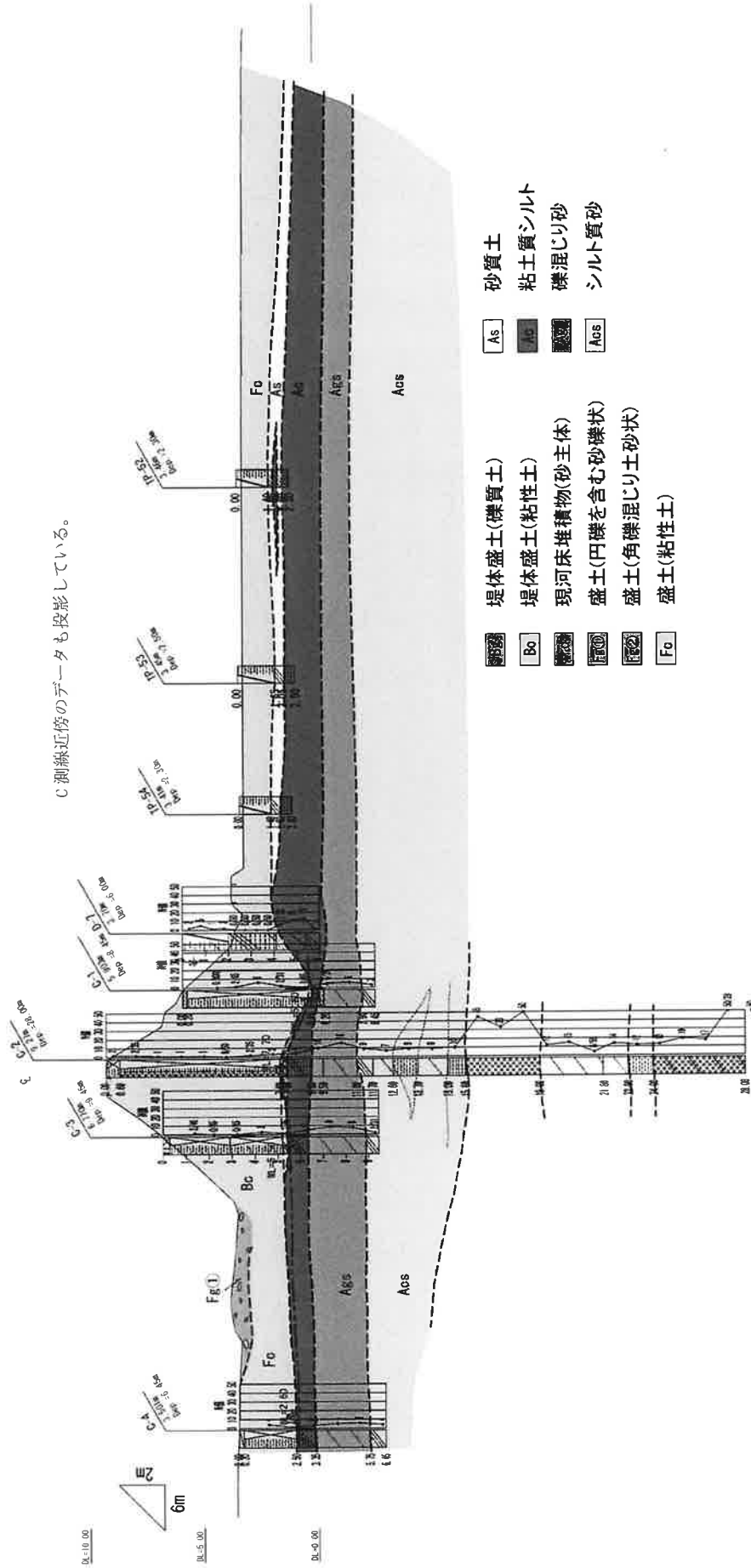


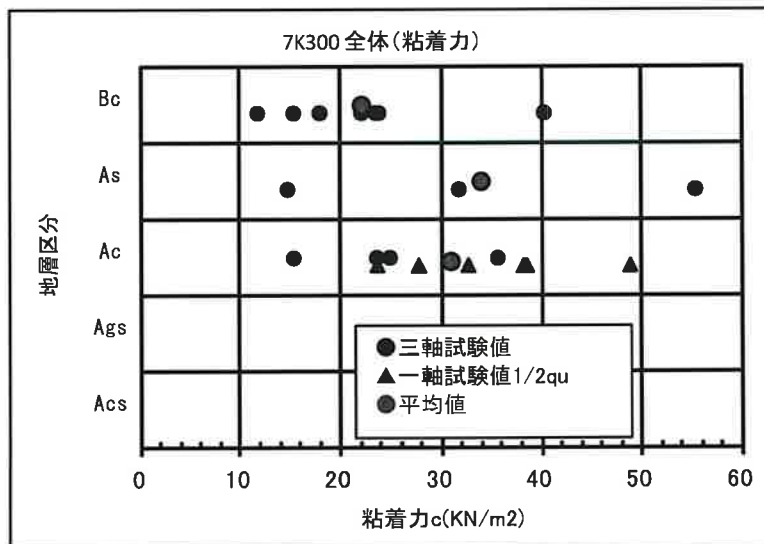
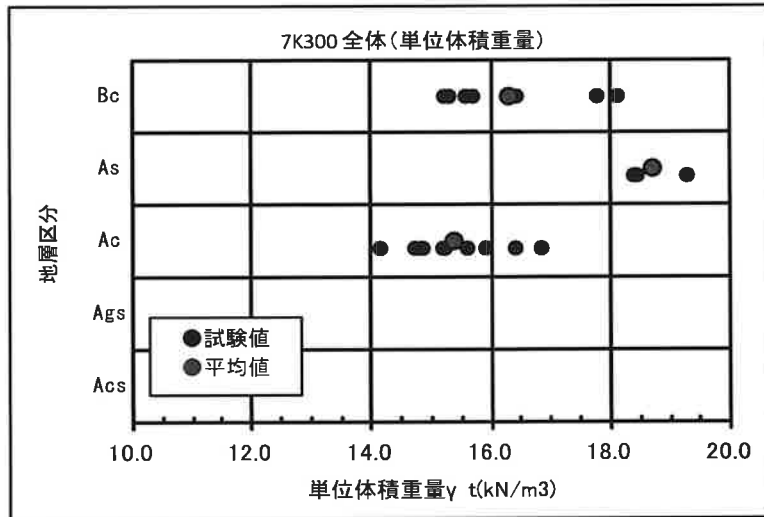
図 4.2.24 堤防土質横断面図(堤内地含む B 断面、B 測線での土質調査結果に決壊口付近の高水敷の土質調査結果を反映) (縮尺 SV : SH=1/200 : 1/600)

NO. C
 GH=9.27
 FH=



- | | | | |
|--|--------------|--|--------|
| | 堤体盛土(礫質土) | | 砂質土 |
| | 堤体盛土(粘性土) | | 粘土質シルト |
| | 現河床堆積物(砂主体) | | 礫混じり砂 |
| | 盛土(円礫を含む砂礫状) | | シルト質砂 |
| | 盛土(角礫混じり土砂状) | | |
| | 盛土(粘性土) | | |

図 4.2.25 堤防土質横断面(堤内地を含むC断面) (縮尺 SV : SH=1/200 : 1/600)



※ Ac層の粘着力の平均値は三軸試験により求めた試験値(c)と一軸試験により求めた試験値(c=qu/2より推定)の全てを対象としている。

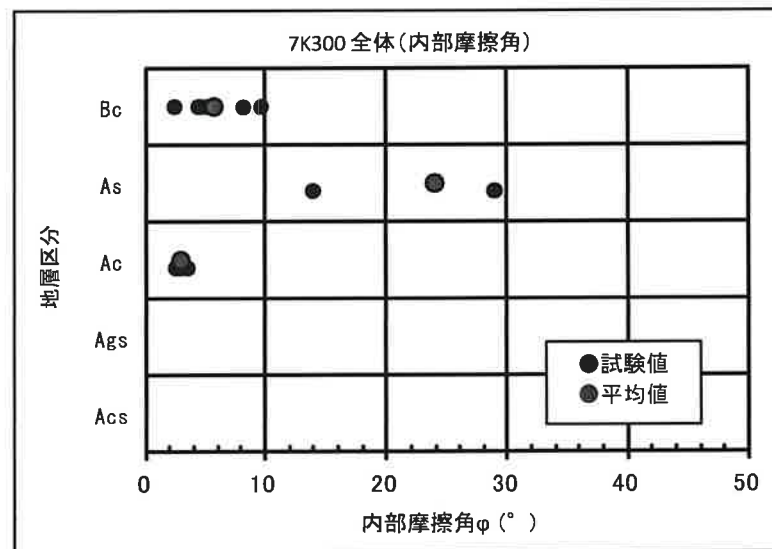
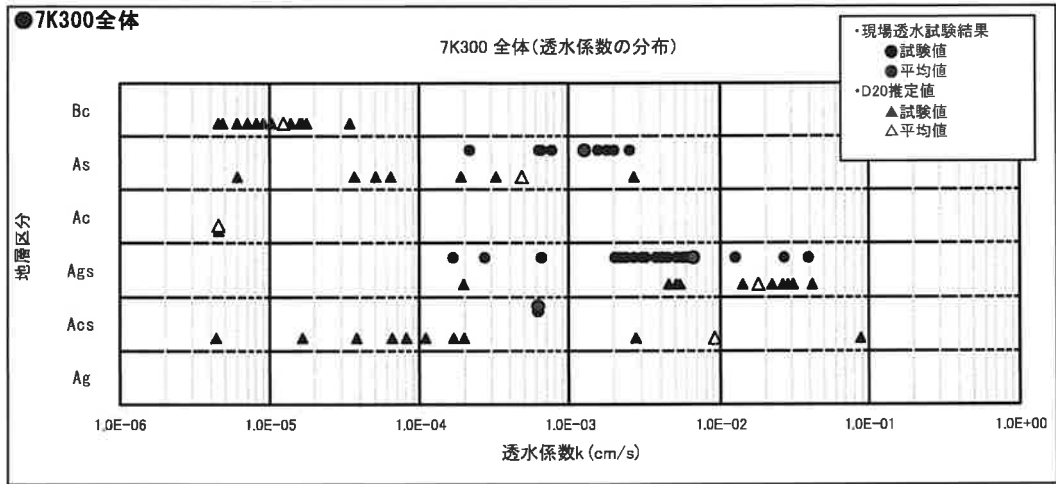
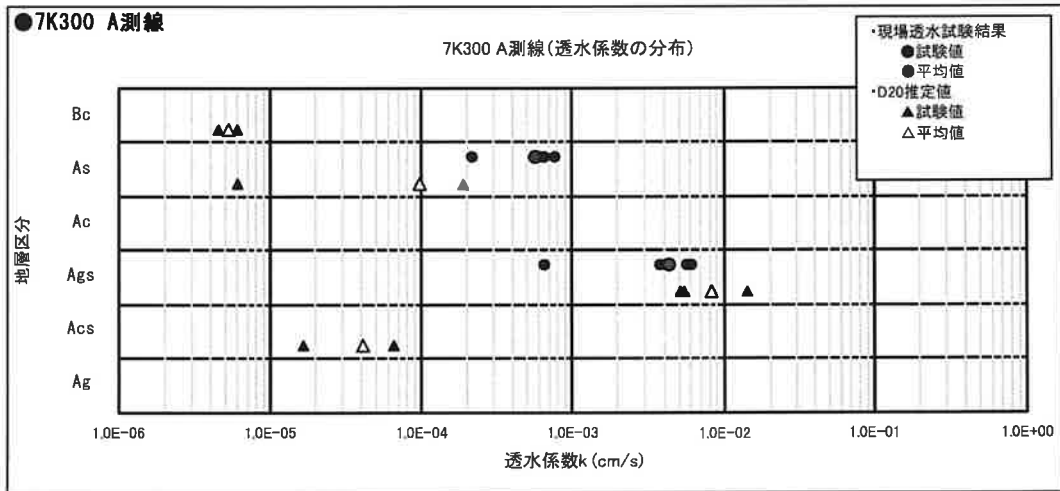


図 4.2.26 右岸 7.3k 付近土質試験結果図 (物理試験・力学試験)

①7. 3k 付近全体の透水係数 (トレンチ (As、Fg) を除く)



②A測線での透水係数



③B測線での透水係数

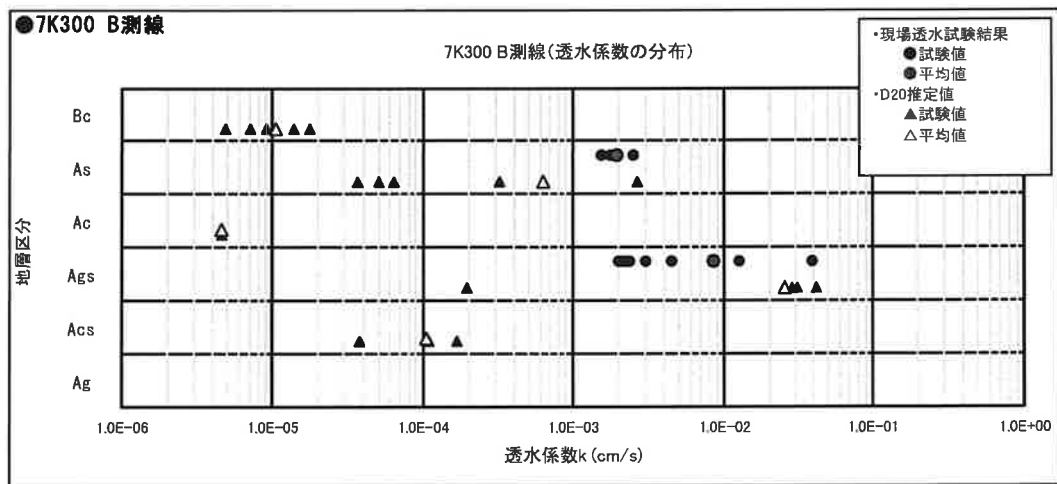
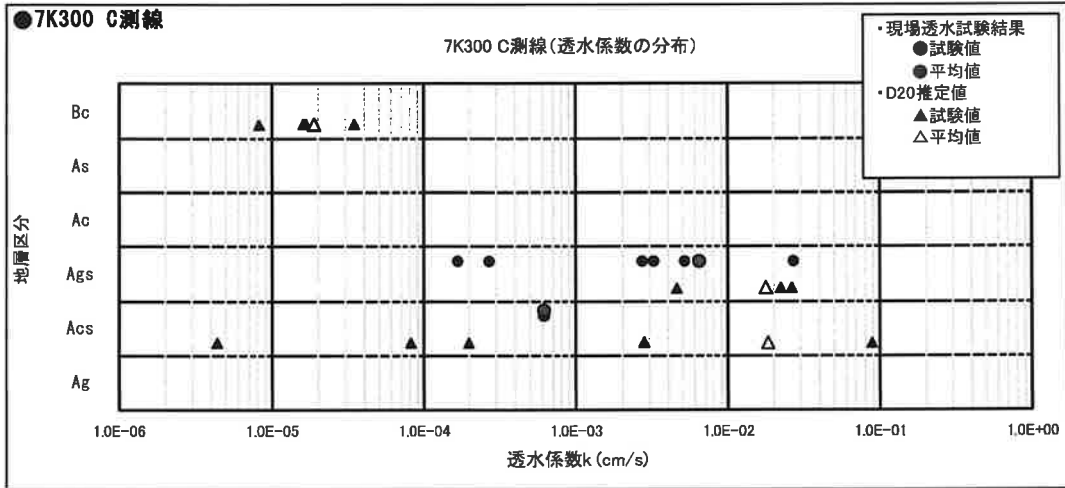


図 4. 2. 27 (1) 右岸 7. 3k 付近土質試験結果図 (透水係数①)

④C 測線での透水係数



⑤トレンチ (As、Fg) での透水係数

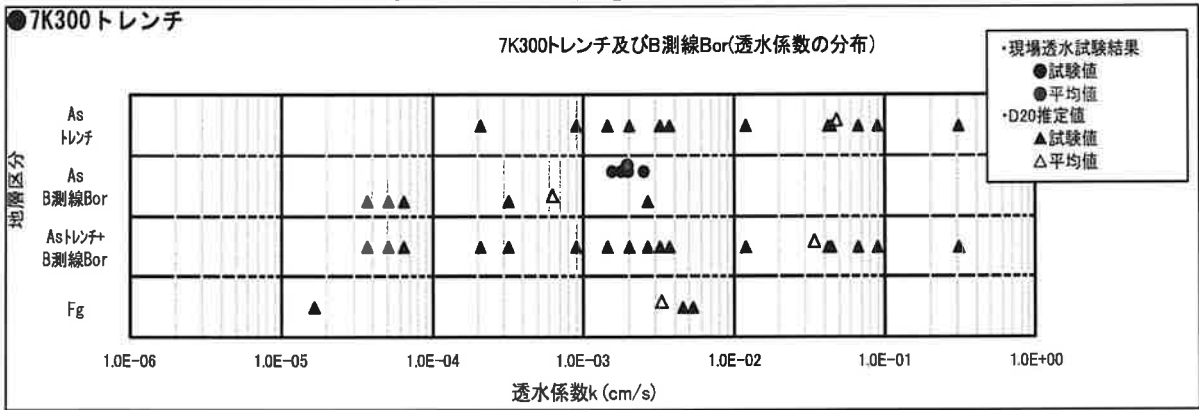


図 4. 2. 27 (2) 右岸 7. 3k 付近土質試験結果図 (透水係数②)

(2) 基礎地盤表層の砂層等の平面分布状況

土質調査結果より推定された基礎地盤表層の砂層厚（As 層）、As 層上部の被覆土層厚（Fc 層）の平面分布を図 4.2.28 及び 4.2.29 に示す。また、旧河道を含む想定地質横断図の測線位置を図 4.2.28 に、横断図を図 4.2.30～31 に示す。基礎地盤表層の砂層等の平面分布には以下のような特徴がある。

- ・ As 層は、河岸から堤防を横断して堤内地の途中まで連続して分布しており、河川側から水が浸透し易く、浸透流を堤内地の途中でせき止める状況となっている。
- ・ As 層は、低水路河岸で広く、高水敷の途中で狭まり、堤防付近で広がる平面分布であった。また、As 層の厚さは決壊口を挟む付近で比較的厚く分布している。
- ・ 被覆土層は、決壊箇所の近傍の堤内地の土層厚が周辺に比べて比較的薄い状況であった。ただし、決壊により被覆土層が洗掘された可能性もある。
- ・ 堤体下を横断してきた As 層は堤内地の途中で途切れ、旧河道部と As 層との連続性は確認できなかった。

以上の土質等調査結果より、堤防決壊箇所では基礎地盤からのパイピング破壊が生じやすい土質構成、土質特性となっていた可能性が高いと推定される。

なお、土質調査は治水地形分類図に示されている旧河道、旧川微高地、氾濫平野及び現存しない堤防の周辺で行ったが、旧河道や氾濫平野では As 層が確認されたところとそうでないところがあり、現存しない堤防の川裏側で As 層が確認されるなど、今回の調査では、As 層の分布と旧河道との関連、治水地形分類との関係は不明であった。矢部川中下流部は、古くから洪水による氾濫を繰り返し受けてきた河川であることから、洪水氾濫により堆積した沖積砂がこの As 層であると推定される。

(3) 開削現場における堤体・基礎地盤の確認

堤防復旧工事に合わせ、決壊箇所の堤体・基礎地盤の状況を開削調査により確認した（平成 25 年 3 月 12 日）。その結果、以下の事項が確認され、堤体・基礎地盤の土質構成や浸透流解析における堤防のモデル化の妥当性が裏付けられた。

1) 堤体の状況

- ・ 堤体の土質は均質な粘性土で、水を透しにくい地質であった。
- ・ 堤体には、モグラ等の穴はなかった。

2) 基礎地盤の状況

- ・ 基礎地盤は、上から粘性土層（Fc 層）、砂層（As 層）、粘土質シルト層（Ac 層）、礫混じり砂層（Ag 層）により構成され、パイピングの要因となった砂層（As 層）が粘性土層（Fc 層、Ac 層）で挟まれた状態が確認された。
- ・ 砂層（As 層）は透水性が高く、1.8～1.9mの厚さであった。
- ・ 現地確認時にバックホウによりトレンチ掘削を行ったところ、砂層（As 層）から不圧地下水が浸み出し、水と一緒に砂の粒子も流失する状況が確認され、パイピングの前兆現象と同様の現象が確認された。また、砂層（As 層）を挟む粘性土層からの地下水の浸み出しは確認されなかった。なお、確認時は、大潮の満潮時であった。

- ・決壊地点の落ち堀では、砂層（As層）は流失していたが、決壊地点上流側と同様に砂層（As層）が連続していたと考えられた。また、粘土質シルト層（Ac層）は1.1mの厚さで存在しており、その下に礫混じり砂層（Ag層）の存在が確認された。
- ・粘土質シルト層（Ac層）は、有明粘土特有の灰紫色の不純物を含まない均質な粘性土で、礫混じり砂層（Ag層）は、花崗岩が風化したマサと類似した石英の粒子を含んだ粒径が整った沖積層であった。なお、礫混じり砂層（Ag層）の地下水は不圧地下水であった。
- ・決壊地点の落ち堀は、粘土質シルト層（Ac層）の上面で洗掘が止まっていた。



図 4.2.28 右岸 7.3K 付近の基礎地盤上部の As 層厚分布図

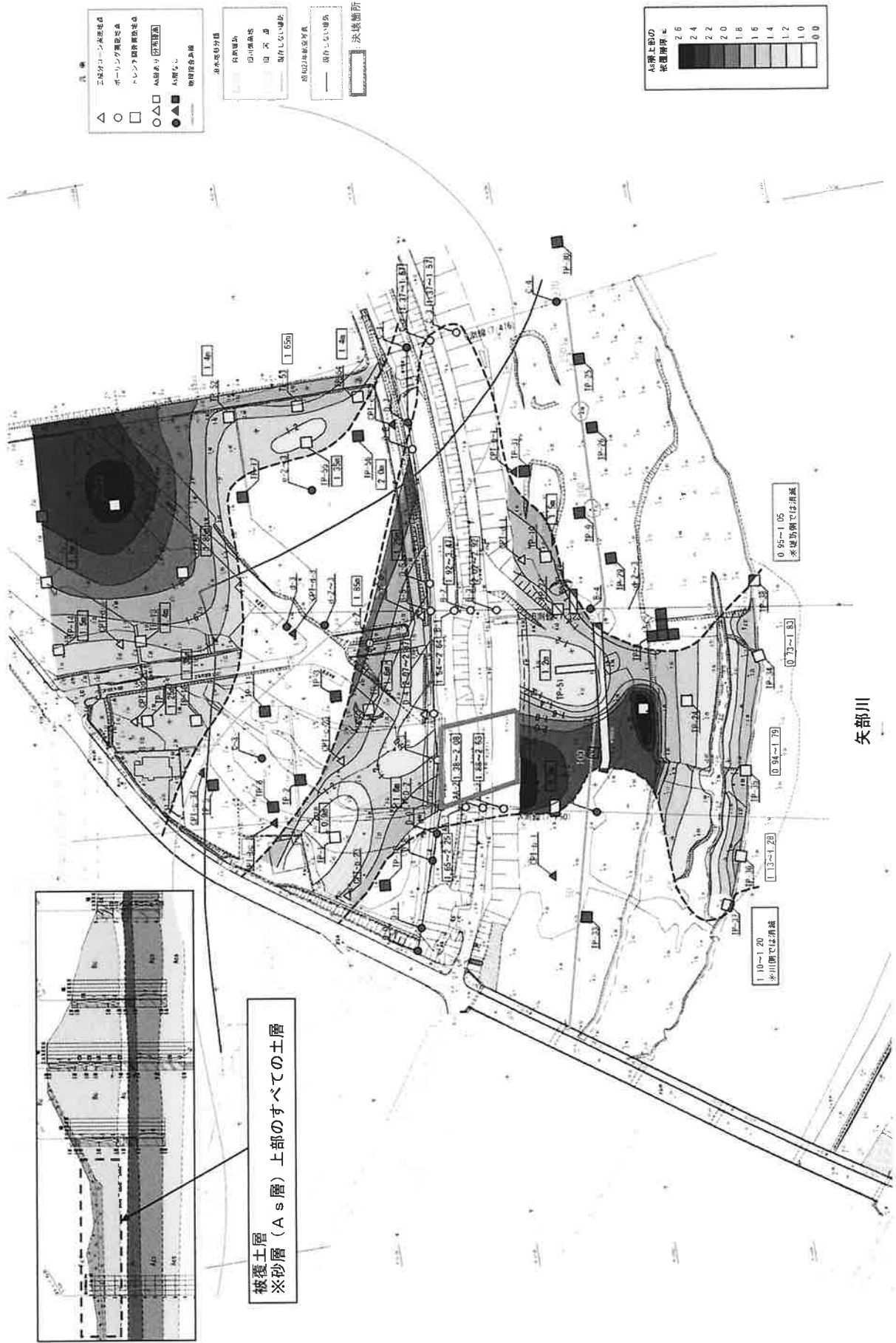


図 4.2.29 右岸 7.3K 付近の As 層上部の被覆土層厚分布図

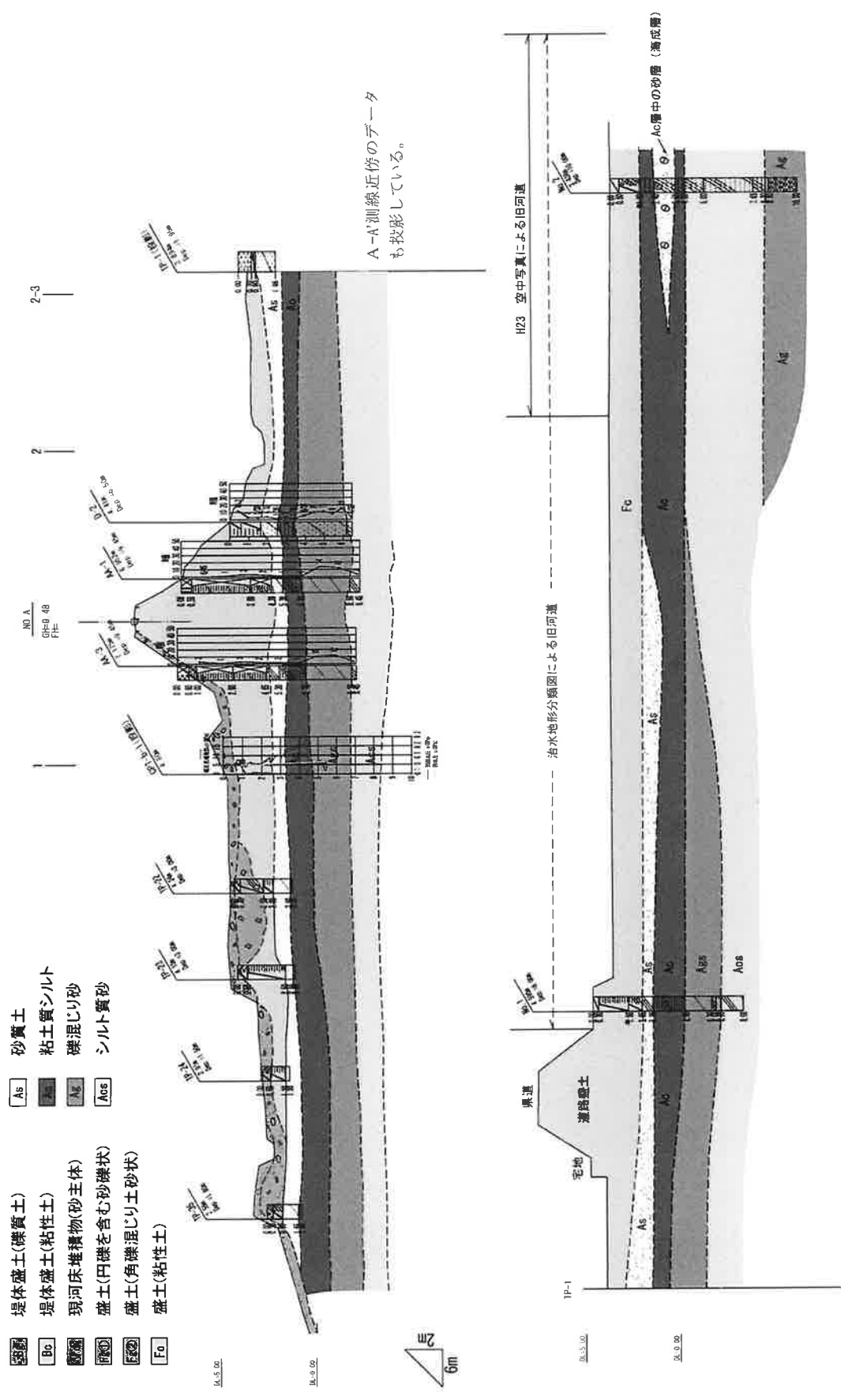


図 4.2.30 A-A' 測線 想定地質断面図 (縮尺 SV : SH = 1/200 : 1/600)

(4) 堤内地に散乱していた土塊の起源

図 4. 2. 33 に示す試料採取地点において堤内地に散乱していた土塊を採取し、堤体及び基礎地盤(Ac 層)の粒度分布を比較した(図 4. 2. 32)。ばらつきは認められるものの、両者は同様な粒度分布を示していることから、堤内地に散乱した土塊は、堤防決壊時に洗掘された基礎地盤の Ac 層及び決壊口の堤体(粘性土:Bc 層)の一部と推察される。

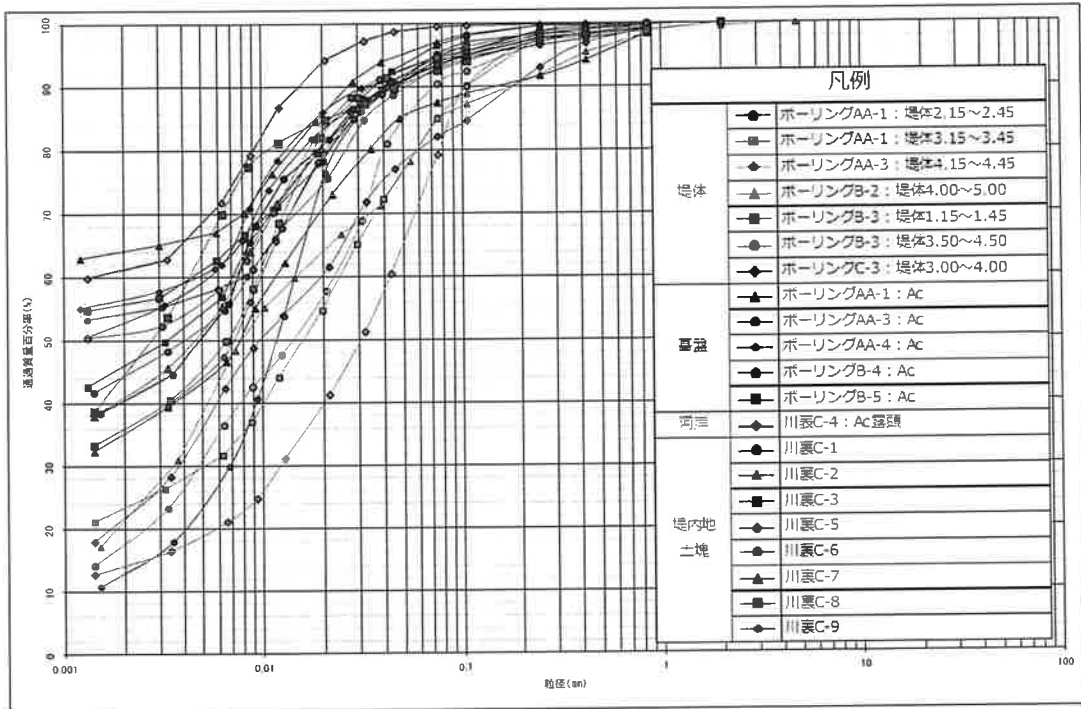
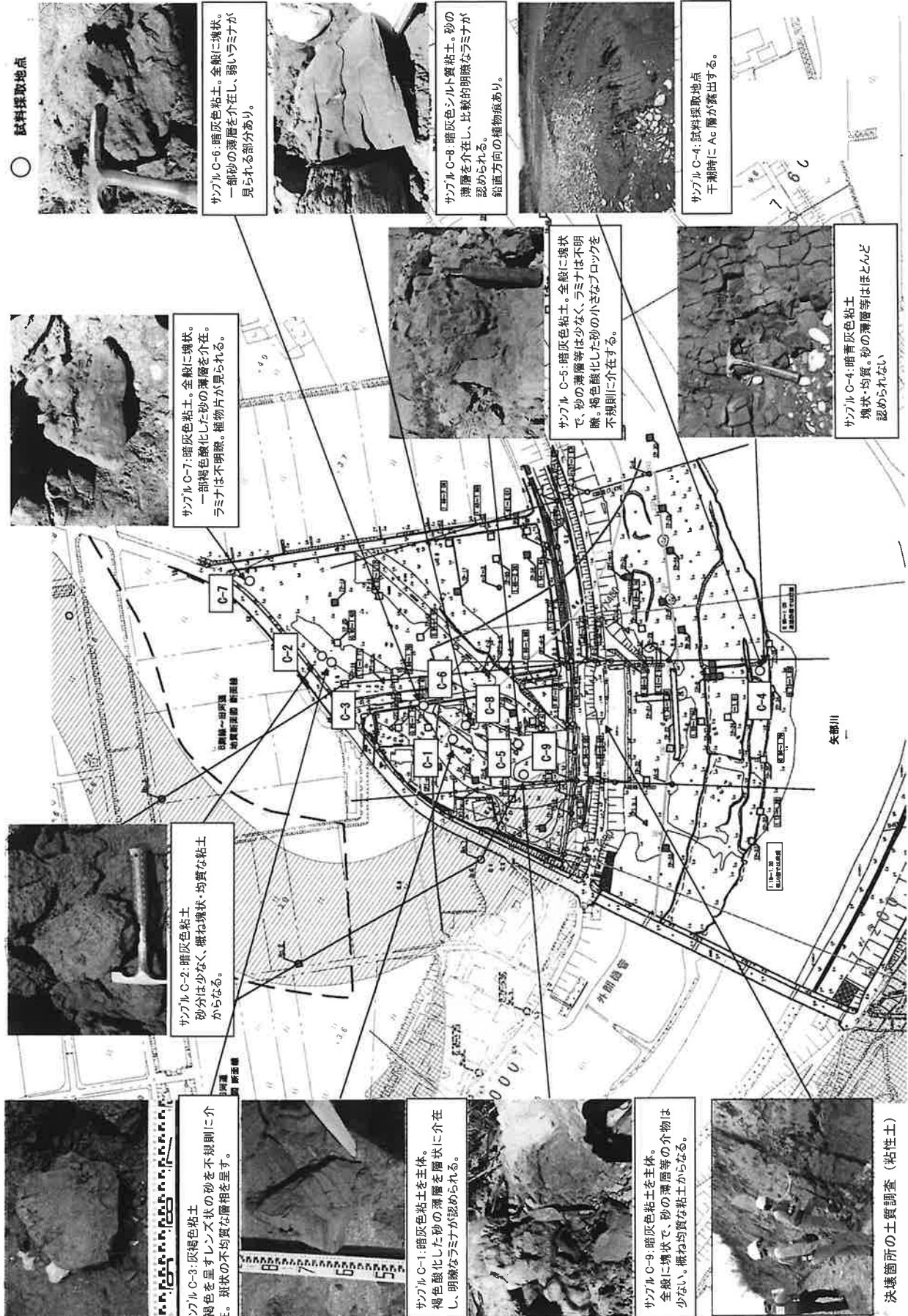


図 4. 2. 32 試料採取箇所別の土塊の粒度分布比較図



○ 試料採取地点

サンプル C-6: 暗灰色粘土。全般に塊状。一部砂の薄層を介し、弱いラミナが見られる部分あり。

サンプル C-8: 暗灰色シルト質粘土。砂の薄層を介し、比較的明瞭なラミナが認められる。鉛直方向の植物痕あり。

サンプル C-4: 試料採取地点。干潮時に Ac 層が露出する。

サンプル C-7: 暗灰色粘土。全般に塊状。一部褐色酸化した砂の薄層を介し、ラミナは不明瞭。植物片が見られる。

サンプル C-5: 暗灰色粘土。全般に塊状で、砂の薄層等は少なく、ラミナは不明瞭。褐色酸化した砂の小さなブロックを不規則に介在する。

サンプル C-4: 暗青灰色粘土。塊状・均質。砂の薄層等はほとんど認められない。

サンプル C-2: 暗灰色粘土。砂分は少なく、概ね塊状・均質な粘土からなる。

サンプル C-1: 暗灰色粘土を主体。褐色酸化した砂の薄層を層状に介在し、明瞭なラミナが認められる。

サンプル C-9: 暗灰色粘土を主体。全般に塊状で、砂の薄層等の介物は少ない。概ね均質な粘土からなる。

サンプル C-3: 灰褐色粘土。褐色を呈すレンズ状の砂を不規則に介在。粒状の不均質な層層を呈す。

決壊箇所の土質調査 (粘性土)

図 4.2.33 堤内地に散乱していた土塊位置図

(5) 左岸 6.2k 付近（無被災箇所）の堤体及び基礎地盤の土質等（右岸 7.3k 付近との比較検討）

作用外力が同等で治水地形分類図における旧河道、氾濫平野が分布する無被災箇所として左岸 6.2k 付近（図 4.2.34）を選定し、土質調査を実施し、堤防決壊箇所との比較検討を行った。その結果、左岸 6.2k 付近には以下のような特徴があった。右岸 7.3k 付近との比較結果を表 4.2.2 に、土質試験結果を図 4.2.38 に示す。

- ・左岸 6.2k 付近の微地形は、旧河道に分類され、上流側に氾濫平野、下流側に自然堤防が分布する。また、堤外地には現存しない堤防が分布する。
- ・堤防裏のり尻付近の基礎地盤を縦断方向でみると（図 4.2.36、4.2.37）、上流側と下流側で異なっている。上流側は基礎地盤表層に砂層（As1 層）が 0.2～0.4m 程度の厚さで分布し、その下位にシルト、礫混じり砂層が分布する。下流側は 1m 程度の砂層（As2 層）を挟むシルトが主体であり、その下位にシルト混じり細砂層（Acs 層）が分布する。
- ・右岸 7.3k 付近で分布していた As 層の標高と一致する砂層は As1 層であるが、図 4.2.37 に示すように堤防横断方向には連続していない。
- ・As1 層の透水係数（室内試験）は $6.4 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ であり、右岸 7.3k 付近での As 層の透水係数に比べ著しく小さい。
- ・堤体は粘性土であり、表層は礫質土で構成されている。

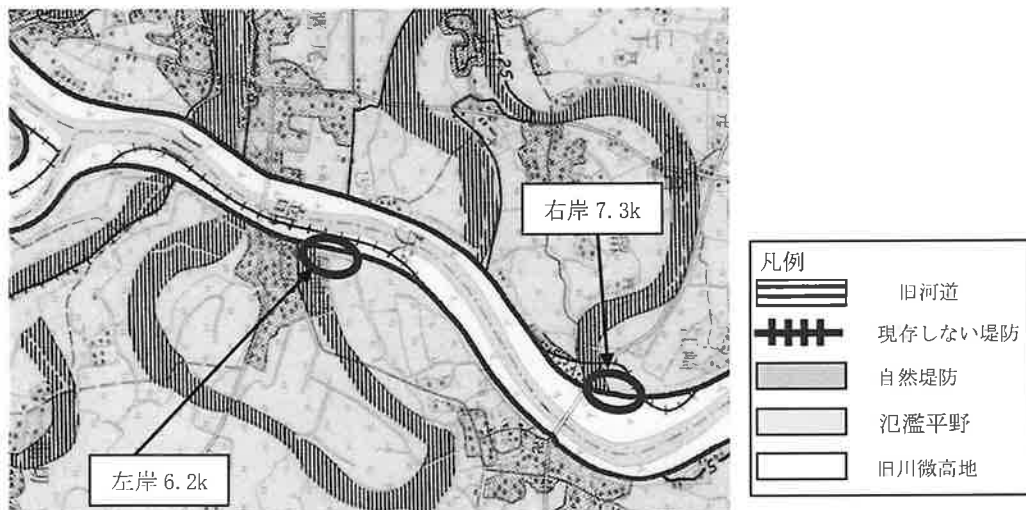


図 4.2.34 左岸 6.2k 治水地形分類図

表 4.2.2 左岸 6.2k と右岸 7.3k との比較

	右岸 7.3k (As 層)	左岸 6.2km (As1 層)
ア) 層厚	1 ～ 1.5 m	0.2 ～ 0.4 m
イ) 横断分布	<ul style="list-style-type: none"> ・河岸まで連続。 ・堤防下を横断。 ・堤内地で止まっている。 	<ul style="list-style-type: none"> ・堤外地に存在しない。 ・堤防下を横断していない。 ・堤防から堤内地に連続。
ウ) 堤外地の直上層	<ul style="list-style-type: none"> ・粘性土層と表層の砂礫層。一部粘性土層がなく表層の砂礫層に接している箇所有り。 	<ul style="list-style-type: none"> ・As1 層は堤外地に存在しない。 ・As2 層は存在するが、その上部にシルト層が分布し、表層に接していない。
エ) 堤内地の土被り	約 1 m (粘性土層)。	約 2 m (シルト層)。

※ 左岸 6.2k では、右岸 7.3k 付近で分布していた As 層の標高と一致する As1 層を比較対象とした。

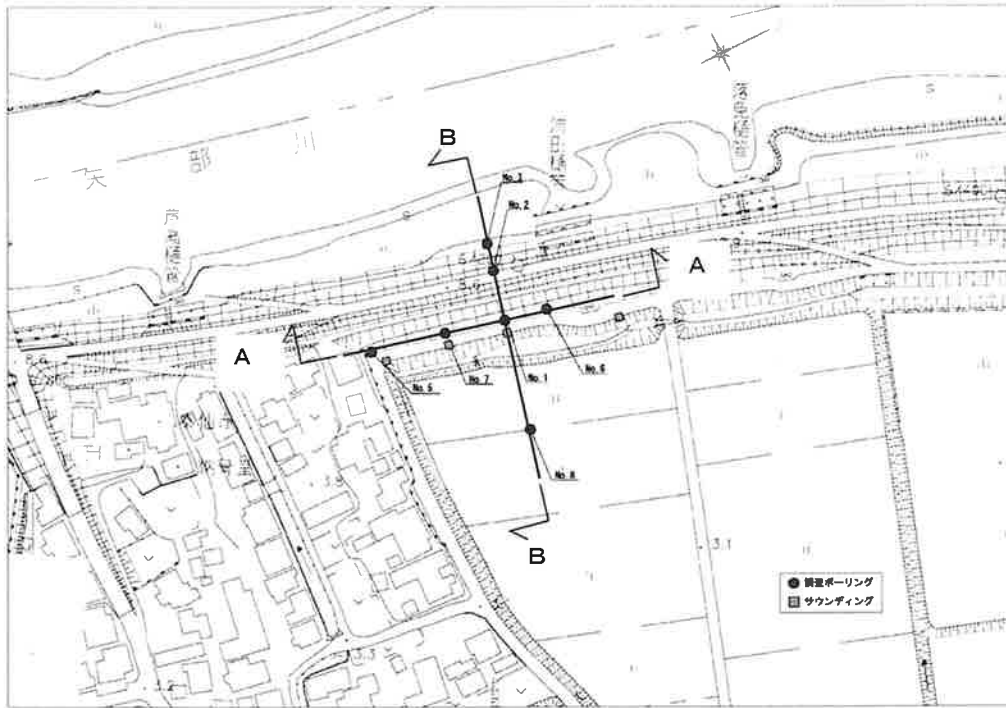


図 4. 2. 35 左岸 6. 2k 土質調査平面図

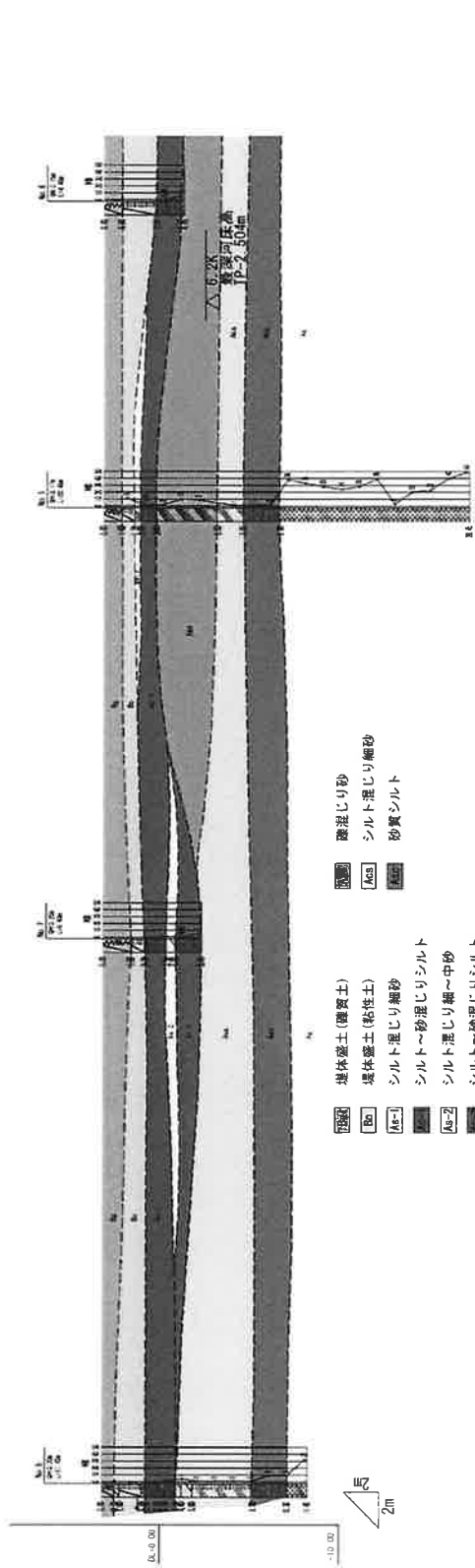


図 4.2.36 堤防土質縦断面図 (A-A)

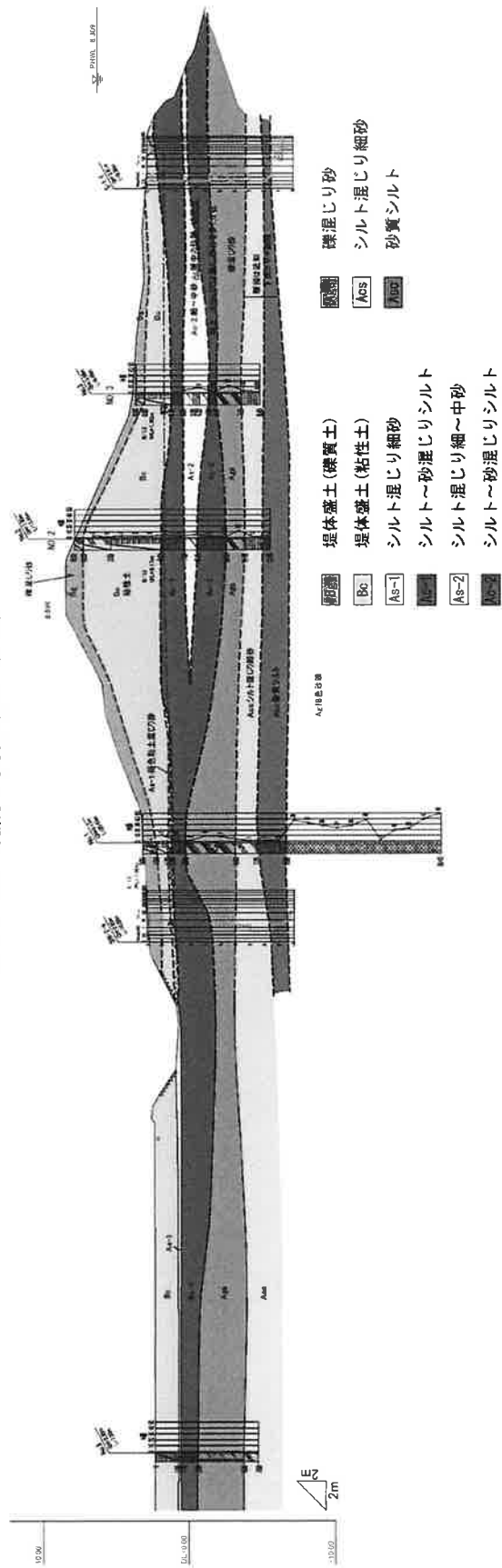
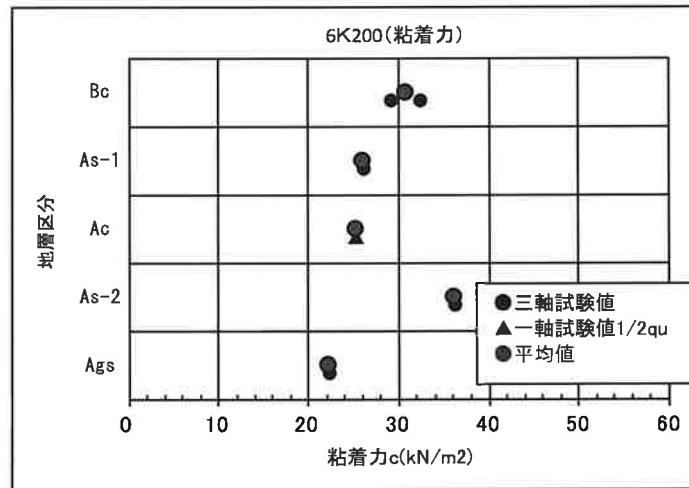
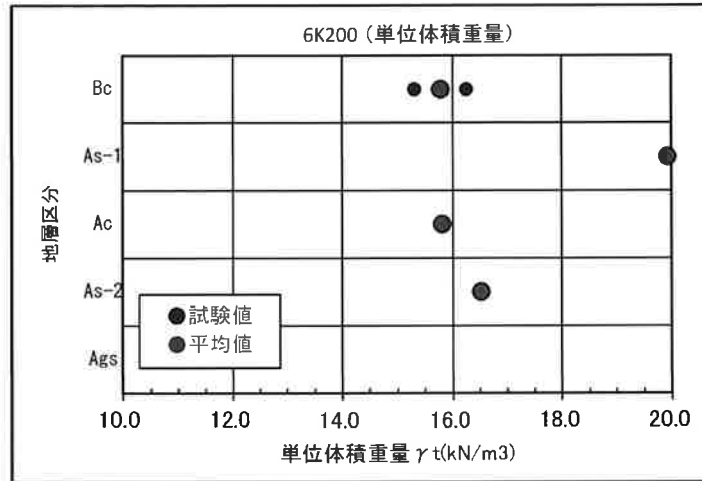


図 4.2.37 堤防土質断面図 (B-B)



※ Ac層の粘着力は一軸試験により求めた試験値 ($c = q_u/2$ より推定) である。

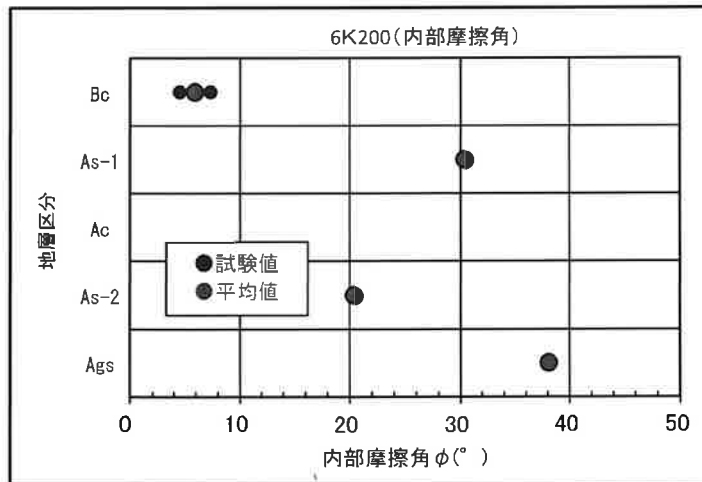


図 4. 2. 38(1) 左岸 6. 2k 付近土質試験結果図 (物理・力学試験)

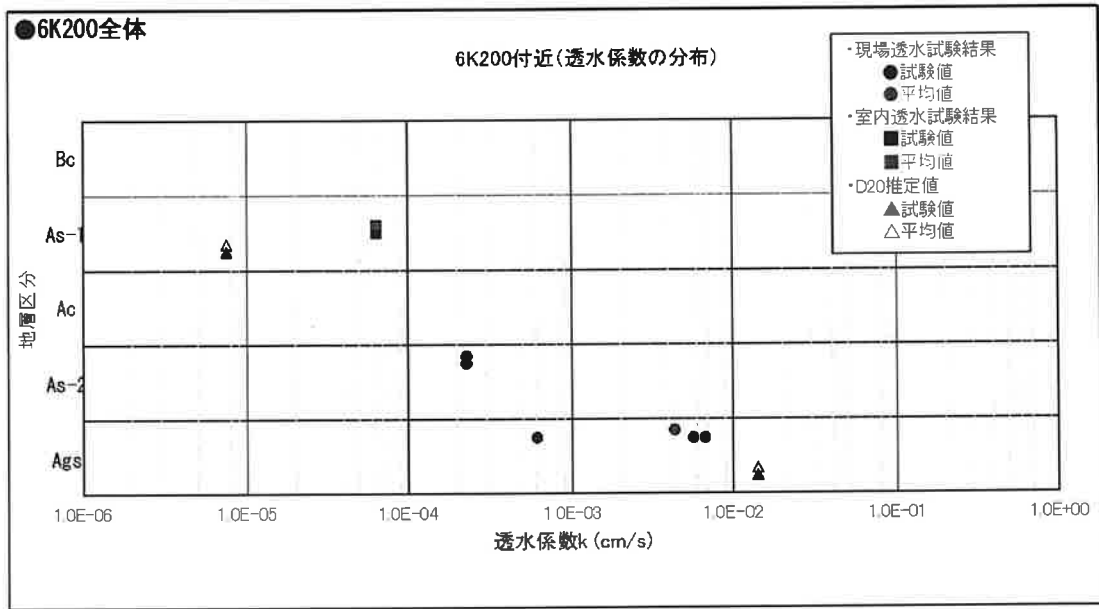


図 4. 2. 38 (2) 左岸 6. 2k 付近土質試験結果図 (透水係数)

4.2.5 浸透流解析結果

(1) 解析の方法及び条件等

堤防決壊箇所では堤体が流出し、基礎地盤には落堀が形成されており、堤体及び基礎地盤表層の土質構成は不明である。このため、決壊箇所の上下流堤防及び高水敷、堤内地で実施した土質調査結果を基に、決壊箇所近傍の A 測線（下流側）、B 測線（上流側）を決壊断面の代替断面とし、また決壊した箇所から 100m 離れた C 測線を無被災断面の代表断面として堤防横断方向に河岸から堤内地までの土質構成をモデル化した。これらの断面に対して不定流計算から推定した 7.3k 付近の水位ハイドログラフ、及び近傍の瀬高観測所の降水量を外力として、2 次元非定常浸透流解析及び円弧すべりによる安定解析を実施し、決壊原因及びメカニズム解明の資料とした。なお、土の比透水係数及び負の圧力水頭は「河川堤防の構造検討の手引き（平成 24 年国土技術研究センター）」に準拠した。

浸透流解析の検討ケースを表 4.2.3 に示す。各断面とも土質調査結果から得られた“平均的な透水係数を用いたケース”と“最大値を用いたケース”について解析を実施した。また、基礎地盤透水層（As 層）の圧力水頭、盤ぶくれ及び漏水の有無を評価する指標である G/W（G:被覆土層の重量 W:被覆土層底面に作用する揚圧力）は堤防裏法尻付近（法尻、法尻+ α （m）： α はのり尻付近の堤内地において最大の圧力水頭となる箇所）において算出した。

なお、B 測線については、“周辺でのトレンチ調査結果を踏まえて透水係数を設定したケース”及び“決壊箇所前面で実施したトレンチ調査結果を踏まえた土質構成のモデル（高水敷の Fg 層と基礎地盤表層の As 層が繋がっている構造）を用いたケース”についても検討した。また、同モデルでは、堤防裏のり付近の噴砂口をモデル化し As 層の流速と土粒子の移動との関係を試算した。

併せて、右岸 7.3k 付近と同様に治水地形分類図において旧河道及び氾濫平野が分布して、今次出水で無被災であった左岸 6.2k 付近を対象に、土質調査結果に基づく堤防のモデル化を行い、同様な解析を実施し、堤防決壊箇所との比較検討を行った。

なお、以降の図における時間は浸透流解析における計算開始からの経過時間であり、図中の 72 時間は 7 月 14 日 12 時にあたる。

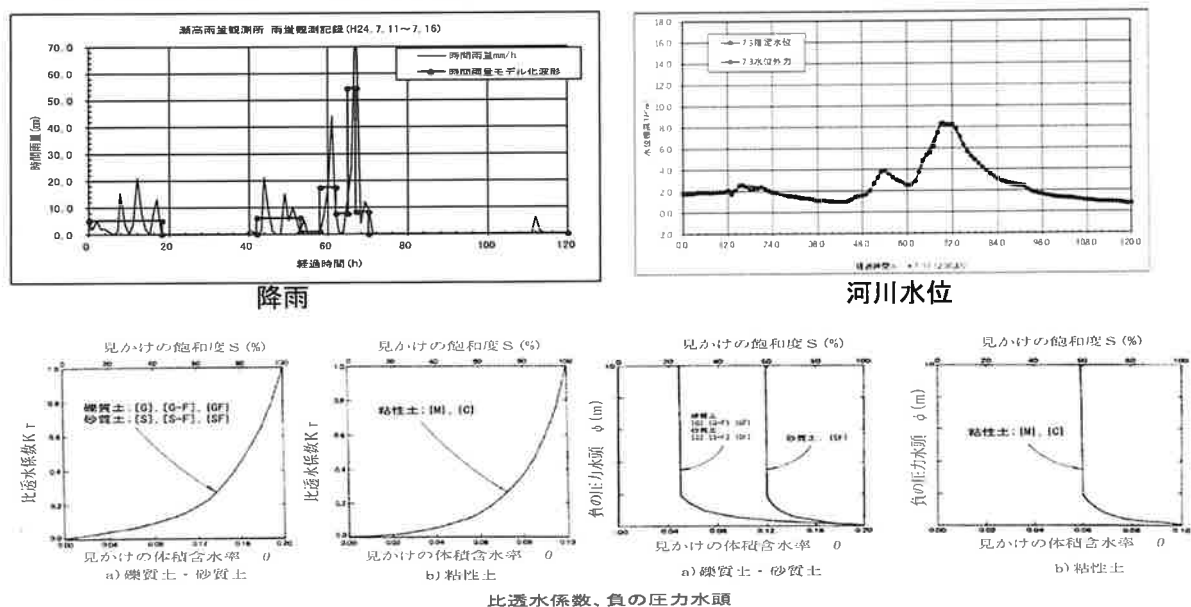


図 4.2.39 設定外力、比透水係数、負の圧力水頭

表 4.2.3 右岸 7.3k 付近の浸透流解析ケース

位置	ケース	土層モデル	透水係数設定の考え方	主な透水係数 (cm/s)	
右岸 7.3k 付近	B 測線	1	B 測線近傍の土質調査結果を反映したモデル	平均値で設定 (As 層は、B 測線での現場透水試験による)	Bc: 1.0×10^{-5} Fg: 3.3×10^{-3} As: 2.0×10^{-3} Ac: 4.5×10^{-6}
		2	堤防モデルはケース 1 と同じ	平均値で設定 (As 層は、B 測線ボーリング及び周辺トレンチ調査の粒度分布 D_{20} より推定)	Bc: 1.0×10^{-5} Fg: 3.3×10^{-3} As: 3.4×10^{-2} Ac: 4.5×10^{-6}
		3	堤防モデルはケース 1 と同じ	最大値で設定 (As 層は、ボーリング及び周辺トレンチ調査の粒度分布 D_{20} より推定)	Bc: 3.4×10^{-5} Fg: 5.3×10^{-3} As: 3.1×10^{-1} Ac: 4.5×10^{-6}
		4	ケース 1 の堤防モデルにおいて、決壊箇所前面での土質調査結果を反映 (Fg 層と As 層が接続)	ケース 2 と同様	ケース 2 と同様
		5	堤防モデルはケース 4 同じ	ケース 3 と同様	ケース 3 と同様
		6	ケース 4 の堤防モデルにおいて、裏の尻部での噴砂口をモデル化した堤防モデル	ケース 2 と同様	ケース 2 と同様
	A 測線	7	A 測線近傍の土質調査結果を反映した堤防モデル	平均値で設定 (As 層は、A 測線での現場透水試験による)	Bc: 5.3×10^{-6} Fg: 2.7×10^{-3} As: 5.6×10^{-4} Ac: 4.5×10^{-6}
		8	堤防モデルはケース 7 と同じ	ケース 3 と同様	ケース 3 と同様
	C 測線 (無被災)	9	C 測線近傍の土質調査結果を反映した堤防モデル	平均値で設定 (C 測線の As 層厚は薄く現場透水試験ができないことから、同程度の粒度であった Ags 層での現場透水試験により推定)	Bc: 1.9×10^{-5} As: 6.4×10^{-3} Ac: 4.5×10^{-6}
		10	堤防モデルはケース 9 と同じ	ケース 3 と同様	ケース 3 と同様
	<比較箇所> 左岸 6.2k 付近 (無被災)	11	左岸 6.2k 測線での土質調査結果を反映した堤防モデル	平均値で設定 (透水層である Ags 層は現場透水試験による)	Bc: 1.2×10^{-5} As ₁ : 6.4×10^{-5} Ags: 4.3×10^{-3}
		12	堤防モデルはケース 11 と同じ	最大値で設定 (透水層である Ags 層は現場透水試験による)	Bc: 1.2×10^{-5} As ₁ : 6.4×10^{-5} Ags: 6.7×10^{-3}

*As 層以外の各土層の平均的な透水係数は測線での値、最大の透水係数は区間での最大値を設定している。なお、測線での試料がない場合には近傍類似層の値を設定した。

(2) 結果及び考察

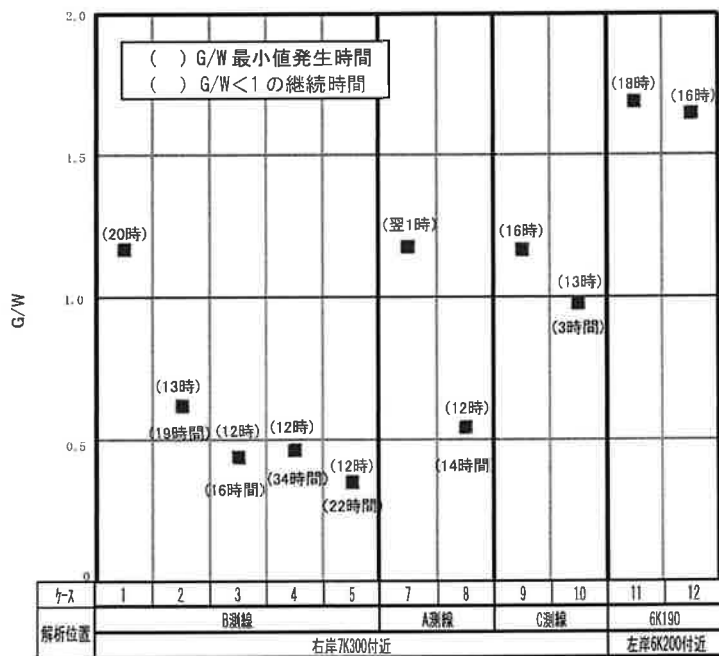
解析結果を表 4. 2. 4、図 4. 2. 40 に示す。決壊箇所近傍の A 測線及び B 測線のいずれも、堤防箇所における As 層の現場透水試験より得られた平均的な透水係数を As 層全体に用いたケースでは、G/W が 1 以上となるのに対し（ケース 1、ケース 7）、B 測線においてトレンチ調査結果も含めて透水係数（D₂₀ より推定）を設定したケースでは、平均的な透水係数を設定した場合でも、基礎地盤のパイピング破壊の指標となる G/W は堤防裏のり尻部及びのり尻部近傍とも 1 を大幅に下回った（ケース 2、ケース 4）。これに対し、無被災箇所 C 測線及び左岸 6. 2km 付近とも 1 以上であり、最大の透水係数を用いた場合でも 1 程度となる。以上の解析結果より、基礎地盤上部に分布する砂層（As 層）の分布形態及び透水係数が堤防決壊に大きく影響したことが推定される。

表 4. 2. 4 右岸 7. 3k 付近の浸透流解析結果

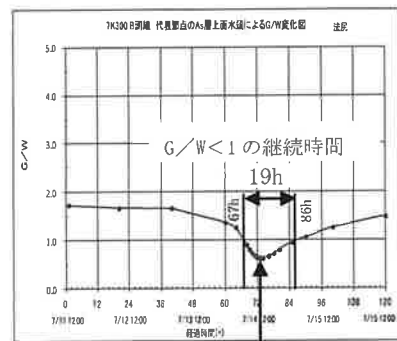
位置	ケース	解析条件	解析結果						すべり安全率		
			法尻			法尻+α (m)					
			G/W最小値 (発生時間)	G/Wが1.0を 下回った時間	圧力水頭 最大値 (m)	被覆土層厚 (m)	G/W最小値 (発生時間)	G/Wが1.0を 下回った時間	圧力水頭 最大値 (m)	被覆土層厚 (m)	
B測線	B測線近傍の土質調査結果を反映した堤防モデル			法尻			法尻+α (m)			2.3 (ケース2)	
	1	平均的な透水係数 (As層は現場透水試験結果)	1.17 (20時)	-	1.5	1.1	1.17 (20時)	-	1.5		1.1
	2	平均的な透水係数 (As層はトレンチ調査結果も含めて設定)	0.62 (13時)	7時	2.9		0.62 (13時)	7時	2.9		
	3	最大の透水係数 (トレンチ調査結果も含めて設定)	0.44 (12時)	6時	4.1		0.44 (12時)	6時	4.1		
	決壊箇所前面の土質調査結果を反映した堤防モデル			法尻			法尻+α (m)				-
	4	平均的な透水係数 (ケース2と同様)	0.47 (12時)	2時	3.9	1.1	0.47 (12時)	2時	3.9		
5	最大の透水係数 (ケース3と同様)	0.35 (12時)	5時	5.1	0.35 (12時)		5時	5.1			
6	裏のり尻部での湧砂をモデル化した堤防モデル (透水係数はケース2と同様)	-	-	-	-		-	-	-		
A測線	A測線近傍の土質調査結果を反映した堤防モデル			法尻			法尻+α (m)			2.6 (ケース7)	
	7	平均的な透水係数 (As層は現場透水試験結果)	1.18 (翌1時)	-	1.4	1.0	1.19 (翌1時)	-	1.4		
	8	最大の透水係数	0.54 (12時)	6時	3.1		0.55 (12時)	6時	3.1		
C測線 (無被災)	C測線近傍の土質調査結果を反映した堤防モデル			法尻			法尻+α (m)			2.2 (ケース9)	
	9	平均的な透水係数	1.17 (16時)	-	4.8	3.7	1.16 (16時)	-	4.8		
10	最大の透水係数	0.98 (13時)	12時	5.8	0.98 (13時)		12時	5.7	3.6		
<比較箇所> 左岸6.2k 【無被災】	右岸7.3kの比較対象として 無被災であった左岸6.2k付近の土質構成を反映した堤防モデル			法尻			法尻+α (m)			2.7 (ケース11)	
	11	平均的な透水係数	1.69 (18時)	-	1.9	1.9	1.20 (18時)	-	4.9		
12	最大の透水係数	1.65 (16時)	-	1.9	1.16 (16時)		-	5.1	3.9		

※すべり計算に用いた強度定数は土質試験結果の平均値である。

：P4-40~4-52 に掲載



左図に示す G/W について
(ケース 2 を事例として)



G/W 最小値及び発生時間
G/W=0.62、73h (=14日13時)

図 4. 2. 40 右岸 7. 3k 付近の浸透流解析結果（法尻部）

以下では代表解析事例として被災箇所の変替として設定したB測線のケース2、ケース4、及びケース6、無被災箇所のC測線ケース9、及び6.2k付近のケース11の浸透流解析結果について要約する。

<右岸 7.3k B測線>

- ・ B測線は、決壊箇所上流に位置する断面である。土質調査結果から得られた平均的な透水係数を用いたケース2では、図4.2.42に示すように基礎地盤表層に分布する砂層の圧力が河川水位の上昇とともに上昇し、堤防裏のり尻付近でみると河川水位が低下した7月14日13時に最大値を示し約2.9mの圧力水頭となる。なお、砂層に作用する圧力が砂層上部の被覆土層の荷重を越えるのは、G/Wが最小値となる約6時間前からである。
- ・ 決壊箇所前面で実施したトレンチ調査結果を反映したAg層とAs層が接している土質構成モデルの結果(ケース4)では、図4.2.46に示すように高水敷に分布する砂礫層(Fg層)からの河川水の砂層への浸透が促進されるため、堤防裏のり尻付近の圧力水頭は、ケース2に比べさらに大きくなり約3.9mとなる。また、最大値の発生する時間は7月14日12時となり、ケース2に比べ1時間程度早くなる。
- ・ 上記の堤防モデルにおいて、裏のり尻付近に噴砂による穴(噴砂口)が生じたと仮定し、浸透流解析を実施した結果(ケース6)での流速ベクトルは図4.2.49のようになった。図4.2.50①より12時(経過時間72時間)前後でみると、噴砂口下のAs層上部の解析流速(見かけの流速)を間隙率で換算した実流速は $2.1 \times 10^{-2} \sim 2.7 \times 10^{-2}$ cm/sとなる。この流速は、粒径と限界流速との関係図(図4.2.50②)に示した中島他の関係に基づけば、粒径0.1mm程度以下の土粒子を流動できる大きさである。このことから、As層を構成している土粒子のうち0.1mm程度以下の土粒子が噴砂口から流出し、堤体直下のAs層の空隙・空洞化が進行したことが示唆される。
- ・ 浸透による堤体のすべり破壊に対する安全率(Fs)は、図4.2.44に示すように通常堤防が有すべきFs1.2以上を満足している。

<右岸 7.3k C測線>

- ・ C測線は決壊箇所上流に位置し、決壊箇所から離れた断面である。A測線及びB測線に見られた堤防を横断する砂層はなく、基礎地盤中に分布する砂礫層(Ags層)が河岸から堤内地に連続する透水層となる。土質調査結果から得られた平均的な透水係数を用いたケース9では、基礎地盤表層に分布する砂礫層の圧力水頭は河川水位の上昇に遅れて上昇し、堤防裏のり尻付近でみると河川水位が低下した7月14日16時に最大値(4.8m)となるが、この圧力水頭は砂礫層上部の被覆土層の荷重より小さな値となっていることから、基礎地盤の漏水、噴砂が生じなかったものと考えられる。

<左岸 6.2k付近>

- ・ 左岸6.2k付近の堤防断面でのケース11では、基礎地盤表層に堤防を横断する形の砂層が存在しないため、堤防のり尻付近に作用する圧力はさらに下部に存在する砂礫層(Ags層)で生じている。しかし、上部の被覆土層の荷重以下となっていることから、基礎地盤の漏水、噴砂が生じなかったものと考えられる。

<考察>

右岸 7.3k 付近の堤防決壊は、計画高水位（HWL）を上回る高水位が長時間継続したことが誘因となり、堤防を横断して河岸から堤内地側の途中まで分布していた基礎地盤上部の比較的透水性の高い砂層の存在及び高水敷の砂礫層と砂層が繋がっていたことが素因となって生じたものと推察される。つまり、砂層（As 層）における圧力が河川水の上昇に連動して高まり、堤防のり尻付近で As 層上部の被覆土層（透水性の低い Fc 層）を破壊し、噴砂口から As 層の土粒子の細粒分が流出し、堤防直下まで As 層の空隙・空洞化が進行した結果、堤体の沈下・陥没が生じたものと推察される。

また、決壊口の拡幅が主に上流側に進んだ要因の一つとして、As 層の堤防下の縦断方向分布（初期の決壊箇所から上流側に As 層が多く分布していたこと）が考えられる。

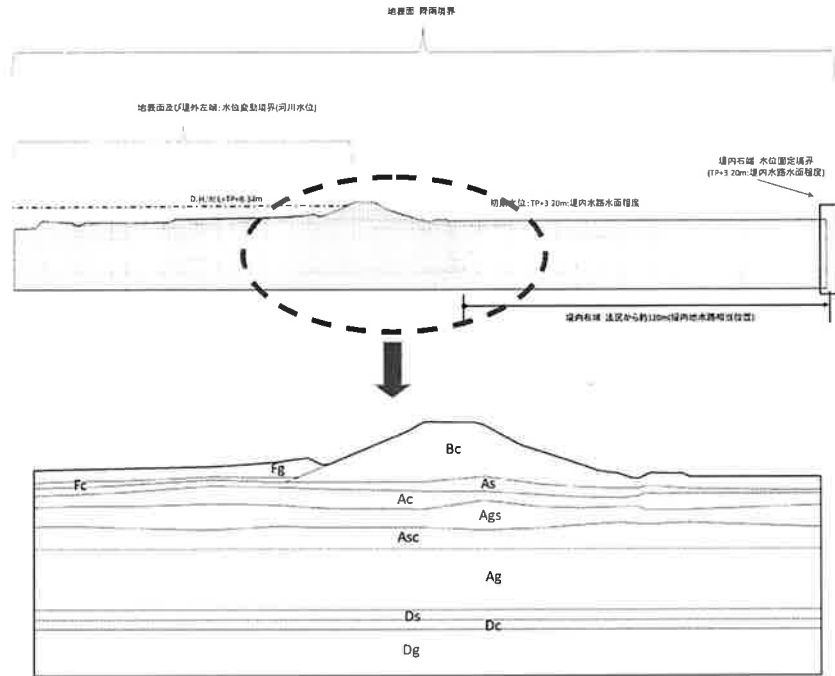
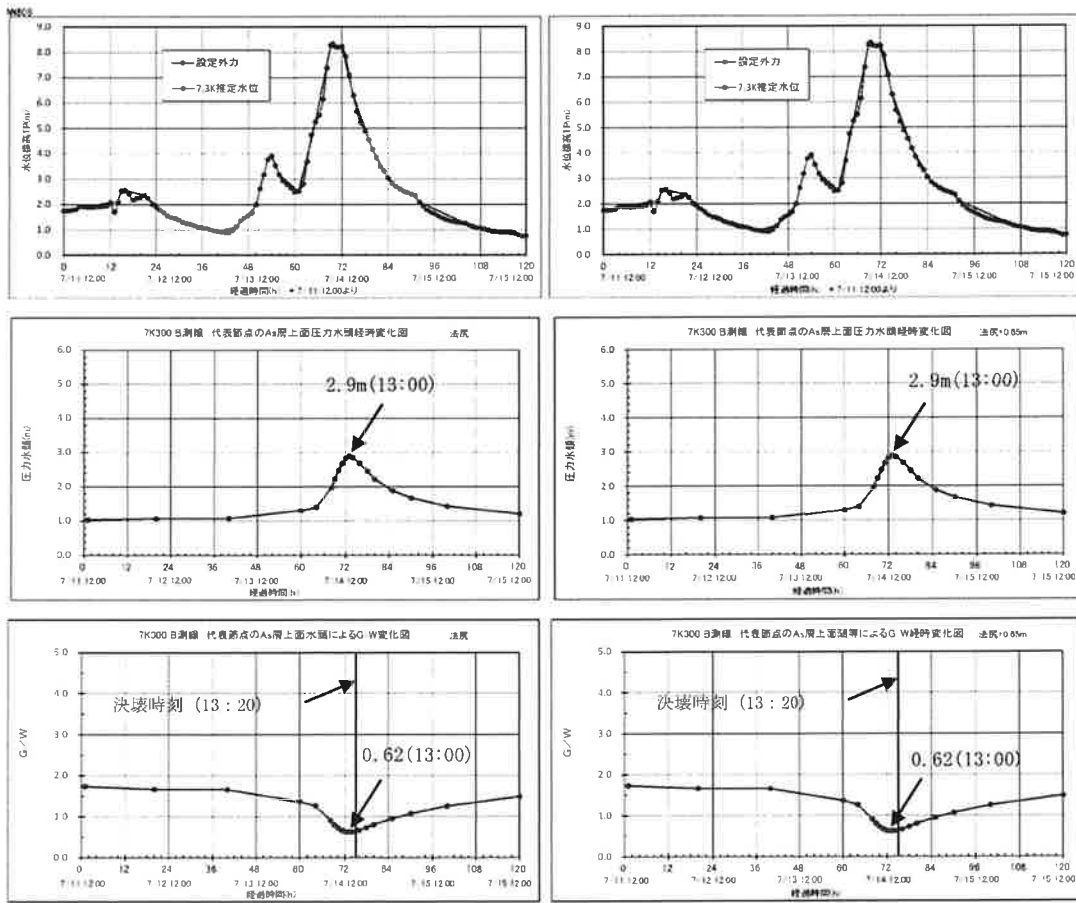


図 4.2.41 右岸 7.3k B 測線 解析モデル図 ケース 2

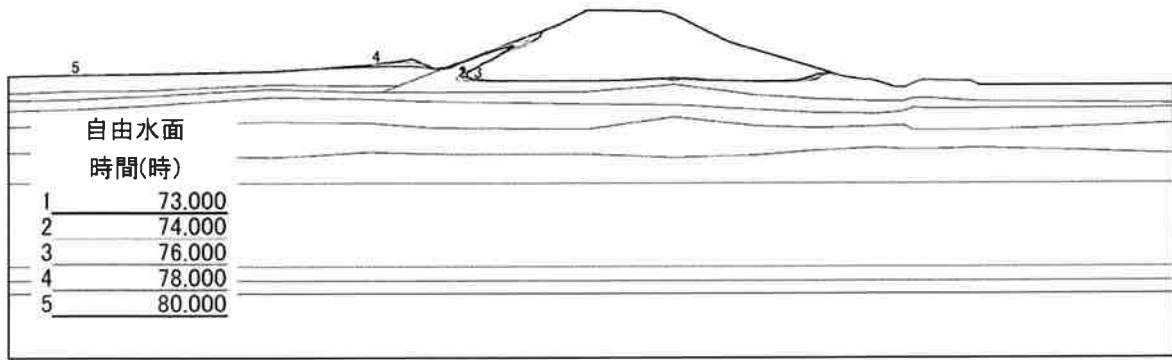


のり尻

のり尻+0.65m

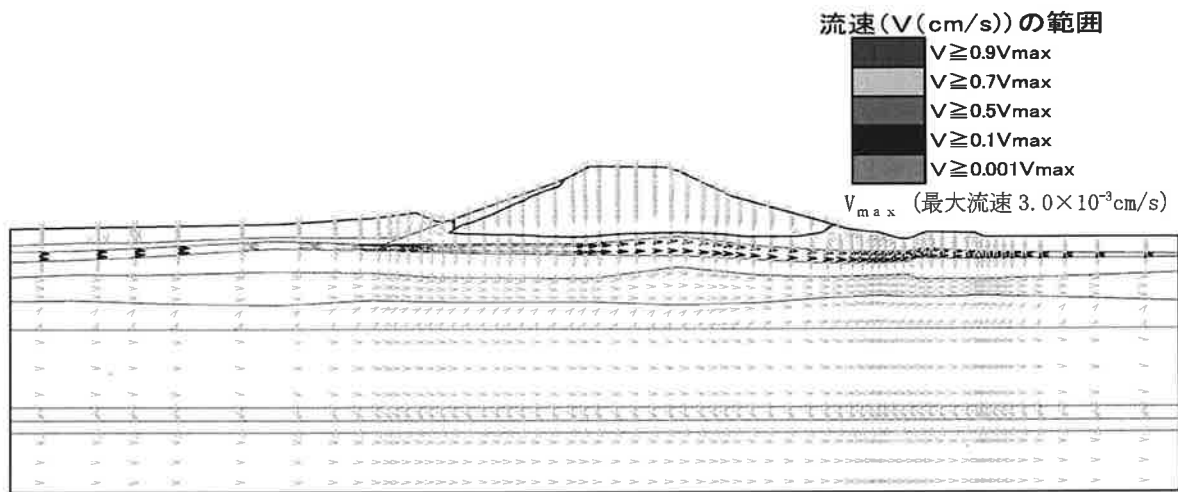
図 4.2.42 右岸 7.3k B 測線 圧力水頭、G/W 経時変化 (As 層) ケース 2

・浸潤線

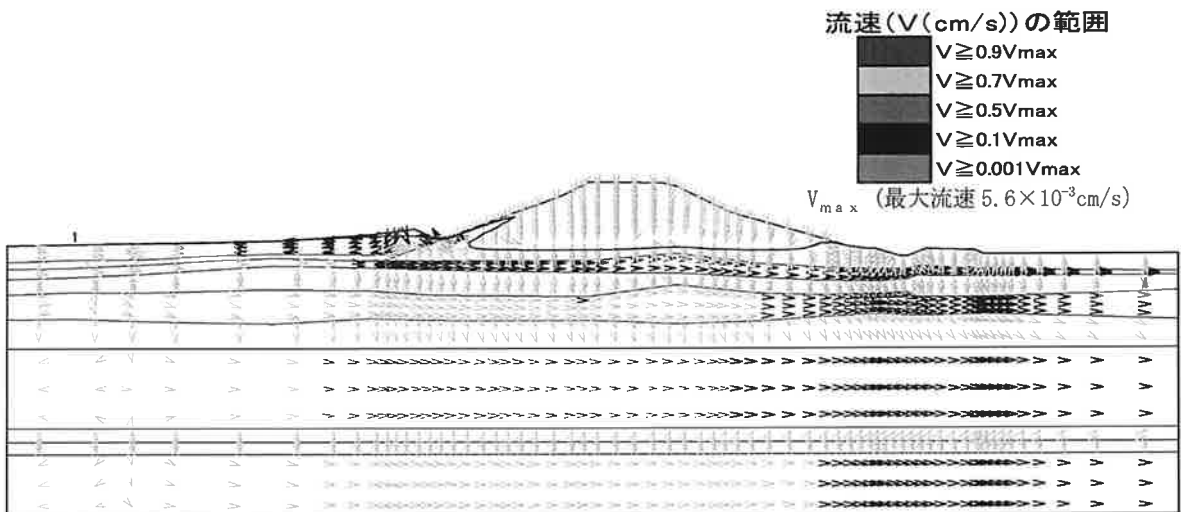


73~80 時間

・流速



70 時間



80 時間

※72 時間は 7 月 14 日 12 : 00 にあたる。

図 4. 2. 43 右岸 7. 3k B 測線 浸透流解析結果 (浸潤線、流速) ケース 2

・安定解析

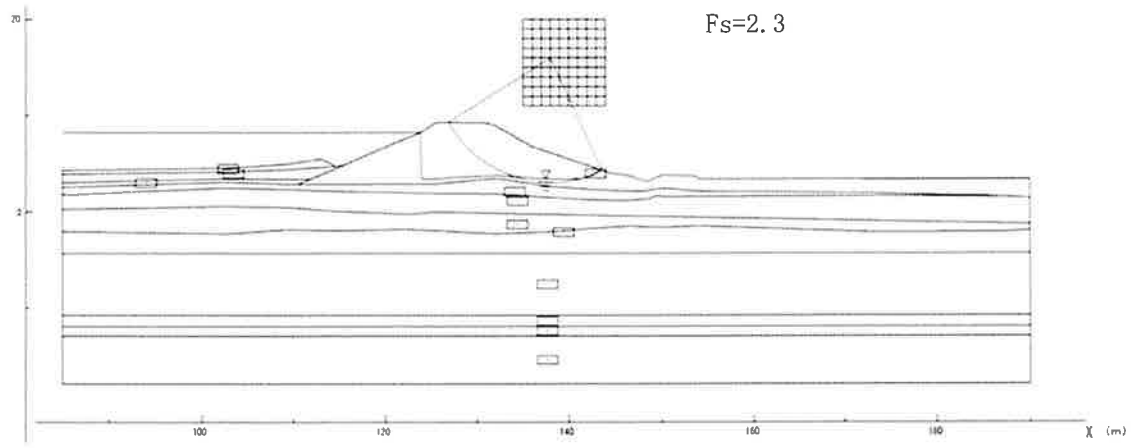


図 4. 2. 44 右岸 7. 3k B 測線 安定解析結果 ケース 2

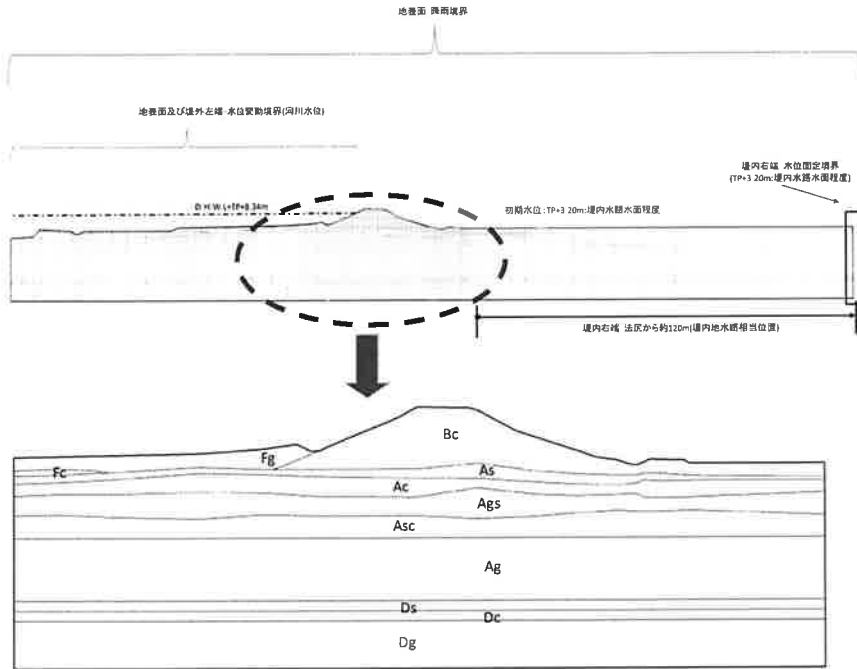
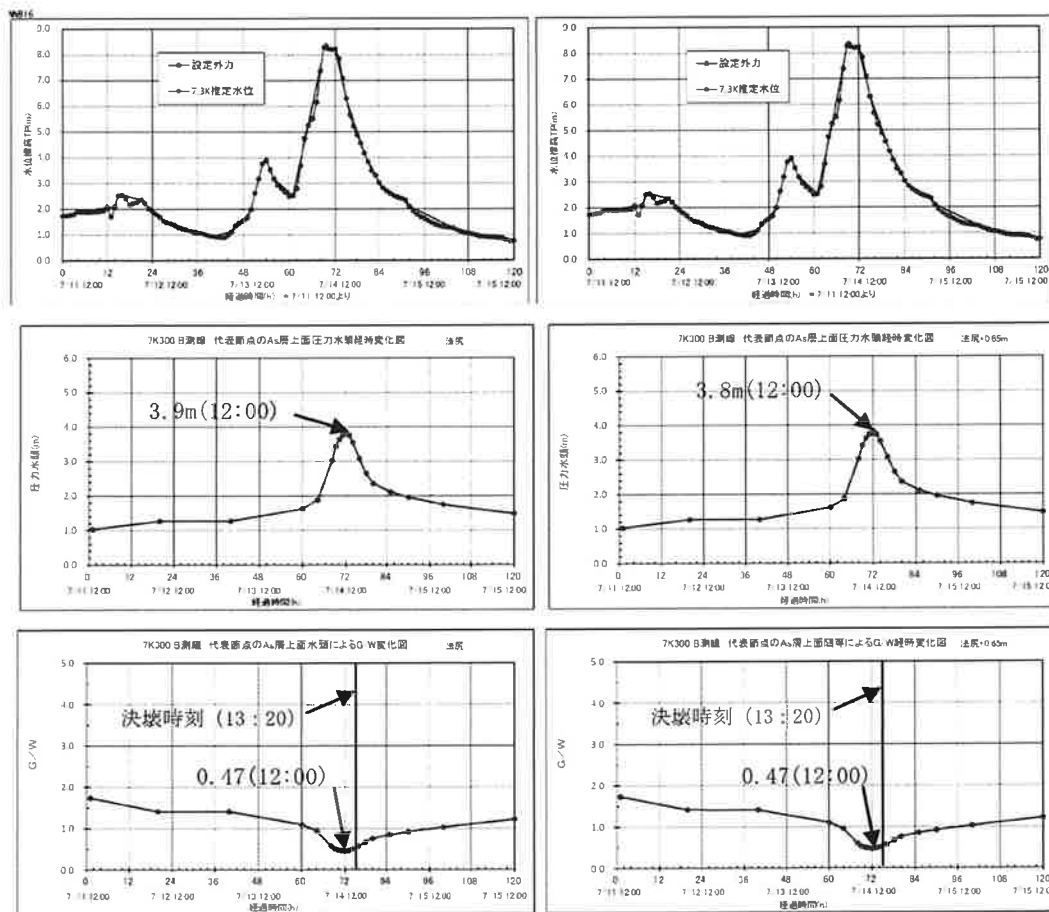


図 4.2.45 右岸 7.3k B 測線解析モデル図 ケース 4

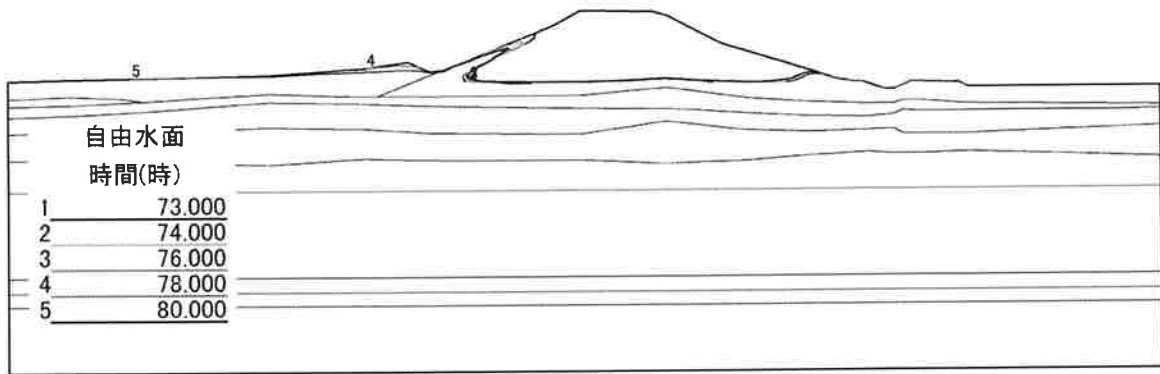


のり尻

のり尻+0.65m

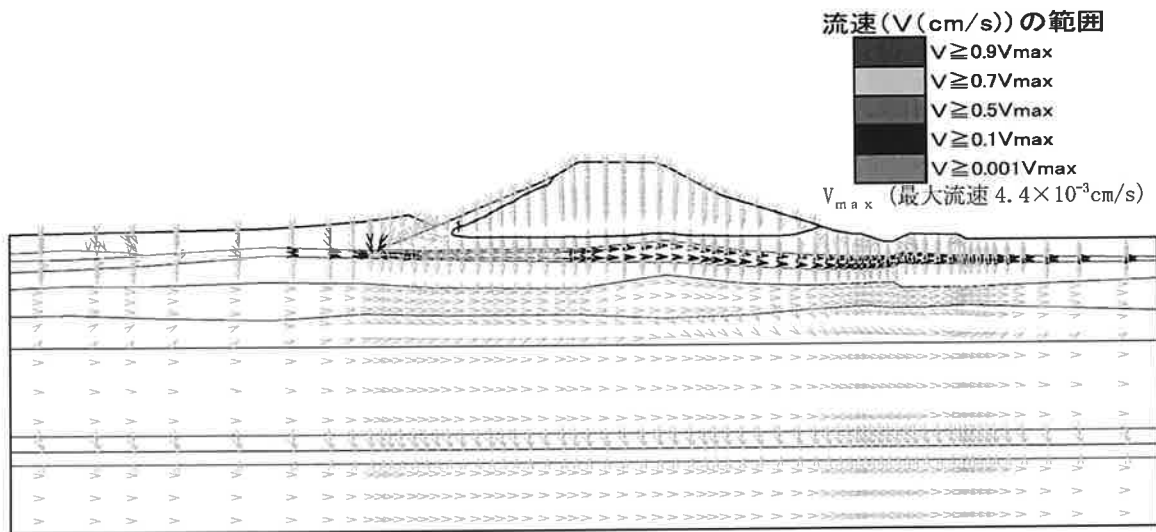
図 4.2.46 右岸 7.3k B 測線 圧力水頭、G/W 経時変化 (As 層) ケース 4

・浸潤線

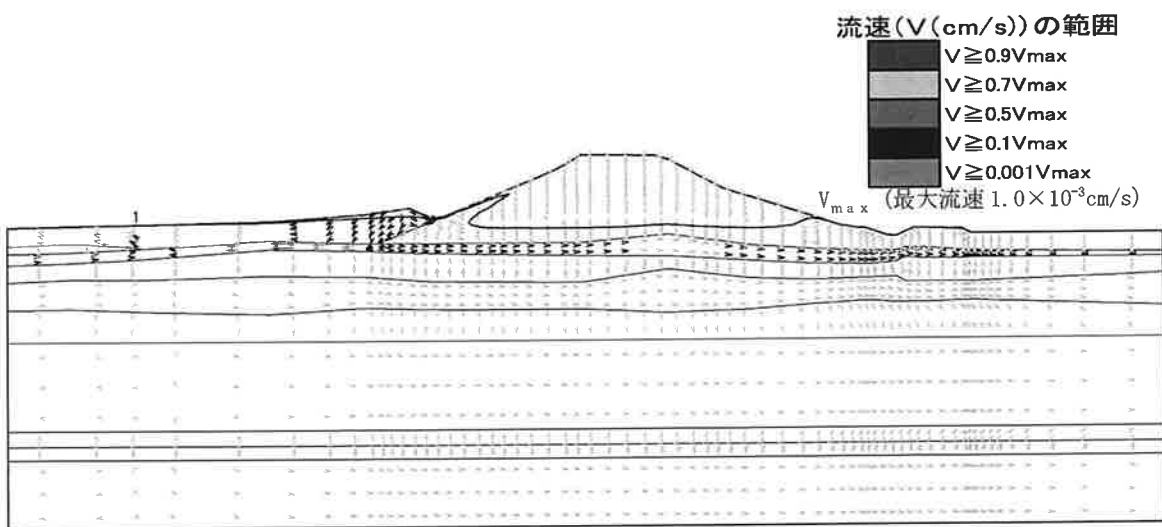


73~80 時間

・流速



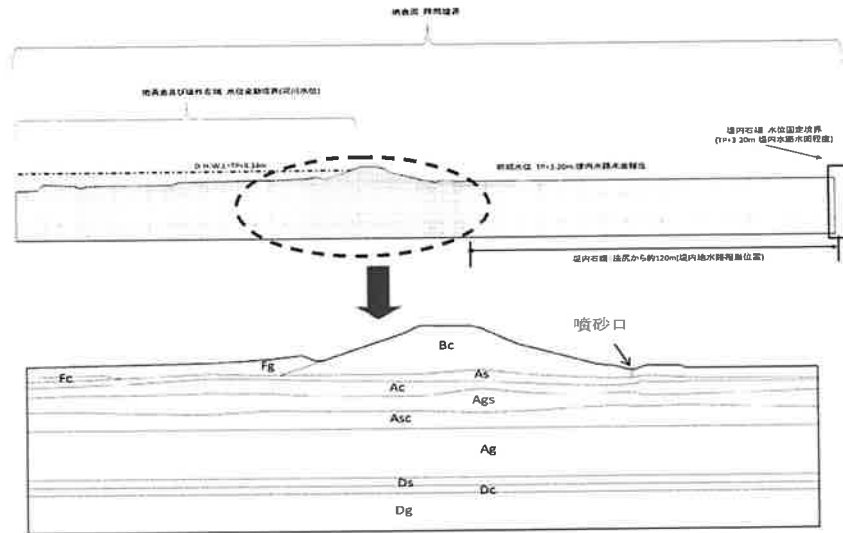
70 時間



80 時間

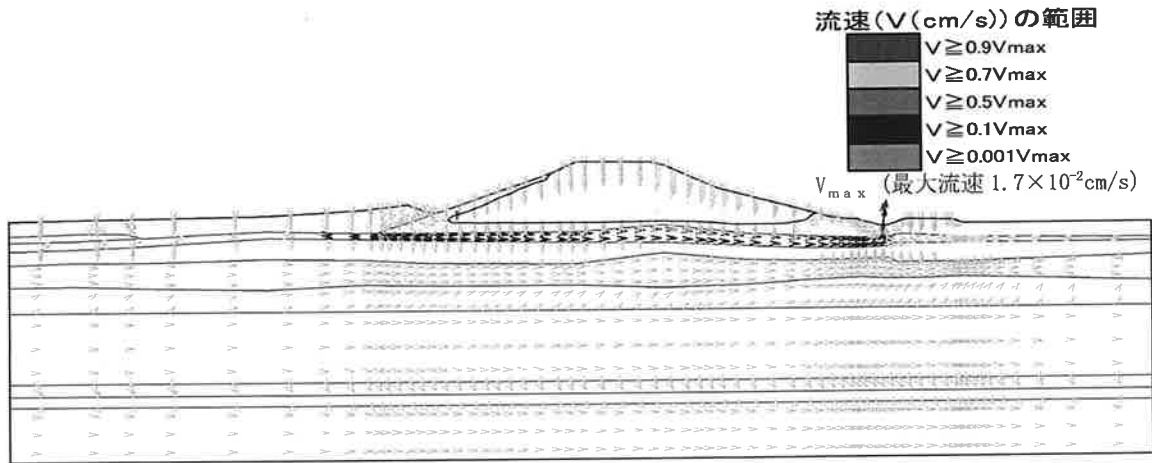
※72 時間は 7 月 14 日 12:00 にあたる。

図 4.2.47 右岸 7.3k B 測線 浸透流解析結果 (浸潤線、流速) ケース 4

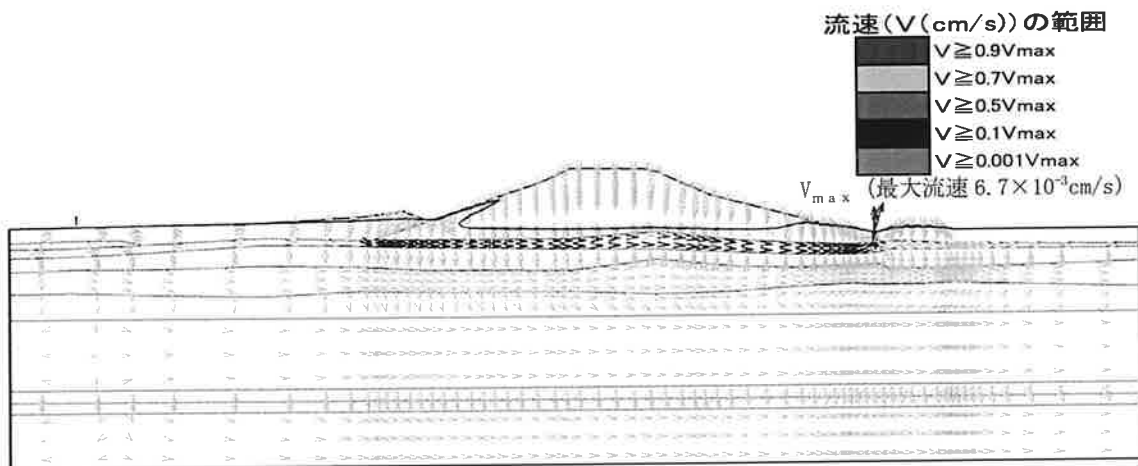


※噴砂口は土砂流出を考慮し、高透水性材料 ($K=1.0 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$) で設定した。

図 4.2.48 右岸 7.3k B 測線 解析モデル図 ケース 6



70 時間



80 時間

※72 時間は 7 月 14 日 12 : 00 にあたる。

図 4.2.49 右岸 7.3k B 測線 浸透流解析結果 (流速) ケース 6

①噴砂口下のAs層上部における解析流速と推定実流速

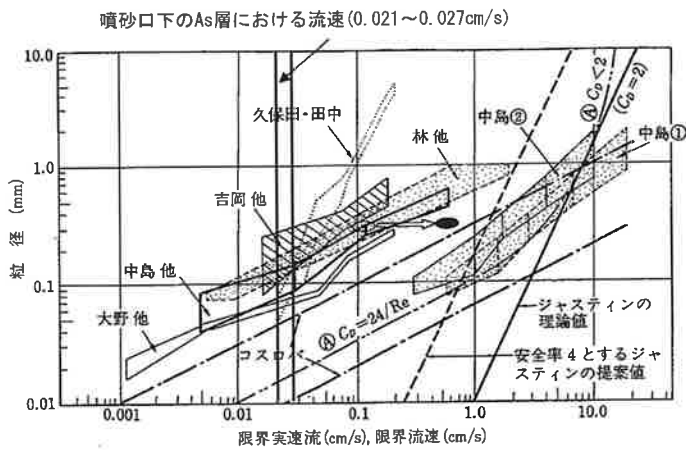
経過時間(h)	解析流速V(cm/s) *見かけの流速	n:間隙率	β :面積間隙率	推定実流速 Vs(cm/s)	備考
68	2.926E-03	0.2	0.138226124	0.021	
69	3.481E-03	0.2	0.138226124	0.025	河川水位ピーク
70	3.620E-03	0.2	0.138226124	0.026	
71	3.675E-03	0.2	0.138226124	0.027	
72	3.735E-03	0.2	0.138226124	0.027	
73	3.439E-03	0.2	0.138226124	0.025	
74	3.052E-03	0.2	0.138226124	0.022	

浸透流解析により算出した流速に、下記の関係式を用いてAs層における実流速を推定したものである。

$$V_s = V / \beta \quad \beta = 1 - (1-n)^{2/3}$$

(関係式: 土質工学ハンドブック 1982年版 (社) 土質工学会より抜粋)

②限界流速と土粒子の関係 (図説河川堤防 2003年 中島秀雄 に加筆)



土粒子の移動が生じ始める流速(限界流速)と粒径の関係図に、①で推定した実流速を重ね合わせた。

③右岸7.3k付近のAs層の粒度分布

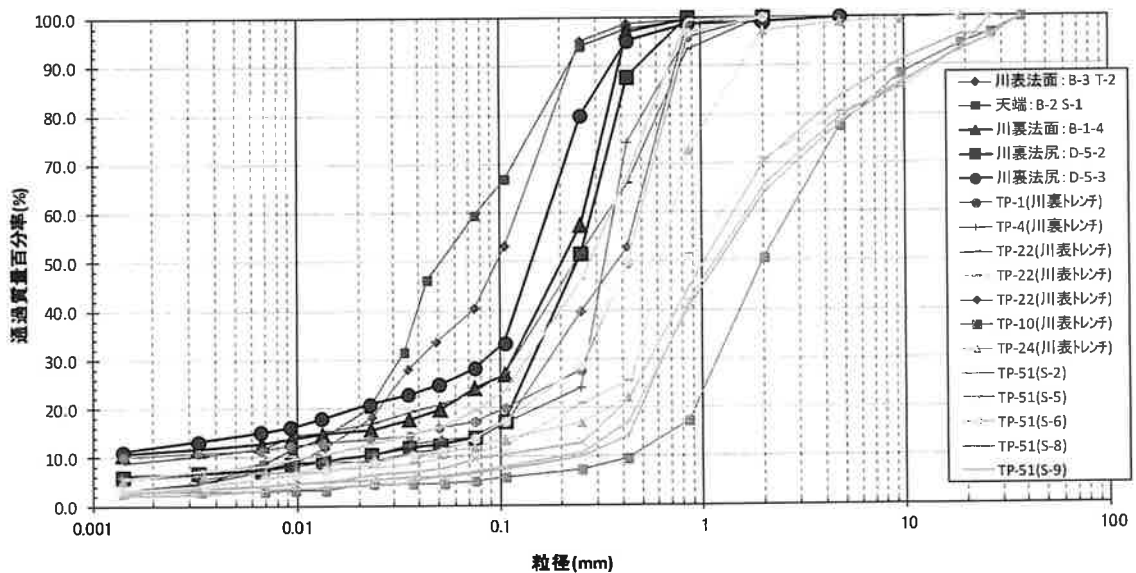


図 4.2.50 噴砂口下のAs層における流速とAs層における粒度分布

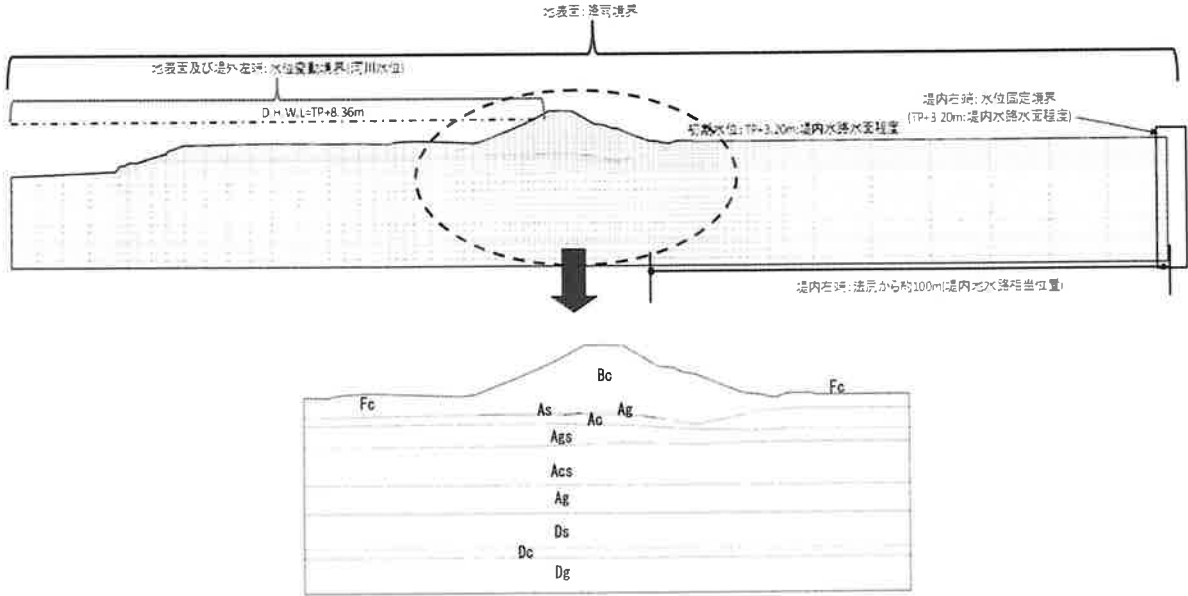


図 4.2.51 右岸 7.3k C 測線 解析モデル図 ケース 9

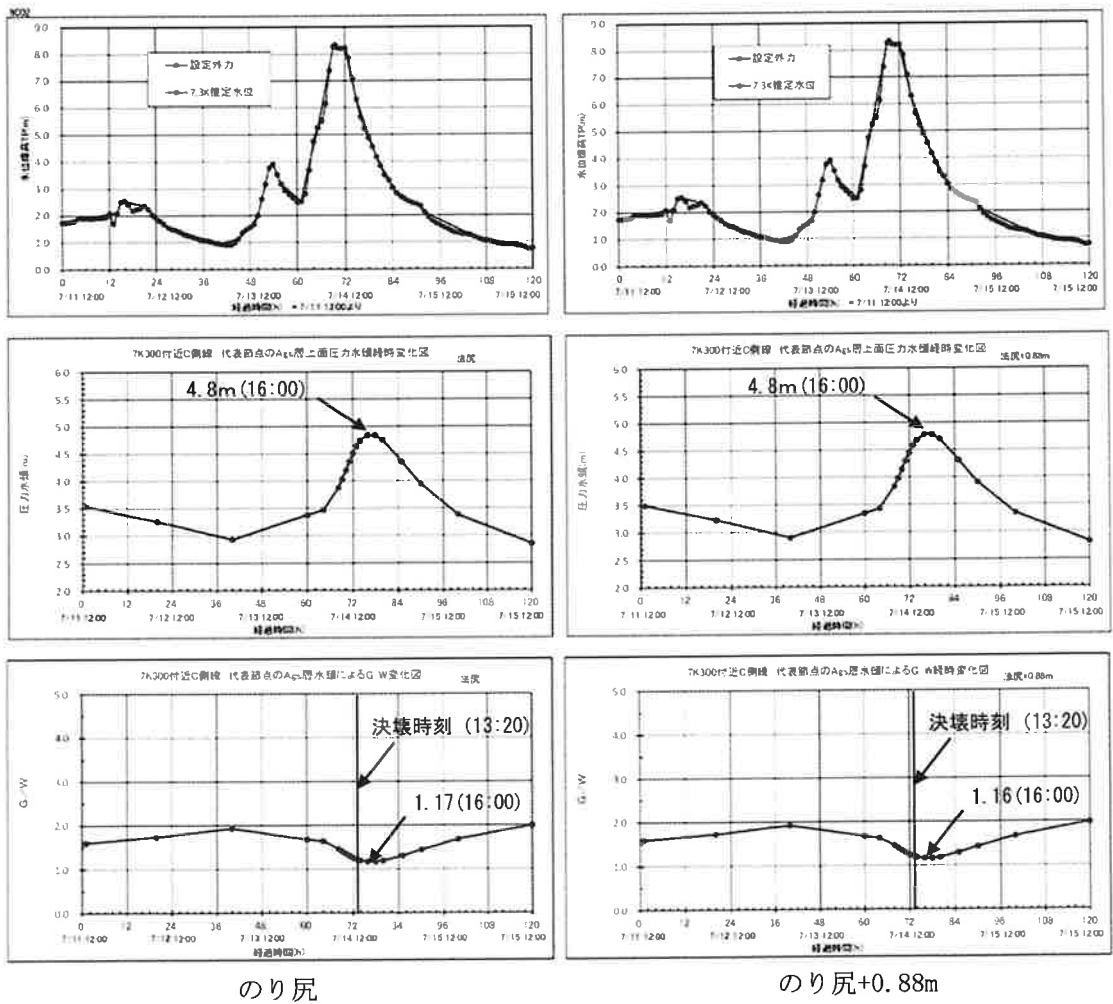
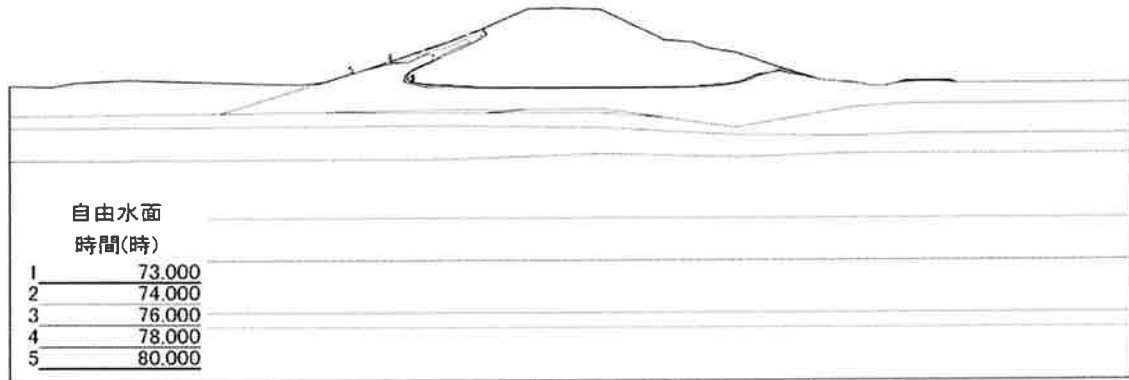


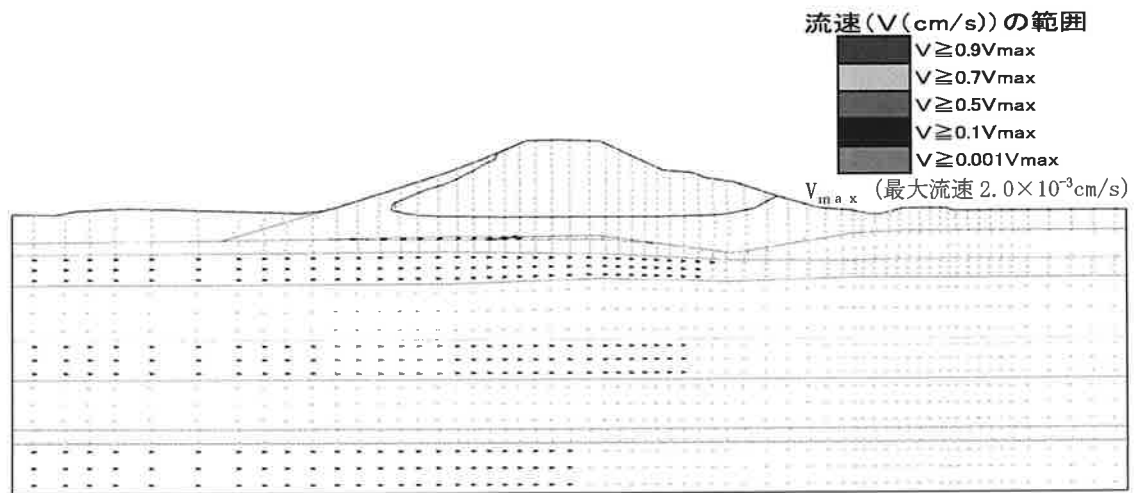
図 4.2.52 右岸 7.3k C 測線 圧力水頭、G/W 経時変化 (Ags 層) ケース 9

・浸潤線

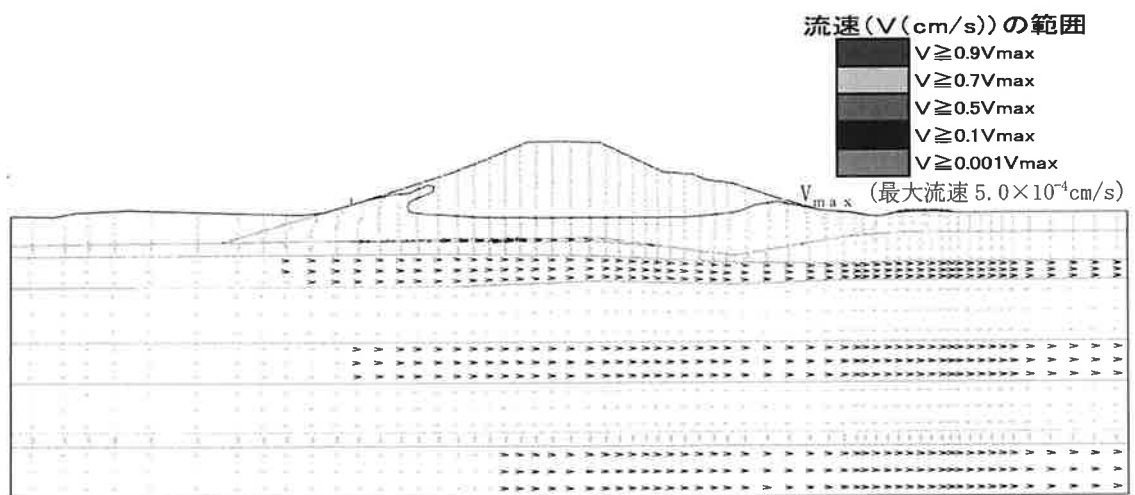


73~80 時間

・流速



70 時間



80 時間

※72 時間は 7 月 14 日 12 : 00 にあたる。

図 4.2.53 右岸 7.3k C 測線 浸透流解析結果 (浸潤線、流速) ケース 9

・安定解析

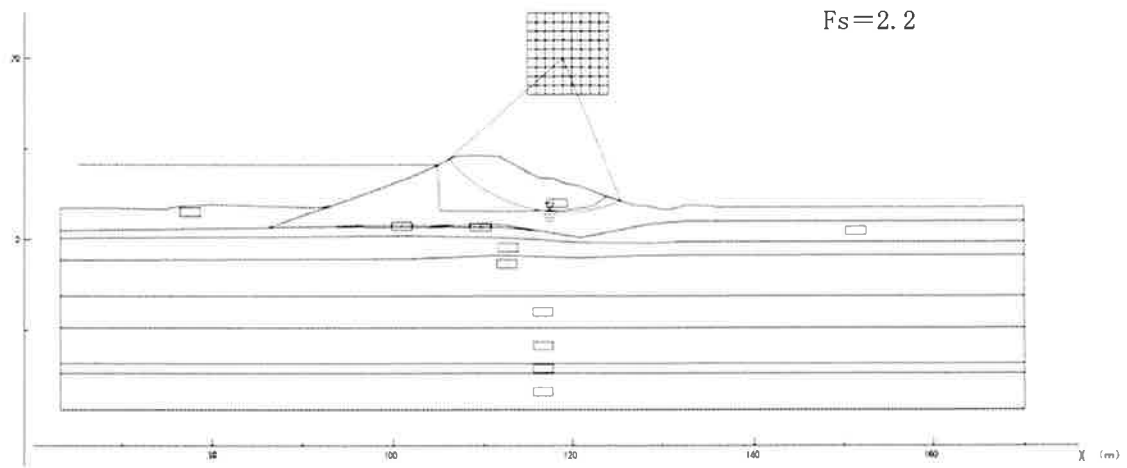


図 4.2.54 右岸 7.3k C測線 安定解析結果 ケース 9

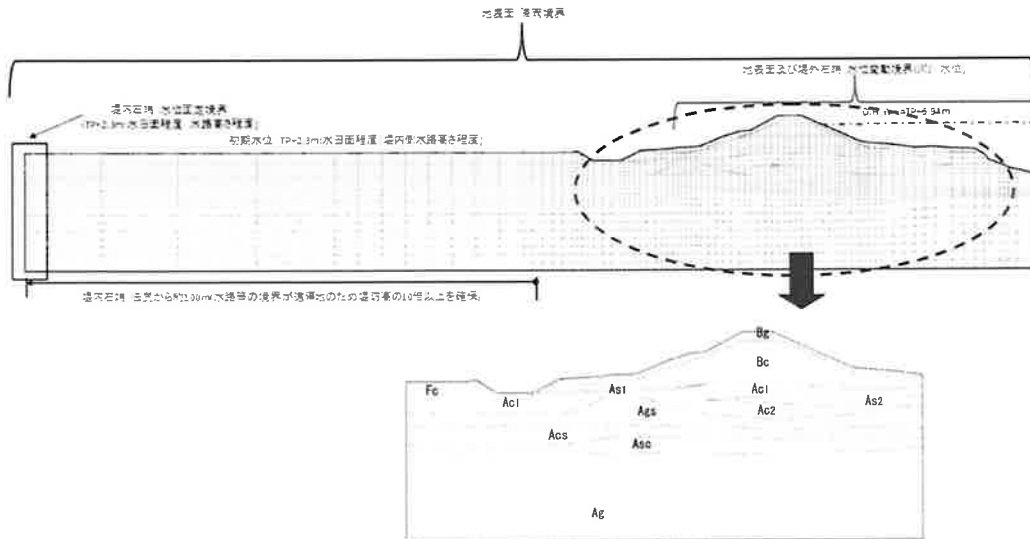
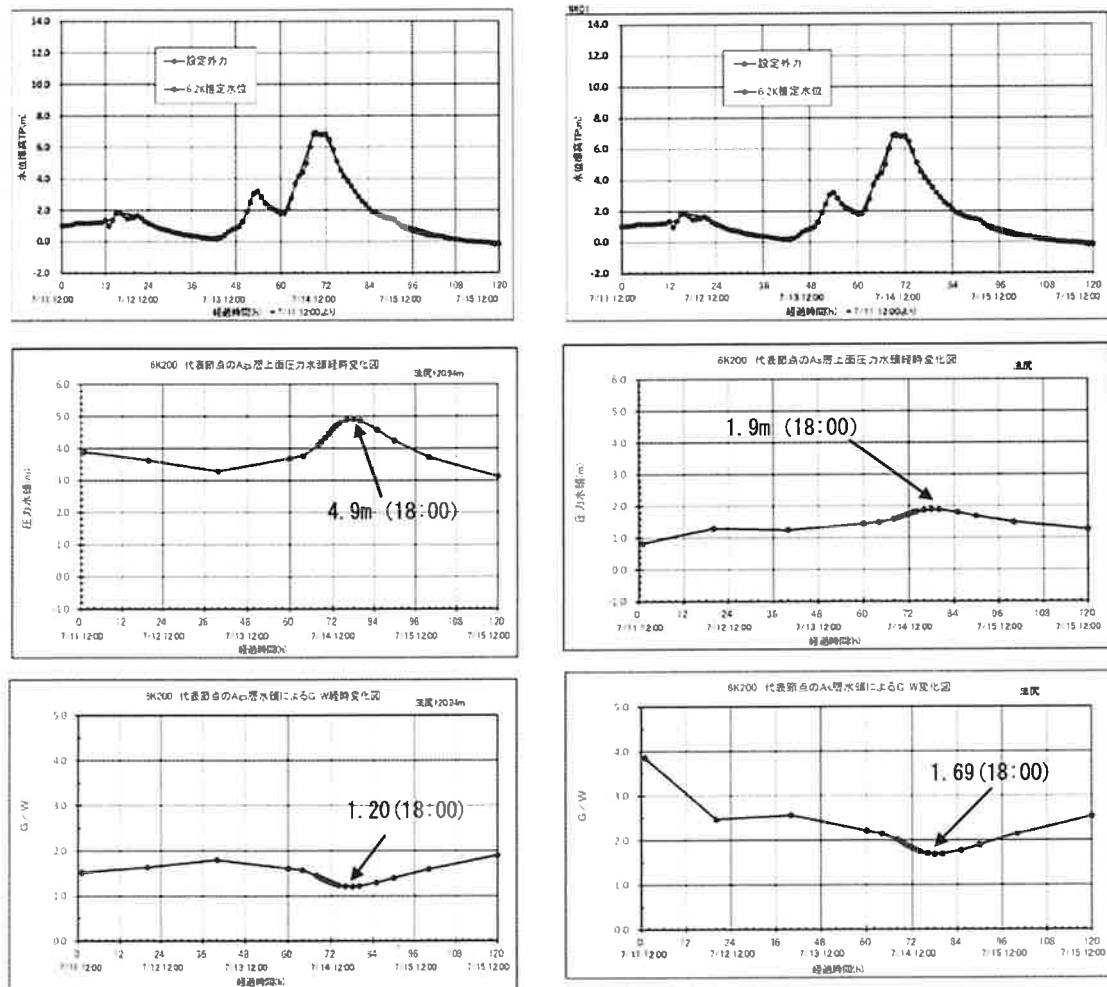


図 4.2.55 左岸 6.2k 解析モデル図 ケース 11

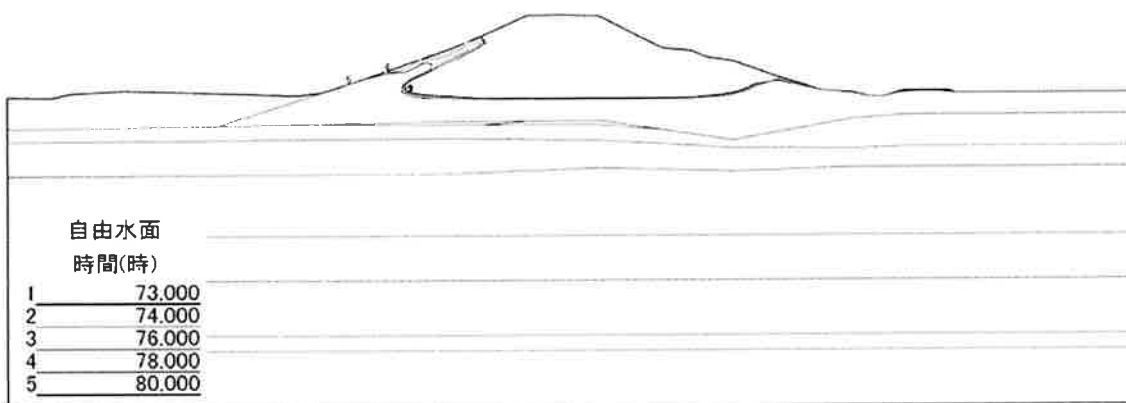


のり尻+20.94m (Ags 層)

のり尻 (As 層)

図 4.2.56 左岸 6.2k 圧力水頭、G/W 経時変化 (As 層、Ags 層) ケース 11

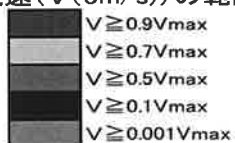
・浸潤線



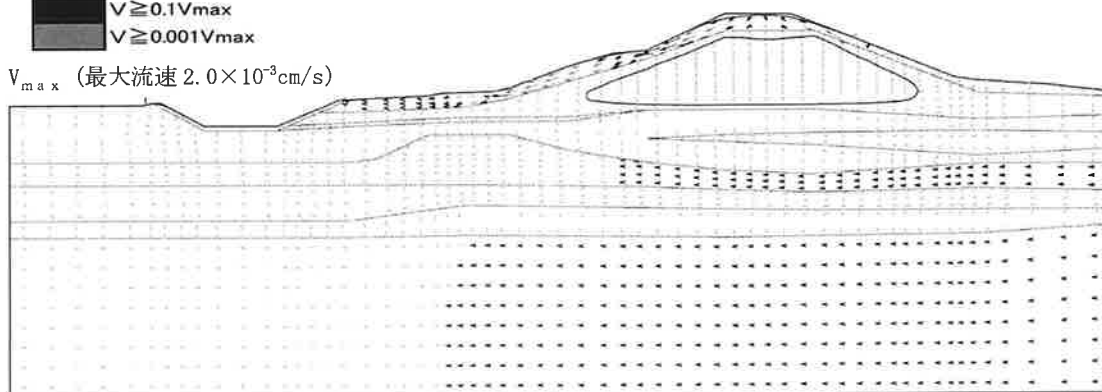
73~80 時間

・流速

流速(V(cm/s))の範囲

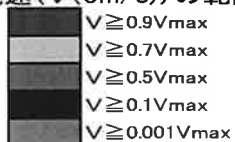


V_{max} (最大流速 2.0×10^{-3} cm/s)

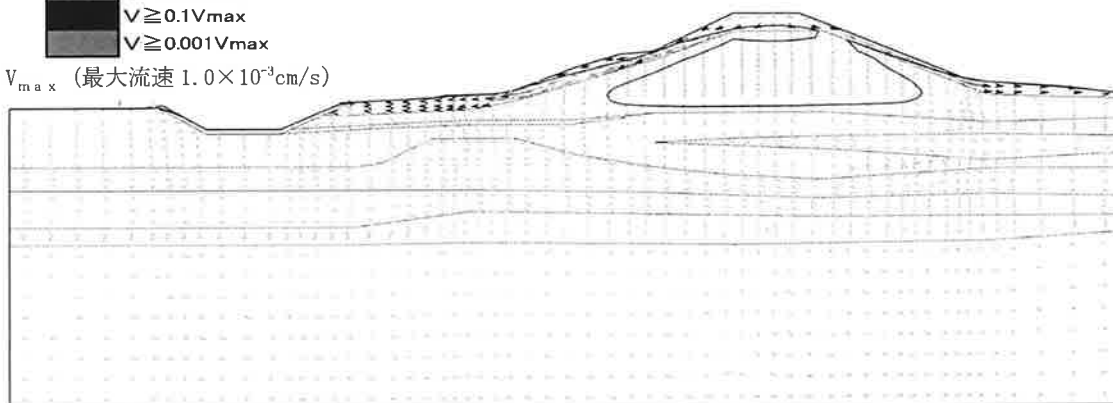


70 時間

流速(V(cm/s))の範囲



V_{max} (最大流速 1.0×10^{-3} cm/s)



80 時間

※72 時間は 7 月 14 日 12 : 00 にあたる。

図 4. 2. 57 左岸 6. 2k 浸透流解析結果 (浸潤線、流速) ケース 11

・安定解析

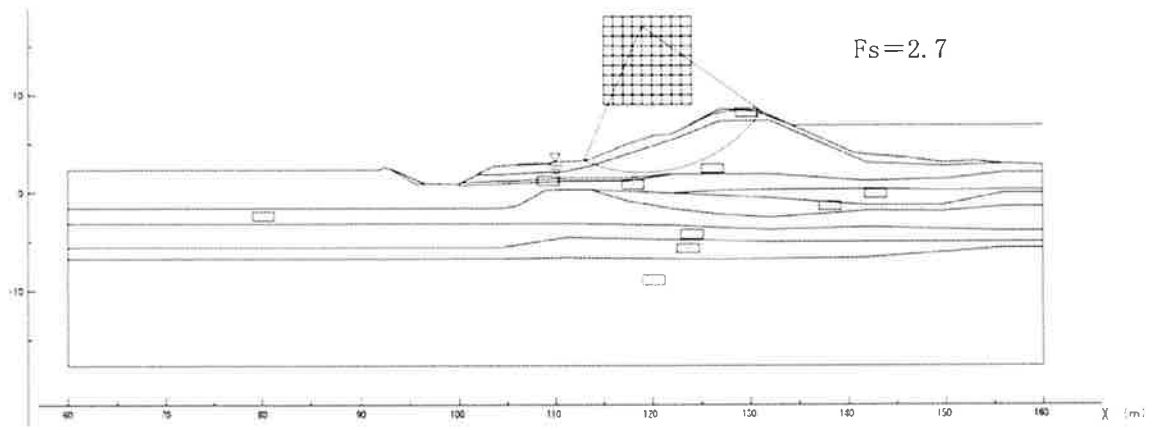


図 4. 2. 58 安定解析結果 ケース 11

4.2.6 流況解析結果

(1) 決壊箇所上下流の流況

HWLを超えるような高い水位の洪水流によって、堤防のり面・高水敷の侵食と砂層への浸透流とが複合的に発生した可能性も想定されることから、決壊箇所上下流の堤防並びに河岸部の流況状況を準3次元流況解析により再現し検討した。解析に使用した計算メッシュを図4.2.59に、計算条件を表4.2.5に示す。

解析から得られたピーク流量時における流速は、図4.2.60に示すように堤防近傍部で0~1.0m/s、低水路河岸部で2.5~3.5m/s程度であり、主流部は河岸部付近であったと推察される。また、写真1~3に示すように、右岸7.3k付近の決壊後の堤防のり面及び高水敷において、植生が流出し裸地化した状況がみられず、また出水後の点検でも侵食の痕跡は確認されていないことから、流水による堤防のり面・高水敷の侵食はなかったものと考えられる。なお、張芝の侵食限界流速は、根がしっかりした状態では2.0m/s程度とされている。

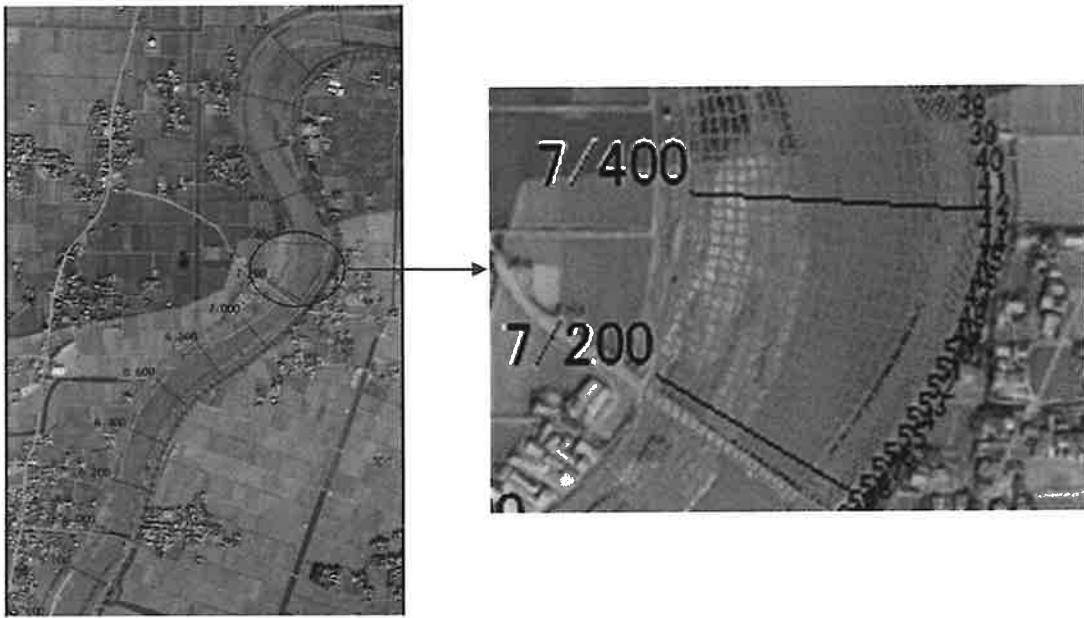


図 4.2.59 計算メッシュ図

表 4.2.5 準3次元モデルの計算条件

ケース	現況モデル
洪水名	平成24年7月14日洪水
対象区間	5/600~8/600
計算格子	縦断方向：113分割 横断方向：31分割
河道条件	平成19年横断測量結果による内挿補間 高水敷ではレーザープロファイラデータを活用
樹木群	該当なし
粗度係数	低水路粗度係数及び高水敷粗度係数： 計画粗度係数を基本として瓶跡水位と一致するように変更した。
上流端流量	別途、一次元不定流計算モデルより算出された 以下の箇所の流量を用いる 8/600 流量ハイドロ
下流端水位	別途、一次元不定流計算モデルより算出された 以下の箇所の水位を用いる 5/600 水位ハイドロ



図 4.2.60 流速のコンター図（底面流速）※ピーク時



写真1 24年7月15日右岸7.3k付近河道状況
※植生の侵食・裸地化はみられない



写真2 24年7月15日右岸7.6k付近河道状況
※植生の侵食・裸地化はみられない



写真3 低水路河岸状況（主流部付近）

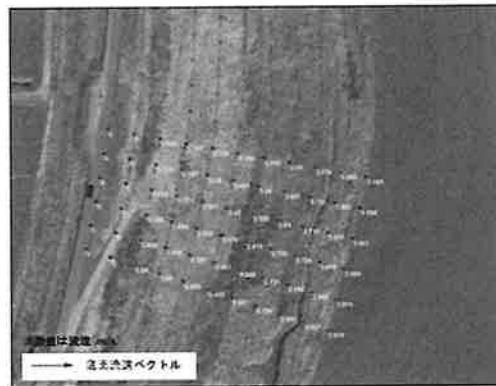


図 4.2.61 準3次元流向解析による底面流速ベクトル図※ピーク時

(2) 津留橋橋脚の影響

津留橋橋脚が決壊箇所周辺の流況に与えた影響について、準3次元流況解析により検討した。津留橋橋脚を考慮しない場合でも図4.2.62及び図4.2.63に示すように決壊地点付近での流速コンター図及びベクトル図に大きな変化は見られないことから、橋脚による影響は軽微なものであると考えられる。また津留橋橋脚を考慮しない場合では、決壊地点付近での洪水水位は若干低下(低減量約15cm)するものの、前述した浸透流解析結果への影響は無視できる程度であり、津留橋橋脚の洪水水位への影響は軽微なものであると考えられる。両者の比較を図4.2.65に示す。



図 4.2.62 平均流速コンター図 (ピーク時)

図 4.2.63 流速ベクトル図 (ピーク時)



図 4.2.64 流速ベクトルでの比較

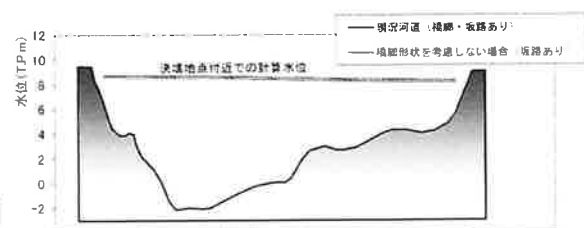


図 4.2.65 橋脚による洪水水位比較 (準3次元計算ピーク時)

(3) 堤防坂路の影響

堤防決壊箇所下流の堤外地に存在した逆坂路の影響について検討した。図 4.2.66～4.2.68 に示すように、解析の解像度はやや低いものの、坂路の有無による決壊地点付近での流速コンター図及びベクトル図の比較から大きな差異はみられず、逆坂路の影響は軽微なものであると考えられる。



図 4.2.66 平均流速コンター図 (ピーク時)

図 4.2.67 流速ベクトル図 (ピーク時)



図 4.2.68 流速ベクトルの比較

4.2.7 まとめ

(1) 被災要因

- ・堤防決壊が生じた右岸 7.3k 付近も含め、矢部川の 10.4k 付近より下流部は、三角州低平地であり、左右岸堤防ともに基礎地盤上部には有明粘性土層（蓮池層）が分布し、堤体は粘性土主体で築堤されている。
- ・堤防決壊の原因について、地震を除く一般的な被災原因とされている項目（越水決壊、侵食決壊、浸透決壊（堤体のすべり破壊、基礎地盤のパイピング破壊））毎に対応する事実関係（「地形・地質などの地盤構造」、「今回実施した地質調査結果」、「過去の築堤履歴」、「漏水や法崩れなどの過去の被災履歴」、「堤防に作用した外力」、「堤防決壊時の目撃情報」、「シミュレーションによる再現」、「今回被災していない箇所との比較」）を表 4.2.6 に示すように整理・分析した。
- ・その結果、被災の原因は、堤防を横断して河岸から堤内地側の途中まで分布していた基礎地盤上部の比較的透水性の高い砂層（As 層）の存在及び高水敷の砂礫層（Fg 層）と砂層（As 層）が繋がっていたことにより、As 層における圧力が河川水の上昇に連動して高まり、堤防の尻付近で砂層上部の被覆土層（透水性の低い Fc 層）を破壊し、噴砂口から As 層の土粒子を巻き込んで漏水・噴砂が生じたものと推察される。
- ・堤防決壊のメカニズムとしては、パイピングにより、As 層の細粒分が流出することで、堤防直下の空隙・空洞化が進行し、堤体を支持することができなくなり堤体が沈下・陥没した結果、そこから河川水が集中して流れ出すとともに堤体を洗掘し、決壊に至ったものと推察される。
- ・決壊口の拡幅が主に上流側に進んだ要因の 1 つとして、As 層の堤防下の縦断方向分布（初期の決壊箇所から上流側に As 層が多く分布していたこと）が考えられる。
- ・堤防の本復旧工事に合わせ、平成 25 年 3 月 12 日に決壊箇所の堤体・基礎地盤の状況を開削調査により確認した。

その結果、堤体の土質は粘性土であったこと、基礎地盤は、上から粘性土層（Fc 層）、砂層（As 層）、粘土質シルト層（Ac 層）、礫混じり砂層（Ag 層）により構成され、パイピングの要因となった砂層（As 層）が粘性土層（Fc 層、Ac 層）で挟まれた状態であったことが確認された。

また、決壊地点上流側の基礎地盤の上部にある As 層は透水性が高く、1.8～1.9m の厚さで存在しており、その下に透水性の低い Ac 層の存在が確認されたこと、決壊地点では Ac 層が 1.1m の厚さで存在しており、その下に礫混じり砂層（Ag 層）が存在していることが確認された。

表 4.2.6 被災要因に係るとりまとめ

今次出水の特徴	被災原因項目	事象関係	調査結果	目撃証言	解析結果	原因の可能性 (有:○,無: ×)
<p>【降雨】</p> <ul style="list-style-type: none"> 黒水観測所、打柴観測所では、1, 3, 6, 9 時間とも雨量観測史上最大の降水量を記録した。 近傍の額高観測所では、今回の川水の 1 ヶ月前の降雨量が 541mm、今回の出水で 302mm を記録した。 <p>【河川水位】</p> <ul style="list-style-type: none"> 今次出水は、船小屋観測所での実測水位で観測史上最高水位を記録した。 決壊箇所付近の洪水痕跡水位は、計画高水位 (HWL) を約 1m 越えていた。 	<p>1. 越水による堤防決壊</p> <p>2. 侵食による堤防決壊</p> <p>3. 浸透 (堤体)</p> <p>4. 浸透 (基礎地盤)</p>	<ul style="list-style-type: none"> 決壊箇所の直下流の川表側に逆坂路が設置されていた。 低水時河岸及び高水時の洗掘はさほどみられなかった。また、決壊口上下流堤防表のり面の侵食状態、侵食はみられなかった。(国土交通省災害調査チーム) 決壊箇所の堤体は流出しているため土質は確認できない。 残置している堤防の堤体の上は粘性土で、決壊直後にもかかわらず堤防川裏法尻付近も含め含水比が高い状態ではなかつた。(国土交通省災害調査チーム) 	<ul style="list-style-type: none"> 洪水痕跡調査結果から越水はしていない事を確認した。決壊箇所の丘上流の堤防高: 9.3m, 痕跡高: 8.36m CCTV 画像から越水はしていないことが確認された。 CCTV 画像によれば、坂路付近で著しい水面変動等の現象はみられない。 残存している上下流堤防の表のり面に植生の剥がれ、侵食跡がないことを確認した。 右岸 7k200 (津留橋) ~ 7k700 間の堤防は、昭和 25 年から 28 年の間に引堤した区間に位置し、一遍として施工されたこと及び決壊初期の堤体写真等を考慮すると、被堤箇所もその上下流の堤防と同様に水が浸透し難い均質な粘性土で構成されていたと推察される。 粒度分布から推定した B 測線での bc 層の透水係数は $4.8 \times 10^{-4} \sim 1.8 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ (平均 $1.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$) であった。 堤防の決壊箇所を含む上下流では、堤防を横断する形で基礎地盤の比較的上部に砂層が 1~1.5m 程度の厚さで分布していた。 上記の砂層の透水係数は現場透水試験結果より $1.5 \times 10^{-3} \sim 2.5 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ (平均 $2.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$; B 測線) であった。 上記の砂層は、トレンチ調査により部分的に粒度の粗い砂層が確認された。トレンチ調査等での砂層の粒度分布より透水係数を推定すると平均 $3.4 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ であった。 ※砂層は、過去の洪水氾濫により堆積したものと考えられるが、均一では無いことが確認され、水を比較的透過し易い層が介在している可能性がある。 トレンチ調査により、上記の砂層は、河岸まで連続しているが、堤内地の途中で行き止まりとなっていることが確認された。すなわち、川側から砂層内を浸透してきた水がせき止められる地層構成となっていた。 トレンチ調査により、決壊口付近の堤外地の表層にある砂層 (fg 層) は、直接砂層と接していることが確認された。 砂層の直上に位置する粘性土層は、堤防基のり尻部周辺では層厚が 1m 程度と比較的薄かった。 上記の砂層は、被災していない左岸 6k200 付近でも確認されたが、シルト層で分断されて堤防を横断して分布していない事を確認した。 	<p>消防団員等の目撃情報から、越水はしていないことが確認された。</p>	<p>準 3 次元不定流計算の結果、決壊箇所では川の表側のり面が侵食され、異なるような流速にはならない。また、逆坂路や橋梁がある場合とない場合で比較しても、決壊箇所付近の流速に大差はないことが確認された。</p> <p>浸透流解析の結果、堤体の浸透流の上昇は小さく、円弧すべりに対する安全率も高いことが確認された。</p>	<p>×</p> <p>×</p> <p>×</p> <p>○</p>

(2) 被災メカニズム

＜決壊箇所付近堤防の特徴（図 4.2.69、図 4.2.70）＞

決壊が生じた右岸 7.3k 付近の堤防は、昭和 25～28 年に築堤（引堤）された区間に位置し、堤体は粘性土で構成されていたと考えられる。基礎地盤には、基礎地盤の粘土質シルトと堤体の粘性土に挟まれ堤防を横断する形で、基礎地盤の上部に水が浸透しやすい 1m～1.5m の砂層（As 層）が局所的に存在し、この砂層は河岸から堤内地の途中まで連続して分布し、また高水敷の堤防側では表層の砂礫層と砂層（As 層）がつながっていたと考えられる。

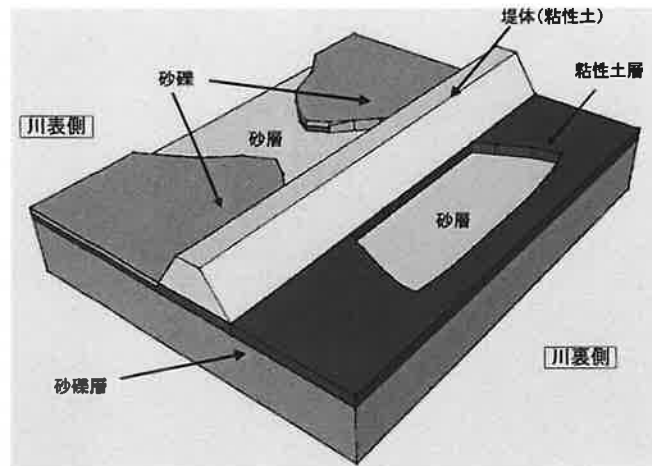
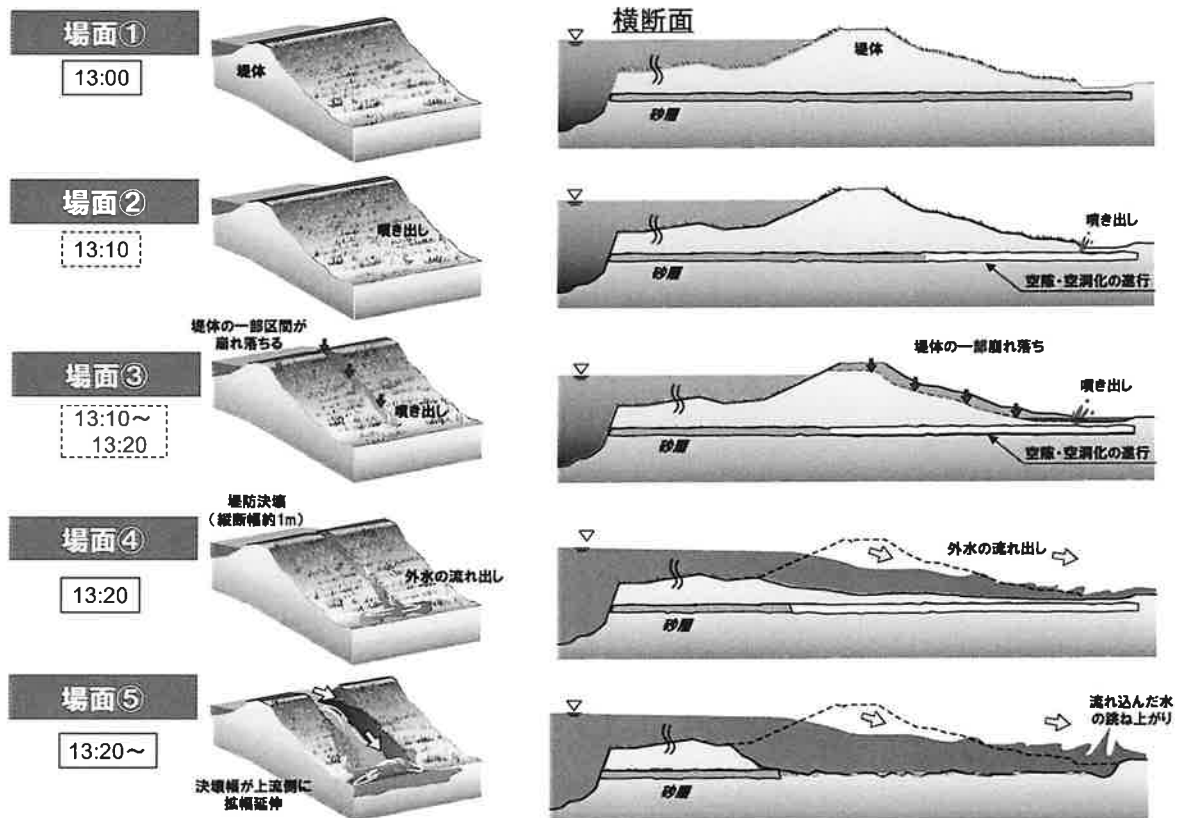


図 4.2.69 決壊箇所概念図



※各場面下部の時刻は次のようである。 : 枠内は確定できる時刻
 : 枠内は推定できる時刻

図 4.2.70 被災プロセス図

< 堤防決壊の経過 (想定) (図 4. 2. 70) >

【場面①】

- ・ 河川水位の上昇とともに、基礎地盤砂層の圧力が大きくなる。

【場面②】

- ・ 基礎地盤砂層の圧力水頭 (W) がのり尻部の上載荷重(被覆土層の重量 : G)を上回り、盤ぶくれ及び漏水が生じる。
- ・ 漏水口より砂層の土粒子が噴出し、さらに連動して砂層の土粒子の細粒分が浸透流速により移動、噴出する。その結果A s層に空隙ができ、堤体の下への空隙・空洞化が進行する。

【場面③】

- ・ 堤体下の空隙・空洞が大きくなり堤体を支持することができなくなり堤体が沈下・陥没する。(沈下・陥没の仕方としては、空隙・空洞の進行を考慮すると、裏のり、堤体中央へと徐々に進行する場合と、堤体が一気に沈下・陥没する場合とが想定される。)

【場面④】

- ・ 堤体が沈下・陥没した結果、そこから河川水が集中して流れ出すとともに堤体を洗掘し決壊に至る。

【場面⑤】

- ・ 決壊口からの河川水の流れ出しにより基礎地盤の砂層、及び堤体が洗掘されて、徐々に決壊口が拡大していく (基礎地盤砂層が洗掘され、上部堤体が崩壊したことも想定される)。また、地盤も洗掘され落堀が形成される。
- ・ 河川水位と氾濫域の水位差が小さくなった時、決壊口の拡大はほぼ終了する。

なお、決壊箇所における1次元不定流解析より得られた河川水位及び非定常浸透流解析から得られた圧力水頭及びG/Wの経時変化、目撃証言等より得られた決壊時刻は、図 4. 2. 71 に示したとおりである。

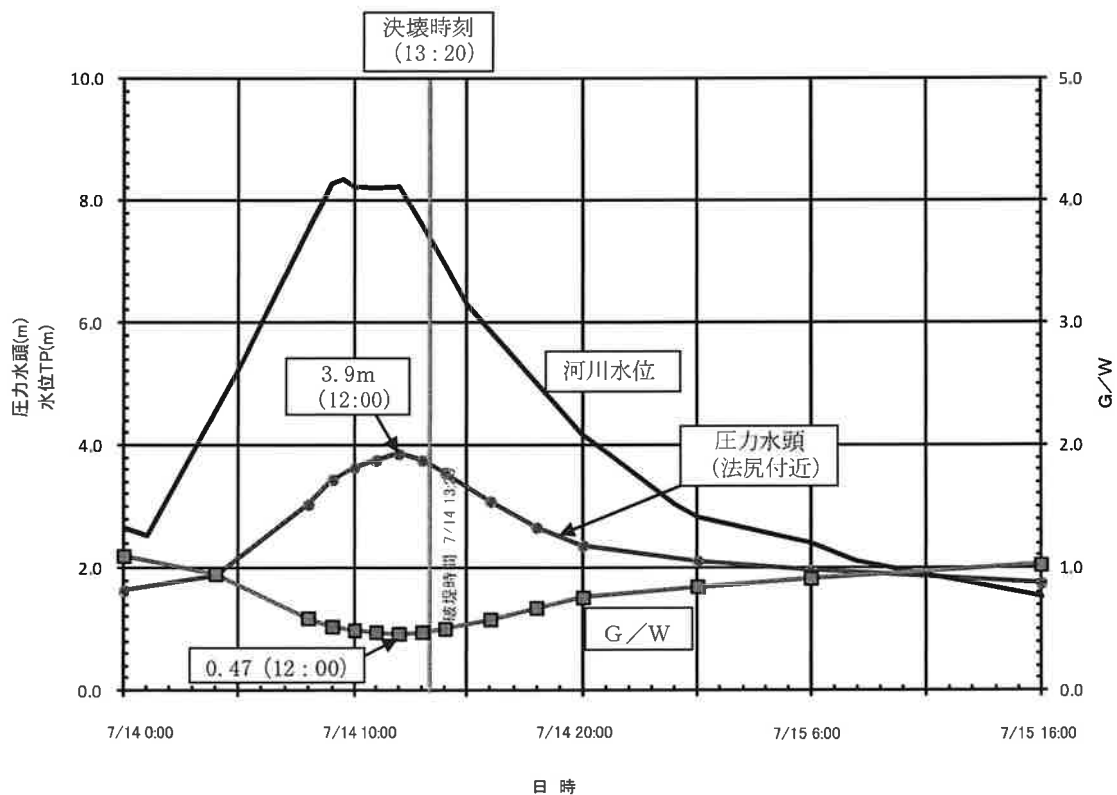


図 4. 2. 71 河川水位、圧力水頭及びG/Wの経時変化 (B測線モデル : ケース 4)

4.3 右岸 11.8k 付近の被災メカニズム

4.3.1 堤防及び河道の変遷

(1) 堤防の形状及び築堤履歴

右岸 11.8k 付近の堤防形状は、図 4.3.1 に示すように堤防比高 5.7m、天端幅 5.0m、表裏のり勾配はともに 1:2 で裏のり面には小段を有し、高水敷幅は約 35m である。天端にはアスファルト簡易舗装、のり面は植生被覆が施されている。

堤防法線は、図 4.3.2～4.3.4 に示すように、昭和 23 年と昭和 37 年を比較すると変わっておらず、昭和 29 年度に裏腹付け、昭和 35 年度には嵩上げ工事が実施され、現在に至っている。なお、今回被災した箇所の下流では昭和 63 年に基盤漏水が発生している。

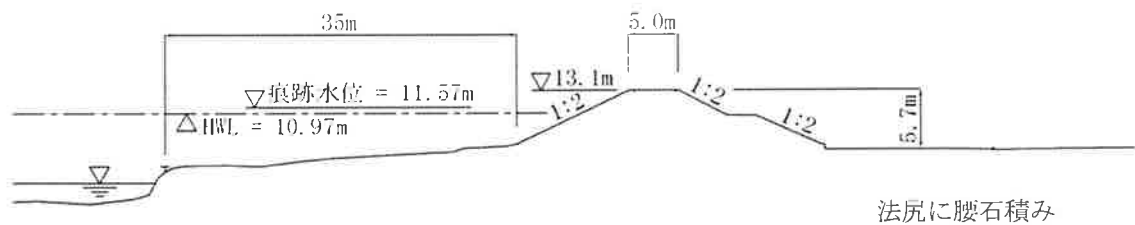


図 4.3.1 右岸 11.8k 付近堤防断面図

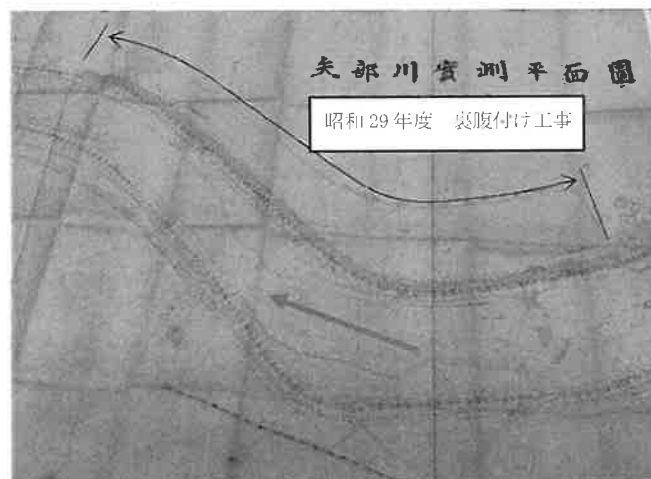


図 4.3.2 昭和 29 年度 裏腹付け工事



図 4.3.3 昭和 35 年度 嵩上げ工事

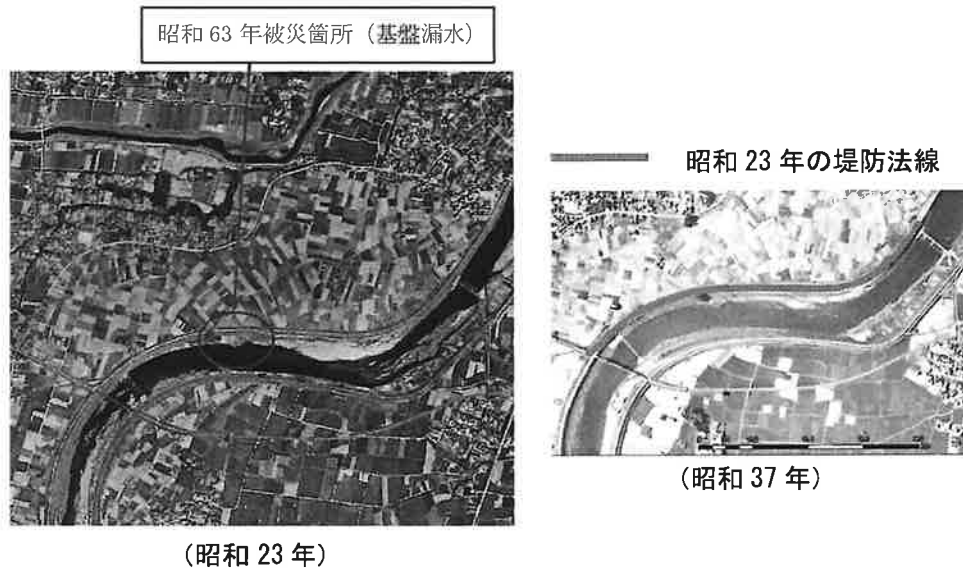


図 4.3.4 右岸 11.8k 付近航空写真 (国土地理院)

(2) 基礎地盤・堤内地の土地利用

被災した堤防周辺の微地形は、治水地形分類図によれば、旧川微高地に分類され、下流には旧河道が分布する。堤内地には現存しない堤防が分布しており、堤内地は田畑として利用されている。

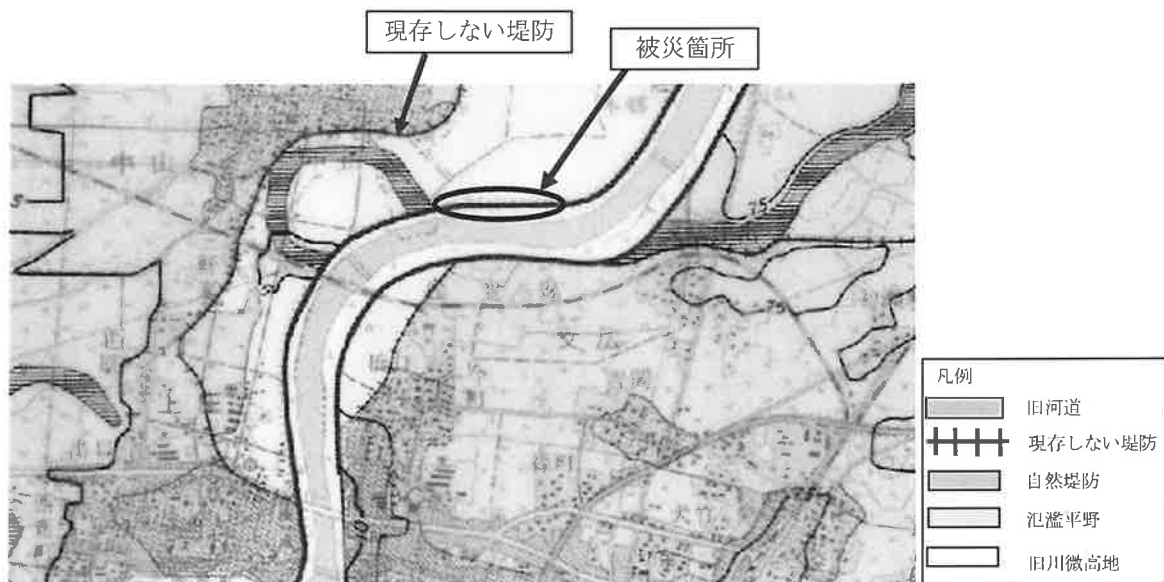


図 4.3.5 治水地形分類図 (昭和52年 国土地理院)

(3) 堤防点検の状況

出水期前の堤防点検（平成23年12月16日）及び今次出水前までに実施した河川巡視の結果では、右岸 11.8k 付近での堤防損傷等の変状はみられていない。

4.3.2 堤防被災の状況

(1) 被災箇所付近の河川水位

図 4.3.6 に 11.8k 付近の河川水位（不定流計算による推定値）を示す。計画高水位（HWL）を 5 時間程度超過したと推定される。痕跡水位は 11.57m と計画高水位（HWL）を 60 cm 程度上回っていた。

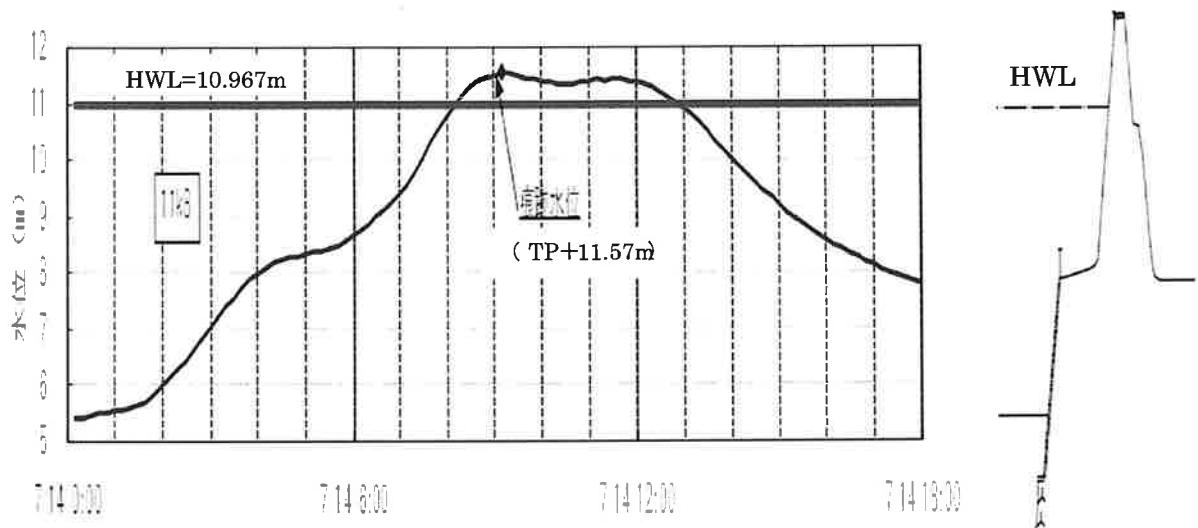


図 4.3.6 今次出水の 11.8k 地点における河川水位ハイドログラフ（不定流計算値）

(2) 堤防被災の状況

図 4.3.7 に示すように、堤内地の水田では噴砂を伴う漏水が多く発生し、盤ぶくれが生じた箇所もある。また、裏のり面下部に縦断方向の亀裂及び亀裂下部の堤体のり尻付近に陥没（最大約 50 cm）が発生した。裏のり尻部の腰石積み（ブロック）の変形も見られた。

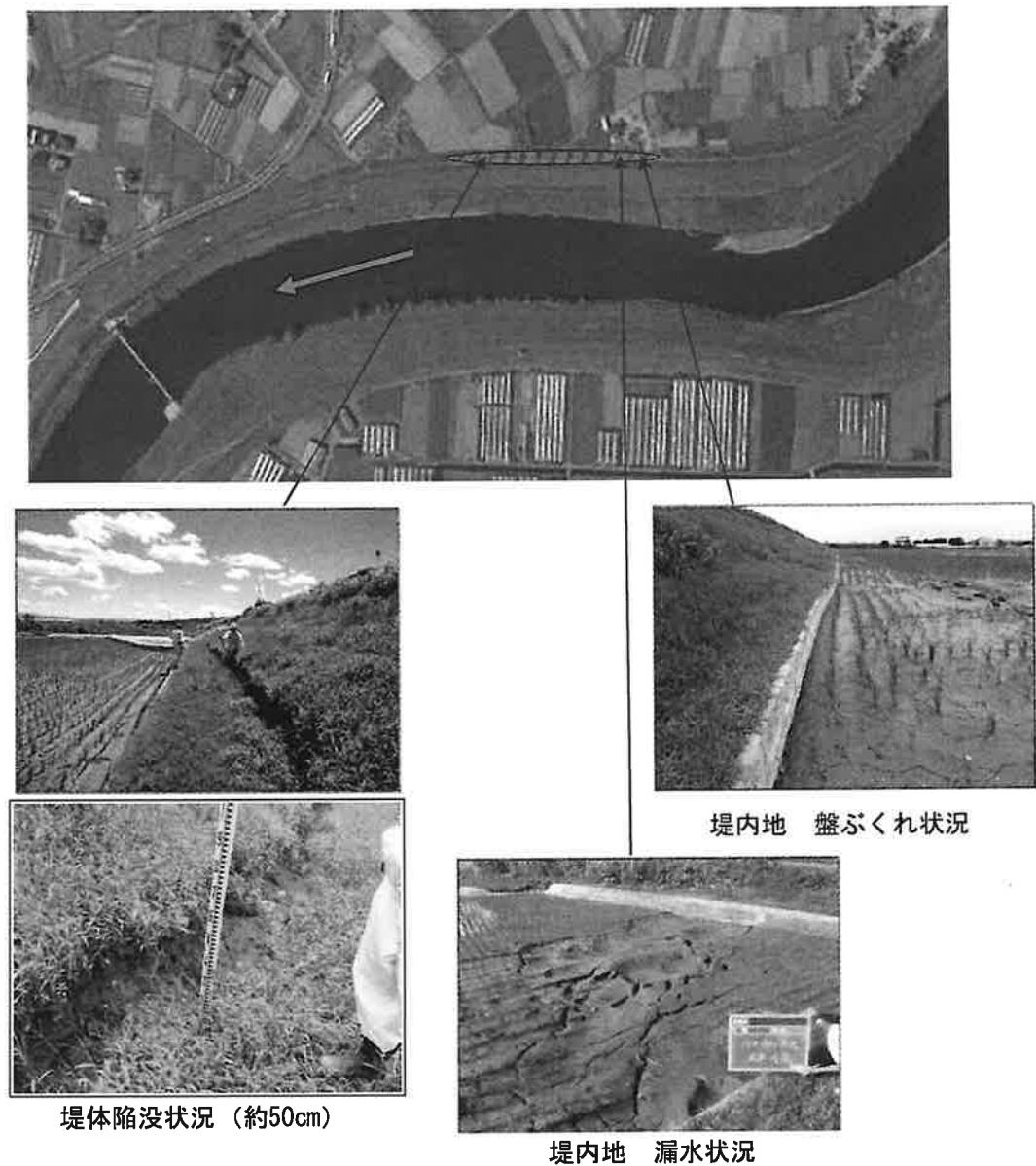


図 4.3.7 右岸 11.8k 付近の被災状況写真

4.3.3 消防団等のヒアリング結果

堤防被災に係わる区長及び地元住民のヒアリング結果を以下に示す。

- 11時ぐらいに浸かっている田畑より3ヶ所程度、ブクブクと水が吹き上がっているのが見えた。水面が少し盛り上がる程度高さ。
- 簡易ポンプで田畑に水をくみ上げるため、堤防法尻付近に管を埋設しているが、洪水のたびに水が湧き上がり周辺に水たまりができる。
- 洪水後には直径2m程度の大きなクレーターのような跡(このあたりでは体りという)が3ヶ所程度あった。さらに小さい体りは無数にあった。このような現象ははじめてである。
- 田畑の方へ土砂が浮き上がって出てきた感じ、堤防の法の中央部は崩れており法尻のブロックはなみうっていた。

4.3.4 被災後に実施した土質等調査結果

(1) 堤体及び基礎地盤の土質構成、土質特性

堤防被災箇所周辺で実施した土質調査結果（図 4.3.8 に示すボーリング調査、サウンディング調査、現地・室内土質試験等）から、右岸 11.8k 付近の堤体及び基礎地盤の土質構成、土質特性は以下のものであった。また、土質試験結果を土層毎に図 4.3.16 に示す。

<基礎地盤>

- ・ 図 4.3.9～4.3.15 に示すように、基礎地盤は表層に透水性の低いシルト質砂層（As 層）が 2m～4m の厚さで分布し、その下部に透水性の高い砂礫層（Dg 層）が約 10m、さらにその下部に阿蘇 4 火山灰質土（Dpt 層）が分布する構成である。シルト質砂層（As 層）の透水係数の最大値は、 1.7×10^{-5} cm/s であり透水性は低く、砂礫層（Dg 層）の透水係数の最大値は、 2.2×10^{-2} cm/s と透水性は高い。（図 4.3.16 (2) 参照）
- ・ 透水性の高い砂礫層は、図 4.3.12～4.3.15 に示すように、堤防を横断して河岸から堤内地に連続している。また、基礎地盤表層に分布するシルト質砂層は堤防を横断し、堤内地及び堤外地に広く分布している。
- ・ 図 4.3.8 及び図 4.3.14 に示すように、現存しない堤防の外側では表層付近にはシルト質砂層がなく、現存しない堤防の内側では表層付近にシルト質砂層が確認された。これらのことから、サウンディング範囲より広くシルト質砂層は分布しているものと推察される。

<堤体>

- ・ 堤体は、図 4.3.12～4.3.15 に示すように、砂質土主体の旧堤防（Bs）を堤内地側へ礫質土（Bg）により拡幅・嵩上げしたものと考えられる。
- ・ 旧堤防（Bs 層）の透水係数の最大値は、 8.2×10^{-4} cm/s であり、礫質土（Bg 層）の透水係数の最大値は 5.5×10^{-3} cm/s である。（図 4.3.16 (2) 参照）

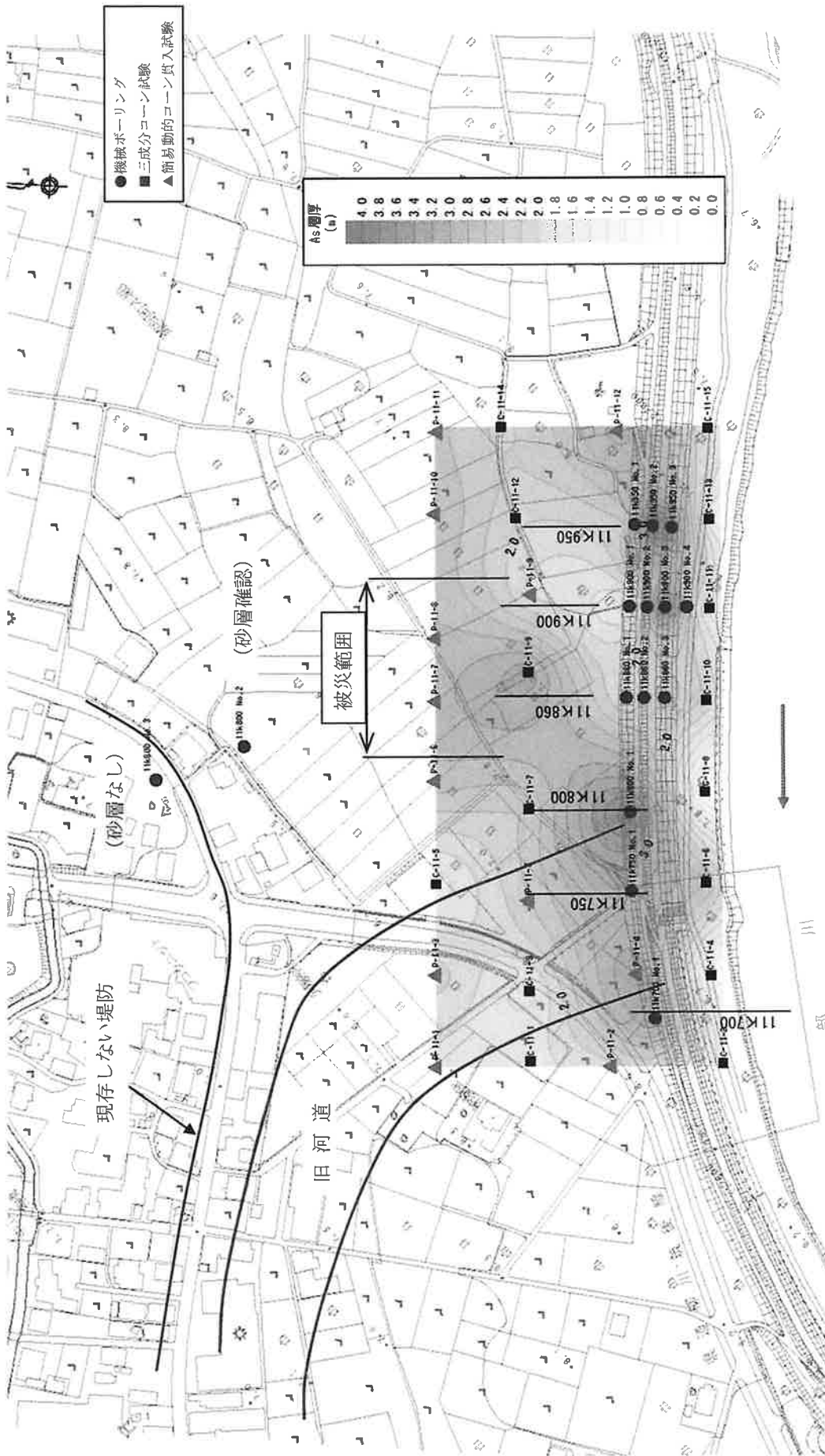
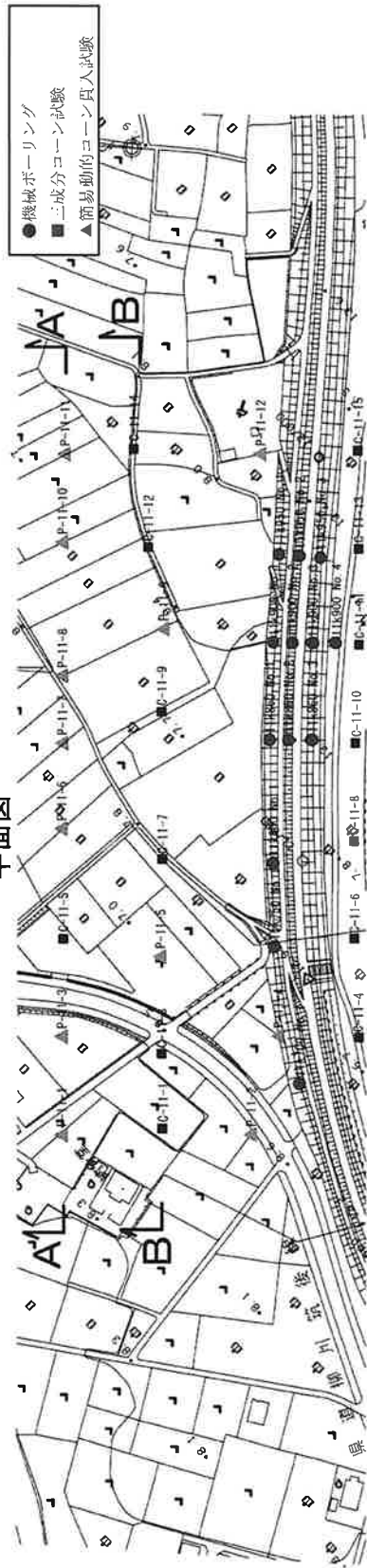
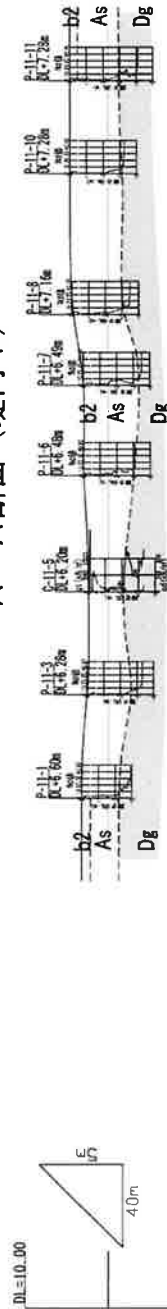


図 4.3.8 調査位置図及びシルト質砂層厚図 (右岸 11.8k 付近)

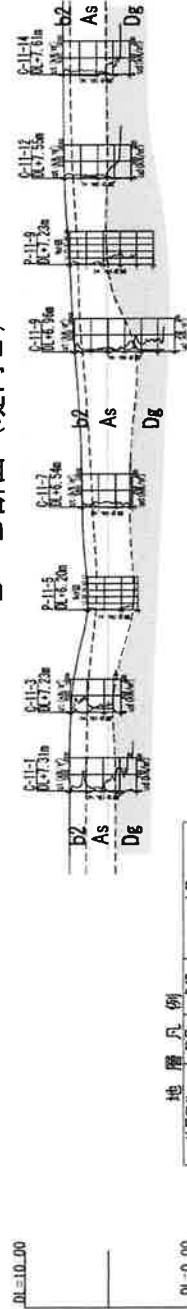
平面図



A-A断面 (堤内1)



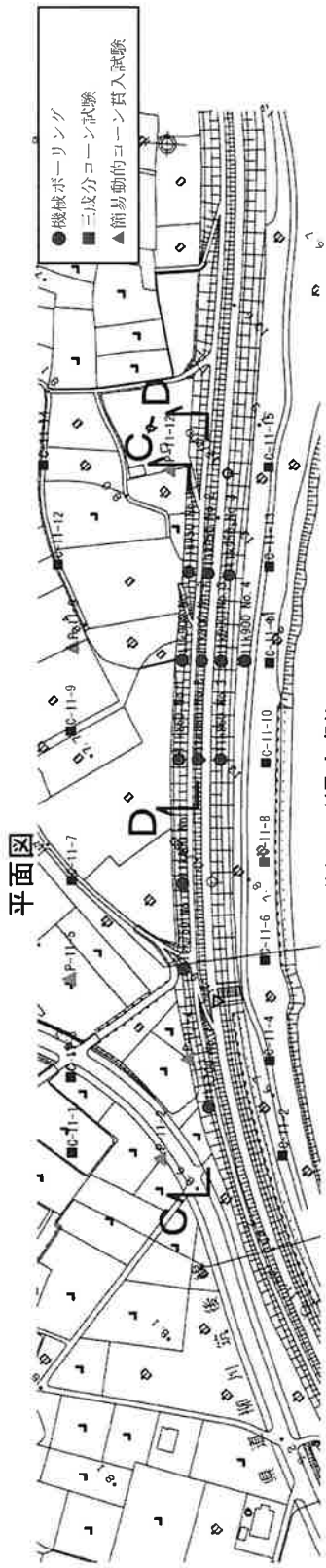
B-B断面 (堤内2)



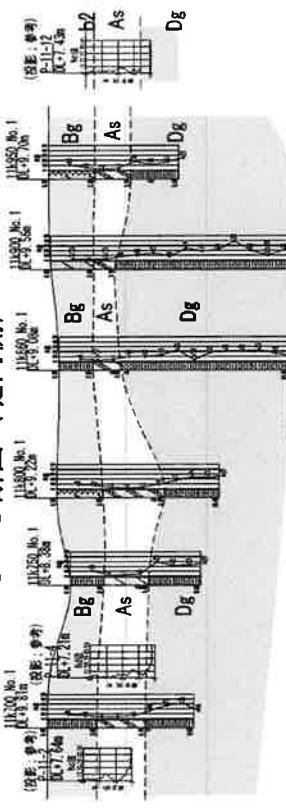
地層凡例

地層区分	記号	色調	土質
硬質土	Bg	紺灰~黒	砂礫~礫混じり砂
硬体質土	Bs	茶褐色	礫混じり砂~小粒径じり砂
粘性土	Bc	暗緑	砂質シルト
粘土(河川埋積物)	b1	暗緑	シルト混じり砂
粘土(礫伴生土)	b2	茶褐色~暗緑	シルト混じり砂~礫混じり砂
粘性土	As1, As2	暗灰	砂混じり粘土
粘性土	As	茶褐色	シルト質砂
粘性土	Dc	暗黄灰	砂質シルト
砂質土	Ds	茶褐色~暗緑	シルト質砂
硬質土	Dg	深灰~暗緑	砂礫
阿蘇火山区質土	Dpt	茶褐色	礫混じりシルト質砂

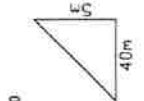
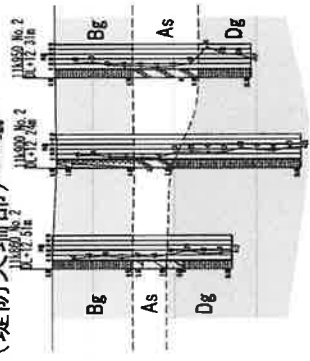
図 4.3.9 推定地層断面図 (右岸 11.8k 付近) (縮尺 SV : SH=1/250 : 1/2000)



C-C断面 (堤内側)



D-D断面 (堤防天端部)



DL=10.00
DL=0.00
DL=10.00

C-C 測線上ではないが、投影して反映したデータもある

地層凡例

地層区分	記号	色調	土質
層質土	Bg	暗灰～灰	砂礫～礫混じり砂
埋積層土	Ba	茶褐色	礫混じり砂～シルト混じり砂
粘性土	Bc	暗褐色	砂質シルト
粘土原山質堆積物	b1	暗褐色	シルト混じり砂
黄土層質土など	b2	茶褐色～暗褐色	シルト混じり砂～礫混じり砂
粘性土	Ac1, Ac2	暗灰	砂質シルト
砂質土	As	茶褐色	シルト質砂
粘粒土	Dc	暗青灰	砂質シルト
砂質土	Ds	茶褐色～暗褐色	シルト質砂
埋積土	Dg	暗灰～暗褐色	砂礫
阿蘇火砕山原質土	Dpt	茶褐色	礫混じりシルト質砂

DL=10.00
DL=0.00

図 4.3.10 推定地層断面図 (右岸 11.8k 付近) (縮尺 SV : SH=1/250 : 1/2000)

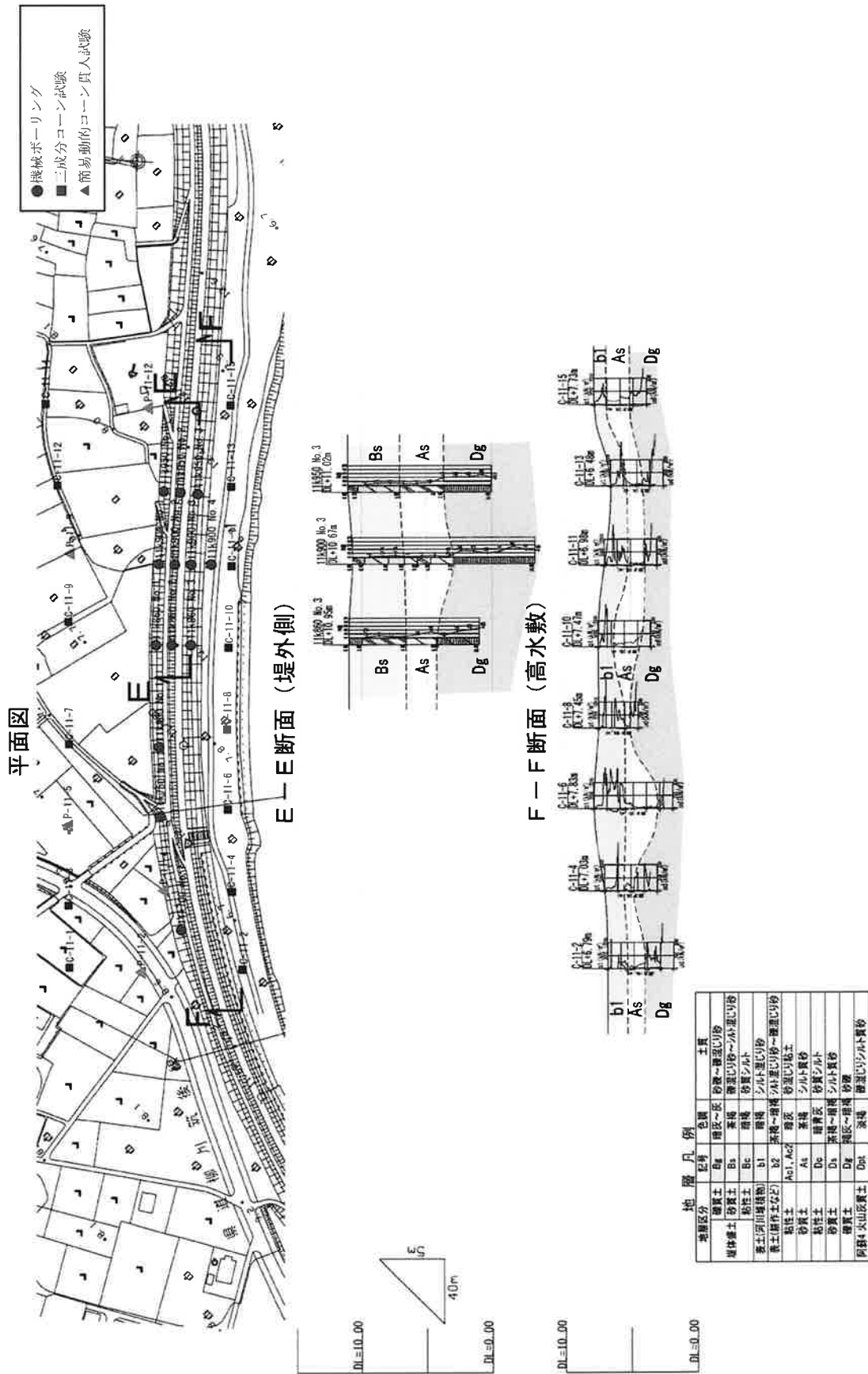


図 4.3.11 推定地層断面図 (右岸 11.8k 付近) (縮尺 SV : SH=1/250 : 1/2000)

測点位置は「調査位置図及びびシルト質砂層厚図」参照

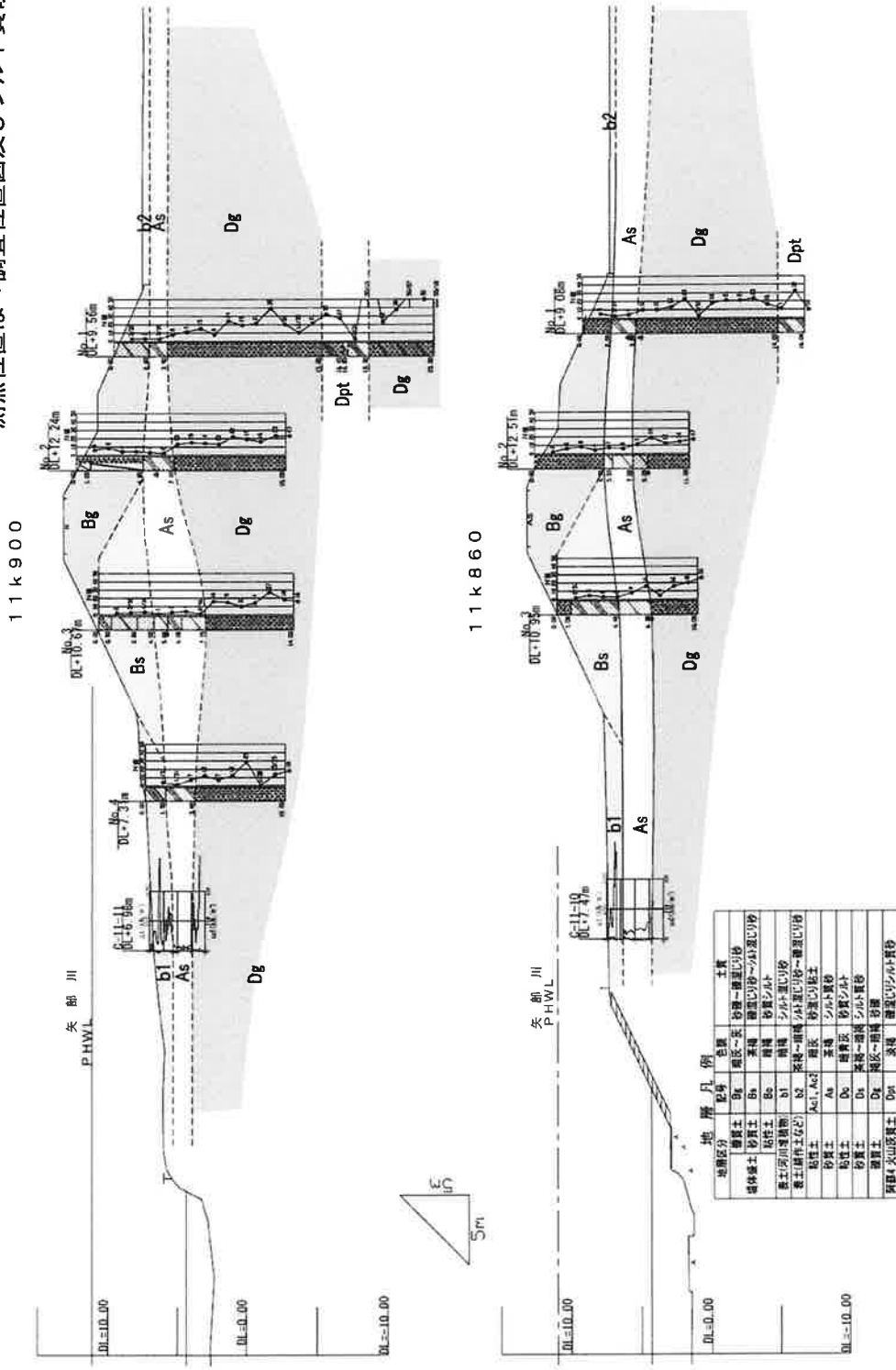
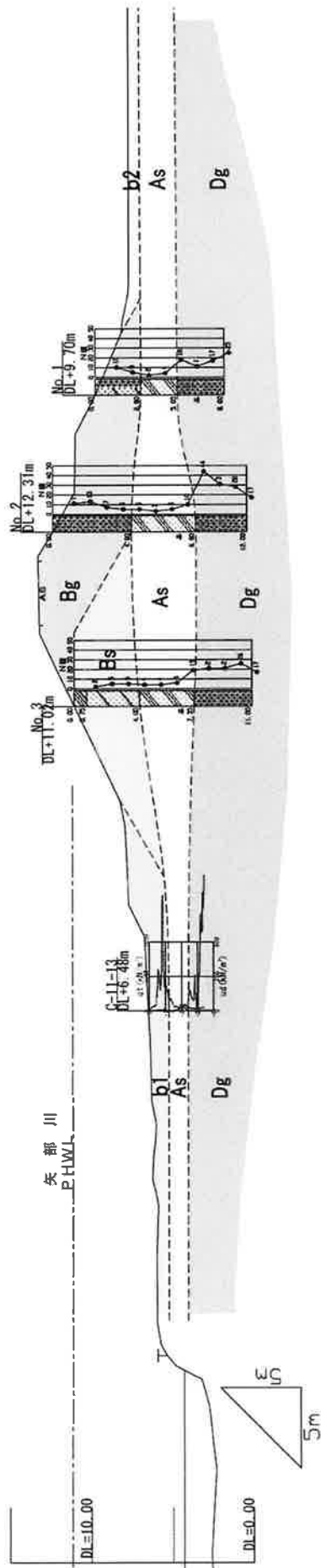


図 4.3.12 推定地層断面図 (右岸 11.8k 付近) (被災断面)

11k950

測点位置は「調査位置図及びシルト質砂層厚図」参照



地層凡例

地層区分	記号	色調	土質
礫質土	Bg	暗灰~灰	砂層~礫混じり砂
堤体盛土	Bs	茶褐	礫混じり砂~シルト混じり砂
粘性土	Bc	暗褐	砂質シルト
黄土(河川堆積物)	b1	暗褐	シルト混じり砂
表土(耕作土など)	b2	茶褐~暗褐	シルト混じり砂~礫混じり砂
粘性土	Ac1, Ac2	暗灰	砂混じり粘土
砂質土	As	茶褐	シルト質砂
粘性土	Do	暗青灰	砂質シルト
砂質土	Ds	茶褐~暗褐	シルト質砂
礫質土	Dk	暗灰~暗褐	礫層
阿蘇4火山灰質土	Dpt	淡褐	礫混じりシルト質砂

図 4.3.13 推定地層断面図 (右岸 11.8k 付近) (無被災断面)

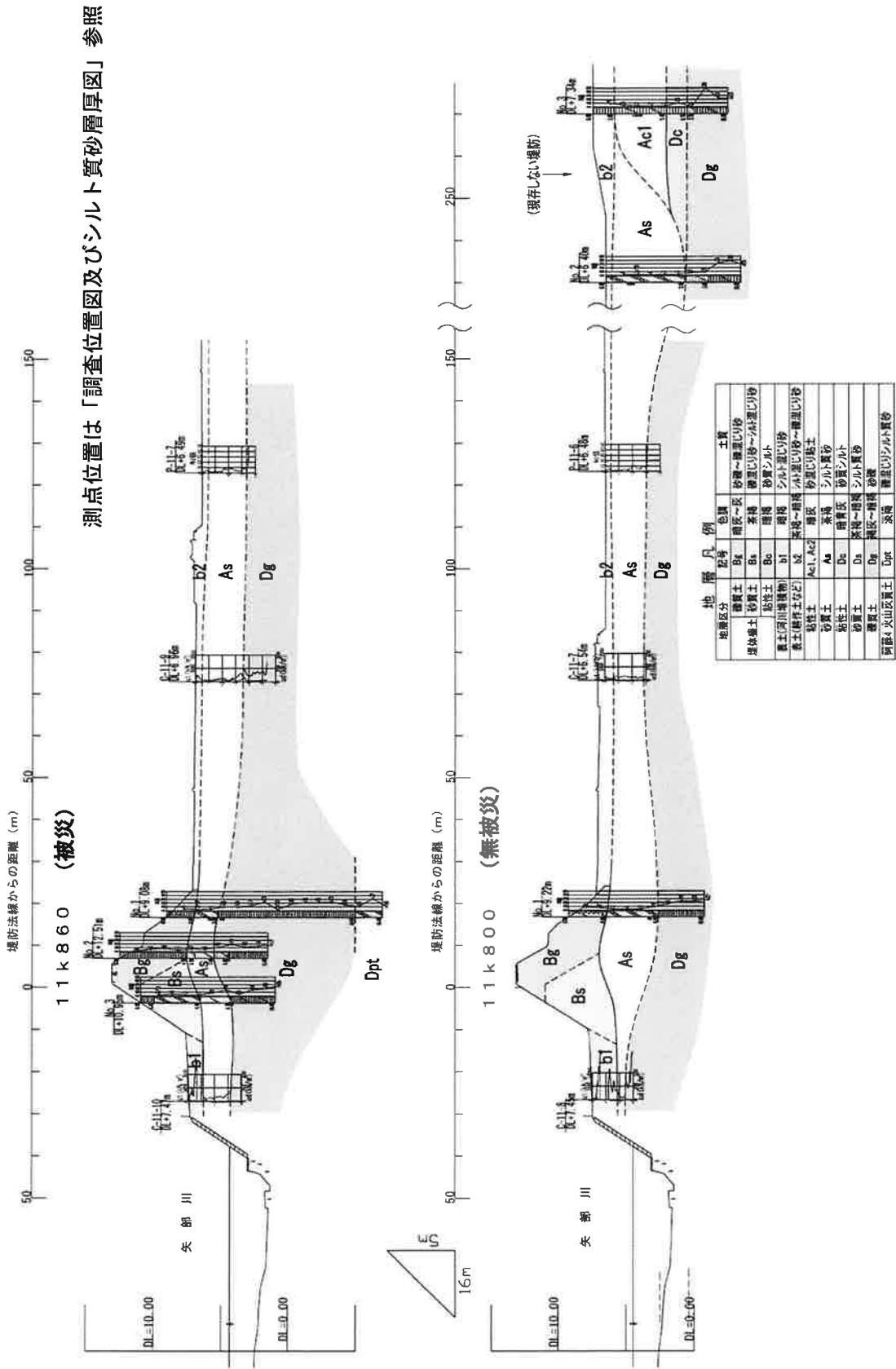


図 4.3.14 推定地層断面図 (右岸 11.8k 付近) (縮尺 SV : SH = 1/250 : 1/800)

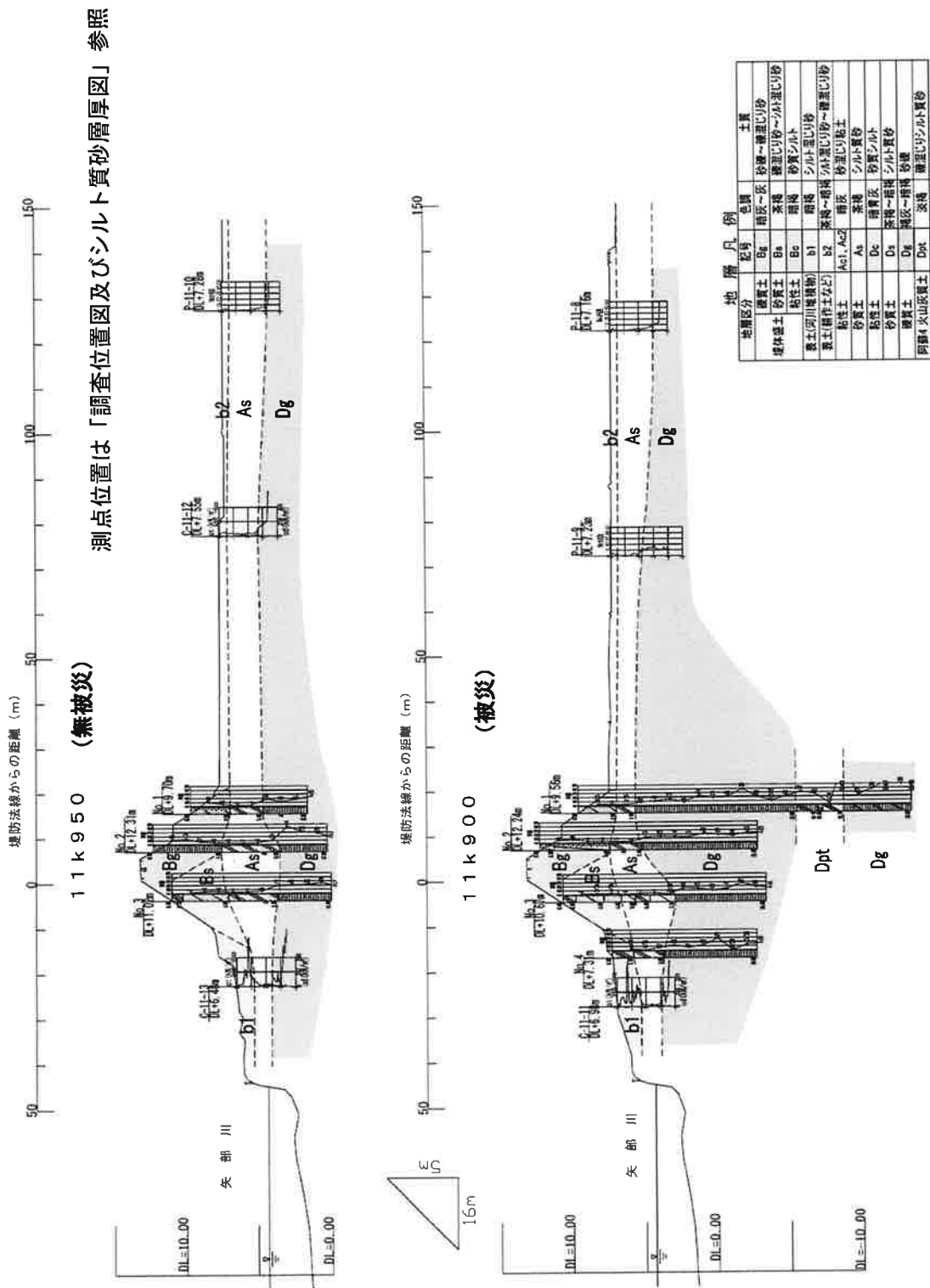


図 4.3.15 推定地層断面図 (右岸 11.8k 付近) (縮尺 SV=1/250 : 1/800)

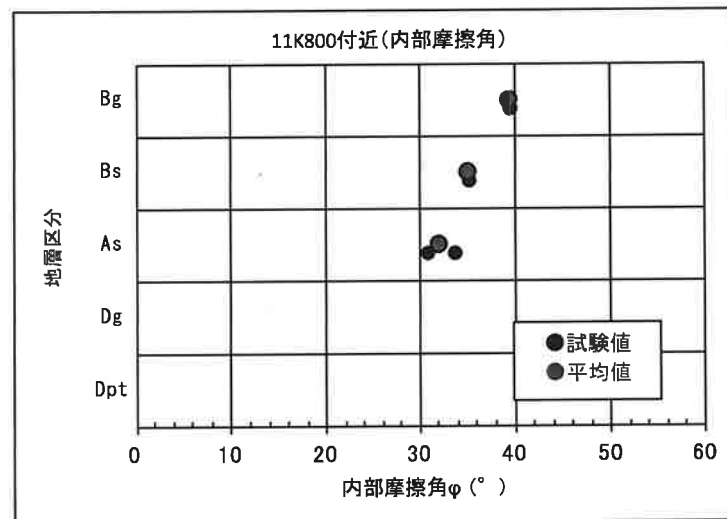
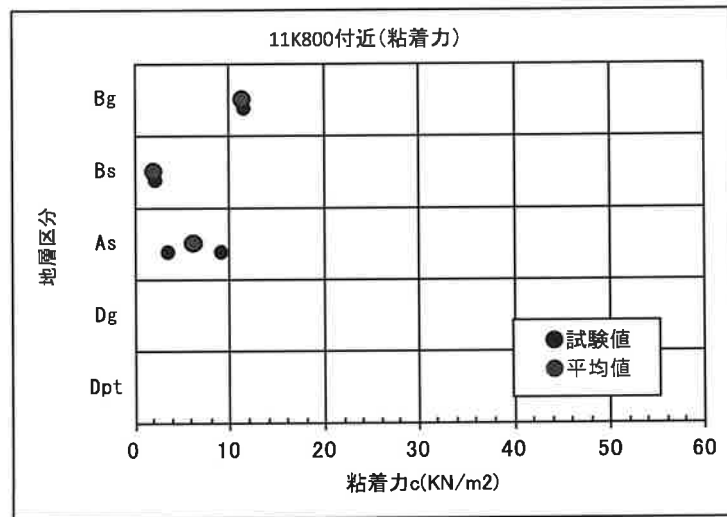
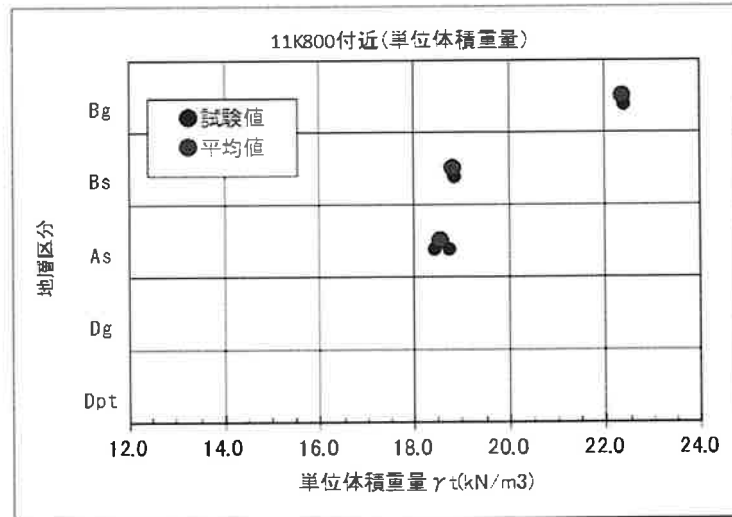


图 4.3.16 (1) 右岸 11.8k 付近土質試験結果 (物理試験・力学試験)

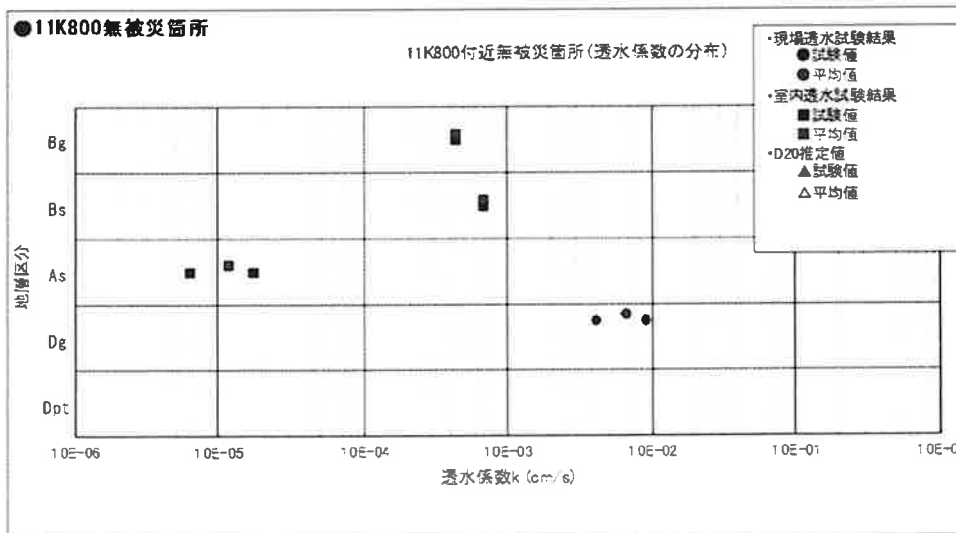
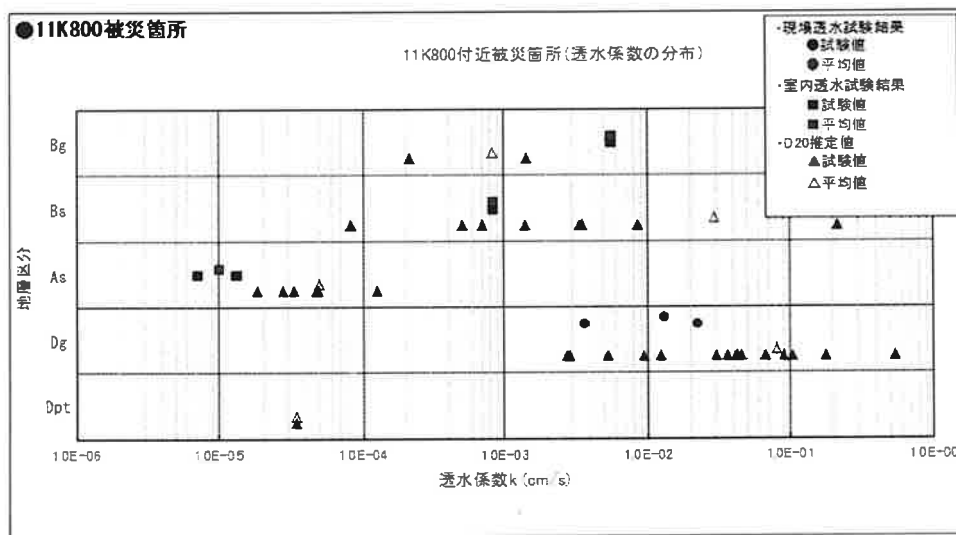
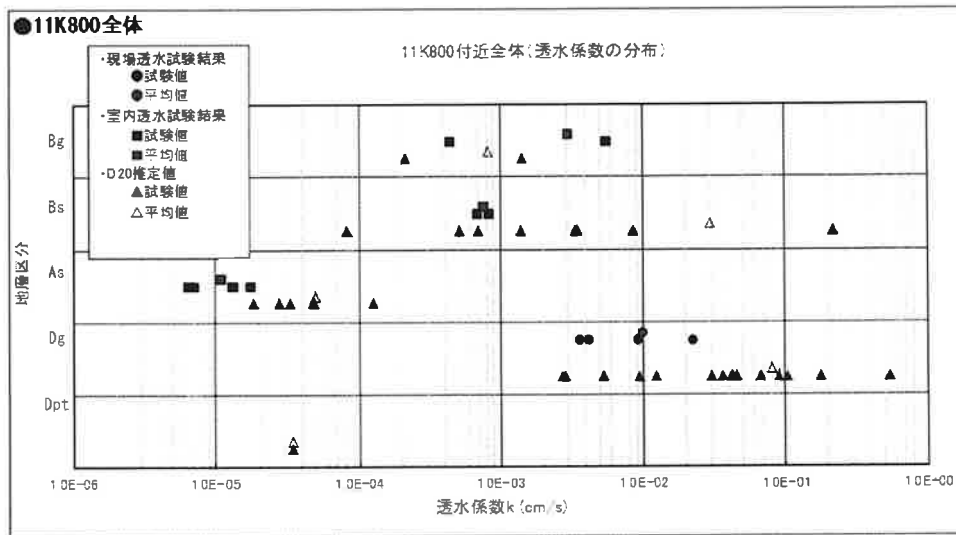


図 4.3.16 (2) 右岸 11.8k 付近土質調査結果 (透水係数)

4.3.5 浸透流解析結果

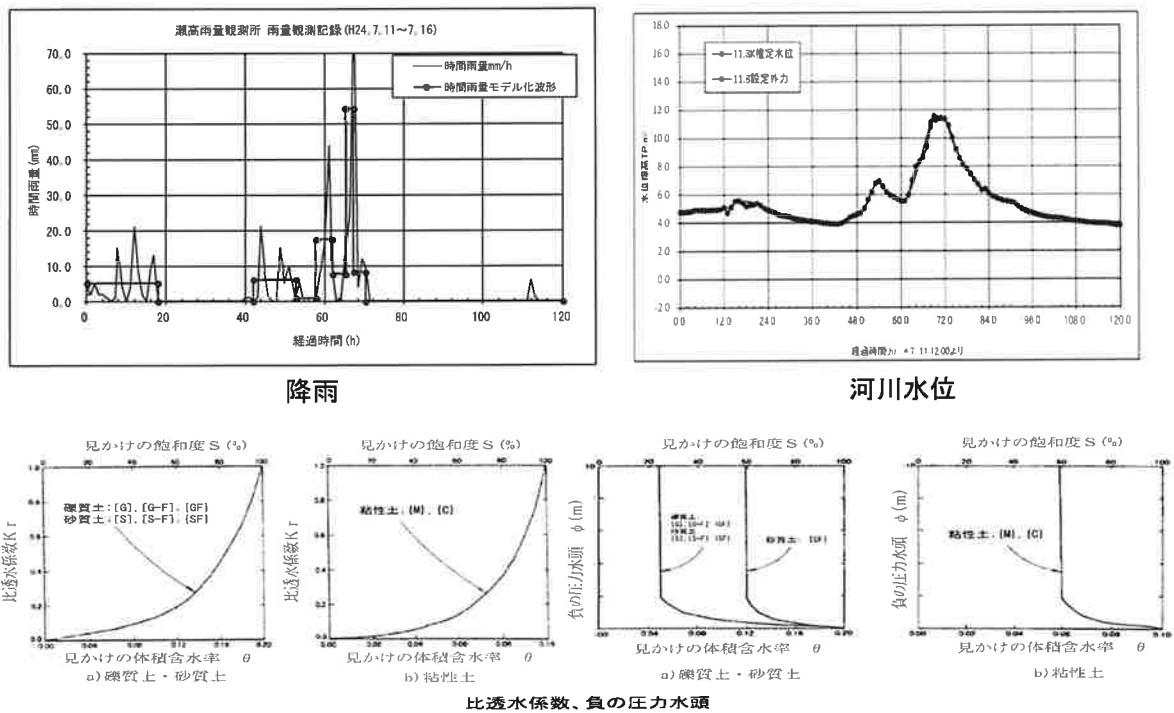
(1) 解析の方法及び条件等

右岸 11.8k 付近の堤防被災箇所として、11.860k 及び 11.900k の 2 断面、無被災箇所として 11.950k を選定し、堤防及び高水敷、堤内地で実施した土質調査結果を基に、堤防横断方向に河岸から堤内地までの土質構成をモデル化した。これらの断面に対して不定流計算より推定した 11.8k 付近の水位ハイドログラフ及び近傍の瀬高観測所の降雨量を外力として 2 次元の浸透流解析及び円弧すべりによる安定解析を実施し、被災原因及びメカニズム解明の基礎資料とした。なお、土の比透水係数及び負の圧力水頭は、「河川堤防の構造検討の手引き（平成 24 年 国土技術研究センター）」に準拠した。

解析は、各断面とも土質調査結果から得られた“平均的な透水係数を用いたケース”と“最大値を用いたケース”を実施した。また、基礎地盤透水層 (Dg 層) における圧力水頭及び G/W は堤防裏法尻付近 (法尻、法尻 + α (m) : α はのり尻付近の堤内地において最大の圧力水頭となる箇所) について算出した。

また、被災箇所の 11.860k については、平均的な透水係数を用いた条件において、堤防裏のり尻付近の噴砂口をモデル化し Dg 層の流速と土粒子の移動との関係を試算した。

なお、以降の図における時間は浸透流解析における計算開始からの経過時間であり、図中の 72 時間は 7 月 14 日 12 時にあたる。



比透水係数、負の圧力水頭
 図 4.3.17 設定外力、比透水係数、負の圧力水頭

(2) 解析結果及び考察

解析結果を表 4.3.1 に示す。被災箇所 11.860k 及び 11.900k での浸透流解析の結果、基礎地盤のパイピング破壊の指標となる G/W は、堤防裏のり尻部及びのり尻部近傍とも 1 を下回るのに対し、無被災箇所 11.950k では 1 以上である。圧力水頭は無被災箇所 11.950k でも 4.7m を超えていたと推定されることから、被災の有無は基礎地盤に分布する砂礫層 (Dg 層) 上部の被覆土層厚が影響したものと考えられる。

以下では被災箇所の代表解析事例として 11.860k のケース 1 の浸透流解析結果を例示し (図 4.3.18~4.3.21)、解析結果について要約する。

表 4.3.1 右岸 11.8k 付近の浸透流解析結果

位置	ケース	解析条件	解析結果								
			法尻				法尻+α (m)				すべり安全率
			G/W最小値 (発生時間)	G/Wが1.0を 下回った時刻	圧力水頭 最大値 (m)	被覆土層厚 (m)	G/W最小値 (発生時間)	G/Wが1.0を 下回った時刻	圧力水頭 最大値 (m)	被覆土層厚 (m)	
右岸11/860	1	平均的な透水係数	0.86 (12時)	9時	4.8	2.2	0.86 (12時)	9時	4.8	2.2	2.3 (ケース1)
	2	最大の透水係数	0.87 (12時)	8時	4.8		0.85 (12時)	8時	4.8		
	3	裏のり尻部で噴砂をモデル化した堤防モデル (透水係数はケース1と同様)	—	—	—		—	—	—		
右岸11/900	4	平均的な透水係数	0.95 (12時)	10時	3.8	1.8	0.90 (12時)	9時	3.7	1.8	2.4 (ケース4)
	5	最大の透水係数	0.95 (12時)	10時	3.7		0.91 (12時)	9時	3.7		
右岸11/950 (無被災箇所)	6	平均的な透水係数	1.13 (12時)	—	4.7	3.0	1.14 (12時)	—	4.6	3.0	3.2 (ケース6)
	7	最大の透水係数	1.09 (12時)	—	4.9		1.09 (12時)	—	4.8		

※すべり計算に用いた強度定数は土質試験結果の平均値である。 : P4-80~P4-84 掲載

<11.860k>

- 11.860k は被災箇所内の下流に位置する断面である。土質調査結果から得られた平均的な透水係数を用いたケース 1 では、図 4.3.19 に示すように堤防を横断して河岸から堤内に分布する砂礫層 (Dg 層) の圧力が河川水位の上昇とともに上昇し、堤防裏のり尻+0.88m の位置でみると河川水位が低下し始める 7 月 14 日 12 時に最大値を示し約 4.8m の圧力水頭となり、G/W は 0.86 となる。なお、砂礫層に作用する圧力が砂礫層上部の被覆土層 (透水性の低いシルト質砂層 (As 層) 及び耕作土層 (b2 層)) の荷重を越えるのは、最大値となる約 3 時間前からである。
- 浸透による堤体のすべり破壊に対する安全率 (Fs) は、図 4.3.21 に示すように、通常堤防が有すべき Fs1.2 以上を満足している。
- 上記の堤防モデルにおいて、裏のり尻付近に噴砂による穴 (噴砂口) が生じたと仮定し、浸透流解析を実施した結果 (ケース 3) の流速ベクトルは図 4.3.23 のようになった。図 4.3.24 ①より 12 時 (経過時間 72 時間) 前後でみると、噴砂口下の Dg 層上部の解析流速 (見かけの流速) を間隙率で換算した実流速は $2.8 \times 10^{-2} \sim 3.8 \times 10^{-2}$ cm/s となる。この流速は、粒径と限界流速との関係図 (図 4.3.24②) に示した中島他の関係に基づけば、粒径 0.2mm 程度以下の土粒子を流動できる大きさである。このことから、Dg 層を構成している土粒子のうち 0.2mm 程度以下の土粒子が噴砂口から流出し、堤体裏のり付近まで Dg 層の空隙が進行したことが示唆される。

<考察>

- ・ 以上の結果より、右岸 11.8k 付近の堤防被災は、計画高水位（HWL）を上回る高水位が長時間継続したことが誘因となり、堤防を横断して河岸から堤内地側の途中まで分布していた透水性の高い基礎地盤砂礫層の存在が素因となって、砂礫層における圧力が上昇し、堤防のり尻部において砂礫層上部の被覆土層を破壊し、噴砂を伴う漏水が生じたものと推察される。
- ・ 噴砂に伴い砂礫層の細粒分が流出し、砂礫層の空隙が堤体下へ進行したことにより、裏のり下部が沈下・陥没したものと推察される。なお、決壊に至らなかったのは、右岸 7.3k 付近の As 層に比べ、当該 Dg 層は、粒径が大きく、層厚が厚いこと等により堤防下への空隙の進行が遅かったことによるものと推察される。
- ・ 被災しなかった 11.950k も同様の基礎地盤構成となっているが、被覆土層（透水性の低いシルト質砂層及び耕作土層）が厚かったため漏水や噴砂が発生しなかったと推察される。

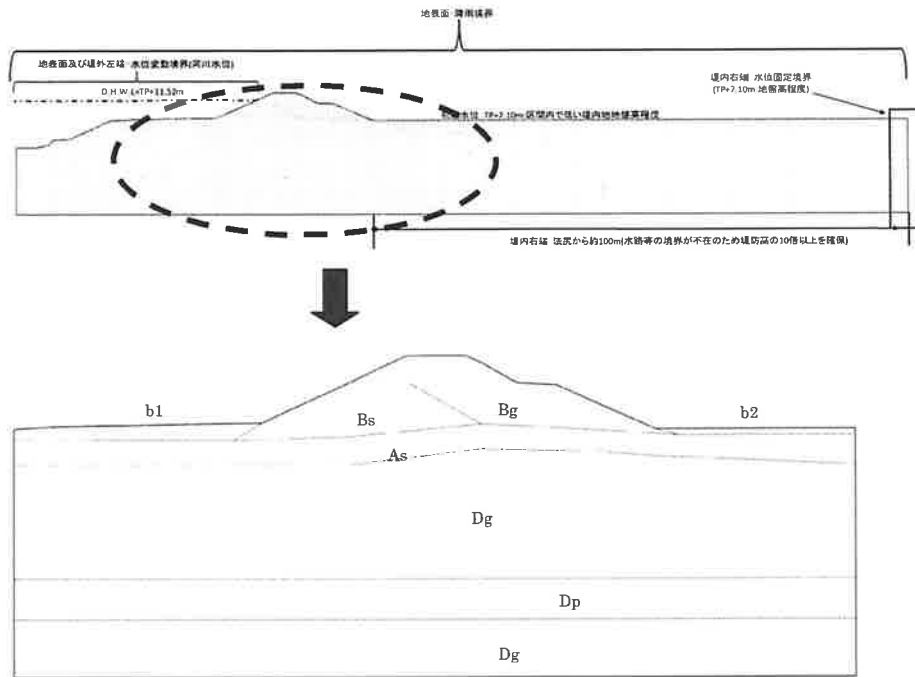
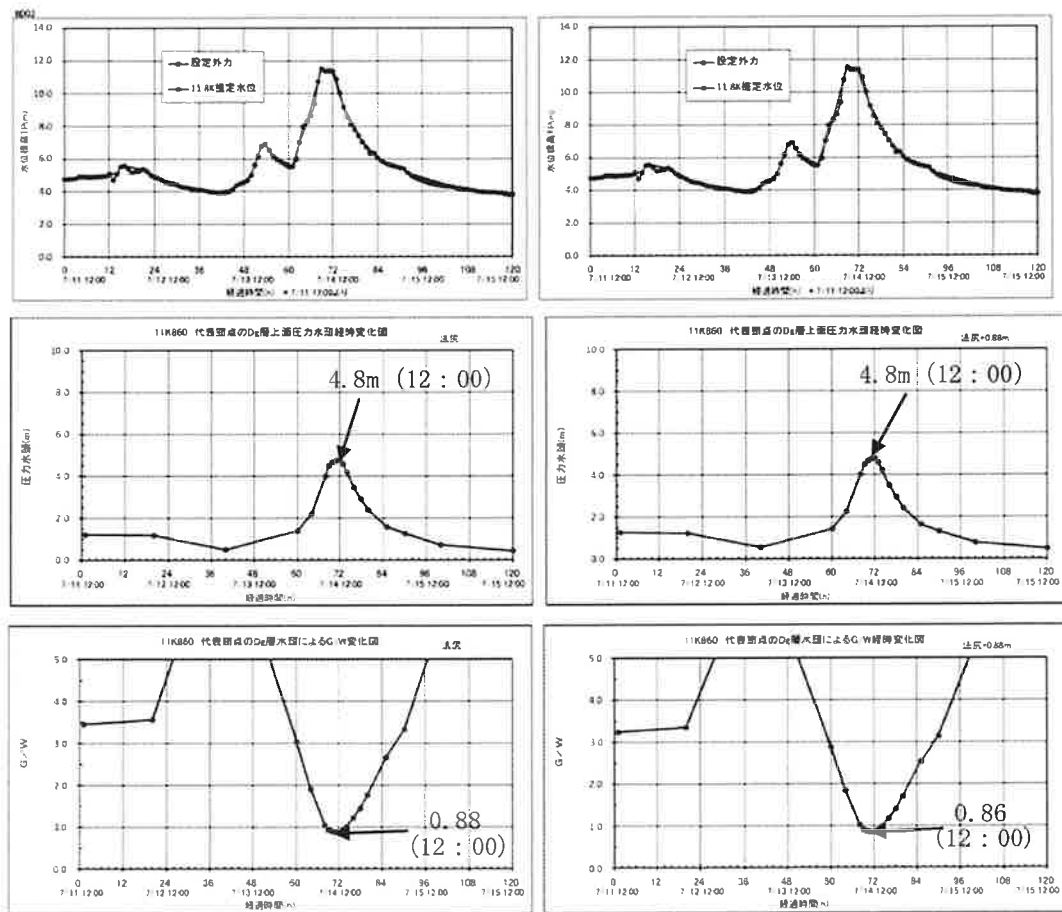
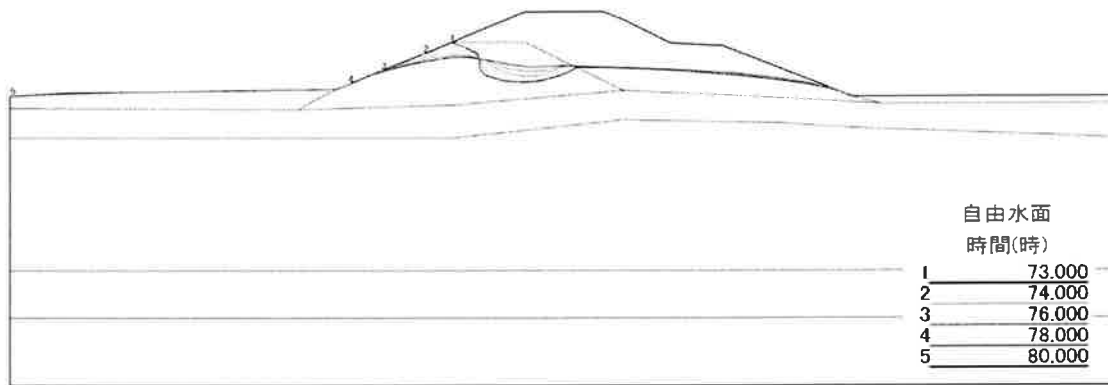


図 4.3.18 右岸 11.860k 測線 解析モデル図 ケース 1



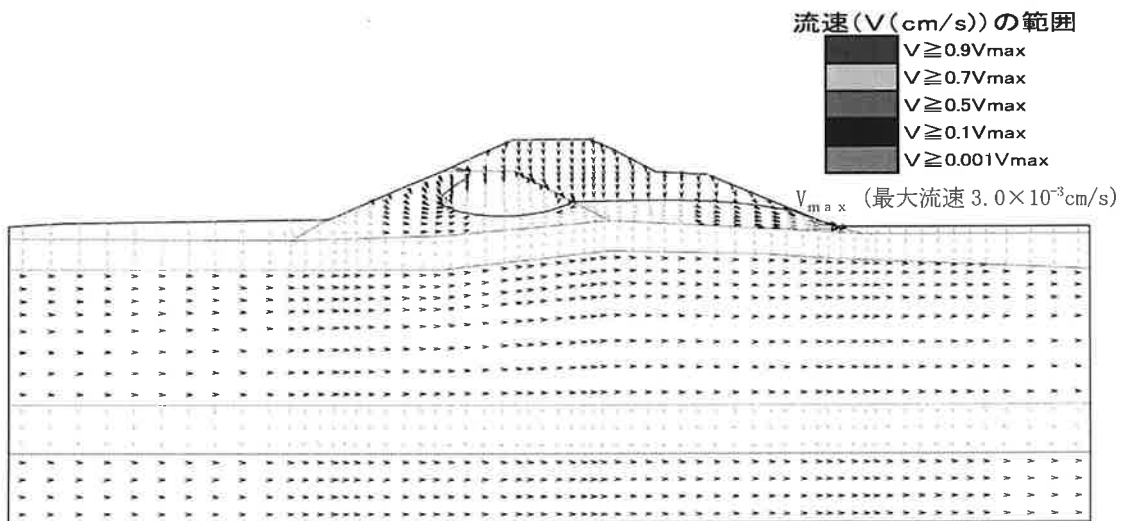
のり尻 のり尻+0.88m
 図 4.3.19 右岸 11.860k 測線圧力水頭、G/W経時変化 ケース 1

・ 浸潤線

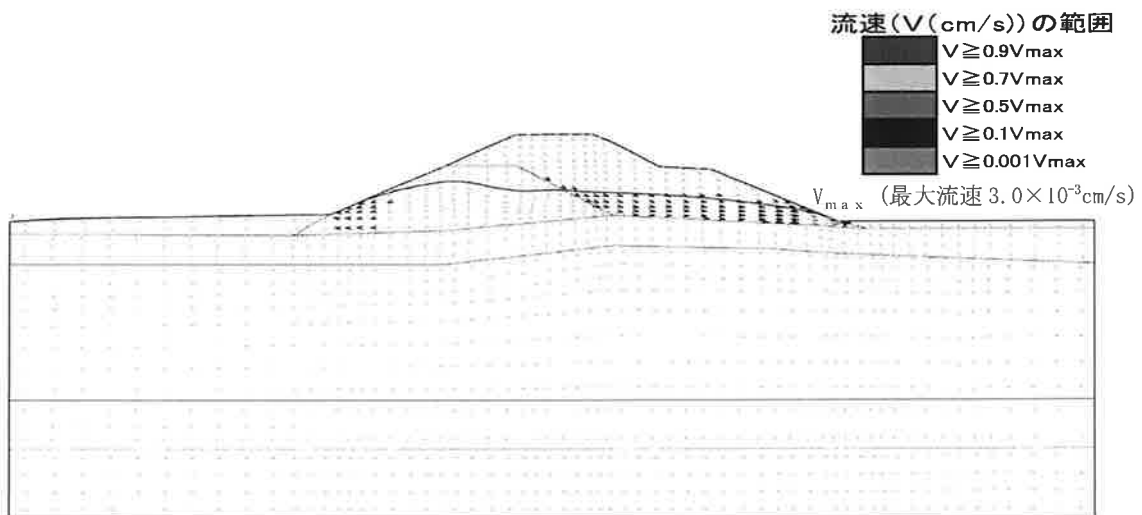


73~80 時間

・ 流速



70 時間



80 時間

※72 時間は 7 月 14 日 12:00 にあたる。

図 4.3.20 右岸 11.860k 測線 浸透流解析結果 (浸潤線、流速) ケース 1

・安定解析

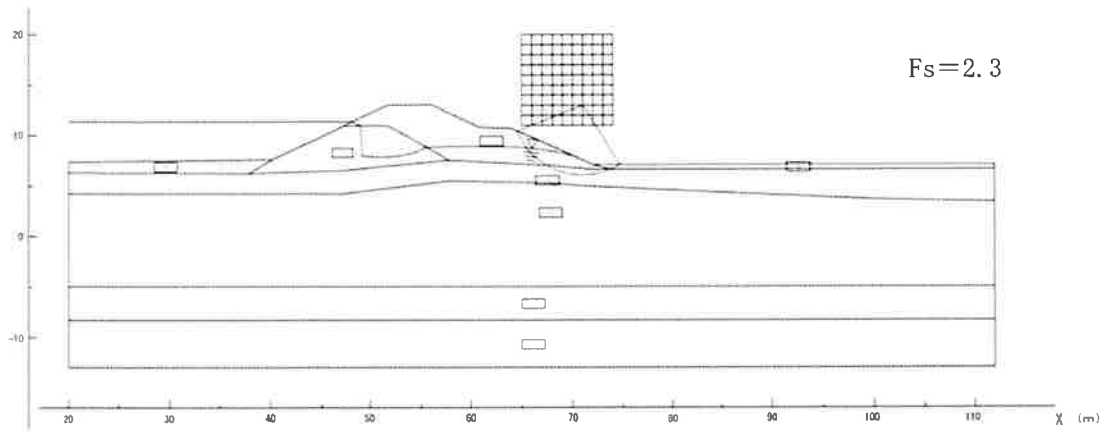
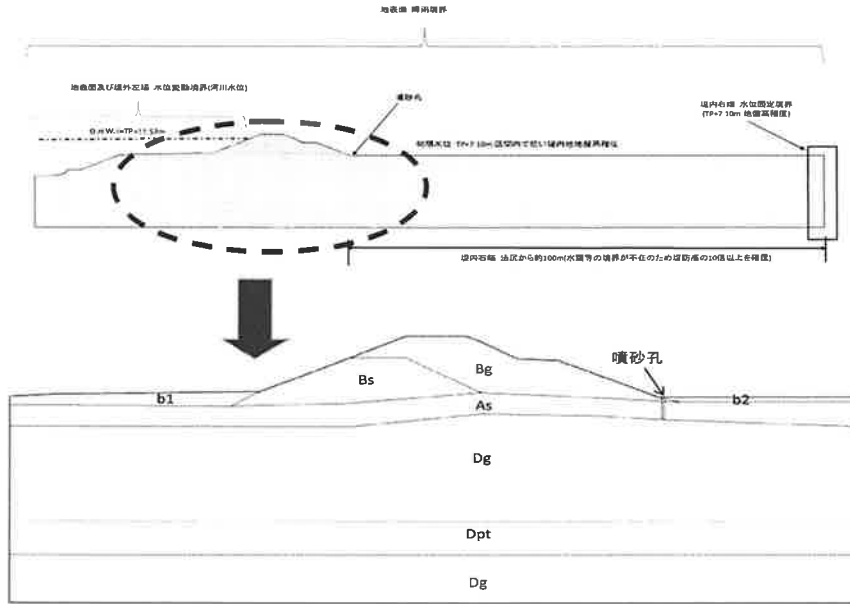
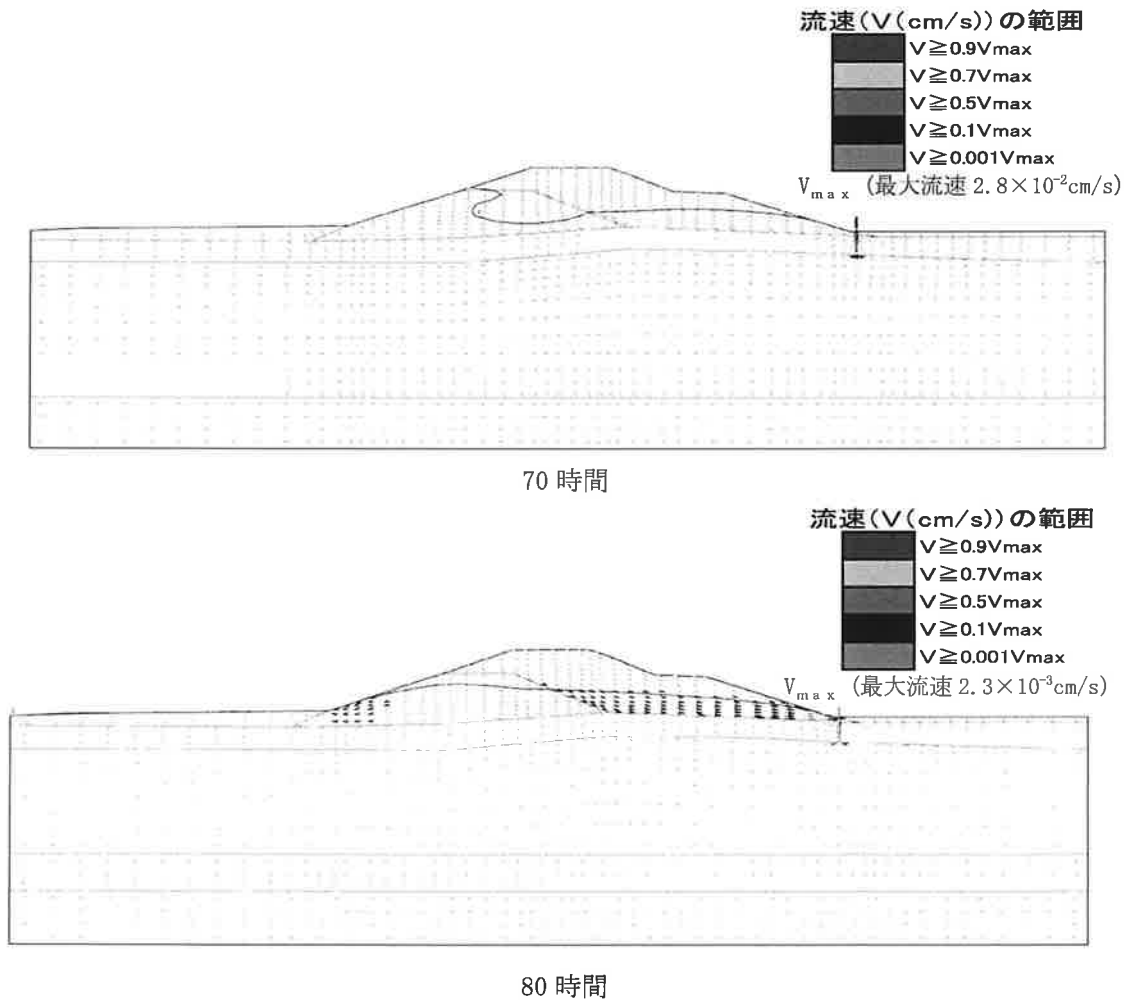


図 4.3.21 右岸 11.860k 測線 安定解析結果 ケース 1



※噴砂孔は土砂流出を考慮し、高透水性材料 ($K=1.0 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$) で設定した。

図 4.3.22 右岸 11.860k 解析モデル図 ケース 3



※72 時間は 7 月 14 日 12:00 にあたる。

図 4.3.23 右岸 11.860k 浸透流解析結果 (流速) ケース 3

①噴砂口下の Dg 層上部における解析流速と推定実流速

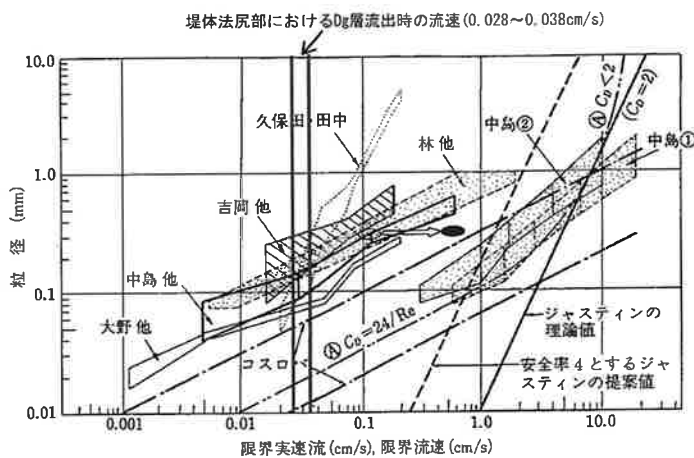
経過時間(h)	解析流速V(cm/s) *見かけの流速	n:間隙率	β:面積間隙率	実流速Vs(cm/s)	備考
68	3.947E-03	0.2	0.138226124	0.029	
69	4.931E-03	0.2	0.138226124	0.036	河川水位ピーク
70	5.129E-03	0.2	0.138226124	0.037	
71	5.211E-03	0.2	0.138226124	0.038	
72	5.219E-03	0.2	0.138226124	0.038	
73	4.625E-03	0.2	0.138226124	0.033	
74	3.844E-03	0.2	0.138226124	0.028	

浸透流解析により算出した流速に、下記の関係式を用いて Dg 層における実流速を推定したものである。

$$V_s = V / \beta \quad \beta = 1 - (1-n)^{2/3}$$

(関係式: 土質工学ハンドブック 1982 年版 (社) 土質工学会より抜粋)

②限界流速と土粒子の関係 (図説河川堤防 2003 年 中島秀雄 に加筆)



土粒子の移動が生じ始める流速 (限界流速) と粒径の関係図に、①で推定した実流速を重ね合わせた。

③右岸 11.8k 付近の Dg 層の粒度分布

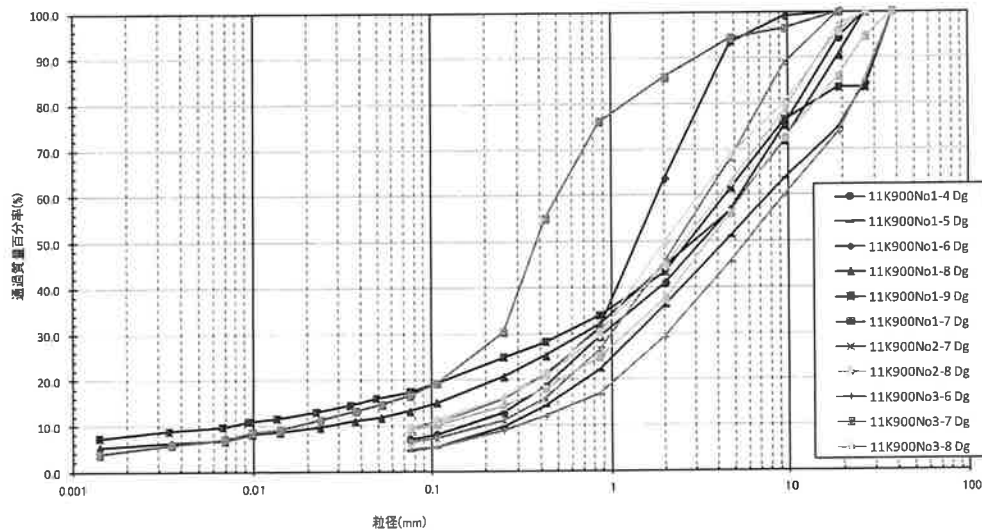


図 4.3.24 噴砂口下の Dg 層における流速と Dg 層における粒度分布

4.3.6 まとめ

(1) 被災要因

- ・右岸 11.8k 付近も含め、矢部川 10.4k 付近より上流部は、扇状地性低平地であり、左右岸堤防とも基礎地盤上部は砂礫層が分布し、堤体は砂礫質土主体で築堤されている。
- ・堤防被災の原因について、一般的な被災原因とされている項目のうち被災現場の状況から明らかに該当しない「越水破壊」、「侵食破壊」を除く、「浸透破壊（堤体のすべり破壊と基礎地盤のパイピング破壊）」について事実関係（「地形・地質などの地盤構造」、「今回実施した地質調査結果」、「過去の築堤履歴」、「漏水や法崩れなどの過去の被災履歴」、「堤防に作用した外力」、「堤防被災時の目撃情報」、「シミュレーションによる再現」）を表 4.3.2 に示すように整理・分析した。
- ・その結果、堤防被災原因は、堤防を横断する形で河岸から堤内地に連続して分布する基礎地盤の砂礫層（Dg 層）の圧力が大きくなり、堤防のり尻付近において砂礫層上部を覆っていた被覆土層（透水性の低いシルト質砂層及び耕作土層）を破壊し、シルト質砂を巻き込んで漏水・噴砂が生じたものと推察される。なお、砂礫層の噴砂に伴い砂礫層の空隙が堤防裏法尻付近に進行し、堤体裏のり下部が沈下・陥没したものと推察される。

表 4.3.2 被災要因に係るとりまとめ

今次出水の特徴	被災原因項目	事実関係	調査結果	日撃証言	解析結果	原因の可能性 (有：○， 無：×)
<p>【降雨】</p> <ul style="list-style-type: none"> 黒木観測所、朽葉観測所では、1、3、6、9 時間とも雨量観測史上最大の降水量を記録した。 近傍の瀬高観測所では、今回の出水の 1 ヶ月前の降雨量が 541mm、今回の出水で 302mm を記録している。 <p>【河川水位】</p> <ul style="list-style-type: none"> 今次出水は、船小屋観測所での突測水位で観測史上最高水位を記録した。 被災箇所付近の洪水痕跡水位は、計画高水位 (HWL) を約 0.6m 越えていた。 不定流計算によると、被災箇所付近の河川水位は計画高水位 (HWL) を 5 時間程度超過していたと推定され、12 時以降に水位が下降し始めたと考えられる。 <p>【土質構成】</p> <ul style="list-style-type: none"> 堤体は、口堤である砂質土 (Bs) と腹付け拡幅された礫質土 (Bg) で、基礎地盤は上層から順にシルト質砂 (As)、砂礫質土 (Dg) となっている。 堤外地では、基礎地盤の表層にシルト混じり砂 (b1) の河川堆積物がある。 堤内地では、基礎地盤の表層に耕作士のシルト混じり砂 (b2) がある。 	<p>1. 浸透 (堤体)</p> <p>2. 浸透 (基礎地盤)</p>	<ul style="list-style-type: none"> 裏のり面下部で亀裂・陥没が生じていた。 堤内地の水山で盤脹れ、噴砂・漏水を確認した。 裏のり面下部で亀裂・陥没が生じていた。 	<ul style="list-style-type: none"> 右岸 11k600～12k700 間の堤防は、昭和 28 年に川堤の川裏側に腹付け拡幅され、昭和 35 年に嵩上げ施工されており、今回実施した地質調査結果から旧堤部分は砂質土 (Bs) と嵩上げ・腹付け部分は比較的水が浸透しやすい (透水係数の大きい) 礫質土 (Bg) で構成されていた。 堤体の透水係数は、室内透水試験の結果、最大で Bs は $8.2 \times 10^{-4} \text{cm/s}$、Bg は $5.5 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ であった。 堤防の被災箇所では、堤防を横断する形で基礎地盤の比較的上部にシルト質砂層 (As) が 2～4m の厚さで分布し、その下部には約 10m の砂礫質土層 (Dg) が分布している。 As 層の透水係数は、室内透水試験の結果、被災箇所で $7.1 \times 10^{-6} \sim 1.3 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ (平均 $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/s}$) と小さく、透水性は低いと考えられる。Dg 層は現場試験の結果、被災箇所で $3.6 \times 10^{-3} \sim 2.2 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ (平均 $1.3 \times 10^{-2} \text{cm/s}$) と大きく、透水性が高いことを確認した。 上記の As 層は、ボーリング及びサウンディング等の調査により、治水地形分類図に示されている現存しない堤防の内側で確認されており、広範囲に分布していることを確認した。 Dg 層の直上に位置する透水性が低い As 層及び b2 層は、被災のあった堤防裏のり面周辺では層厚が 2m 程度と比較的薄かった。 	<ul style="list-style-type: none"> 堤防の裏のり中央付近は崩れおろり荘尻のブロックは波うっていた。 	<ul style="list-style-type: none"> 田弧すべり解析の結果、堤体に対する安全性を有していることが確認された。 	×
			<ul style="list-style-type: none"> 堤防の被災箇所では、堤防を横断する形で基礎地盤の比較的上部にシルト質砂層 (As) が 2～4m の厚さで分布し、その下部には約 10m の砂礫質土層 (Dg) が分布している。 As 層の透水係数は、室内透水試験の結果、被災箇所で $7.1 \times 10^{-6} \sim 1.3 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ (平均 $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/s}$) と小さく、透水性は低いと考えられる。Dg 層は現場試験の結果、被災箇所で $3.6 \times 10^{-3} \sim 2.2 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ (平均 $1.3 \times 10^{-2} \text{cm/s}$) と大きく、透水性が高いことを確認した。 上記の As 層は、ボーリング及びサウンディング等の調査により、治水地形分類図に示されている現存しない堤防の内側で確認されており、広範囲に分布していることを確認した。 Dg 層の直上に位置する透水性が低い As 層及び b2 層は、被災のあった堤防裏のり面周辺では層厚が 2m 程度と比較的薄かった。 	<ul style="list-style-type: none"> 田畑より 3 箇所程度水が吹き上がっているのが見えた。(水面が少し盛り上がる程度の高さ。) 洪水後には直径 2m 程度の大きな噴砂跡が 3 箇所程度あった。さらに小さい噴砂跡が無数にあった。 	<ul style="list-style-type: none"> 浸透解析の結果、透水層の砂礫層 (Dg) の堤防裏のり尻での庄力水頭は約 4m となり、上部の被覆土層を押し上げ、盤ぶくれが生じ、噴砂・漏水が生じる可能性が大きいことが確認された。 噴砂に伴い砂礫層の細流分がシルト質砂層の粒子を巻き込んで流出し、空隙が発生、進行し、裏のり下部が沈下・陥没した可能性がある。 	○

※表中の透水係数は右岸 11.8k 付近の調査結果のうち、被災箇所 (11.860k、11.900k) の結果を用いている。

(2) 被災メカニズム

<被災箇所付近堤防の特徴 (図 4.3.25) >

右岸 11.8k 付近の基礎地盤には、堤防を横断する形で河岸から堤内地に連続して厚さ約 10m の透水性の高い砂礫層 (Dg 層) が分布し、その上部に 2~4m 程度の厚さで透水性の低いシルト質砂層 (As 層) 及び耕作土層 (b2 層) が分布していた。また、堤体は、砂質土の旧堤防を堤内地側に砂礫土により拡幅・嵩上げが行われた。

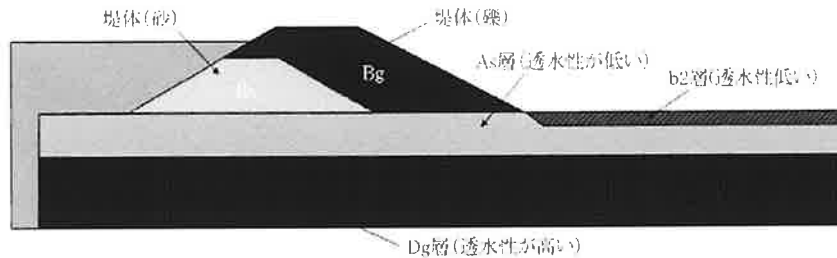
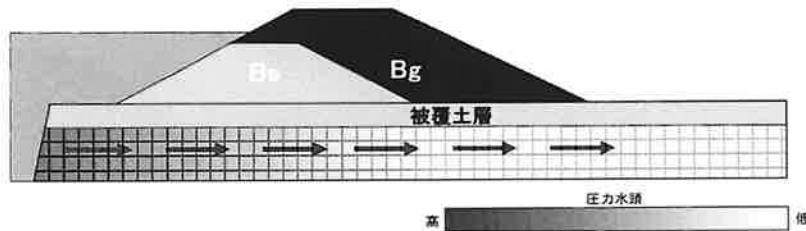


図 4.3.25 右岸 11.8k 付近の堤防模式図

<堤防被災の経過 (想定) (図 4.3.26) >

【場面①】

- ・ 河川水位の上昇とともに、基礎地盤礫層における圧力が大きくなる。



【場面②】

- ・ 基礎地盤砂礫層の圧力水頭がのり尻部の上載荷重 (透水性の低いシルト質砂層及び耕作土層の重量) を上回り、盤ぶくれ及び漏水・噴砂が生じたものと推察される。



【場面③】

- ・ 噴砂に伴い砂礫層の細流分がシルト質砂層の粒子を巻き込んで流出し、空隙が発生、進行し、裏のり下部が沈下・陥没した可能性がある。仮にこの現象が更に進んでいけば堤防決壊に至った可能性は否定できない。

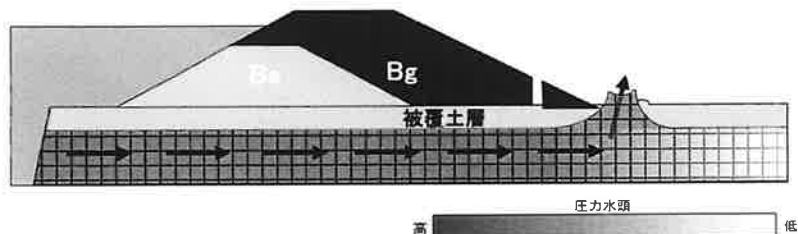


図 4.3.26 被災プロセス図

4.4 左岸 16.0k 付近の被災メカニズム

4.4.1 堤防及び河道の変遷

(1) 堤防の形状及び築堤履歴

左岸 16.0k 付近は、湾曲外岸部に位置し、堤防形状は図 4.4.1 に示すように、堤防比高 6.7 m、天端幅 4.8m、表裏のり勾配はともに 1:2 で、裏のり面には小段を有し、高水敷幅は約 70 m である。天端にはアスファルト簡易舗装、のり面は植生被覆が施され、川表側には高水護岸が施されている区間がある。

図 4.4.2 に示す航空写真によると、堤防法線は昭和 23 年と昭和 37 年では変わっておらず、後述する堤防の土質構成を踏まえると、現状の堤防は旧堤防を堤内地側に拡張・嵩上げたものと考えられる。なお、今回被災した箇所の下流では、昭和 21 年の前線豪雨により堤防決壊が生じている。

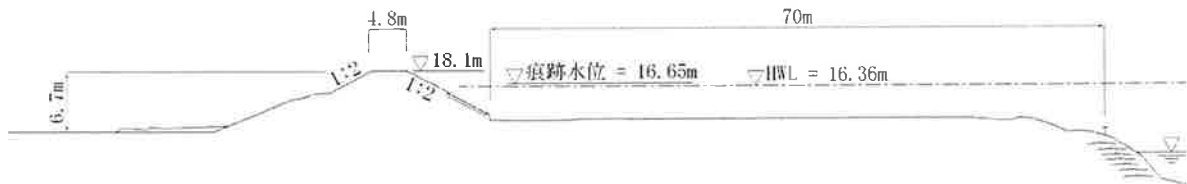


図 4.4.1 左岸 16.0k 付近堤防断面図

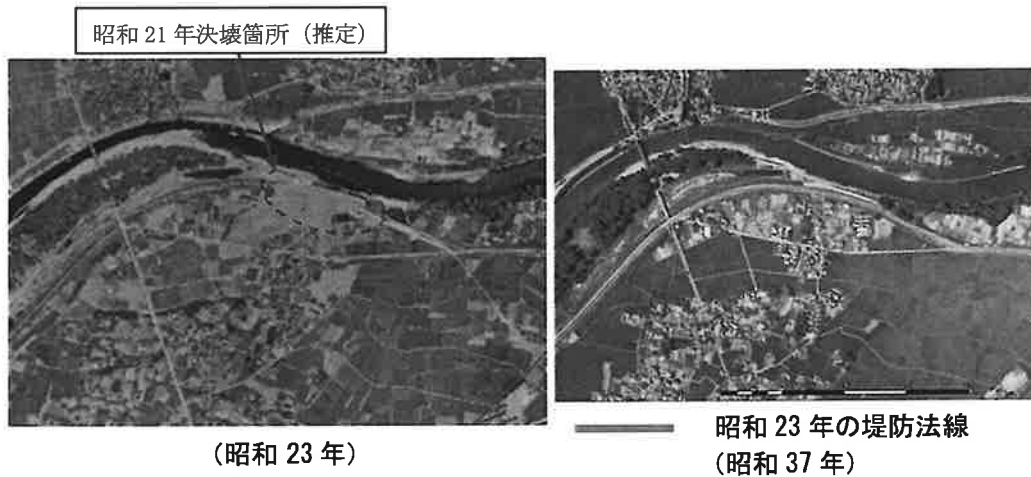


図 4.4.2 左岸 16.0k 付近航空写真

(2) 基礎地盤・堤内地の土地利用

被災した堤防周辺の微地形は、治水地形分類図によれば、旧河道及び氾濫平野が分布し、下流側には旧川微高地が分布する。堤内地には現存しない堤防が分布しており、堤内地は水田として利用され、被災箇所に隣接して下流側に敷地内盛土地盤に亀裂が見られた老人ホームが位置している。

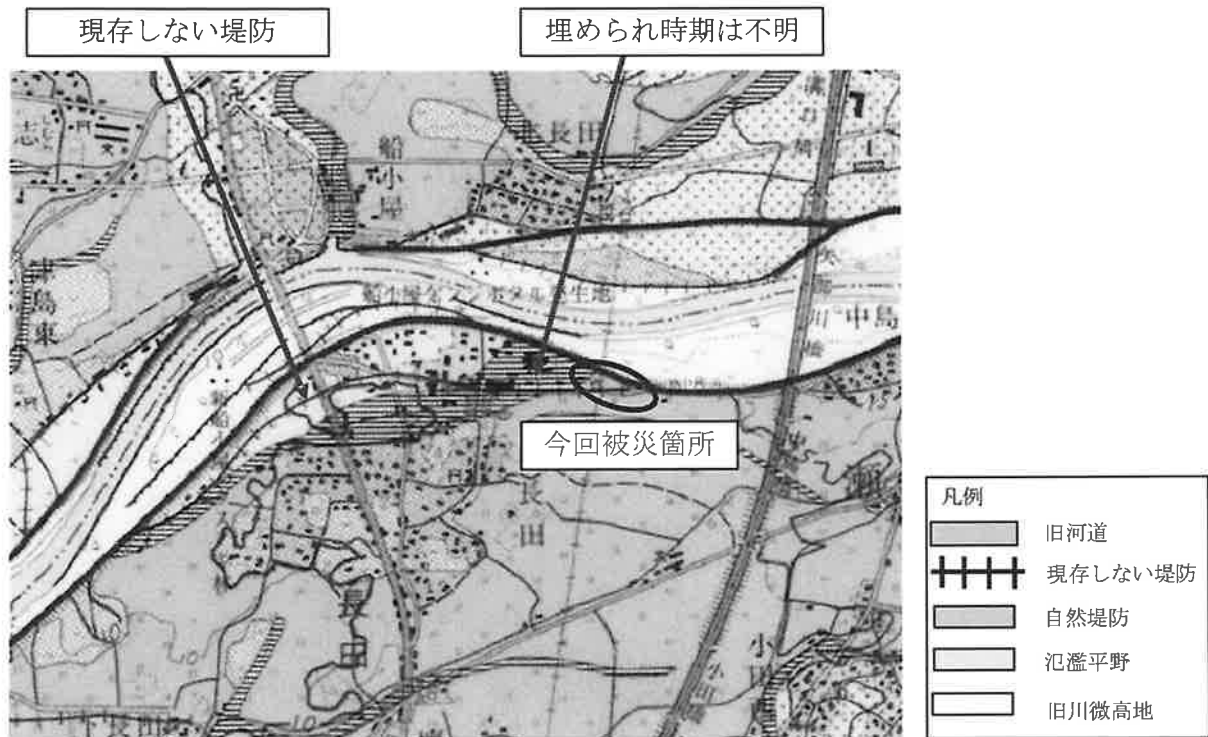


図 4. 4. 3 治水地形分類図（昭和 52 年 国土地理院）

(3) 堤防点検の状況

出水期前の堤防点検（平成 23 年 12 月 16 日）及び今次出水前までに実施した河川巡視の結果では、左岸 16.0k 付近での堤防損傷等の変状はみられていない。

4.4.2 堤防等の被災の状況

(1) 被災箇所付近の河川水位

図 4.4.4 に 16.0k 付近の河川水位（不定流計算による推定値）を示す。計画高水位（HWL）を 4 時間程度超過したと推定される。痕跡水位は 16.65m であり、計画高水位（HWL）を 30cm 程度上回っていた。

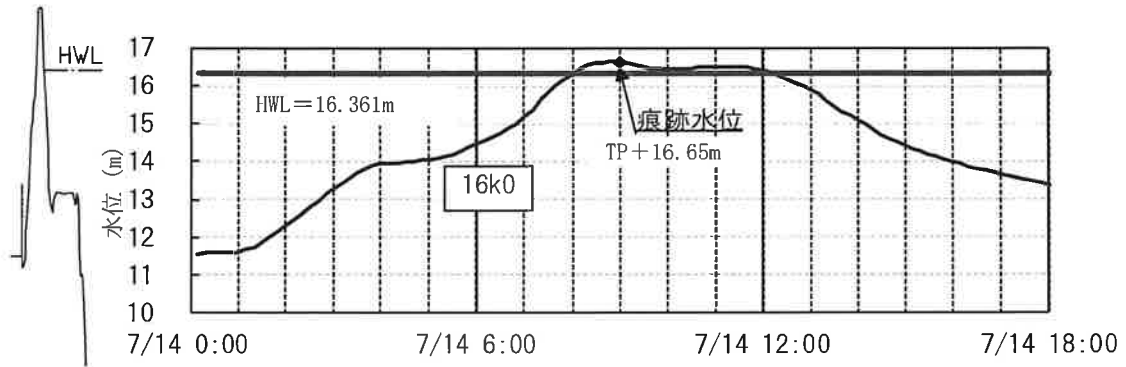
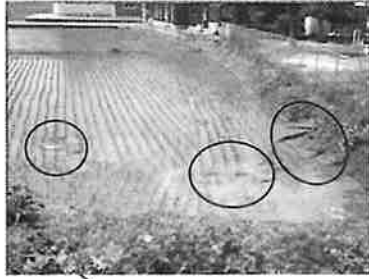


図 4.4.4 今次出水の 16.0k 地点における河川水位ハイドログラフ（不定流計算値）

(2) 堤防被災の状況

図 4.4.5 に示すように、のり尻及び堤内地の水田では噴砂を伴う漏水が多く発生した。また、漏水がみられた水田に隣接する老人ホームの敷地内では、盛土の亀裂がみられ、金網のフェンスが歪んでいた。

老人ホームと接する水田の漏水状況



漏水状況（噴砂口）



フェンス背面土砂亀裂発生状況
（老人ホーム敷地内）



フェンスの歪み発生状況

図 4.4.5 左岸 16.0k 付近の被災状況写真

4.4.3 消防団等のヒアリング結果

堤防被災に係わる消防団、区長及び地元住民のヒアリング結果を以下に示す。

【消防団】

- ・老人ホーム付近（16k000）の堤防川裏法尻で漏水を確認。直径 10cm の噴砂を 4～5 箇所程度確認。水が引くまで待機していた。
- ・地元の方は、老人ホーム付近（16k000）の箇所は、昭和 28 年洪水時も噴いたと言っていた。

【区長及び地元住民】

- ・田畑より砂がわき出していた。下からわき出る感じで、別府の坊主地獄のような感じ。
- ・田畑から数カ所、また楠寿園の庭からも湧いていた。
- ・水道管が破裂したかと思うぐらい水が湧いていた。1m ぐらいの噴砂がいぼっていた。
- ・湧き出した水がとてもきれいだった（昼前の 11 時から 12 時）。どこから出てきたかわからないくらいで、川の中の濁水とはかなり違っていた。
- ・上流の集落（16k600 付近中島地区）では防火用水用の井戸や家庭の井戸から水が湧き出したとのこと。このような状況ははじめてである。

4.4.4 被災後に実施した土質等調査結果

(1) 堤体及び基礎地盤の土質構成、土質特性

堤防被災箇所周辺で実施した土質調査結果（図 4.4.6 に示すボーリング調査、サウンディング調査、現地・室内土質試験等）から、左岸 16.0k 付近の堤体及び基礎地盤の土質構成、土質特性は以下のようであった。また、土質試験結果を土層毎に図 4.4.14 に示す。

<基礎地盤>

- ・ 図 4.4.7～4.4.13 に示すように、基礎地盤は表層に比較的透水性の低いシルト質砂層（As 層）が 1～2m 程度の厚さで分布し、その下部に透水性の高い砂礫層（Dg 層）が約 5 m、さらにその下部に阿蘇 4 火山灰質土（Dpt 層）が分布する構成である。
- ・ 基礎地盤表層のシルト質砂層（As 層）は、図 4.4.6 に示すように、堤防裏のり面下から堤内地に広く分布し、現存しない堤防の外側でも存在しているが、堤防中央付近から川表にかけてシルト質砂層は見られない。砂礫層（Dg 層）の透水係数の最大値は、 $9.4 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ であり、透水性は高く、シルト質砂層（As 層）の透水係数の最大値は、 $5.7 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ と透水性は低い。（図 4.4.14 (2) 参照）

<堤体>

- ・ 堤体は、図 4.4.10～4.4.13 に示すように、砂質土主体の旧堤防（Bs 層）を堤内地側へ礫質土（Bg 層）により嵩上げ・拡幅したものと考えられる。
旧堤防（Bs 層）の透水係数の最大値は、 $4.5 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ であり、礫質土（Bg 層）の透水係数の最大値は、 $6.5 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ である。（図 4.4.14 (2) 参照）

- 機械ボーリング
- 三成分コーン試験
- ▲ 簡易動的コーン貫入試験

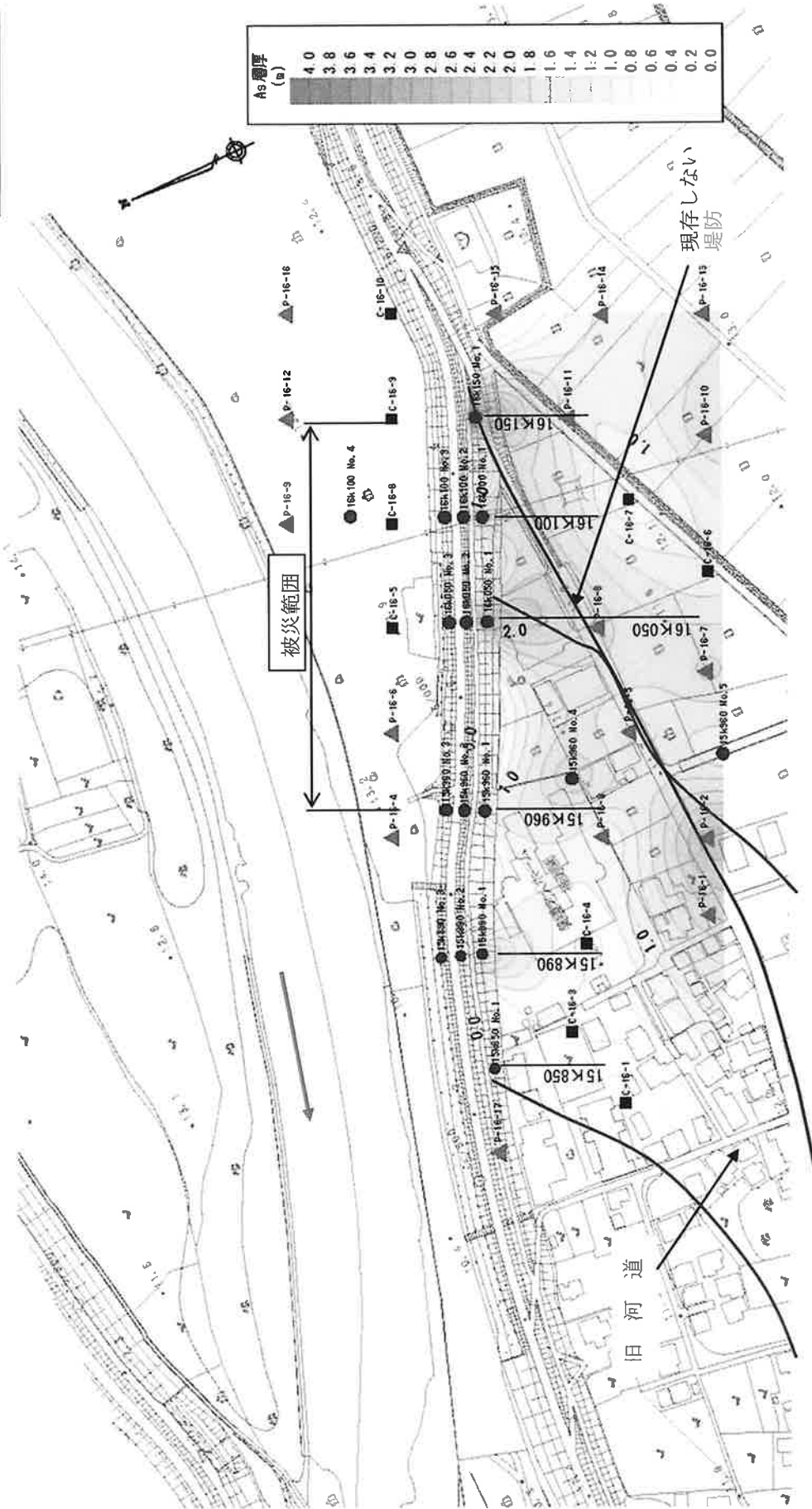
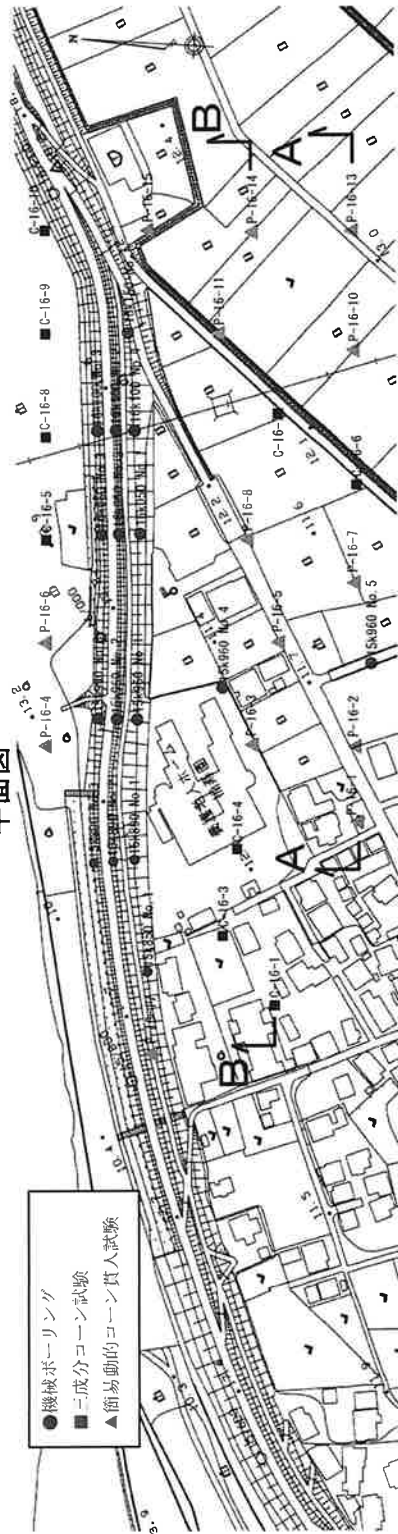
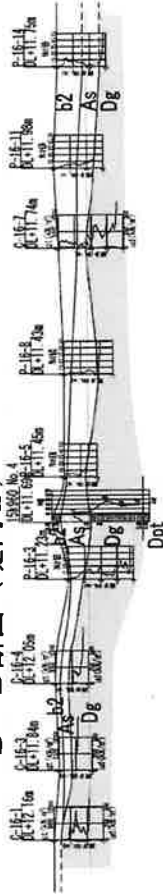


図 4.4.6 調査位置図及びシルト質砂層厚図 (左岸 16.0k 付近)

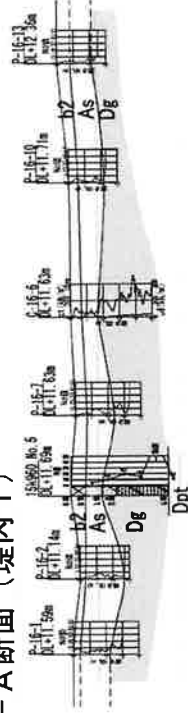
平面図



B-B断面 (堤内2)



A-A断面 (堤内1)



地層区分	記号	色別	土質
礫質土	B _g	暗灰~灰	砂礫~礫質シルト
砂質土	B _s	茶褐	礫質シルト~シルト質砂
粘性土	B _c	暗緑	砂質シルト
黄土(砂質土含む)	b1	暗緑	シルト質砂
粘性土	b2	茶褐~暗緑	シルト質砂~礫質シルト
粘性土	Ac1, Ac2	暗灰	シルト質粘土
砂質土	As	茶褐	シルト質砂
粘性土	D _c	暗青灰	砂質シルト
砂質土	D _s	茶褐~暗緑	シルト質砂
礫質土	D _g	暗緑	砂質シルト
砂質土	D _s	茶褐	礫質シルト質砂

図 4.4.7 推定地層断面図 (左岸 16.0k 付近) (縮尺 SV : SH=1/250 : 1/2000)

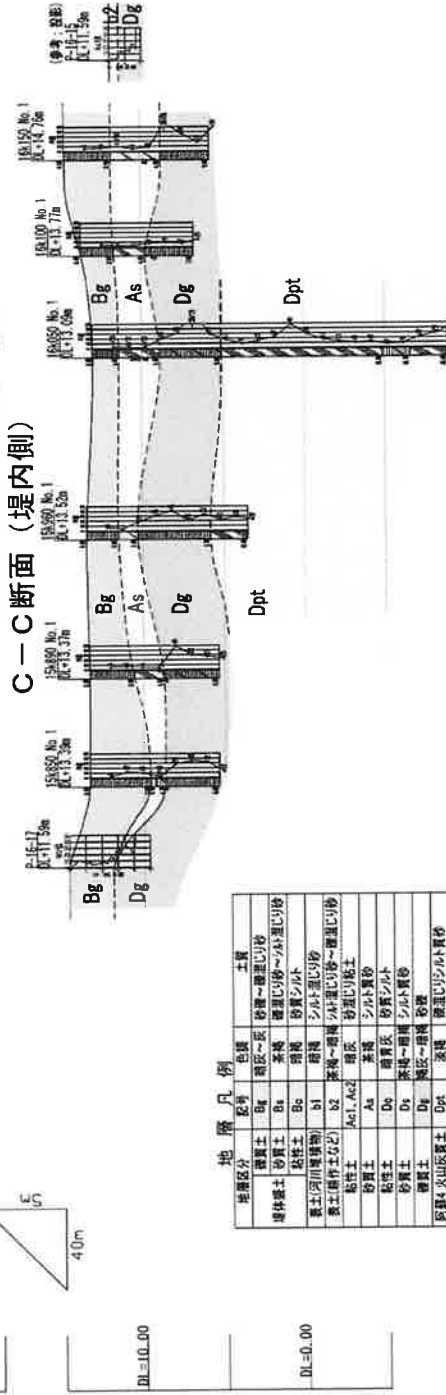
平面図



D-D断面 (堤防天端部)



C-C断面 (堤内側)

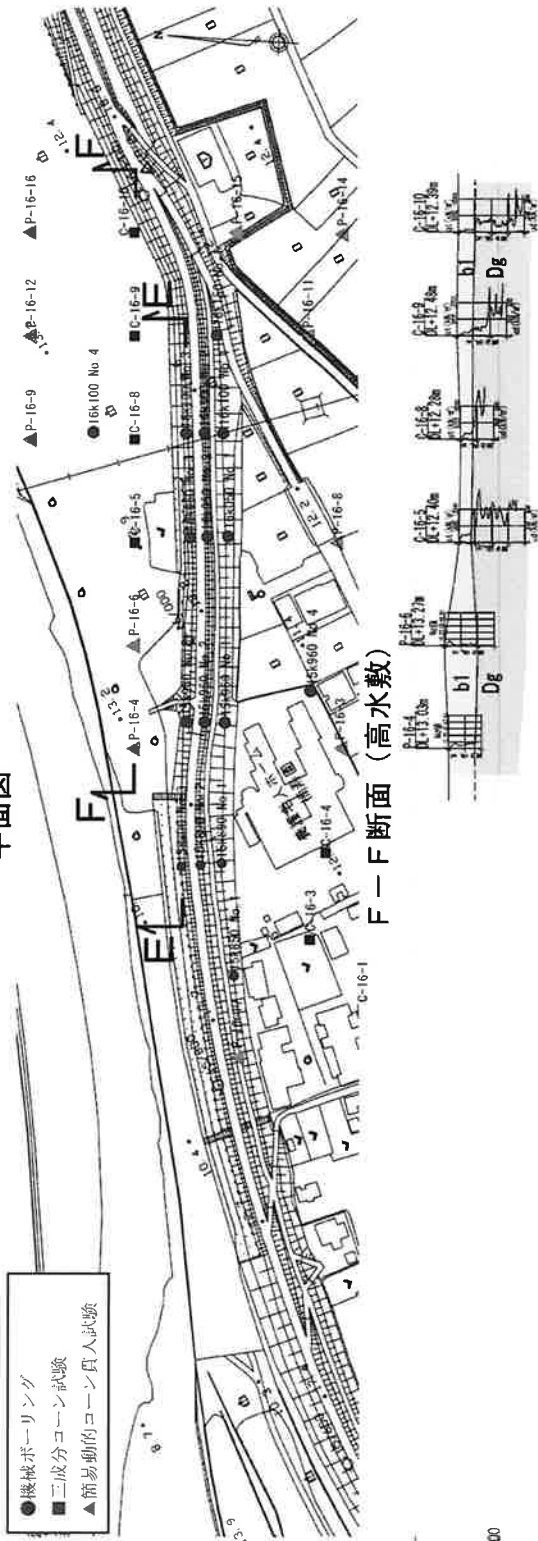


地層凡例

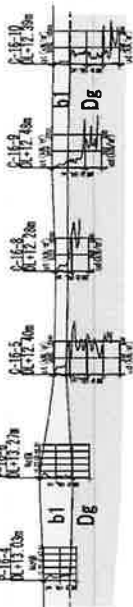
地層区分	記号	色調	工質
埋戻し	Bg	黄灰~灰	砂礫~標準じり砂
埋戻し	Bs	茶褐色	標準じり砂~ツル運じり砂
埋戻し	Bc	暗褐色	砂質シルト
表土(河川埋戻し)	b1	暗褐色	シルト混じり砂
表土(耕作土など)	b2	茶褐色~暗褐色	ツル運じり砂~標準じり砂
粘性土	Aa1, Aa2	黄灰	粘土(粘土)
粘性土	Aa	茶褐色	シルト質砂
粘性土	Dg	黄灰	砂質シルト
粘性土	Ds	茶褐色~暗褐色	シルト質砂
埋戻し	Dp	黄灰	砂質シルト
埋戻し	Dpt	茶褐色	標準じり砂
防壁4	火山灰質土		標準じり砂質土

図 4.4.8 推定地層断面図 (左岸 16.0k 付近) (縮尺 SV : SH = 1/250 : 1/2000)

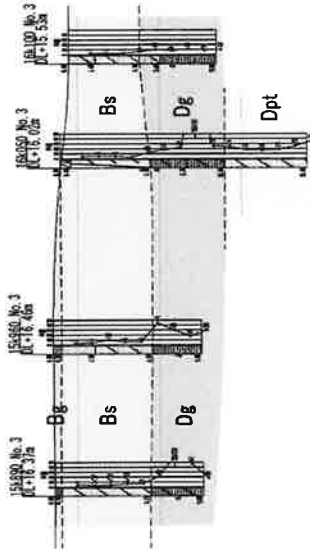
平面図



F-F断面 (高水敷)



E-E断面 (堤外側)



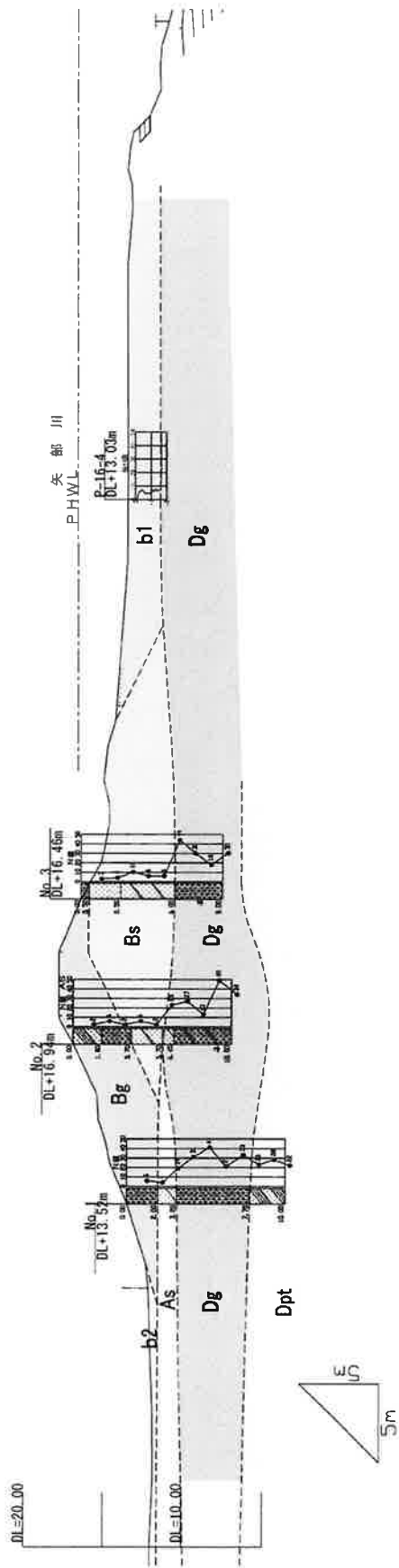
地層凡例

地層区分	記号	色質	土質
硬質土	Bg	明灰~灰	砂礫~礫混じり砂
硬質土	Bs	茶褐色	礫混じり砂~シルト混じり砂
硬質土	Bc	暗褐色	砂質シルト
粘土	b1	暗褐色	シルト混じり砂
粘土(層状土など)	b2	茶褐色~暗褐色	シルト混じり砂~礫混じり砂
粘性土	As1, As2	暗褐色	シルト混じり粘土
砂質土	As	茶褐色	シルト質砂
粘性土	Dc	暗褐色	砂質シルト
砂質土	Ds	茶褐色	シルト質砂
硬質土	Dg	明灰~暗褐色	砂礫
硬質土	Dpt	茶褐色	礫混じりシルト質砂

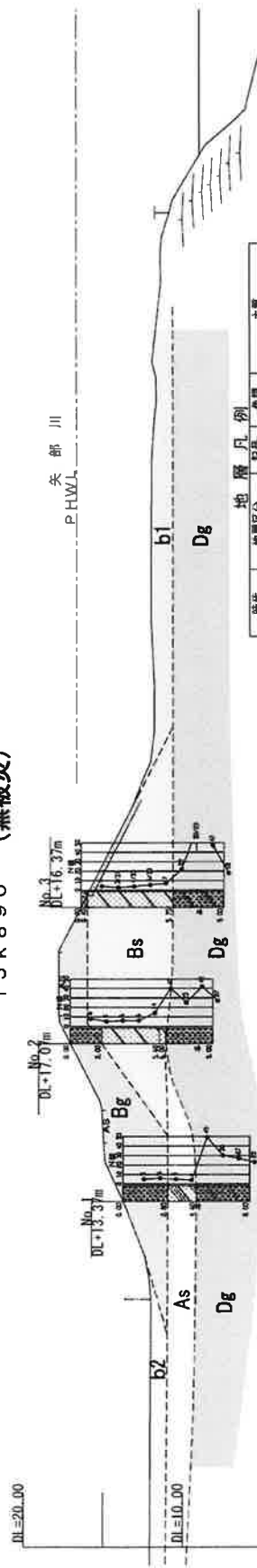
図 4.4.9 推定地層断面図 (左岸 16.0k 付近) (縮尺 SV : SH=1/250 : 1/2000)

15k960 (被災)

測点位置は「調査位置図及びシルト質砂層厚図」参照



15k890 (無被災)

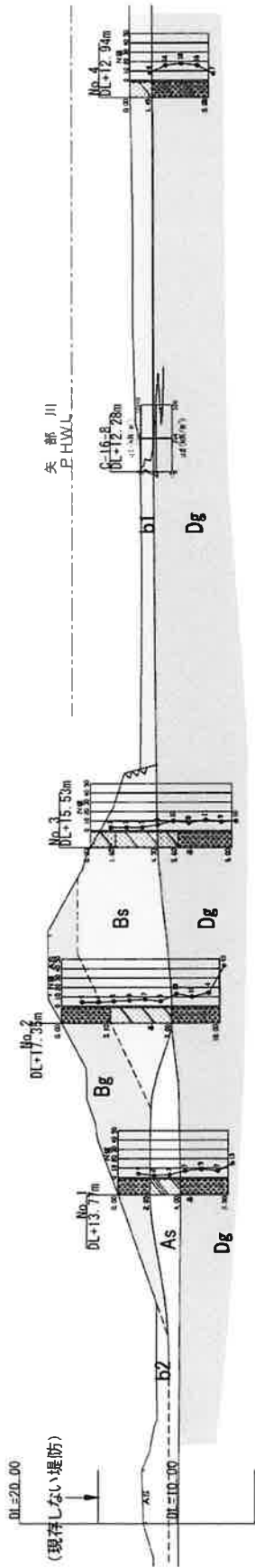


時代	地層区分	記号	色調	土質
現世	礫質土	Bg	褐色～灰	砂層～礫層
	塊状砂土	Bs	褐色	礫層
	粘性土	Bc	暗褐色	シルト質砂
	黄土(河川堆積物)	b1	暗褐色	シルト質砂
更新世沖積	粘性土	As1, As2	暗褐色	シルト質砂
	砂質土	As	暗褐色	シルト質砂
更新世洪積	粘性土	Do	暗褐色	シルト質砂
	砂質土	Ds	暗褐色	シルト質砂
	礫質土	Dg	暗褐色	砂層
	阿蘇+火山灰質土	Dpt	暗褐色	礫層

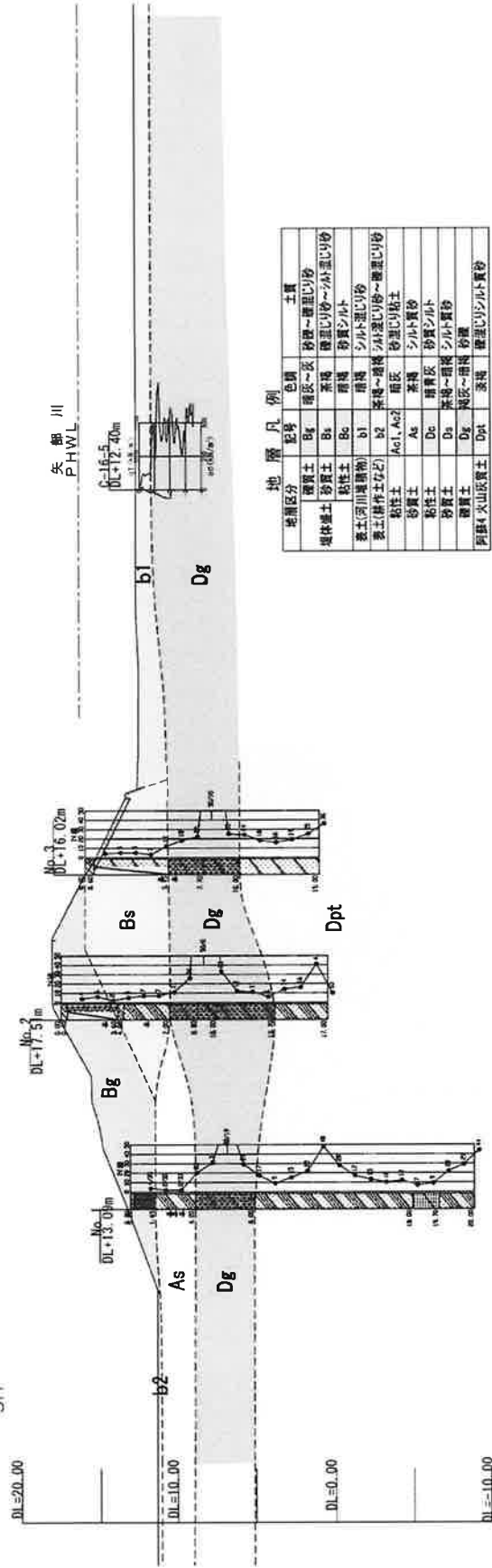
図 4. 4. 10 推定地層断面図 (左岸 16. 0k 付近)

16k100 (被災)

測点位置は「調査位置図及びシルト質砂層厚図」参照



16k050 (被災)



地層区分	記号	色調	土質
硬質土	Bg	黄灰~灰	砂硬~硬質シルト
堆積土	Bs	茶褐	硬質シルト~分粒質シルト
粘土	Bc	暗褐	粘質シルト
表土(河川堆積物)	b1	暗褐	シルト質シルト
表土(耕作土など)	b2	茶褐~暗褐	シルト質シルト
粘質土	Ac1, Ac2	暗灰	粘質シルト
粘質土	As	茶褐	粘質シルト
粘質土	Dc	暗灰	粘質シルト
粘質土	Ds	茶褐	粘質シルト
粘質土	Dg	黄灰~暗褐	粘質シルト
阿蘇4火山灰質土	Dpt	茶褐	硬質シルト質砂

図 4.4.11 推定地層断面図 (左岸 16.0k 付近) (被災断面)

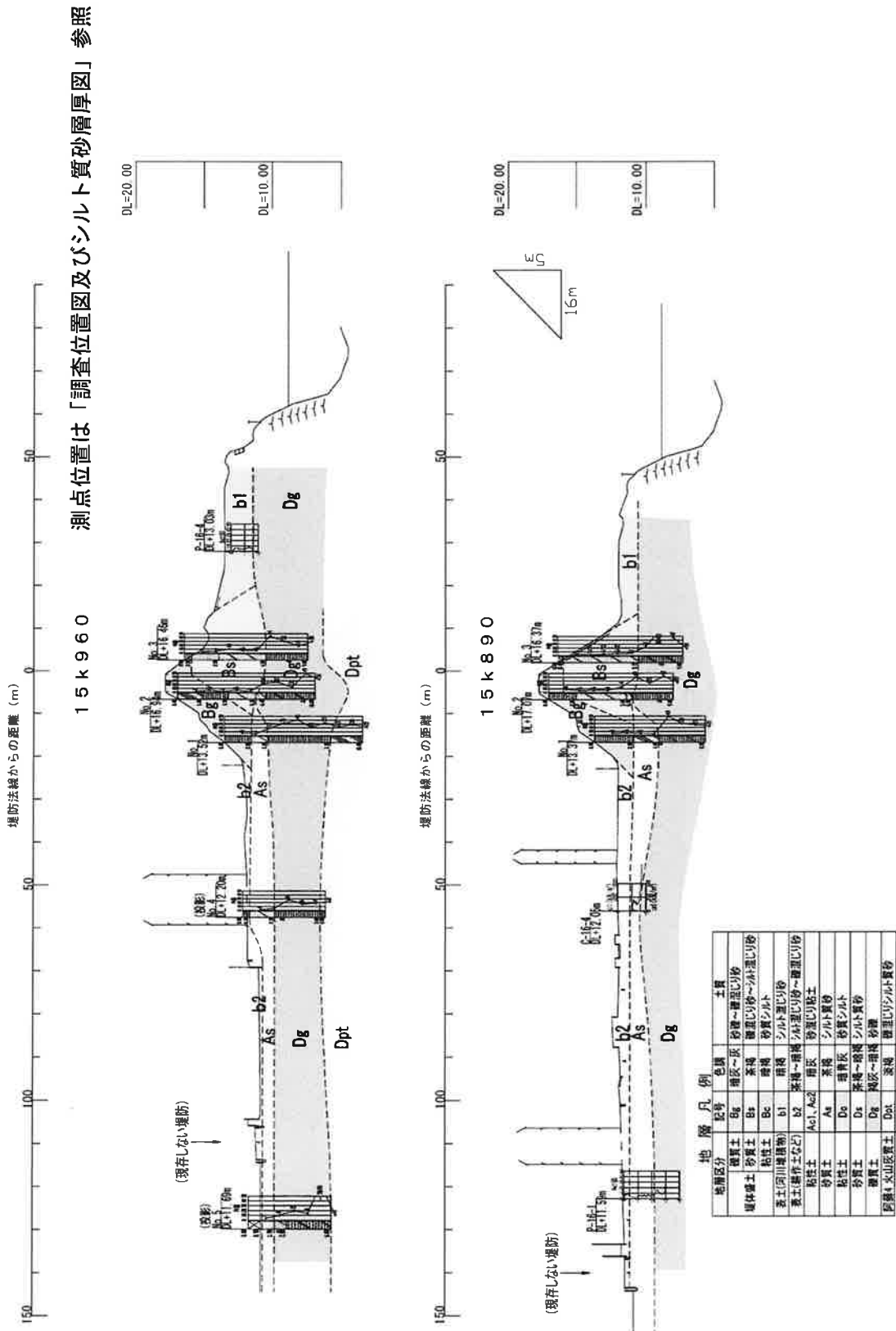


図 4. 4. 12 推定地層断面図 (左岸 16. 0k 付近) (縮尺 SV : SH=1/250 : 1/800)

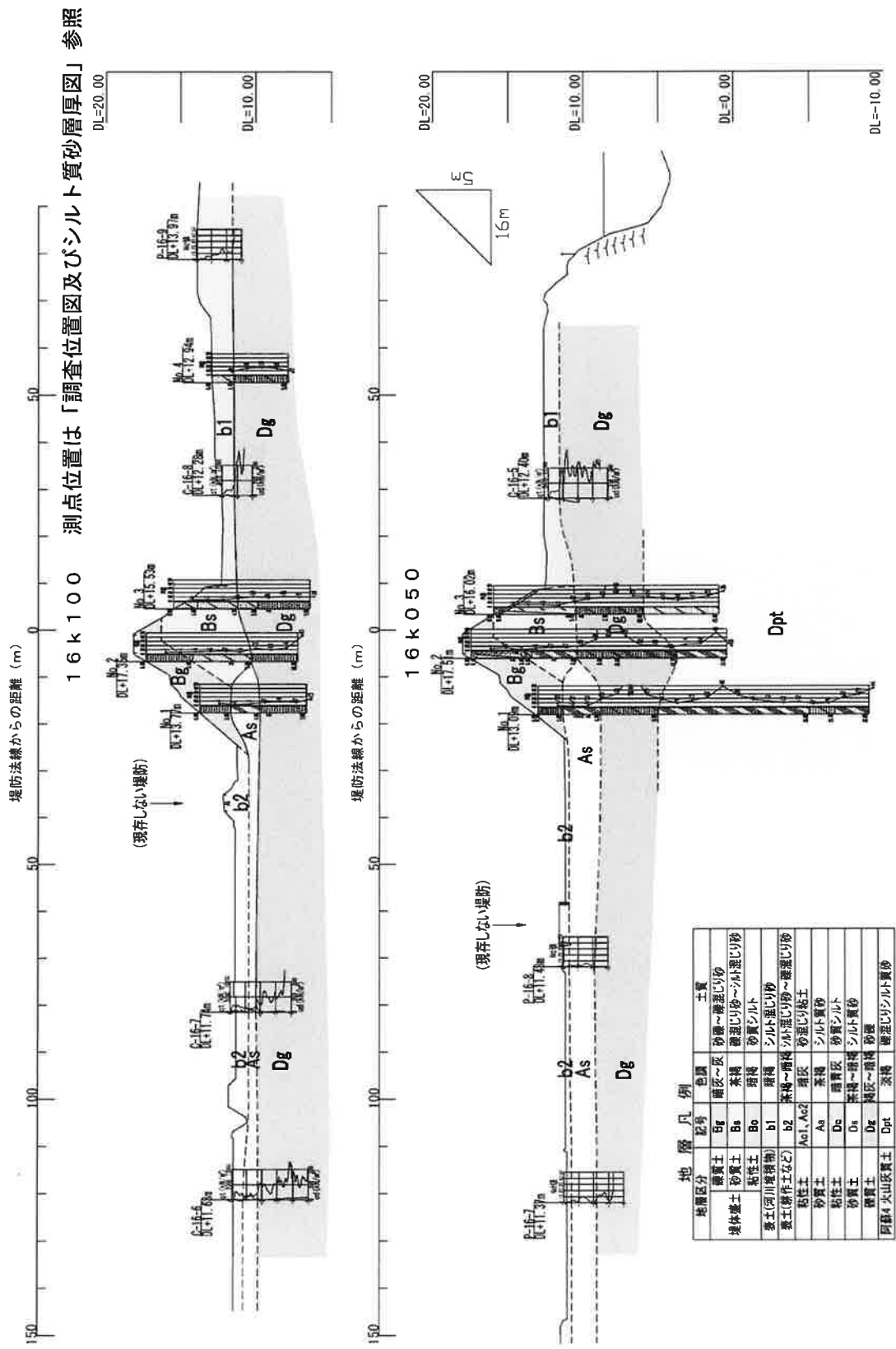


図 4. 4. 13 推定地層断面図 (左岸 16.0k 付近) (縮尺 SV : SH=1/250 : 1/800) (被災断面)

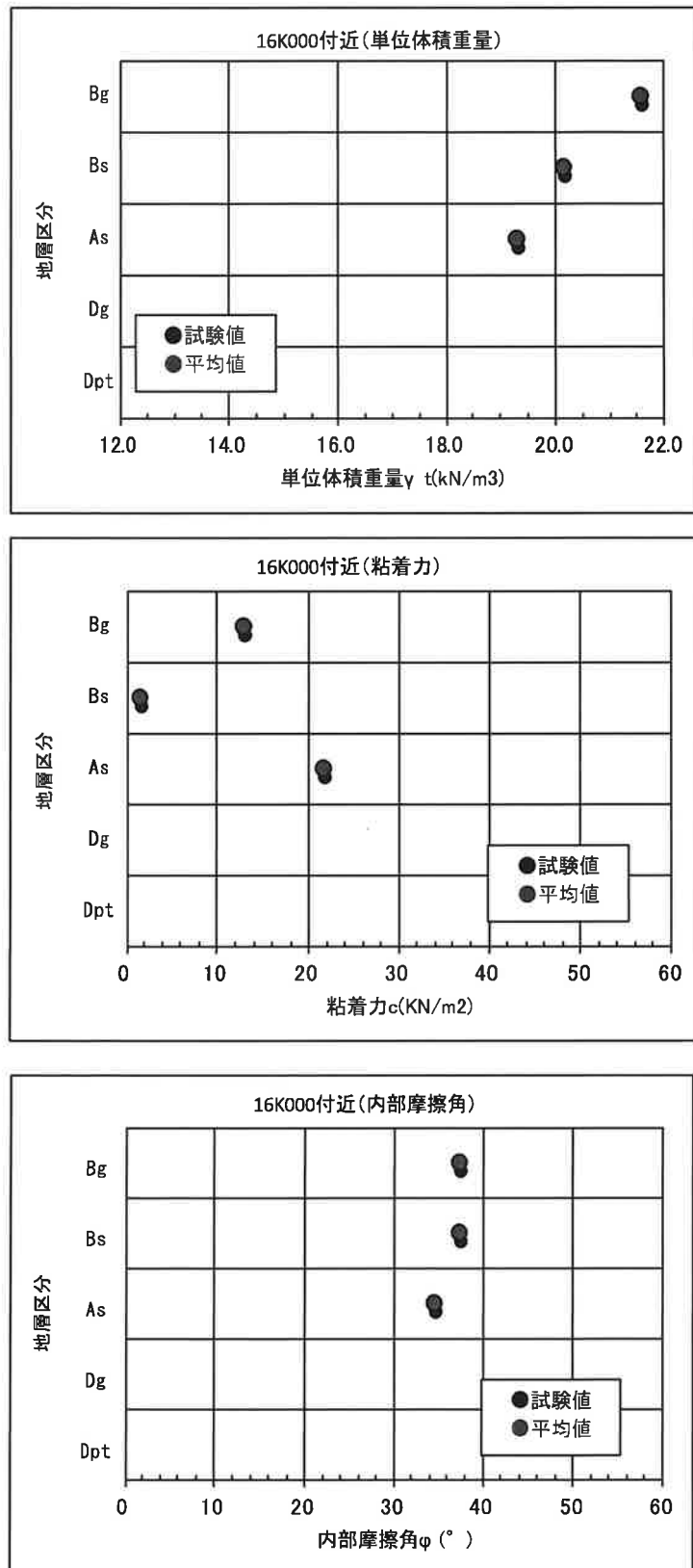


图 4.4.14 (1) 左岸 16.0k 附近土質試驗結果図 (物理試驗・力学試驗)

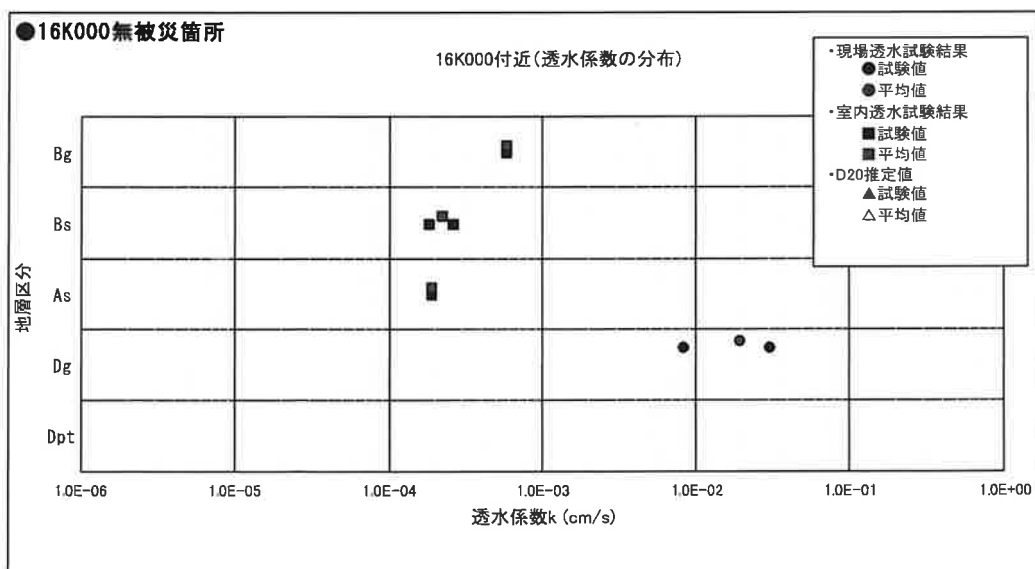
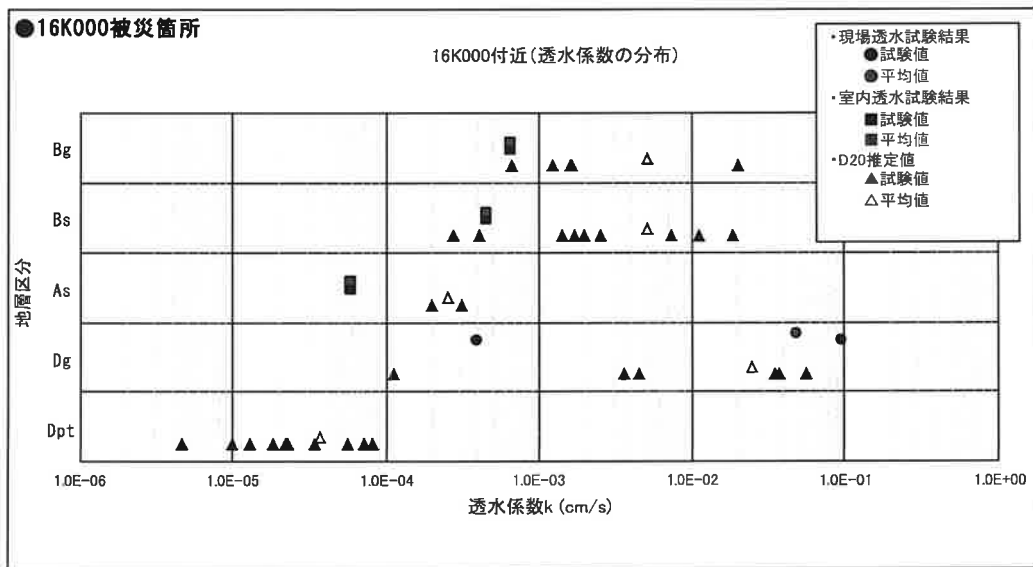
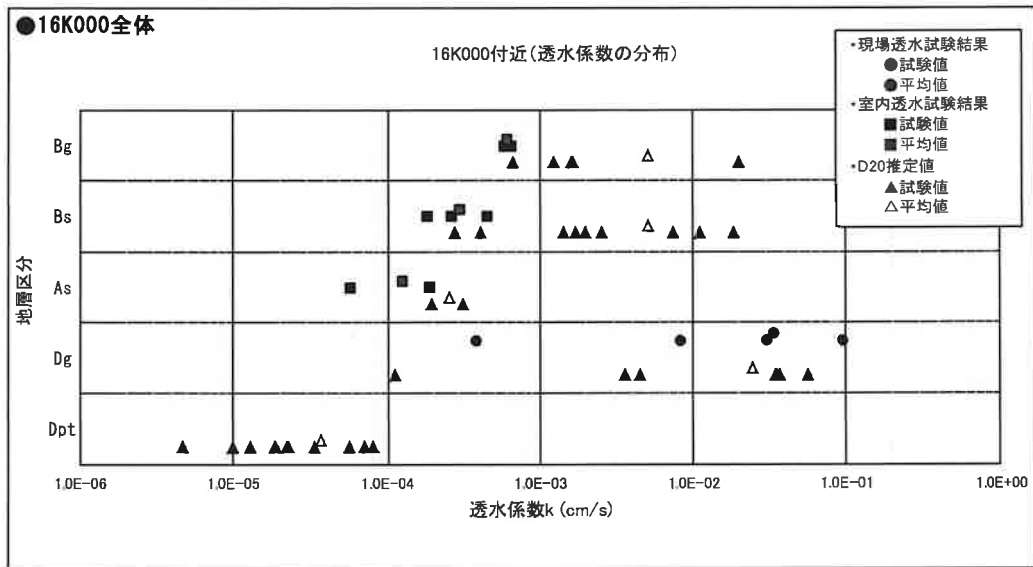


図 4. 4. 14 (2) 左岸 16.0k 付近土質試験結果図 (透水係数)

4.4.5 浸透流解析結果

(1) 解析の方法及び条件等

左岸 16.0k 付近の堤防被災箇所として、15.960k、16.050k 及び 16.100k の 3 断面、無被災箇所として 15.890k を選定し、堤防及び高水敷、堤内地で実施した土質調査結果を基に、堤防横断方向に河岸から堤内地までの土質構成をモデル化した。これらの断面に対して不定流計算より推定した 16.0k 付近の水位ハイドログラフ及び瀬高観測所の降雨量を外力として 2 次元の浸透流解析及び円弧すべりによる安定解析を実施し、被災原因及びメカニズム解明の基礎資料とした。土の比透水係数及び負の圧力水頭は、「河川堤防の構造検討の手引き（平成 24 年 国土技術研究センター）」に準拠した。

解析は、各断面とも土質調査結果から得られた“平均的な透水係数を用いたケース”と“最大値を用いたケース”を実施した。また、基礎地盤透水層 (D_g 層) における圧力水頭及び、G/W は堤防裏法尻付近 (法尻、法尻 + α (m) : α はのり尻付近の堤内地において最大の圧力水頭となる箇所) について算出した。

また、被災箇所の 16.100k については、平均的な透水係数を用いた条件において、堤防裏のり尻付近の噴砂口をモデル化し D_g 層の流速と土粒子の移動との関係を試算した。

なお、以降の図における時間は浸透流解析における計算開始からの経過時間であり、図中の 72 時間は 7 月 14 日 12 時にあたる。

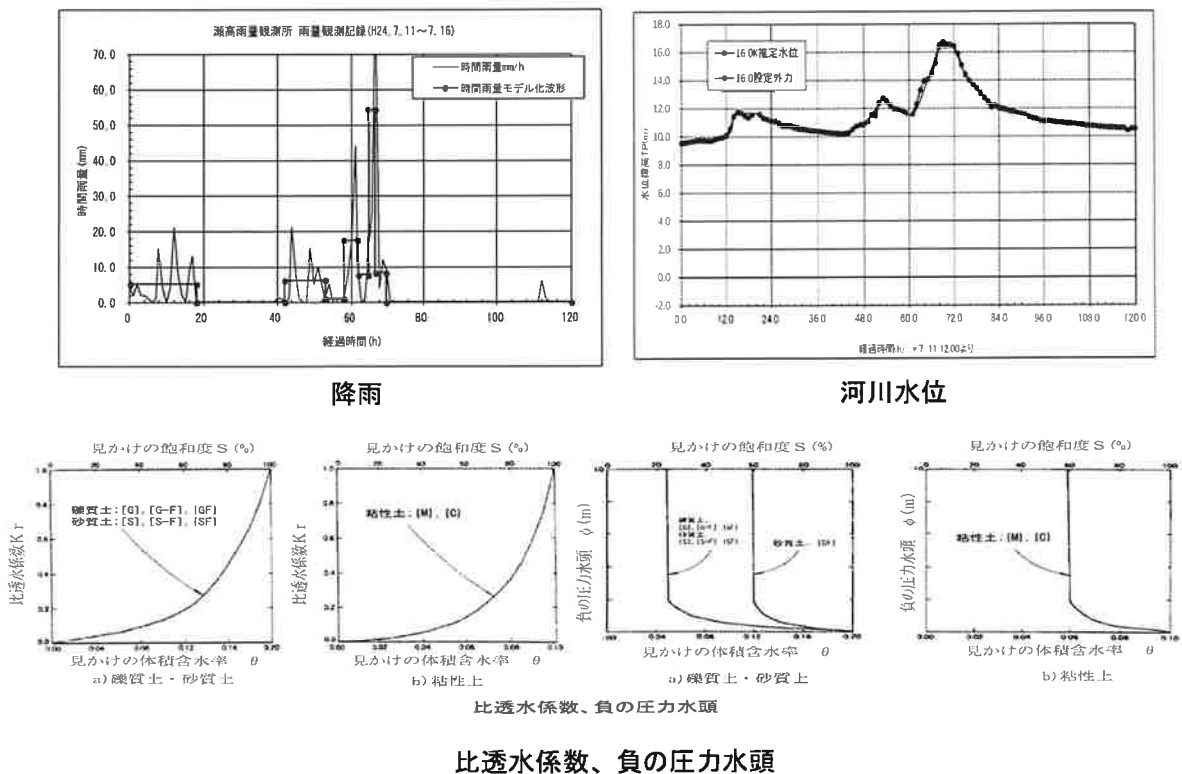


図 4.4.15 設定外力、比透水係数、負の圧力水頭

(2) 解析結果及び考察

解析結果を表 4. 4. 1 に示す。被災箇所での 16. 100 k 及び 16. 050 k での浸透流解析の結果、基礎地盤のパイピング破壊の指標となる G/W は、堤防裏のり尻部及びのり尻部近傍とも 1 を下回るのに対し、無被災箇所の 15. 890 k では 1 以上である。圧力水頭の大きさ及び被覆土層の厚さが噴砂等の被災に影響したものと考えられる。

以下では被災箇所の代表解析事例として 16. 100 k のケース 7 の浸透流解析結果を例示し (図 4. 4. 16~4. 4. 19)、解析結果について要約する。

表 4. 4. 1 左岸 16. 0k 付近の浸透流解析ケースとその結果

位置	ケース	解析条件	解析結果								すべり安全率
			法尻				法尻+α (m)				
			G/W最小値 (発生時間)	G/Wが1.0を 下回った時刻	圧力水頭 最大値 (m)	被覆土層厚 (m)	G/W最小値 (発生時間)	G/Wが1.0を 下回った時刻	圧力水頭 最大値 (m)	被覆土層厚 (m)	
左岸15/890 (無被災)	1	平均的な透水係数	1.38 (12時)	—	3.9	2.8	1.28 (12時)	—	3.8	2.8	2.9 (ケース1)
	2	最大の透水係数	1.14 (12時)	—	4.8		1.06 (12時)	—	4.7		
左岸15/960	3	平均的な透水係数	2.00 (翌16時)	—	1.8	1.9	1.90 (翌16時)	—	1.8	1.9	3.3 (ケース3)
	4	最大の透水係数	1.13 (12時)	—	3.2		1.07 (12時)	—	3.2		
左岸16/050	5	平均的な透水係数	0.94 (12時)	9時	5.0	2.4	0.93 (12時)	9時	5.0	2.4	3.1 (ケース5)
	6	最大の透水係数	0.95 (12時)	9時	5.0		0.93 (12時)	9時	4.9		
左岸16/100	7	平均的な透水係数	0.76 (12時)	6時	4.1	1.5	0.65 (12時)	7時	4.0	1.5	3.1 (ケース7)
	8	最大の透水係数	0.75 (12時)	6時	4.2		0.65 (12時)	7時	4.1		
	9	裏のり尻部で噴砂をモデル化した堤防モデル (透水係数はケース1と同様)	—	—	—		—	—	—		

※すべり計算に用いた強度定数は土質試験結果の平均値である。 ; P4-107~4-111 掲載

< 16. 100k >

- 16. 100k は被災箇所内の上流に位置する断面である。土質調査結果から得られた平均的な土質定数を用いたケースでは、図 4. 4. 17 に示すように、堤防を横断して河岸から堤内に分布する砂礫層 (Dg 層) における圧力が河川水位の上昇とともに上昇し、堤防裏のり尻+3. 49m の位置でみると河川水位が低下し始める 7 月 14 日 12 時に最大値を示し約 4. 0m の圧力水頭となり、G/W は 0. 65 となる。なお、砂礫層に作用する圧力が砂礫層上部の被覆土層 (透水性の低いシルト質砂層 (As 層) 及び耕作土層 (b2 層)) の荷重を越えるのは、最大値となる約 5 時間前からである。
- 浸透による堤体のすべり破壊に対する安全率 (Fs) は、図 4. 4. 19 に示すように、通常堤防が有すべき Fs1. 2 以上を満足している。
- 上記の堤防モデルにおいて、裏のり尻付近に噴砂による穴 (噴砂口) が生じたと仮定し、浸透流解析を実施した結果 (ケース 9) の流速ベクトルは図 4. 4. 21 のようになった。図 4. 4. 22①より 12 時 (経過時間 72 時間) 前後でみると、噴砂口下の Dg 層上部の解析流速 (見かけの流速) を間隙率で換算した実流速は $3.9 \times 10^{-2} \sim 4.9 \times 10^{-2}$ cm/s となる。この流速は、粒径と限界流速との関係図 (図 4. 4. 22②) に示した中島他との関係に基づけば、粒径 0. 2mm 程度以下の土粒子を流動できる大きさである。このことから、Dg 層を構成している土粒子のうち 0. 2 mm 程度以下の土粒子が噴砂口から流出し、Dg 層の空隙が進行したことが示唆される。

<考察>

- ・ 以上の結果より、右岸 16.0k 付近の堤防被災は、計画高水位（HWL）を上回る高水位が長時間継続したことが誘因となり、堤防を横断して河岸から堤内地側に連続して分布していた透水性の高い基礎地盤砂礫層の存在が素因となって、砂礫層における圧力が上昇し、堤防のり尻付近において砂礫層上部の被覆土層（透水性の低いシルト質砂層及び耕作土層）を破壊し、噴砂を伴う漏水が生じたものと推察される。
- ・ なお、決壊に至らなかったのは、右岸 7.3k 付近の As 層に比べ、当該 Dg 層は、粒径が大きく、層厚が厚いこと等により堤防下への空隙の進行が遅かったことによるものと推察される。
- ・ 被災しなかった 15.890k も同様の基礎地盤構成となっているが、盛土を施したことにより被覆土層が厚かったため漏水や噴砂が発生しなかったと推察される。

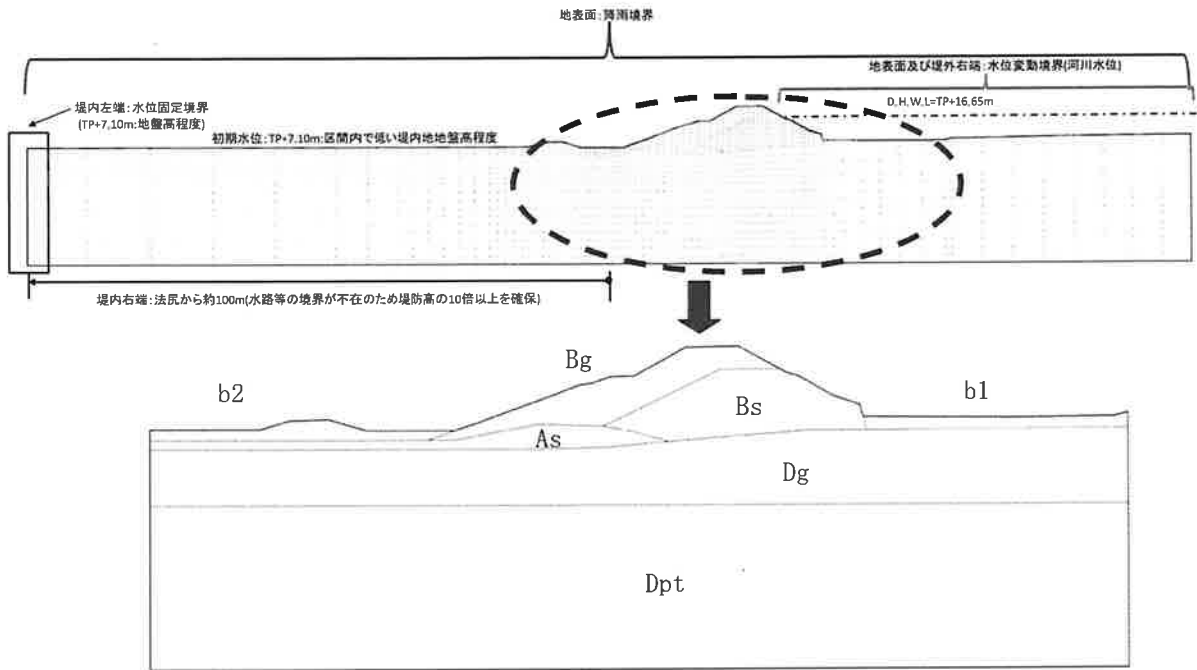
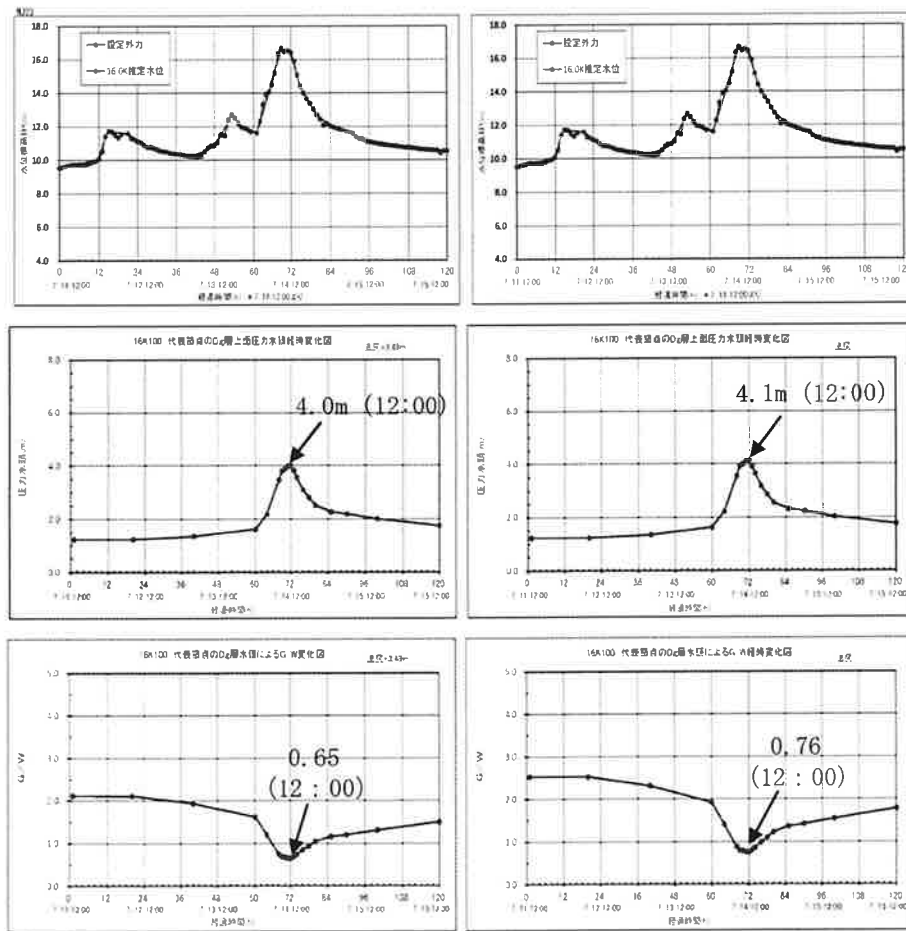


図 4.4.16 左岸 16.100k 測線 解析土質モデル図 ケース 7

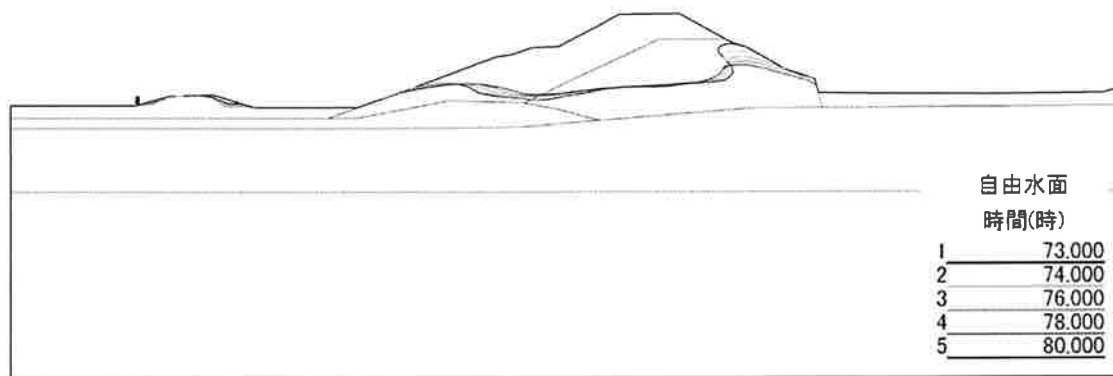


のり尻+3.49m

のり尻

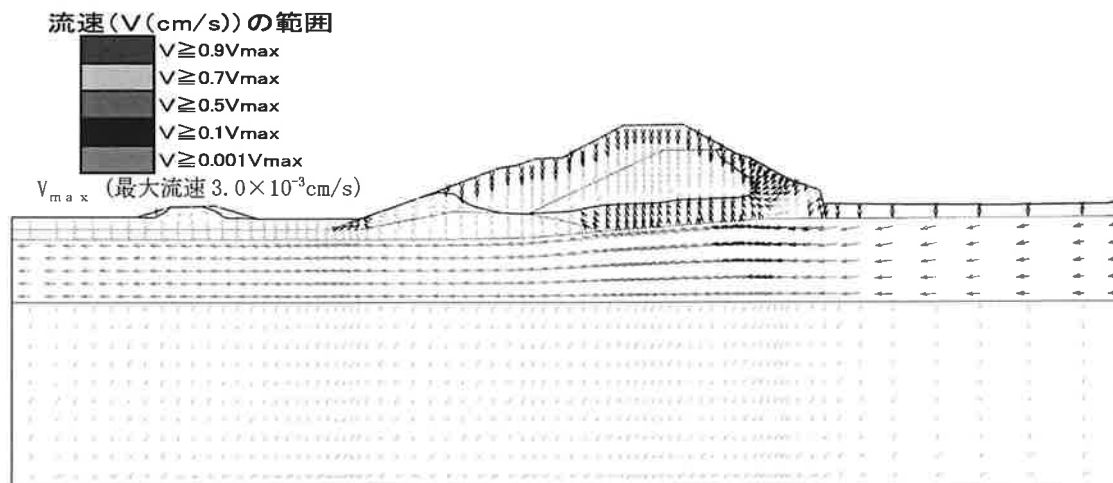
図 4.4.17 左岸 16.100k 測線 圧力水頭、G/W経時変化 (Dg 層) ケース 7

・浸潤線

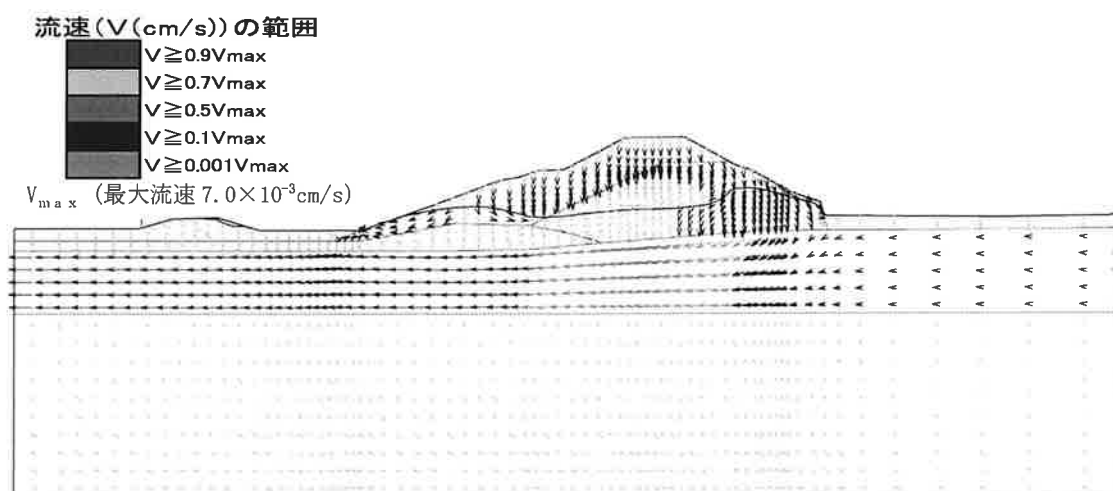


73~80 時間

・流速



70 時間



80 時間

※72 時間は 7 月 14 日 12 : 00 にあたる。

図 4. 4. 18 左岸 16. 100k 測線 浸透流解析結果 (浸潤線、流速) ケース 7

・安定解析

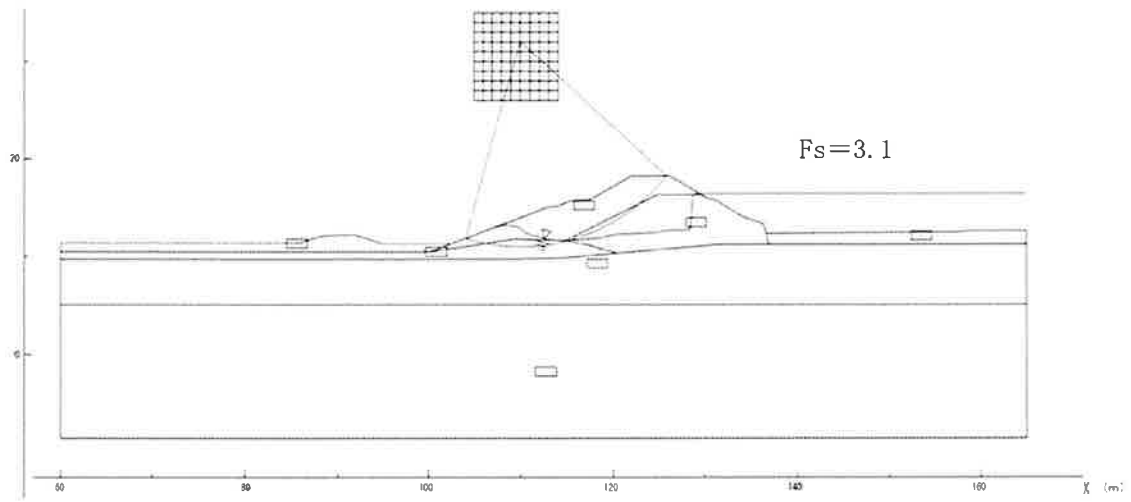
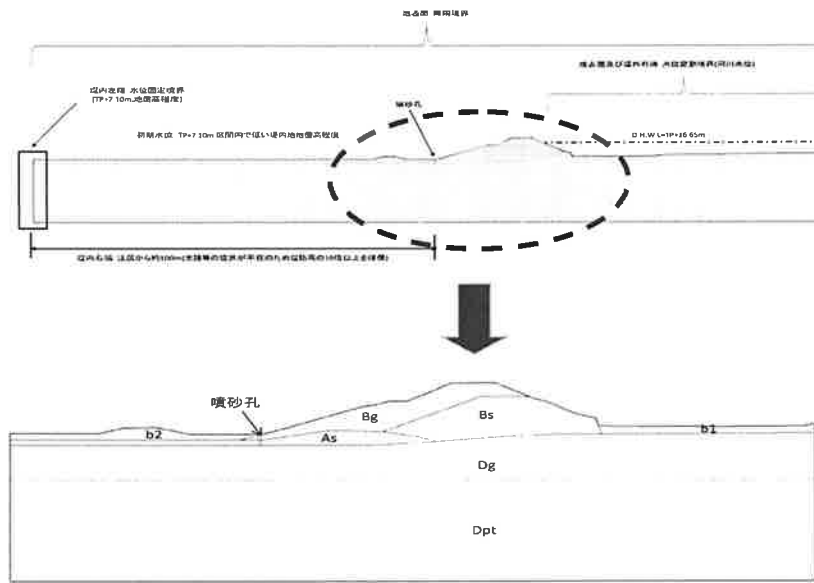
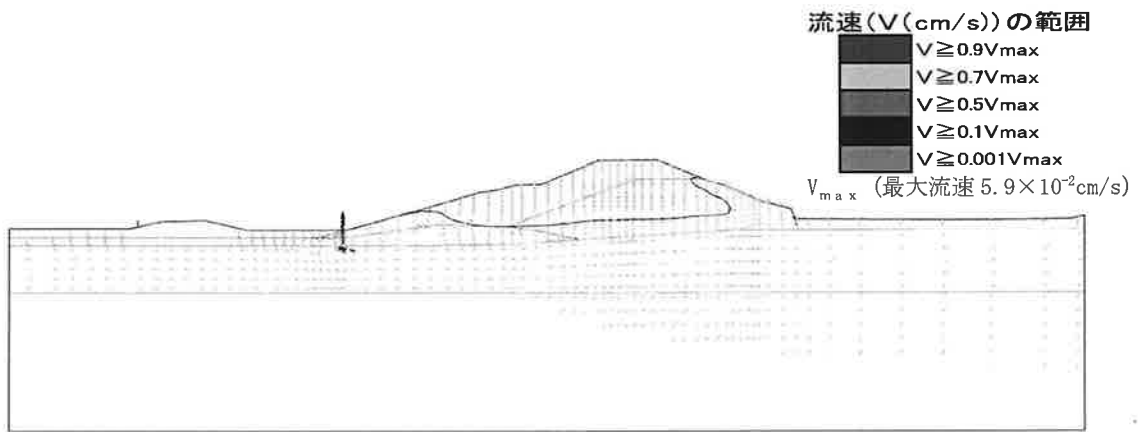


図 4.4.19 左岸 16.100k 測線 安定解析結果 ケース 7

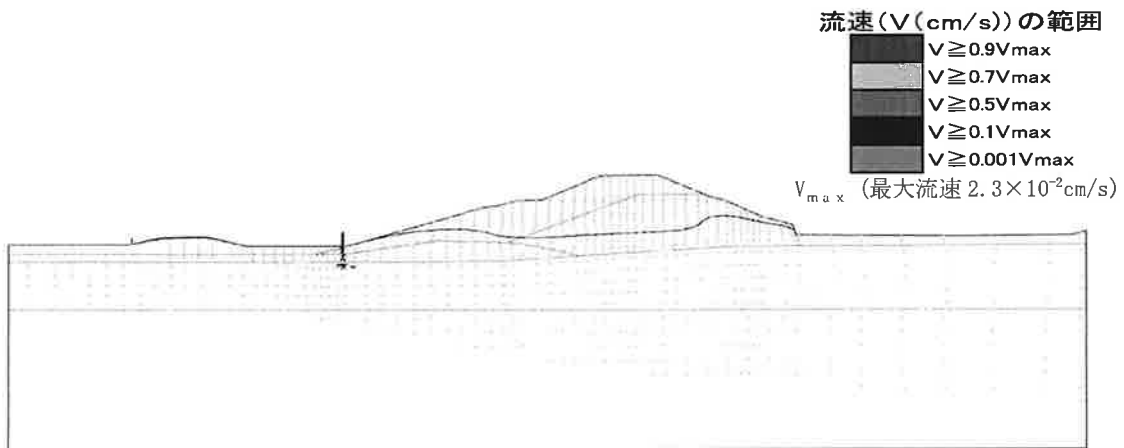


※噴砂口は土砂流出を考慮し、高透水性材料 ($K=1.0 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$) で設定した。

図 4.4.20 左岸 16.100k 解析モデル図 ケース 9



70 時間



80 時間

※72 時間は 7 月 14 日 12 : 00 にあたる。

図 4.4.21 左岸 16.100k 浸透流解析結果 (流速) ケース 9

①噴砂口下の Dg 層上部における解析流速と推定実流速

経過時間(h)	解析流速V(cm/s) *見かけの流速	n:間隙率	β :面積間隙率	実流速Vs(cm/s)	備考
68	5.472E-03	0.2	0.138226124	0.040	
69	6.460E-03	0.2	0.138226124	0.047	河川水位ピーク
70	6.534E-03	0.2	0.138226124	0.047	
71	6.779E-03	0.2	0.138226124	0.049	
72	6.810E-03	0.2	0.138226124	0.049	
73	6.174E-03	0.2	0.138226124	0.045	
74	5.413E-03	0.2	0.138226124	0.039	

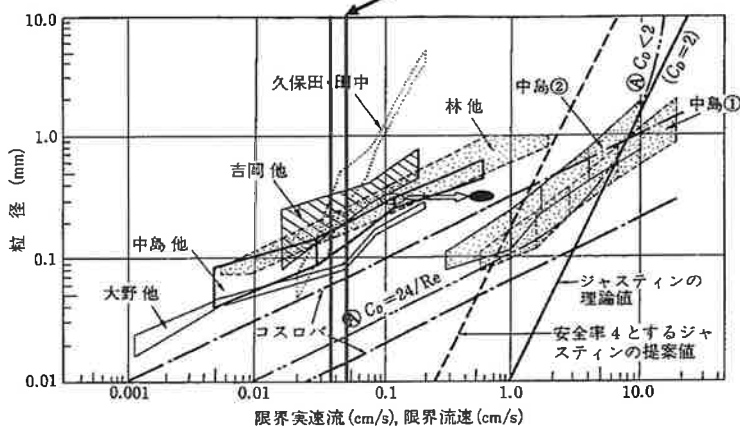
浸透流解析により算出した流速に、下記の関係式を用いて Dg 層における実流速を推定したものである。

$$V_s = V / \beta \quad \beta = 1 - (1-n)^{2/3}$$

(関係式：土質工学ハンドブック 1982 年版 (社) 土質工学会より抜粋)

②限界流速と土粒子の関係 (図説河川堤防 2003 年 中島秀雄 に加筆)

堤体法尻部における Dg 層流出時の流速 (0.039~0.049 cm/s)



土粒子の移動が生じ始める流速 (限界流速) と粒径の関係図に、①で推定した実流速を重ね合わせた。

③左岸 16.0k 付近の Dg 層の粒度分布

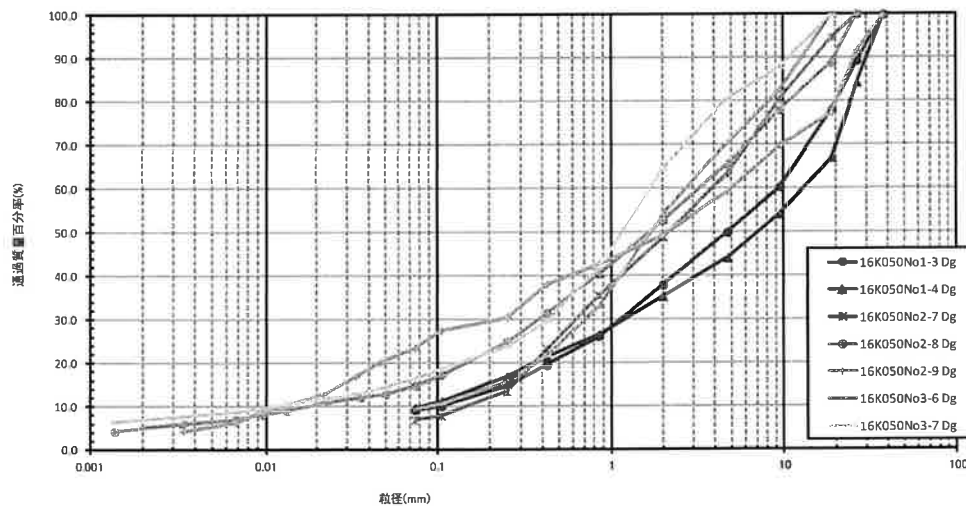


図 4.4.22 噴砂口下の Dg 層における流速と Dg 層における粒度分布

4.4.6 まとめ

(1) 被災要因

- ・左岸 16.0k 付近が位置する、矢部川 10.4k 付近より上流部は、扇状地性低平地であり、左右岸堤防とも基礎地盤上部は砂礫層が分布し、堤体は砂礫質土主体で築堤されている。
- ・堤防被災原因について、一般的な被災原因とされている項目のうち被災現場の状況から明らかに該当しない「越水破壊」、「侵食破壊」を除く、「浸透破壊（堤体のすべり破壊と基礎地盤のパイピング破壊）」について事実関係（「地形・地質などの地盤構造」、「今回実施した地質調査結果」、「過去の築堤履歴」、「漏水や法崩れなどの過去の被災履歴」、「堤防に作用した外力」、「堤防被災時の目撃情報」、「シミュレーションによる再現」）を表 4.4.2 に示すように整理・分析した。
- ・その結果、堤防被災原因は、堤防を横断する形で河岸から堤内地に連続して分布する基礎地盤の砂礫層の圧力が大きくなり、堤防のり尻付近において砂礫層上部を覆っていた被覆土層（透水性の低いシルト質砂層及び耕作土層）を破壊し、シルト質砂を巻き込んで漏水・噴砂が生じたものと推察される。

表 4. 4. 2 被災要因に係るとりまとめ

今次山水の特徴	被災原因項目	事実関係	調査結果	目撃証言	解析結果	原因の可能性 (有:○, 無:×)
<p>【降雨】</p> <ul style="list-style-type: none"> 黒木観測所、杠葉観測所では、1, 3, 6, 9 時間とも雨量観測史上最大の降水量を記録した。 近傍の瀬高観測所では、今回の出水の1ヶ月前の降雨量が511mm、今向の出水で302mmを記録している。 <p>【河川水位】</p> <ul style="list-style-type: none"> 今次出水は、船小岳観測所での実測水位で観測史上最高水位を記録した。 被災箇所付近の洪水痕跡水位は、計画高水位 (HWL) を約 0. 3m 越えていた。 不定流計算によると、被災箇所付近の河川水位は計画高水位 (HWL) を 4 時間程度超過していたと推定され、12 時以降に水位が下降し始めたと考えられる。 <p>【土質構成】</p> <ul style="list-style-type: none"> 堤体は、旧堤である砂質土 (Bs) と版付け拡張された礫質土 (Bg) で、基礎地盤は上層から順にシルト質砂 (As)、砂礫質土 (Dg) となっている。As 層は堤防を横断せず、堤防中央から堤内地に向けて分布している。 堤外地では、基礎地盤の表層にシルト混じり砂 (b1) の河川堆積物があり、その下にはシルト質砂層がなく、直接 Dg 層になっている。 堤内地では、基礎地盤の表層に耕作土のシルト混じり砂 (b2) がある。 	<p>1. 浸透 (堤体)</p> <ul style="list-style-type: none"> 高水護岸が設置されている。 <p>2. 浸透 (基礎地盤)</p> <ul style="list-style-type: none"> 漏水が見られた水田に隣接する老人ホーム敷地内では、盛土地盤に亀裂が見られ、境界の金網フェンスが歪んでいた。 	<ul style="list-style-type: none"> 被災箇所の堤防は、堤防の嵩上げ・拡張された時期は不明であるが、今回実施された地質調査結果から旧堤部分は砂質土 (Bs) と嵩上げ・腹付け部分は礫質土 (Bg) で構成されていた。 透水係数は、Bs が室内透水試験の結果、最大で 4.5×10^{-4} cm/s、Bg が室内透水試験の結果、最大で 6.5×10^{-4} cm/s と低い値であった。 堤防の被災箇所では、堤体の中央から堤内地の基礎地盤の比較的上部にシルト質砂層 (As) が 2~4m 程度の厚さで分布し、シルト質砂層 (As) に接する下部には約 10m の砂礫質土層 (Dg) が分布している。 上記のシルト質砂層 (As) は、ボーリング及びサウンディング等の調査により、堤内地側の広範囲まで連続していることを確認した。 As 層の透水係数は、室内透水試験の結果、被災箇所では 5.7×10^{-5} cm/s と小さく、透水性は低いと考えられる。Dg 層は現場透水試験の結果、被災箇所では 3.8×10^{-4} ~ 9.4×10^{-3} cm/s (平均 4.7×10^{-2} cm/s) と大きく、透水性が高いことを確認した。 上記の As 層は、ボーリング及びサウンディング等の調査により、治水地形分類図に示されている現存しない堤防の内側はもろろ外側でも確認されており、広範囲に分布していることを確認した。 Dg 層の直上に位置する透水性の低い As 層及び b2 層は、被災箇所の堤防裏のり尻部周辺では層厚が 2m 程度と比較的薄かった。 	<ul style="list-style-type: none"> 田畑から数カ所、また老人ホームの庭から水が湧いていた。直径 1 m ぐらいいの噴砂跡ができていた。 湧き出した水がとてもしきれいだつた。川の中の濁水とはかなり違っていた。 	<ul style="list-style-type: none"> 浸透流解析の結果、透水層の砂礫層 (Dg) の堤防裏のり尻での圧力水頭は約 4m となり、上部の被覆土層を押し上げ、膨れが生じ、噴砂・漏水が生じる可能性が大きいことが確認された。 	<p>○</p>	

※表中の透水係数は左岸 16. 0k 付近の調査結果のうち、被災断面 (16. 050k、16. 100k) の結果を用いている。

(2) 被災メカニズム

<被災箇所付近堤防の特徴 (図 4.4.23) >

基礎地盤には、堤防を横断する形で河岸から堤内地に連続して厚さ約 5m の透水性の高い砂礫層 (Dg 層) が分布し、その上部に 2~4m 程度の厚さで透水性の低いシルト質砂層 (As 層) 及び耕作土層 (b2 層) が分布していた。このシルト質砂層は、堤防裏のり面下部で止まっており、堤防表下部及び高水敷では見られない。また、堤体は、砂質土の旧堤防を堤内地側に砂礫質土により拡幅・嵩上げが行われた。

なお、老人ホームとの境界部で漏水・噴砂が多く見られたのは、空間的な地盤高の境界部 (老人ホームは盛土が施されていた) が G/W (被覆層荷重/圧力水頭) の堤防縦断方向の変曲点になっていたことによるものと推察される。

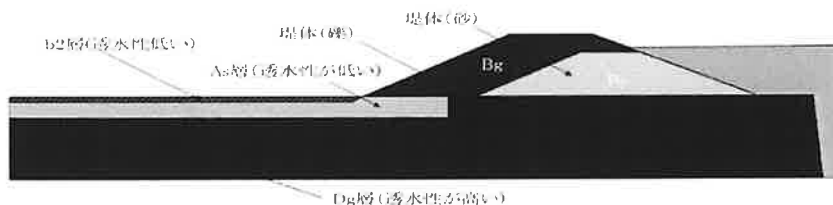
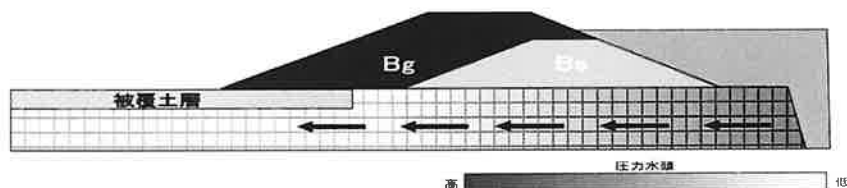


図 4.4.23 左岸 16.0k 付近の堤防模式図

<堤防被災の経過 (想定) (図 4.4.24) >

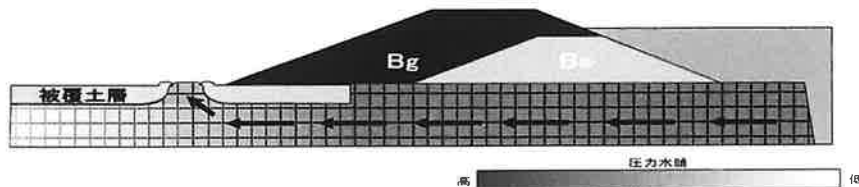
【場面①】

- ・ 河川水位の上昇とともに、基礎地盤砂礫層における圧力が大きくなる。



【場面②】

- ・ 基礎地盤砂礫層の圧力水頭がのり尻部の上載荷重 (透水性の低いシルト質砂層及び耕作土層の重量) を上回り、盤ぶくれ及び漏水・噴砂が生じたものと考えられる。



【場面③】

- ・ なお、噴砂に伴い、砂礫層の細粒分がシルト質砂層の粒子を巻き込んで流出し、空隙が発生・進行したものと推察される。

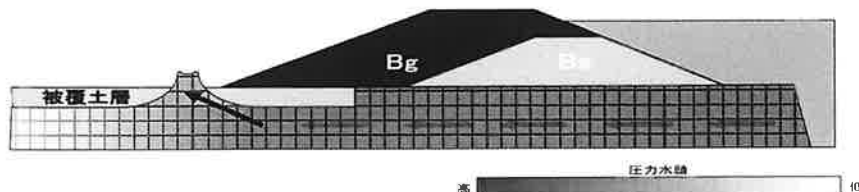


図 4.4.24 被災プロセス図

4.5 その他箇所の被災要因

矢部川は全体的に見て、10.4k 付近より上流は扇状地性低地で基礎地盤は砂礫土主体で構成され、10.4k 付近より下流は三角州性低地で基礎地盤は粘土主体で構成されている。

このような基礎地盤特性及び前述した代表3箇所での被災原因・被災メカニズムの推定結果を踏まえ、その他の被災箇所（15箇所）の堤体・基礎地盤土質構成、被災原因等について、10.4k の上下流に大別してとりまとめたものを表4.5.1に示す。また、土質横断図を図4.5.1～4.5.5に示す。なお、出水期前の堤防点検（平成23年12月16日）及び今次出水前までに実施した河川巡視の結果では、その他の被災箇所（15箇所）での堤防損傷等の変状はみられていない。

これより、10.4k より下流の堤防被災箇所では、以下の特徴を有していることから、漏水被災は堤防を横断して基礎地盤表層に分布する砂質土層が原因となって生じたものと考えられる。また、堤防の変状及びのり面の変状は、堤体砂質土への降雨及び河川水の浸透によるものと考えられる。

- ・被災した箇所の全ての基礎地盤において砂質土層が確認された。
- ・今回の調査で確認できなかった箇所を除き（既存ボーリングデータを活用したため）、堤防が決壊した右岸7.3k 以外の被災箇所では、堤体全体若しくは一部が砂質土又は礫質土で構成されていた。
- ・既存ボーリングデータを活用したため評価の出来なかった箇所を除き、基礎地盤の砂質土層は堤防下を横断して存在していた。

一方、10.4k より上流の全ての堤防被災箇所では、基礎地盤表層に砂質土層や礫質土層が確認されたことから、漏水被災は、前述した右岸11.8k 付近及び左岸16.0k 付近の漏水被災と同様に基礎地盤表層に堤防を横断して分布する透水性の高い礫質土層又は砂質土層の存在が素因となり生じたものと考えられる。

また、堤体には砂質土や砂礫土が含まれており、降雨及び河川水位が浸透しやすい土質構成であったことから、亀裂等の堤体変状は堤体浸透あるいは基礎地盤砂礫層からの細粒分流出に伴う変形によるものと考えられる。

表 4.5.1 被災箇所概要

区分	番号	距離標	延長 L (m)	堤防高 (比高) H(m)	被災概要			堤防土質			浸透の可能性		
					被災形 態	被害民 付立	場内地 域内地	のり戻 場内地	堤体	表層地層	基礎地層 の崩れ	堤体	基礎地層
10.4k より 下流	L1	左岸 5 k - 73 ~ 5 k + 92	163.0	4.7	漏水	○			砂質土・礫質土	粘性土・砂質土	堤防下を横断	○	○
	R1	右岸 6.0 k - 49 ~ 6.0 k + 11.5	62.0	4.6	漏水	○			砂質土	粘性土層下部に 砂質土	堤防下を横断	○	○
	R2	右岸 6.0 k + 51 ~ 6.0 k + 103.0	53.0	4.6	漏水	○			砂質土	粘性土層下部に 砂質土	堤防下を横断	○	○
	R3	右岸 6.8 k - 24 ~ 6.8 k + 79.0	103.0	5.8	漏水	○			(注) 粘性土	(注) 粘性土、砂質土	-	x	○
	R4	右岸 7.2 k + 19 ~ 7.4 k + 2	135.0	6.6	堤防決 壊	-	-		粘性土	粘性土層下部に 粘性土層、礫質土層	堤防下を横断	x	○
	R5	右岸 8.0 k + 790 ~ 9.0 k + 110	320.0	5.5	亀裂 のり面 変状	○		○	粘性土、砂質土	粘性土層の下部 に砂質土層	堤防下を横断	○	○
	L2	左岸 11.2 k + 32 ~ 11.2 k + 99	68.0	6.5	漏水		○		礫質土	砂質土層下部に 礫質土層	堤防下を横断	x	○
	L3	左岸 11.4 k - 30 ~ 11.4 k + 44	75.0	6.6	漏水 亀裂	○		○	砂質土	(注) 粘性土層下部に 礫質土層	-	○	○
	L4	左岸 11.6 k - 14 ~ 11.6 k + 91	107.0	6.6	漏水 亀裂	○		○	礫質土	堤防土層 (裏のり原付近は 上部に粘性土)	堤防下を横断 堤防下を横断	○	○
	L5	左岸 15.0 k - 49 ~ 15.0 k + 57	105.0	6.9	漏水			○	粘性土、礫質土	砂質土層下部に 礫質土層	堤防下を横断	x	○
L6	左岸 15.0 k + 940 ~ 16 k + 170	230.0	6.4	漏水			○	砂質土、礫質土	砂質土層下部に 礫質土層	1.9 m	○	○	
L7	左岸 16.6 k - 3 ~ 16.6 k + 88	91.0	6.4	漏水			○	砂質土、礫質土	礫質土層	堤防下を横断	x	○	
L8	左岸 17.0 k + 175 ~ 17 k + 355	180.0	6.0	漏水			○	砂質土、礫質土	粘性土層下部に 砂質土層	堤防下を横断	○	○	
L9	左岸 17.4 k - 84 ~ 17.4 k + 2	87.0	5.7	漏水			○	(注) 砂質土、礫質土	(注) 粘性土層下部に 礫質土層	-	x	○	
R6	右岸 10.0 k + 955 ~ 11.0 k + 40	85.0	6.7	漏水 亀裂	○			砂質土、礫質土	粘性土層下部に 礫質土層	堤防下を横断	○	○	
R7	右岸 11.8 k - 6 ~ 11.8 k + 155	159.0	6.0	亀裂 陥没 漏水	○		○	砂質土、礫質土	砂質土層下部に 礫質土層	堤防下を横断	○	○	
R8	右岸 12.2 k - 142 ~ 12.2 k + 5.6	150.0	6.2	漏水			○	(注) 粘性土、礫質土	(注) 砂質土層下部に 礫質土層	-	x	○	
R9	右岸 16.4 k - 76 ~ 16.4 k + 82	157.0	6.0	漏水			○	砂質土、礫質土	礫質土層	堤防下を横断	x	○	

※堤防高はH19 横断測量結果で、堤内地盤高と堤防天端高からの読み取り値である(堤防天端高-堤防地盤高)。

※堤防の土質は該当箇所のボーリング結果による(注)の箇所は周辺の既存ボーリングを活用)。基礎地盤とは地盤から5m程度までを記述している。

※R3 の基礎地盤砂質土層の広がりについては、既存ボーリングデータを活用したためその判断ができず「-」を記入した。

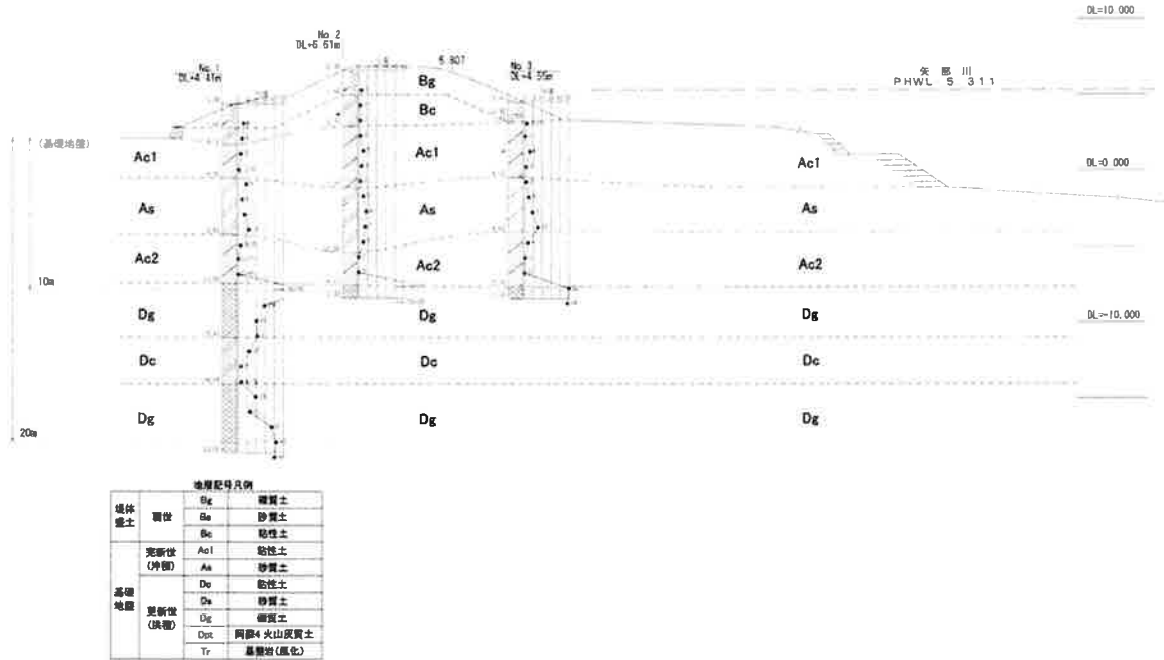
※浸透の可能性の欄は、被災の発生原因となった浸透が堤体内で起きたのか、基礎地盤で起きたのか、その可能性のあるものに○印を記入した。

※堤体が粘性土の場合は浸透の可能性の堤体の欄に×を記入した。

※被災が堤内地のみで発生している場合は堤体からの浸透が原因であったとは考えにくいため、その場合は浸透の可能性の堤体の欄に×を記入した。

矢部川横断面図 縮尺 縦横 1:200

5 k 0 0 0 左岸



矢部川横断面図 縮尺 縦横 1:200

6 k 0 8 0 右岸

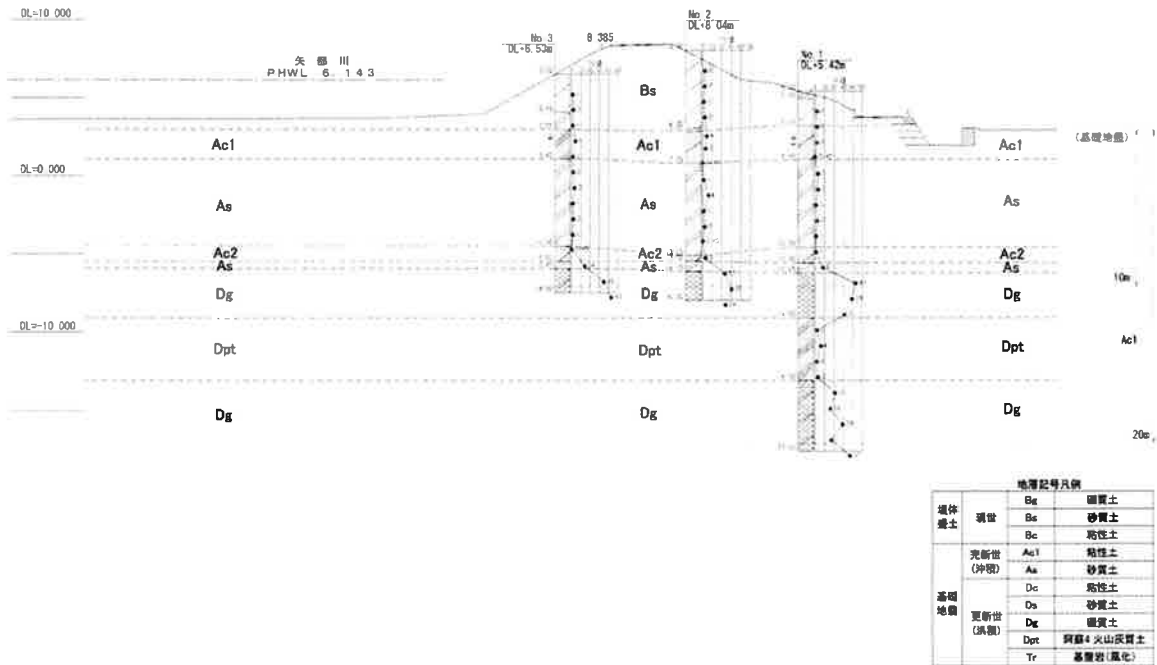
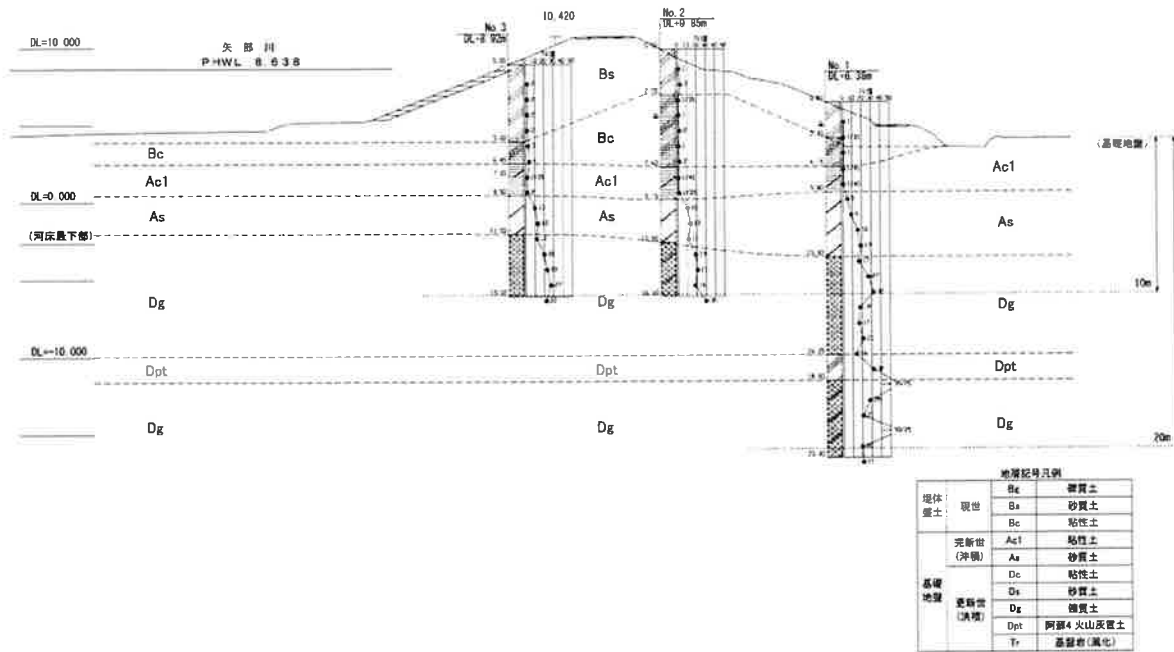


図 4.5.1 その他の土質横断面図(1)

矢部川横断面図 縮尺 縦 1:200
横 1:200

9k000 右岸



矢部川横断面図 縮尺 縦 1:200
横 1:200

11k000 右岸

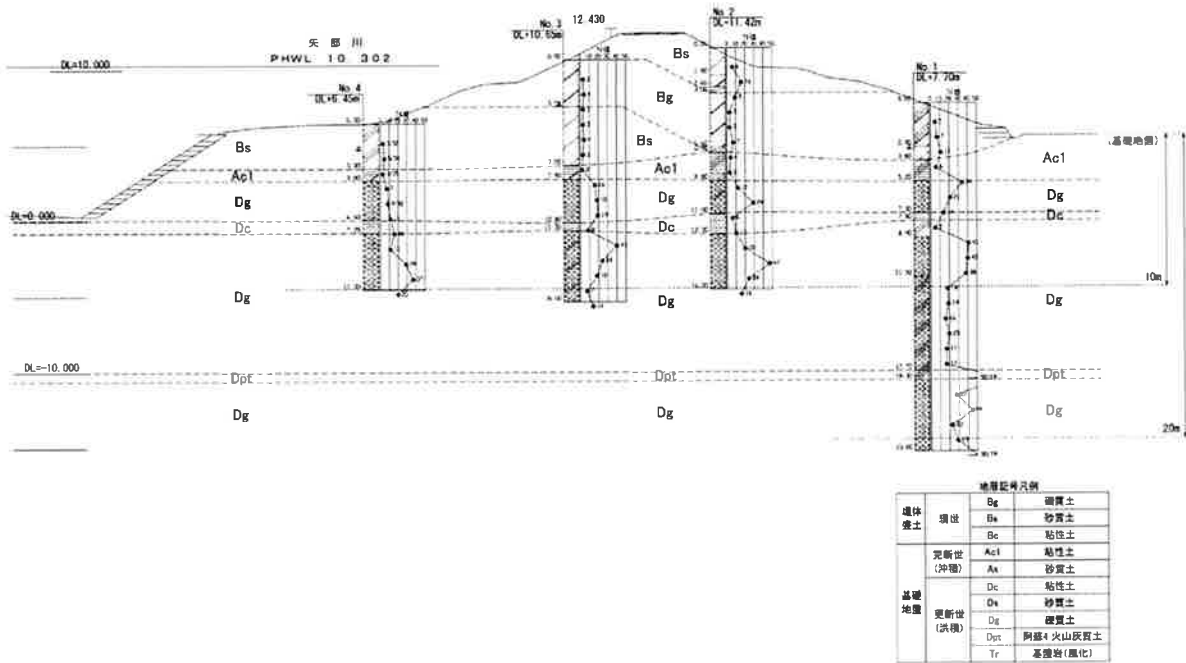
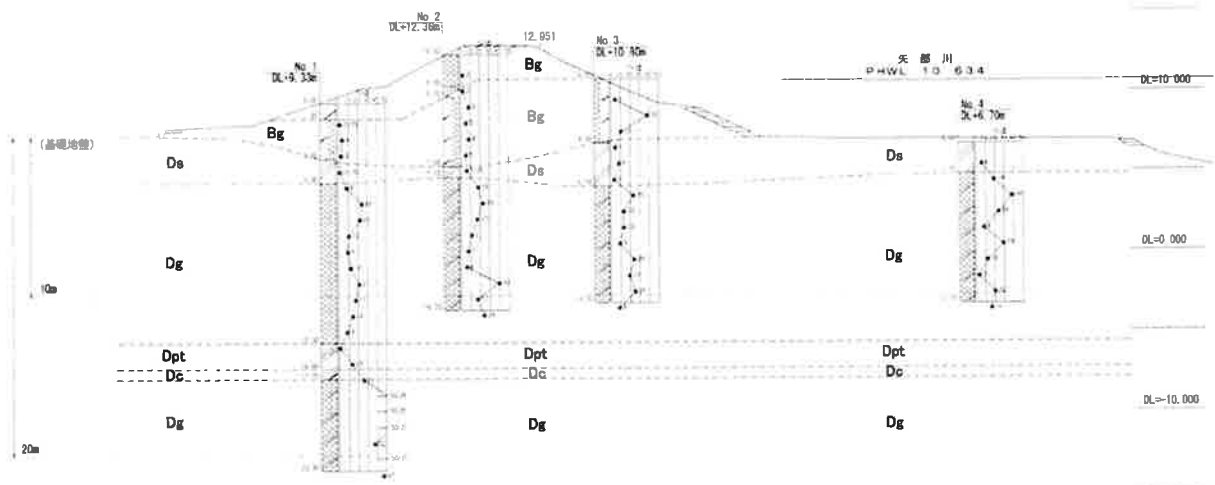


図 4.5.2 その他の土質横断面図(2)

矢部川横断面図 縮尺 縦横 1:200

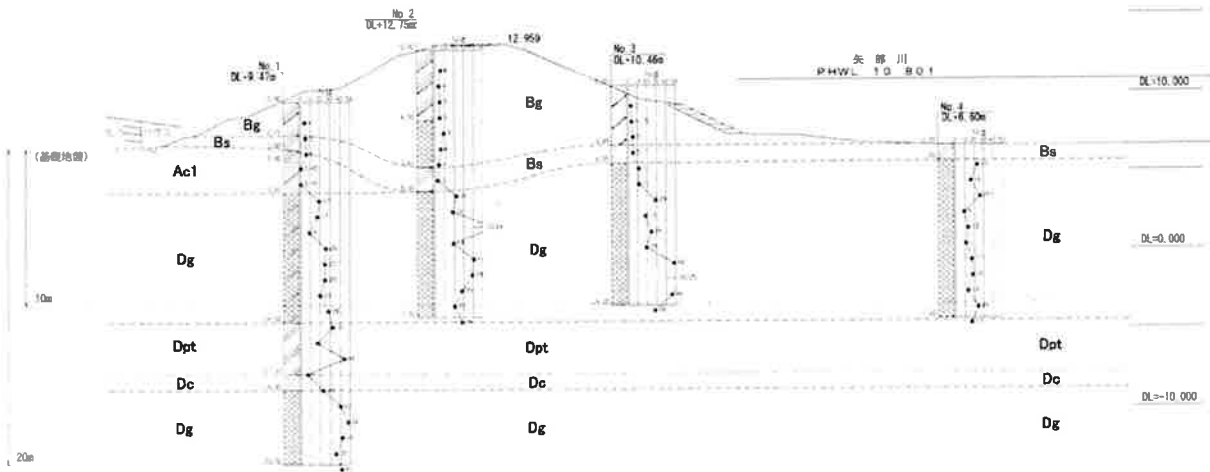
11k260 左岸



地層記号凡例		
埋体 盛土	Bg	礫質土
	Ba	砂質土
	Bo	粘性土
完新世 (沖積)	Ac1	粘性土
	Aa	砂質土
基礎 地盤	Dc	粘性土
	Da	砂質土
	Dg	礫質土
	Dpt	阿蘇4火山灰質土
	Tr	基盤岩(黒化)

矢部川横断面図 縮尺 縦横 1:200

11k600 左岸

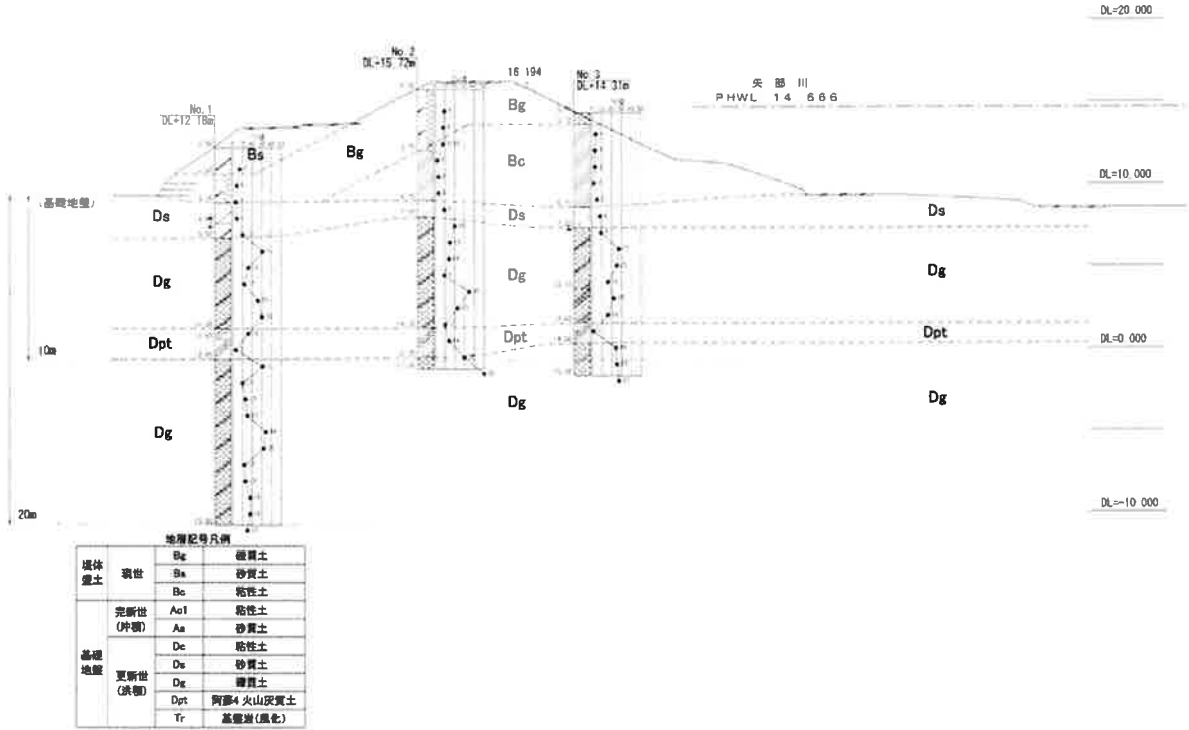


地層記号凡例		
埋体 盛土	Bg	礫質土
	Ba	砂質土
	Bc	粘性土
完新世 (沖積)	Ac1	粘性土
	Aa	砂質土
基礎 地盤	Dc	粘性土
	Da	砂質土
	Dg	礫質土
	Dpt	阿蘇4火山灰質土
	Tr	基盤岩(黒化)

図 4.5.3 その他の土質横断面図(3)

矢部川横断面図 縮尺 縦 1:200 横 1:200

15k000 左岸



矢部川横断面図 縮尺 縦 1:200 横 1:200

16k400 右岸

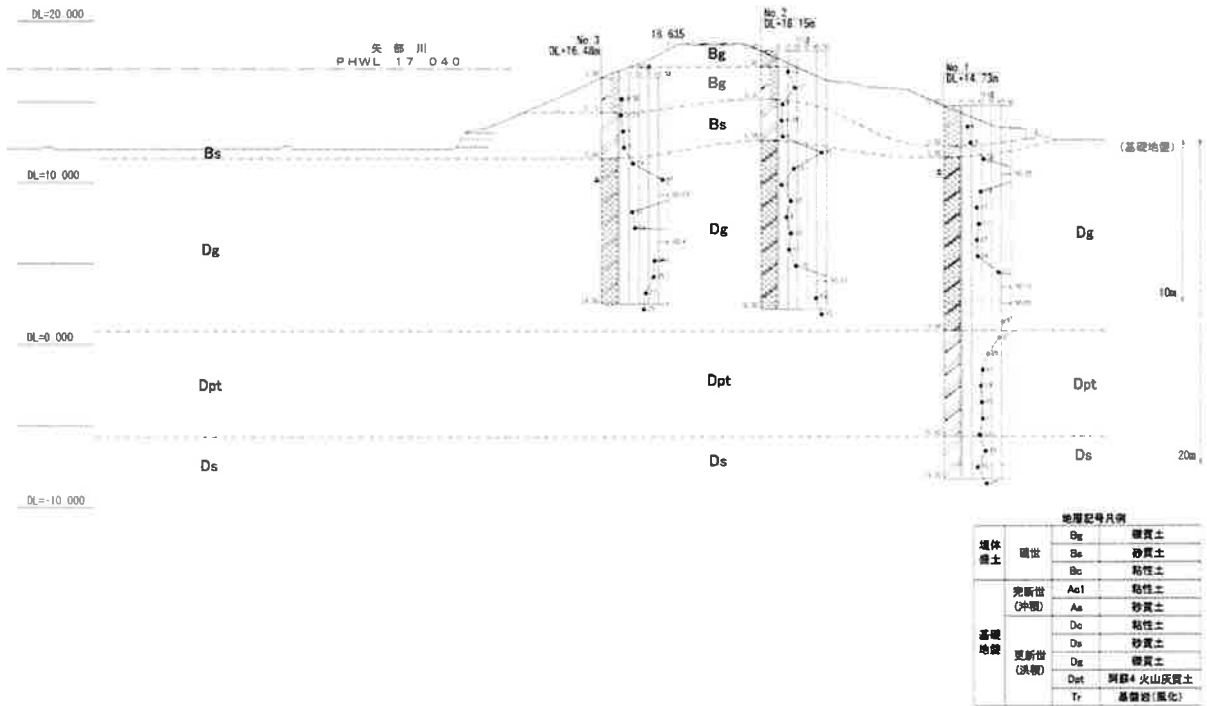
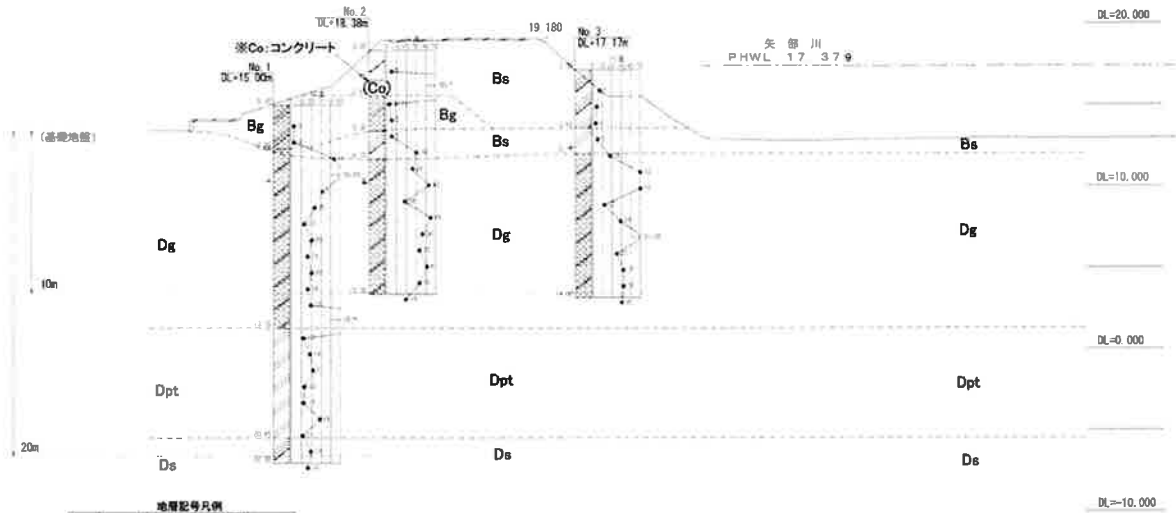


図 4.5.4 その他の土質横断面図(4)

矢部川横断面図 縮尺 縦 1:200 横 1:200

16k640 左岸

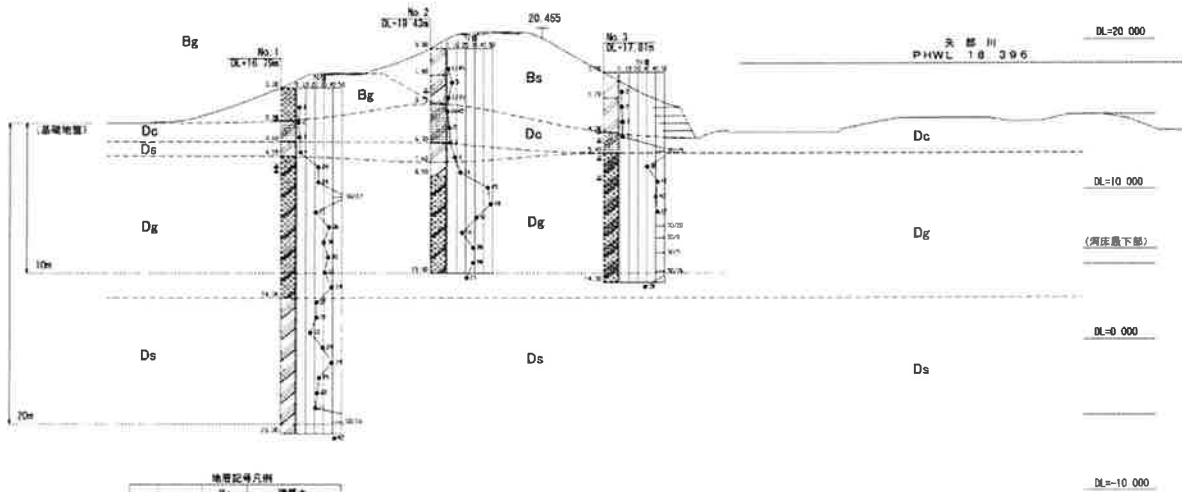


地層記号凡例

現地 地層	調査	Bg	表層土
		Bs	砂質土
		Bo	粘性土
基礎 地層	更新世 (沖積)	Ac1	粘性土
		Aa	砂質土
	更新世 (決積)	Dc	粘性土
		Ds	砂質土
		Dg	礫質土
		Dpt	阿蘇4火山灰質土
Tr	基盤岩(風化)		

矢部川横断面図 縮尺 縦 1:200 横 1:200

17k200 左岸



地層記号凡例

現地 地層	調査	Bg	表層土
		Bs	砂質土
		Bo	粘性土
基礎 地層	更新世 (沖積)	Ac1	粘性土
		Aa	砂質土
	更新世 (決積)	Dc	粘性土
		Ds	砂質土
		Dg	礫質土
		Dpt	阿蘇4火山灰質土
Tr	基盤岩(風化)		

図 4.5.5 その他の土質横断面図(5)

4.6 堤防の植生等

矢部川堤防は、のり面は芝で被覆し、天端にはアスファルト舗装を施している。のり面の除草は年2回行っている。しかし、矢部川の堤防は、一部区間においてのり面補修などが実施されているものの、昭和20年代～30年代に整備されたこともあり、写真4.6.1に示すように植生の遷移が見られ雑草が繁茂している箇所も多く、もぐら塚が確認されている箇所もあるなど、劣化が著しい区間も存在している。

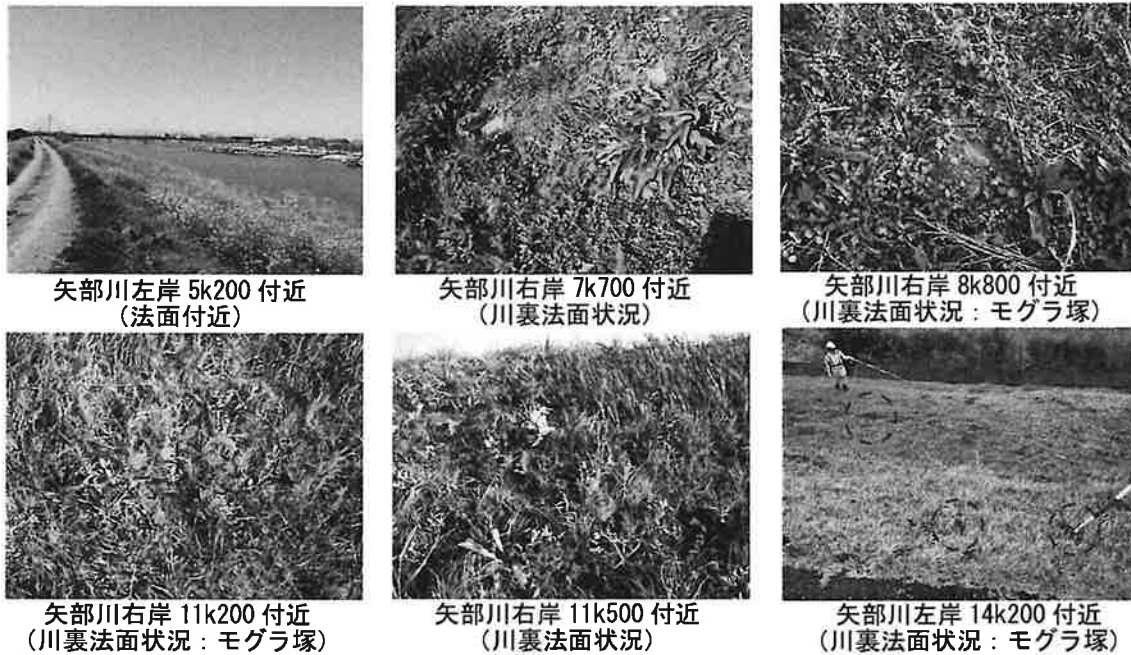


写真 4.6.1 矢部川堤防のり面の状況

<参考>

もぐら穴の堤防への影響について定量的な評価を行った調査研究事例は少ないため、以下では筑後川の堤防において実施したもぐら穴等に関する調査結果を抜粋したものを示す。

① 表土はぎとり調査

堤防開削調査前にモグラ穴の平面分布を把握するため実施した。

石膏を注入し、固化した後掘削を行いモグラ穴の分布を調べる。



モグラ穴への石膏注入状況



表土はぎとり後のモグラ穴の状況

写真 4.6.2 モグラ穴調査状況

②堤防開削調査

モグラ穴が堤体にどの程度影響を与えているかについて調査するため旧堤（撤去予定）の堤体を開削し、その開削断面の調査を行った。



写真 4.6.3 開削断面

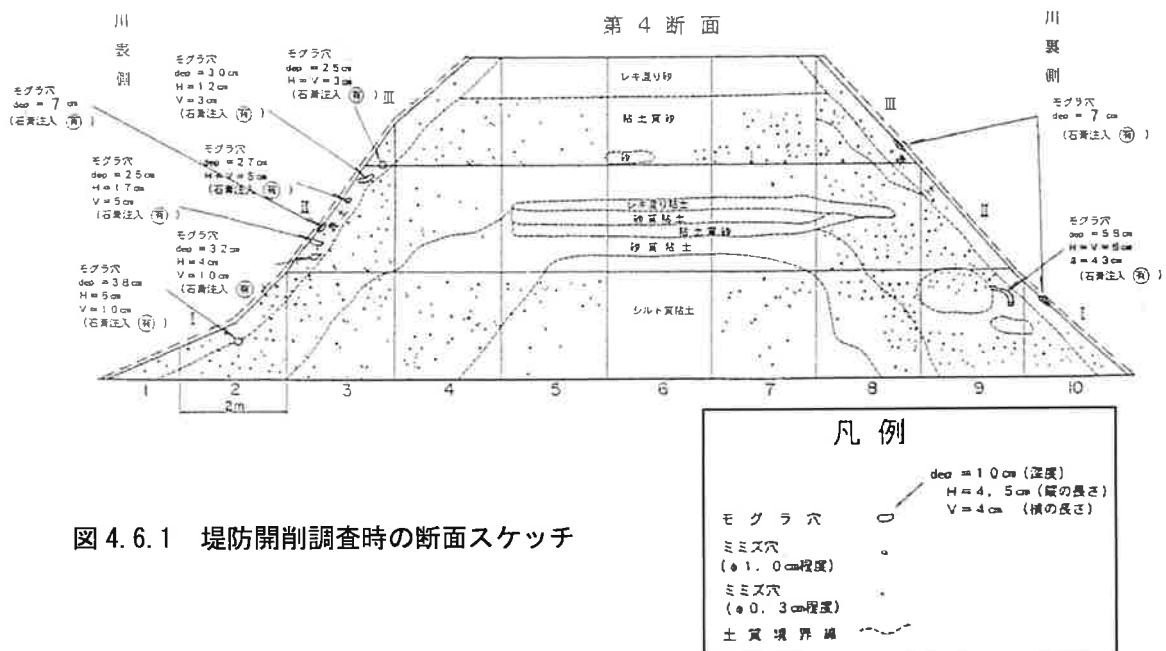


図 4.6.1 堤防開削調査時の断面スケッチ

③調査結果

- モグラの穴は堤防表面より 50 cm 程度の深さまでに多く分布している。
- モグラの穴の大きさは、直径 4 cm～5 cm 程度で縦横に走っており、立体交差している箇所もある。
- モグラの穴は比較的やわらかい粘土質砂の堤防表土にあり、堤防の中のシルト質粘土にはモグラの穴は分布していない。
- モグラが主食とするミミズは植物根に多く集まることから、モグラ穴も堤防表土に多く分布する。

4.7 まとめ

(1) 矢部川右岸 7.3k 付近堤防決壊

1) 被災原因の絞り込み

越水, 侵食, 浸透(堤体のすべり破壊, 基礎地盤の浸透破壊)の各決壊原因について検討した。

① 越水による堤防決壊

- ・ 決壊箇所での CCTV の映像、洪水痕跡調査結果や消防団の目撃情報から越水していないことが確認されており、越水は決壊原因とはならない。

② 侵食による堤防決壊

- ・ 洪水時の CCTV の映像や目撃情報によると川表側からの崩壊発生が認められなかったこと、流況解析から主流部は低水路河岸付近であったこと、また、出水後の点検において、植生の流出及びのり面の侵食は確認されていないことから、侵食が主たる原因である可能性は低い。また、パイピング破壊の誘因となった可能性も低い。

③ 堤体からの浸透

- ・ 右岸 7k200 (津留橋)～7k700 間の堤防は、昭和 25 年から昭和 28 年の間に水田跡に新たに築堤(引堤)された経緯などを踏まえると、破堤箇所もその上下流の堤防と同様に水が浸透し難い粘性土で構成されていたと推察される。
- ・ そのような堤体土に対して調査結果にもとづき複数の条件を設定したシミュレーションを行った結果、堤体内の浸透水の水位は低く、地形・地層構成、土質試験結果および堤防に作用した外力条件等に基づく円弧すべり計算においても安全率が高いことが確認され、また被災翌日の現地調査においても、堤体の粘性土の含水比は低く、宅地側の堤防法尻付近も含水比が高い状態ではなかったことが確認されていることから、堤体からの浸透が主たる原因である可能性は低い。

④ 基礎地盤からの浸透

- ・ 築堤履歴や基礎地盤の形成史などを踏まえると、決壊箇所もその上下流と同様の地形および地層・土質構成であったと推察される。
- ・ そのような基礎地盤に対して浸透流解析を行った結果、宅地側の堤防のり尻部周辺において、決壊の約 1 時間前頃に砂層内の圧力がその砂層上部を覆う粘土層を押し上げて水みちを形成するのに十分な大きさとなることが確認された。また、仮に川裏側の粘性土に水みちが形成されたとした解析によると、砂層内の細粒分が流動するのに十分な流速が生じたと推測された。このような高い河川水位と基礎地盤の状況を踏まえた解析結果、目撃情報及び他の被災箇所で見られた基礎地盤からの漏水・噴砂を総合すると、矢部川右岸 7.3k 付近の堤防決壊は基礎地盤からのパイピングが主たる原因である可能性が高い。

2) 被災原因

上記の事実関係などを踏まえて、委員会において検討した結果、下記①～⑥の要因が複合的に重なった事による基礎地盤からのパイピングが堤防決壊の主たる原因であると考えられる。

① 堤防を横断する形で基礎地盤の比較的上部に水が浸透し易い砂層が 1～1.5m 程度の厚さで分布していた。

② 川側のトレンチ調査により、上記の砂層は、河岸まで連続し、また、堤防表のり尻付近で

は表層礫層と連続していることが確認された。(河川水が堤防表のり尻付近から直接砂層に浸透しやすい状況であった。)

- ③ 宅地側のトレンチ調査により、上記の砂層は、連続していないことが確認された。すなわち、川側から砂層内を浸透してきた水がせき止められる地層構成となっていた。
- ④ トレンチ調査などにより、砂層は、透水係数が平均的には 10^{-3} (cm/s) オーダーであったが、川表側には 10^{-2} (cm/s) オーダーの粗い粒径の砂が部分的に存在していた。
- ⑤ 砂層の直上に位置する粘性土層は、堤防のり尻部周辺では層厚が 1m 程度と比較的薄かった。
- ⑥ 堤防の決壊箇所は、今次の出水では水位が計画高水位 (HWL) を超えた量が最も大きく、かつ計画高水位 (HWL) を越えていた継続時間も最も長いと推定される区間に位置しており、堤防の設計外力を超える外力が作用していた。

堤防決壊のメカニズムについては、右岸 9k000 付近の亀裂などの堤体変状、右岸 11k800 付近の宅地側のり尻付近で発生した亀裂・陥没や、左岸 16k000 付近の老人ホームの敷地で発生した亀裂の被災箇所でも決壊には至らないまでも同様の現象が発生していたものと推察されるところである。

(2) 噴砂を伴う漏水被災

右岸 11.8k 付近及び左岸 16.0k の噴砂を伴う漏水被災の原因については、下記①～⑥の要因が複合的に重なった事による基礎地盤からの浸透が主たる原因であると考えられる。

- ① 両箇所とも旧堤の宅地側に腹付け拡張され、嵩上げ施工されており、今回実施した地質調査結果から旧堤部分は砂質土、嵩上げ・腹付け部分は比較的水が浸透しやすい(透水係数の大きい)砂礫質土で構成されていた。
- ② 堤防を横断する形で基礎地盤の上部にシルト質砂層が 2～4m 程度の厚さで分布していた。ただし、このシルト質砂層の透水係数は 10^{-5} (cm/s) オーダーであり、透水性はさほど高くはない。
- ③ 上記のシルト質砂層の直下には、透水係数が 10^{-2} (cm/s) オーダーの砂礫層が分布しており、川表側から水が浸透しやすい状況であった。
- ④ ボーリング・サウンディング等の調査により、上記のシルト質砂層は、宅地側の広範囲にわたって広がっていることが確認された。
- ⑤ 砂礫層の直上に位置するシルト質砂層及び耕作土層(シルト混り砂)は、透水性が低い被覆土層であり、堤防のり尻部周辺では層厚が 2m 程度であった。
- ⑥ 被災箇所は、今次の出水では計画高水位 (HWL) を超え、堤防の設計外力を超える外力が作用していた。

調査結果にもとづき複数の条件を設定したシミュレーションによれば、基礎地盤の砂礫層への河川側からの浸透水により宅地側の堤防法尻付近の砂礫層内の圧力が上昇し、地表面のシルト質砂層及び耕作土層を押し上げて、砂礫層の細粒分やシルト質砂層の粒子を巻き込んで噴砂したものと推察された。

地形地質構成、土質試験結果及び堤防に作用した外力条件等に基づく円弧すべり計算によれば、堤体の安全率は高いことが確認された。

(3) その他の被災箇所

今次出水により矢部川堤防では 5.0k～17.5k の区間において 18 箇所で被災が生じた。前述した右岸 7.3k 付近、右岸 11.8k 付近、左岸 16.0k 付近を除く、15 箇所の被災原因は下記のように概略推定した。なお、矢部川堤防の基礎地盤を通じた浸透については、基礎地盤の地質構成から 10.4k 地点を境に、問題となる土層が違っていた。

- ① 10.4k より下流の地層構成は、基礎地盤が粘土主体であり、粘土層の表層近くに過去の洪水氾濫で堆積した砂質土層が互層構造で存在していることが特徴であり、被災した 5 箇所ではこの砂質土層が連続して堤防を横断していることからパイピング現象を伴った被災が生じたものと推察される。

過去の洪水による氾濫で形成された砂質土層は平面的な拡がりを持っている。治水地形分類図では、現存しない堤防と現堤防に挟まれたエリア（旧川微高地や氾濫平野に分類）が概ねその範囲と一致しており、砂質土層の層厚、粒径や透水係数等は場所によりバラツキがある。

なお、過去から蛇行を繰り返し現在の河道となっている矢部川の特性を踏まえると、現存しない堤防と現堤防に挟まれたエリア以外にも現堤防の基礎地盤に連続した砂質土層が存在する可能性もあると考えられる。

- ② 10.4k 付近より上流で被災した 10 箇所では、基礎地盤が砂・礫質土主体であり、河岸から堤防を横断して堤内地まで連続して分布しており、河川水位が高かったために、これらの礫質土層又は砂質土層を通じて圧力水頭が上昇し、堤防のり面付近でパイピング現象が生じたものと推察される。パイピング現象は洪水時の河川水位と堤内地盤の高低差等でその発生の有無や程度が左右され、のり尻付近における礫質土層又は砂質土層の圧力水頭がその上部にある被覆土層の重量を上回った際に発生している場合が多い。

なお、堤体に砂質土や砂礫土が含まれており、降雨及び河川水位が浸透しやすい土質構成であった箇所では、浸透による浸潤線の上昇により堤体漏水や亀裂が生じたものと考えられる。

5. 本復旧工法の検討

5.1 本復旧の考え方

本復旧では、第4章で推定された被災要因を踏まえ、効果的な対策工法を適切に選定する必要がある。そのための堤防構造としては、一般に以下のようなものが考えられる。



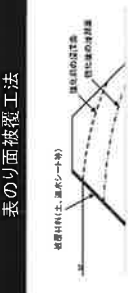




- ①降雨及び河川水を堤防に極力浸透させない構造
- ②堤防に浸透した水を、速やかに排出する構造
- ③河川水を基礎地盤に極力浸透させない構造
- ④河川水が基礎地盤を通じて堤内地に噴き出さない構造

その他、堤防天端や小段の道路利用、堤防に近接する家屋等、周辺環境に与える影響や経済性にも十分配慮しつつ、被災箇所毎に適切に対策工法を決定していく必要がある。

5.2 一般的な堤防対策工法

浸透に対する堤防強化工法とその特性を表5.2.1に示す（河川堤防の構造検討の手引き（平成24年 国土技術研究センター））。

表 5.2.1 堤防強化工法一覧表

代表的な工法	強化の原理・効果	計画・設計上の留意点	施工上の留意点	維持管理上の留意点	その他
<p>断面拡大工法</p>  <p>堤体を対象とした強化工法</p> <p>トレレーン工法</p>  <p>表のり面被覆工法</p>  <p>全面被覆工法</p> 	<ul style="list-style-type: none"> 堤防断面を拡大することにより浸透路長の延長を図り、平均動水勾配を減じて堤体の安定性を増加させる。 のり勾配を緩くすることによりすべり破壊に対する安全性を増加させる。 川底のり尻近傍の基礎地盤のバイレンシングを防止する押え盛土としての機能も兼ねる。 堤体の川底のり尻を透水体の大きい材料で置き換え、堤体に浸透した水を速やかに排水する。 堤体内は排水の上昇を抑制し、堤体のせん断抵抗力の低下を抑制する。 のり尻面をせん断強度の大きいトレレーン材料で置き換えるため安定性が向上する。 表のり面を難透水体材料(土質材料あるいは人工材料)で被覆することにより、雨水化時の河川水の表のりからの浸透を抑制する。 堤体全体を難透水体材料(土質材料あるいは人工材料)で被覆することにより、降雨および高水化時の河川水の堤体への浸透を抑制する。 	<ul style="list-style-type: none"> 川表側およびり尻に川底に川底を必要とするこの場合、川表にについては相積の確保、川底については川底の確保に留意する。 築堤材料は、川表側のり尻大では既設堤体より高透水性の材料を使用し、川底側では既設堤体より高透水性の材料を使用する。 基礎地盤が軟弱地盤の場合には、既設堤防への影響(バネのクラック等)について検討する。 堤体の透水係数が $10^{-7} \sim 10^{-6} \text{ cm/sec}$ の場合に特に有効である。 排水路が必要である(川底を確保する必要あり)。 トレレーン工の厚さは0.5m以上とし、幅(実行)は平均動水勾配が0.1以上と必要に応じて決定する。 トレレーン材料には確保または既設排水路を用い、間隙をフィルタ材料(通常は人工材料)で被覆する。 透水性の大きい質土や砂質土の堤体で効果が一層増される。 被覆材料(土質材料または透水シート等)の人工材料のすべりに対する安定性の検討が必要である。 透水シートを用いる場合は、表土やコンクリートブロック等によりシートの浮上による浮き上がりおよび劣化を防止する。 透水シートを用いる場合は、覆土やコンクリートブロック等によりシートの浮上による浮き上がりおよび劣化を防止する。 非水不良による堤体の過剰な浸透を防止するための排水対策や等化圧の排水を考慮する必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 築堤材料の容易に入手でできることが望ましい。 既設堤体とのなじみをよくするため段切等を行う。 堤体の間およびフィルタ材料の継目に隙間が生じないように留意する。 重機等によりフィルタ材料(人工材料)を損傷しないよう留意する。 土による表層の崩壊の場合には、既設堤体のなじみをよくするために段切を行う。 透水シートの継目、および端部の施工に留意する。 覆土は十分に締め固める。 土質材料を用いる場合は、乾燥によるクラックの発生に留意する。 透水シートを用いる場合は、杭打ちや草木等の根の発生による損傷に留意する。 表のり尻付近に浸透水が滞留しやすい点に留意する。 土質材料を用いる場合は、乾燥によるクラックの発生に留意する。 透水シートを用いる場合は、杭打ちや草木等の根の発生による損傷に留意する。 表のり尻付近に浸透水が滞留しやすい点に留意する。 覆土は十分に締め固める。 	<ul style="list-style-type: none"> 軟弱地盤では堤体が沈下することが考えられるため、大断面の沈下を積極的に予測し、大断面の確保、クラック等の発生等を管理する。 効果の長期的な安定性を確保するため堤体およびトレレーン工に水化微細孔を確保することが望ましい。 出水時や多量の降雨時には排水の状態を観察し、出水後は土砂の流出等の有無を点検する。 土を用いる場合は、乾燥によるクラックの発生に留意する。 透水シートを用いる場合は、杭打ちや草木等の根の発生による損傷に留意する。 表のり尻付近に浸透水が滞留しやすい点に留意する。 土質材料を用いる場合は、乾燥によるクラックの発生に留意する。 透水シートを用いる場合は、杭打ちや草木等の根の発生による損傷に留意する。 表のり尻付近に浸透水が滞留しやすい点に留意する。 覆土は十分に締め固める。 	<ul style="list-style-type: none"> 他の強化工法と併用しやすいため、有効な被圧が期待できるため、また最終液状化防止効果も期待でき、また最終斜化により地盤の安定性は向上する。 緑化のために覆土する場合には、トレレーン内への土砂の流入防止に注意する。 間隙水を消散するため液状化の防止にもある程度有効である。
<p>川表遮水工法</p>  <p>フランケット工法</p>  <p>ウエル工法</p>  <p>基礎地盤を対象とした強化工法</p>	<ul style="list-style-type: none"> 川表のり尻に止水矢筈等により排水路を設置することにより、基礎地盤への浸透水量を低減する。 高水化を難透水体材料(土質材料)で被覆することにより、浸透路長を延長させ、表のり尻近傍の浸透量を低減する。 基礎地盤からの浸透水を表のり尻に設置した減圧井戸等で排水することにより、表のり尻近傍の浸透量を低減する。 	<ul style="list-style-type: none"> 止水壁の材料としては、鋼矢筈、軽鋼矢筈、薄鋼板や鉛板等が用いられる。 浸透水量を半減させるためには、止水壁を透水厚の80~90%まで貫入させる必要がある。 高水化を難透水体材料(土質材料)で被覆することにより、浸透路長を延長させ、表のり尻近傍の浸透量を低減する。 土質材料(良質土)を用いる場合は浸透防止のため50cm以上とし、底で被覆する必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 止水壁の打設法は周辺の環境に配慮して実施する。 止水壁の接合部の施工に留意する。 既設堤体と止水壁接合部の接合部の処理に留意する。 土質材料を用いる場合は、止水壁を高水化時に十分な締め固めを行う。 既設堤体とフランケットの接合部の処理に留意する。 井戸等は目詰まりを生じない構造とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 止水壁を遮断するので、周辺への影響を低減させる必要がある。 側方を構束するため、川表側の液状化による変形に対してはある程度の効果がある。 雨水化による浸透水量が増加し、液状化に対するある程度の効果が期待できる。 土質材料を用いる場合は、乾燥によるクラックの発生に留意する。 表のり尻付近に浸透水が滞留しやすい点に留意する。 井戸等は目詰まりを生じない構造とする。 ボンプの稼働を抑制する必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 雨水化による浸透水量が増加し、液状化に対するある程度の効果が期待できる。 土質材料を用いる場合は、乾燥によるクラックの発生に留意する。 表のり尻付近に浸透水が滞留しやすい点に留意する。 井戸等は目詰まりを生じない構造とする。 ボンプの稼働を抑制する必要がある。

5.3 本復旧工法の検討

今次出水により堤防が被災した 18 箇所の被災形態は、堤防決壊（右岸 7.3k 付近）を除けば 6 タイプに分類され（表 3.2.3）、被災原因・被災メカニズムについて詳細な検討の対象として選定した 2 箇所（右岸 11.8k 付近、左岸 16.0k 付近）は、以下の②あるいは③のような被災タイプの代表箇所である。

- ①右岸 7.3k 付近：堤防決壊箇所であり、粘性土の基礎地盤上部に堤防を横断する形で透水性の高い砂層が分布していた。
- ②右岸 11.8k 付近：堤内地で漏水・噴砂があり、堤防が変状したタイプで、堤体及び基礎地盤とも砂礫質土で構成されている堤防の代表箇所。
- ③左岸 16.0k 付近：堤内地及びのり尻で漏水・噴砂があったものの、堤防には変状がないタイプで、堤体及び基礎地盤とも砂礫質土で構成されている堤防の代表箇所。

このように、被災原因はいずれも基礎地盤上部に分布する透水性の高い砂層又は礫質土層を通じた河川水の浸透による基礎地盤からのパイピング現象と考えられた。なお、上記 3 箇所以外の被災箇所では、堤体への降雨及び河川水の浸透が堤体変状等の被災原因と考えられる箇所もみられた。

本復旧工法としては、矢部川沿川の地形・地質の成り立ちから、堤防及び基礎地盤の地質構成・土質構成を踏まえた対策が求められる。

5.3.1 堤防強化対策の基本的な考え方

- ① 矢部川堤防は、複断面となっていたが、複断面の小段は雨水の浸透をむしろ助長する場合があるため、今回の復旧にあたり堤防のり面は、浸透防止の面で有利な形状である一枚のりを基本とする。（河川堤防設計指針（平成 14 年 7 月 国土交通省河川局治水課））。
- ② 10.4k 下流堤防では、堤防の基礎地盤は概ね粘性土で構成される。その上部に堤防を横断する形で砂質土層が分布し、基礎地盤への浸透水による漏水等が発生する可能性がある箇所に対しては、堤防の川表側へ遮水矢板を設置し浸透を防止する工法、又は宅地側の堤防裏のり尻部の砂質土層上部にトレンチ工（ドレーン工）を設置し、浸透水の安全な排水を図る工法を基本とする（遮水矢板との組み合わせ含む）。
- ③ 10.4k 上流堤防では、堤防の基礎地盤は概ね砂礫層で構成される。堤防を横断する形で砂礫層が分布し、基礎地盤への浸透水による漏水等が発生する可能性がある箇所に対しては、堤防の川表側へ遮水矢板を設置し、浸透を防止する工法を基本とする。
- ④ 堤体材料の影響により、堤体への浸透水による漏水等が発生する可能性がある箇所に対しては、川裏堤脚部にドレーン工を設置して堤防の安定化を図ることを基本とする。

5.3.2 個別箇所の対策

図 5.3.1～5.3.4 に本復旧対策工法（案）の概要を示す。

(1) 右岸 7.3k 付近の本復旧工法

堤防決壊箇所付近では、砂層と治水地形分類図の旧河道や氾濫平野等の微地形の分布との関係が明瞭ではなく、堤防を横断する形で基礎地盤の比較的上部に水が浸透しやすい砂層が局所的に存在し、河岸から堤内地の途中まで連続して分布していたことが、基礎地盤からのパイピング破壊の原因と考えられることから、本復旧にあたっては以下に留意する。

- ① 堤防の川表側の遮水矢板と高水護岸により、基礎地盤上部の砂層及び砂礫層からの河川水の浸透を遮断する。
- ② 応急復旧で埋め戻した落堀の土砂、根固めブロック等を除去し、基礎地盤も含め良質土で置き換え、堤体を再構築する。また、堤防のり面は一枚のり化する。
- ③ 宅地側の堤脚部の砂層上部にトレンチ工（ドレーン工）を設置し浸透水の安全な排水を図り、基礎地盤への浸透による漏水等を抑制する。
- ④ 上記の復旧工法の範囲は、基礎地盤上部に分布する砂層の縦断分布の範囲を目安に、緩衝区間を確保して設定する。

(2) 右岸 11.8k 付近の本復旧工法

右岸 11.8k 付近では、砂礫層と治水地形分類図の旧河道や旧川微高地の分布との関係が明瞭ではなく、堤防を横断する形で河岸から堤防の宅地側に連続して透水性の高い砂礫層及びその上部にシルト質砂層が分布する。被災は、砂礫層で浸透水の圧力が大きくなり、堤防のり尻付近において砂礫層上部を覆っていた被覆土層（透水性の低いシルト質砂層及び耕作土層）を破壊した基礎地盤からの浸透が主要因と考えられることから、本復旧にあたっては以下に留意する。

- ① 堤防の川表側の遮水矢板と高水護岸により、基礎地盤上部のシルト質砂層及び砂礫層からの河川水の浸透を遮断する。
- ② 亀裂・陥没した箇所は、現堤防と同程度の透水係数の材料を用いて一枚のり化により再構築する。
- ③ 礫質土の堤体からの浸透による堤体のり尻部の浸潤線上昇と基礎地盤の浸透による漏水等を抑制する観点から、宅地側の堤脚部のシルト質砂層上部にドレーン工を設置し、浸透水の安全な排水を図る。
- ④ 上記の復旧工法の範囲は、被災範囲を目安に緩衝区間を確保して設定する。

(3) 左岸 16.0k 付近の本復旧工法

左岸 16.0k 付近では、砂礫層と治水地形分類図の旧河道や氾濫平野の分布との関係が明瞭ではなく、堤防を横断する形で河岸から堤防の宅地側に連続して透水性の高い砂礫層が分布し、その上部に透水性の低いシルト質砂層が堤防の宅地側のり尻下から宅地側に分布する。被災は、砂礫層で浸透水の圧力が大きくなり、堤防のり尻付近において砂礫層上部を覆っていた被覆土層（透水性の低いシルト質砂層及び耕作土層）を破壊した基礎地盤からの浸透が主要因と考えられることから、本復旧にあたっては以下に留意する。

- ① 堤防の川表側の遮水矢板と高水護岸により、基礎地盤上部の砂礫層からの河川水の浸透を遮断する。

- ② 堤防のり面は一枚のり化する。
- ③ 礫質土の堤体からの浸透による堤体のり尻部の浸潤線上昇と基礎地盤の浸透による漏水等を抑制する観点から、宅地側の堤脚部のシルト質砂層上部にドレーン工を設置し、浸透水の安全な排水を図る。
- ④ 上記の復旧工法の範囲は、被災範囲を目安に緩衝区間を確保して設定する。

(4) その他の被災箇所の本復旧工法

矢部川中下流部を見ると 10.4k 付近より上流は扇状地性低地で基礎地盤は砂・礫質土主体で構成され、10.4k 付近より下流は三角州性低地で基礎地盤は粘土主体で構成されている。

その他被災箇所の対策にあたっては、被災箇所の位置、及び先に分類した被災形態のタイプを考慮しつつ、ボーリング調査結果を勘案し、基礎地盤及び堤体の土質構成を把握した上で、上述した矢部川全体における対策の考え方及び個別箇所での対策の考え方における方針・留意事項を踏まえて復旧工法を決定する。

- ① その他の被災箇所では、基礎地盤表層又は中位に砂質土層、あるいは礫質土層が確認されていることから、基礎地盤の砂質土層及び礫質土層からの河川水の浸透を遮断する。なお、追加ボーリング等により新たな知見等が得られた際には復旧工法の検討に活かすこととする。
- ② 堤防のり面は、一枚のり化する。
- ③ 10.4k から上流では、被災箇所のほとんどの堤体が砂質土又は礫質土で構成されており、10.4k から下流では、堤防が決壊した右岸 7.3k 付近ならびに右岸 6.8k 付近の 2 箇所を除けば、堤体の全て若しくは一部が砂質土又は礫質土で構成されていた。このため、砂・礫質土の堤体からの浸透による堤体のり尻部の浸潤線上昇の抑制のため、トレンチ工(ドレーン工)を設置して浸透水の安全な排水を図る。
- ④ 特に、堤体に変状等が生じた右岸 9.0k 付近、右岸 11.0k 付近、左岸 11.4k 付近、左岸 11.6k 付近のトレンチ工(ドレーン工)の設置にあたっては、十分な土質調査結果を踏まえて規模、設置深さ等を決定する。
- ⑤ 上記の復旧工法の範囲は、被災範囲を目安に緩衝区間を確保して設定する。

(5) その他区間の対応

前述した箇所以外の区間にあっても、上述した矢部川全体における対策の考え方を踏まえ、堤防の耐浸透機能を高め、より信頼性の高い堤防に向けた整備を行う。

- ① 小段は雨水の堤体への浸透を助長することから、堤防のり面は一枚のり化する。
- ② ボーリング調査等により、堤体及び基礎地盤の土質構成を把握した上で、浸透に対する堤防の安全性を評価し必要な対策を講じる。

矢部川右岸7k300決壊箇所対策工法(案)

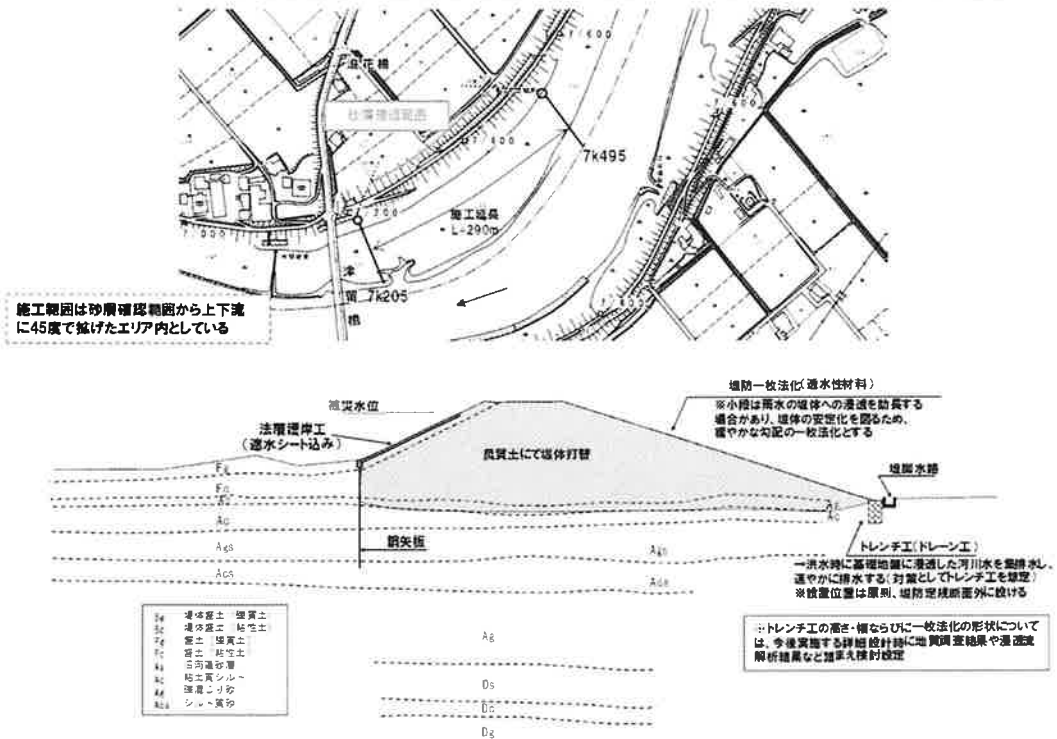


図 5.3.1 右岸 7.3k 対策工法 (案)

矢部川右岸11k800対策工法(案)

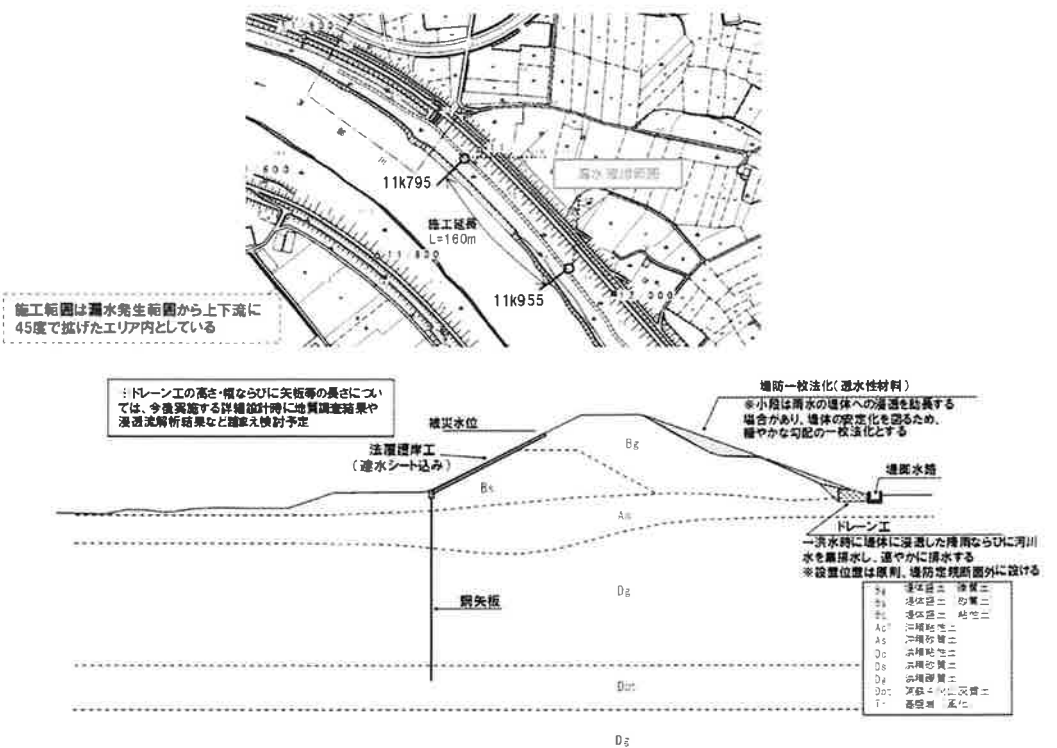


図 5.3.2 右岸 11.8k 対策工法 (案)

矢部川左岸16k000対策工法(案)

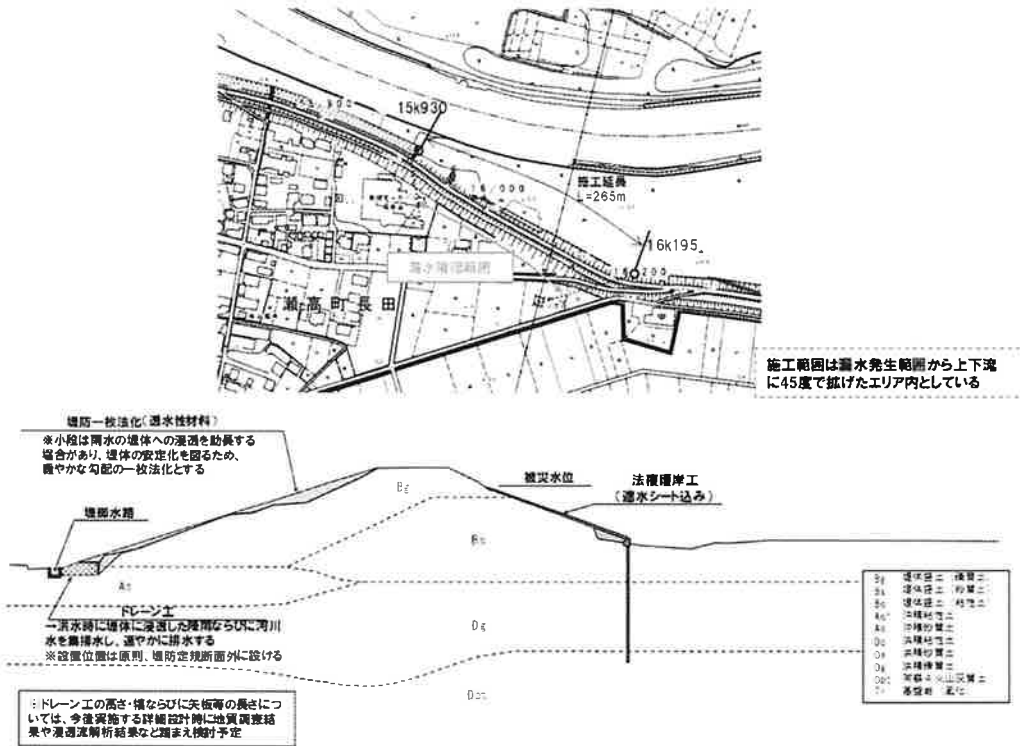
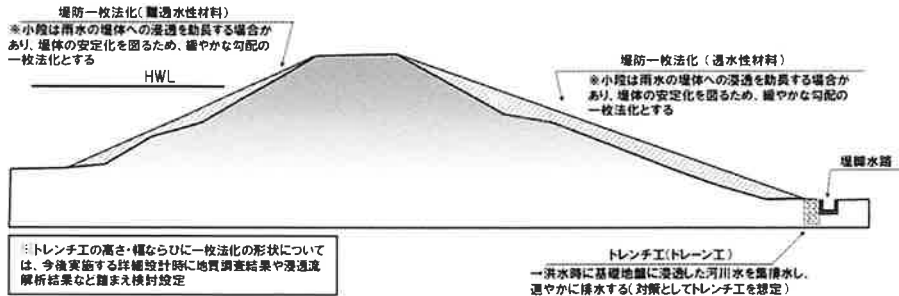


図 5.3.3 左岸 16.0k 対策工法 (案)

堤防質的強化工法(標準断面①) —堤体基礎部に透水層が確認された箇所—



堤防質的強化工法(標準断面②) —堤体部(基礎部含め)に透水層が確認されなかった箇所—

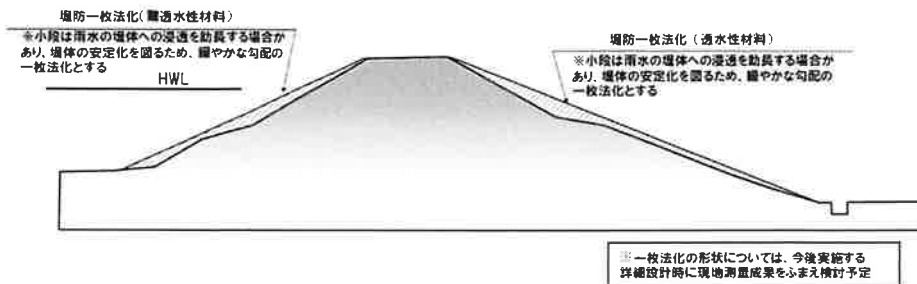


図 5.3.4 その他の区間の堤防質的強化工法 (案)

6. 今後の管理について

今回の被災原因の究明等によって得られた知見を管理に反映させることにより、今後の河川管理の質の向上を図るため、矢部川の「維持管理（河川巡視・点検）」、「水防備蓄資材等の整備」及び「防災体制の充実と強化」の3項目について、これまでの維持管理の現状整理を行ったうえで、今回の被災を踏まえた対応方針や今後の管理について整理した。

6.1 維持管理の現状

(1) 維持管理（河川巡視・点検）の現状

河川は、土砂の移動や植生の変化、洪水や渇水等の流況の変化等により長期的あるいは短期的に状態が変化するという特性を有していることから、河川維持管理を確実にを行うには、河川の状態を的確に把握し、その結果に応じて対策を実施することが基本となる。

河川の状態把握のための河川巡視・点検についての現状は以下のとおりであるが、具体的な維持管理の実施内容、実施基準、実施場所等については「矢部川水系河川維持管理計画」による。なお、今回の被災箇所の実態や情報等を「矢部川水系河川維持管理計画」に反映していく。

1) 河川巡視

①平常時の河川巡視

概括的に河川の状態を把握するために、「九州地方整備局平常時河川巡視規程」に基づき実施している。

- ・巡視は管理用通路（堤防天端）を利用して車上巡視（運転手＋巡視員）や徒歩巡視で実施している。
- ・巡視は全区間を週2巡（一部支川飯江川の上流区間は週1巡）の頻度で実施している。
- ・巡視結果は日報でとりまとめ、必要に応じて対策を実施している。

②出水時の河川巡視

出水時の河川巡視は、洪水時に異常や変状が生じたとき、水防団（消防団）への情報提供や緊急的な措置を講じる必要があることから、河川及びその周辺の概括的な状態を把握するために、「九州地方整備局出水時河川巡視規程」に基づき実施している。

- ・出水時の河川巡視は、実施の判断の目安とする基準観測所において水防団待機水位を上回り、はん濫注意水位に達する恐れがある時から開始し、最高水位に達した後に減水し、はん濫注意水位を再度上回る恐れがなくなるまで継続している。
- ・矢部川は4班体制で実施している。

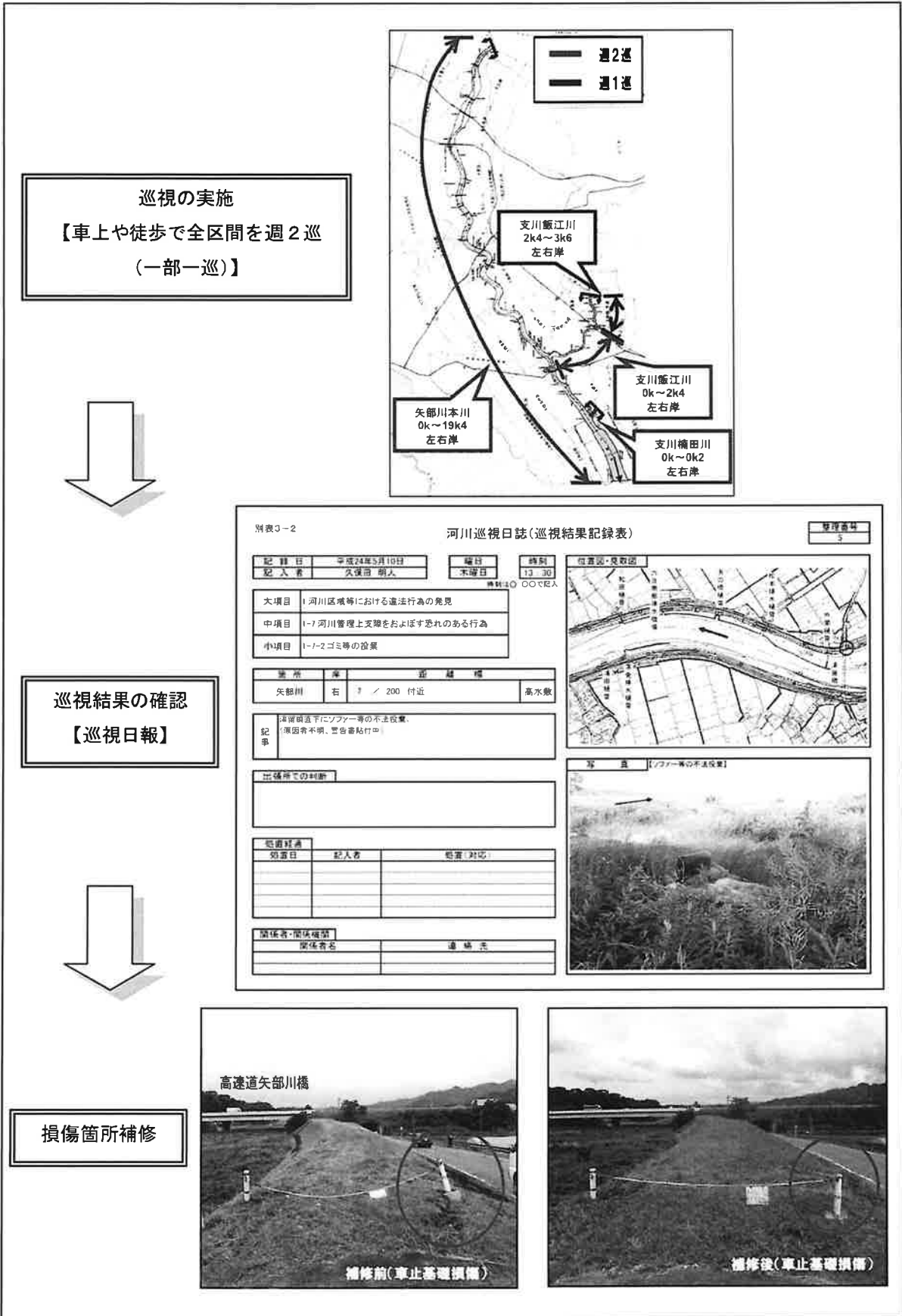


図 6.1.1 平常時の河川巡視の流れ

2) 点検等

①除草

点検時に損傷箇所を見やすくするために、堤防の点検時期に合わせて年2回実施している。

②出水期前・台風期の点検

堤防等河川管理施設の機能を適切に維持するため、状態把握を年2回を基本として実施している。原則として出水期前は全区間徒歩（3～8人を1班として）、台風期は対象区間を徒歩にて実施している。

③出水後（臨時点検）の点検

一定規模の出水が発生（避難判断水位を上回った洪水が発生した場合に、減水後速やかに実施）した場合に、対象区間を徒歩にて実施している。

④補修

点検結果などにより、対策が必要な箇所について対策工事を実施している。（点検結果などから適宜実施）

	H23年度								H24年度				
	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月
除草	出水期前点検に備えた除草									台風期点検に備えた除草			
点検					出水期前点検								台風期点検
補修					損傷等発見の場合の補修								
出水	出水期											出水期	

図 6.1.2 除草と点検時期の流れ

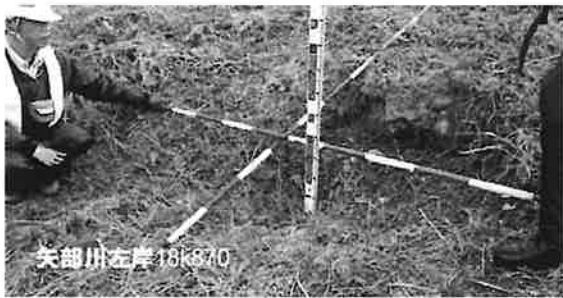


写真 6.1.1 堤防除草の状況

点検の実施
【全区間を徒歩により】



点検結果の評価



対策の実施

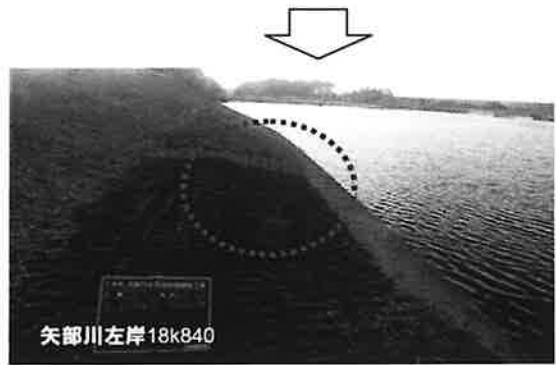
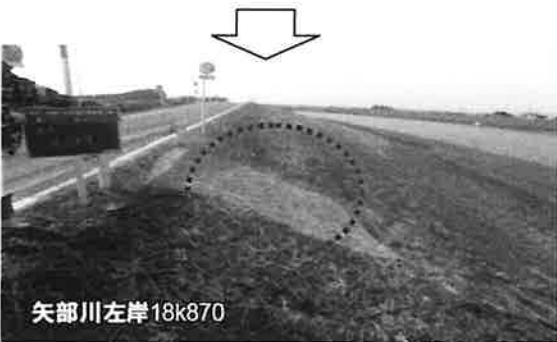


写真 6.1.2 出水期前点検と補修の流れ

(2) 水防備蓄資材等の現状

矢部川における堤防決壊前の水防資材備蓄状況（H24.4.1時点）は、次のとおりであった。

- ・水防用備蓄土砂（堤防側帯）→ 本・支川含め6箇所設置、総土量＝約7,700m³
- ・根固めブロック→ 本・支川含め3箇所設置、数量＝1t型・373個、2t型・234個

なお、筑後川河川事務所管内における防災ステーションの整備状況は、筑後川水系の久留米西部河川防災ステーション、嘉瀬川水系の嘉瀬川防災ステーションの2箇所であり、矢部川水系には防災ステーション等の防災拠点がない。



写真 6.1.3 根固ブロックの備蓄（矢部川右岸 9k600）

(3) 防災体制等の現状

1) わかりやすい情報の提供

洪水から被害を防ぐためには、河川整備などのハード対策のみならず、住民的的確・迅速な避難行動のための情報発信などソフト対策（非常時に情報をいかにわかりやすく迅速に提供するか、提供した情報が住民の避難行動に活かされるために日頃から何をすべきか）を着実に進める必要があることから、平常時から以下の取り組みを実施している。

- ・河川の水位状況をわかりやすく伝えるために「危険度レベル」を使用して通知している。
- ・光ファイバー網の整備や河川監視カメラの設置（現時点で21台）を行い、現地映像や河川の雨量・水位の情報を地上デジタル放送、河川情報アラームメール、ホームページを活用し情報の提供を行っている。



図 6.1.3 水位危険度レベル



写真 6.1.4 河川監視カメラ



図 6.1.4 河川情報提供の取り組み

2) 関係機関との連携強化

- ・ 防災関係機関（県・市町等）と防災に関して、情報の周知・共有、連絡体制の確立が図られるよう「水防連絡会」及び「河川合同巡視」を実施している。
- ・ 大雨により洪水のおそれがあると認められる場合に、筑後川河川事務所と福岡管区気象台が共同して流域の雨量や水位の予測などを示した洪水予報（注意報・警報）を発表しており、県・報道機関等への迅速かつ確実な連絡を図ることを目的とした「洪水予報連絡会」を実施している。
- ・ 災害時の情報を迅速かつ正確に提供できるよう、報道関係者との連絡調整（防災情報に関する意見交換会）を行っている。



写真 6.1.5 水防連絡会の実施



写真 6.1.6 河川合同巡視の実施

3) 防災体制の強化

- ・県、市町と災害が発生した際の対応について、双方の連携支援が円滑に進むよう、「災害時の応援に関する協定」を締結している。
- ・堤防決壊等の大規模な災害が発生した場合に備え、緊急的な措置が図られるよう、あらかじめ建設業者と「筑後川河川事務所管内における災害時等応急対策工事及び洪水時等河川巡視に関する基本協定」を締結している。
- ・今回の災害対応における経験や教訓をとりまとめた「矢部川の堤防決壊ドキュメント」を後世に伝承し、今後の防災業務に活用していく。

6.2 今回の被災を踏まえた対応方針

(1) 維持管理（河川巡視・点検）

- ・これまでの調査により、矢部川 10k400 上流及び下流域の局所的な箇所については、堤体及び基礎地盤の地質・土質構成から堤体や基礎地盤からの浸透が起こりやすいことが判明したため、巡視・点検については「出水時の河川巡視」及び「出水期前・出水後の点検（臨時点検）」について、その知見を反映する必要がある。
- ・また、激甚災害対策特別緊急事業等（以下、「激特事業等」という。）により、今回の被災箇所及び今後の調査によって浸透の可能性が考えられる箇所については対策工を実施するが、整備途上及び対策完了後においても対策の効果の確認などに留意した河川巡視・点検が必要である。
- ・なお、激特事業等で実施される堤防の一枚のり化と併せて改良芝を用い、出水時の巡視等による堤体漏水等の目視点検の精度向上を図る。

(2) 水防備蓄資材等の整備

- ・矢部川 7k 300 付近の決壊箇所の復旧資材は次のとおりであった。
 - 決壊延長：約 50 m
 - 岩砕（埋め戻し材）：約 11 千 m³
 - 根固ブロック：約 270 個（2 t～5 t）
 - 法覆工：約 1,600 m²
- ・堤防復旧のための盛土材は、おもに、根固ブロックと岩砕を使用したため、備蓄資材の種類を考慮する必要がある。
- ・また、法覆工や根固ブロックの一部は、矢部川における備蓄資材が不足したため広域的に嘉瀬川防災ステーション等からの資材支援を受けているが、遠方からの調達は運搬時間等の問題もあり、迅速かつ確実な対応のためにも、矢部川での資材備蓄が必要である。



写真 6.2.1 緊急復旧完了状況



写真 6.2.2 嘉瀬川防災STで搬出待機中

(3) 防災体制の充実と強化

- ・災害後の激特事業等の説明会において、市及び水防団（消防団）並びに自治会等の意見から、水防団（消防団）の重要水防箇所^{*}の認識や地域住民等の防災情報の入手方法などについて改善の余地が認められた。
- ・水防団（消防団）等への防災情報の提供と共有化及び地域住民の防災意識の向上について、これまで以上に取り組む必要がある。

※重要水防箇所とは、洪水を安全に流すための河川の流下断面不足や堤防の断面不足、漏水の履歴など、洪水時における水防活動の必要性が高い箇所を定めたものである。

6.3 今後の管理について

今回の被災を踏まえた対応方針に基づき、これまでの維持管理の現状を改善した新たな取り組みを以下のとおり実施する。また、これまでの土質・地質調査で得られた情報のデータベース化を図ることにより、河川巡視・点検等に活用する。

(1) 維持管理（河川巡視・点検）

1) 出水時の河川巡視

被災原因分析により得られた知見を踏まえ、出水時の河川巡視に把握する既存の項目（1. 堤防の状態、2. 洪水流の状態、3. 樹木の状態、4. 施設の状態、5. 堤内地の浸水状況、6. 水門・樋門の操作状況、7. 水防活動の状況）に「堤内地の漏水等の状況」を追加し、堤防および堤内地の漏水等の早期発見に努める。

2) 出水期前・出水後点検

激特事業等の整備途上はもとより、完了後も対策工（トレンチ工（ドレーン工）等）が機能しているか、対策不要区間で新たに噴砂等が発生していないか等、より丁寧な点検を実施する。

3) 河川巡視・点検のための環境整備

激特事業等の対策に併せ、出水時巡視等の視認性確保の観点から被覆機能の永続性に優れた改良芝の試験施工を実施する。

(2) 水防備蓄資材等の整備

堤防決壊後は、一日でも早く堤防を復旧し、従前の機能を確保する必要がある。今回の堤防決壊の実績や過去の決壊の実績を参考に、備蓄土砂、根固ブロック、大型連節ブロック等の必要量を想定し、迅速な緊急復旧対応が可能となる場所に備蓄する。また、併せて防災ステーション整備の可能性についても検討していく。

(3) 防災体制の充実と強化

激特事業の内容については、整備手法や手順、事業の進捗状況など正しく情報提供していくとともに、以下の取り組みなどを通じ、防災関係機関や地域住民と連携して、防災情報等の双方向コミュニケーションを推進し、防災情報の提供と共有化、防災意識の向上に努める。

- ①流域で想定される災害や雨量・水位などの防災情報の入手方法（地デジによる河川防災情報「テレビ」、河川情報アラームメール「携帯電話」、川の防災情報「パソコン・携帯電話」）や重要水防箇所について、水防連絡会や河川合同巡視、市の広報誌等、あらゆる機会（自治体主催等の会議等を含め）を通じてさらなる普及の強化に努めるとともに、地域主体で行われている自主防災組織活動へ参加し、マイハザードマップ作成の支援などを通じて地域防災力の向上に努める。



写真 6.3.1 マイハザードマップ作成支援



写真 6.3.2 現地調査によるマップ作り

- ②水防団（消防団）や地域住民が、水防活動や避難行動に役立てるため、避難の目安となる河川水位を示した危険度レベルを橋の橋脚などにわかりやすく表示する。



写真 6.3.3 「危険度レベル」を使用してわかりやすく表示した事例

③河川の状況を概括的に把握するための河川監視カメラ（CCTV）の増設を図り、さらなる情報収集を行うとともに、沿川自治体等に光ファイバーを接続し、画像情報等の防災情報の共有化を図る。

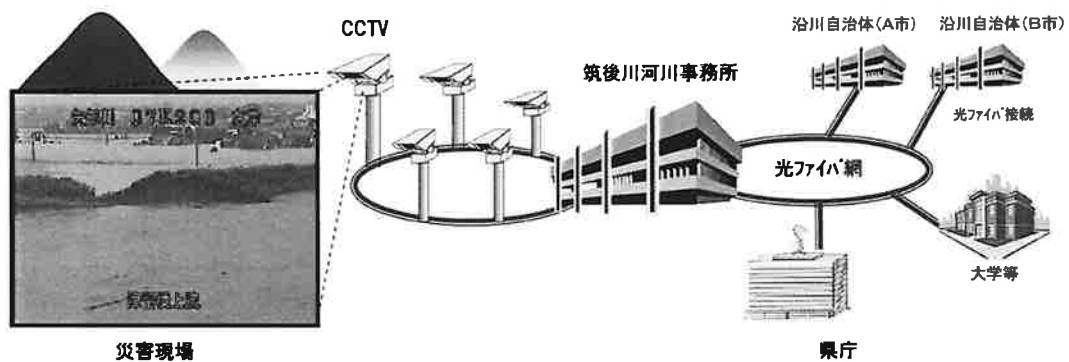


図 6.3.1 光ファイバー接続による画像等の河川情報共有化のイメージ

参考資料：決壊箇所の堤防・基礎地盤の現地確認の概要

堤防の本復旧工事に合わせ、平成 25 年 3 月 12 日に決壊箇所の堤体・基礎地盤の状況を開削調査により確認した。調査は図 1～3 に示す位置でトレンチ断面と既設堤体の開削面を観察して行った。

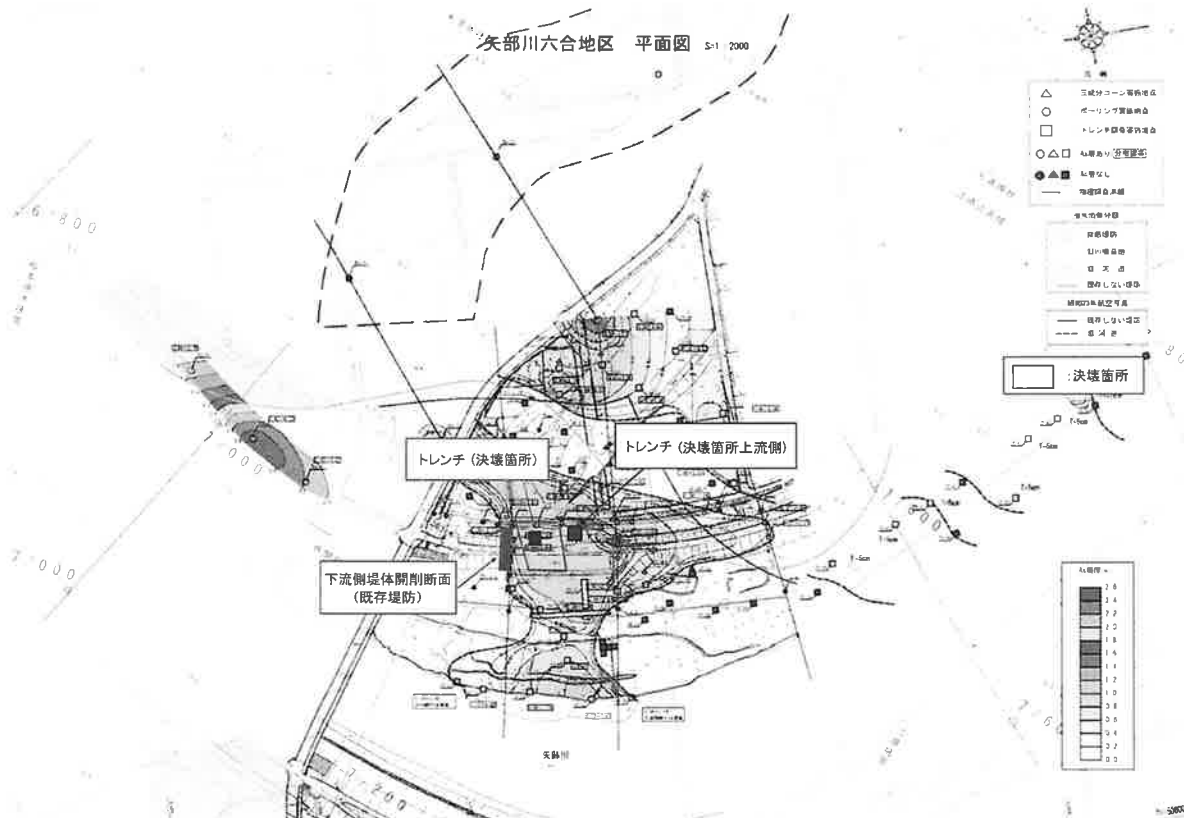


図 1 トレンチ調査位置（平面図）

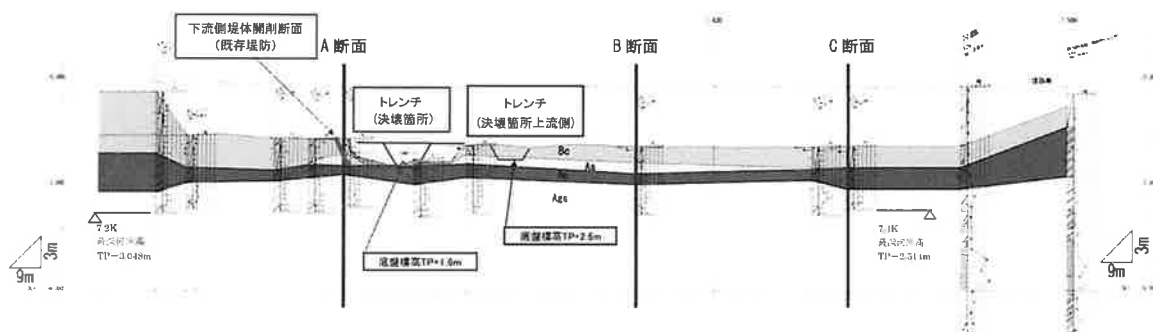


図 2 トレンチ調査位置（縦断面図）

※図 2 の A、B、C 断面とは、図 4. 2. 15 に示す堤防土質横断面の測位線を示す。

※図 2 は図 4. 2. 16 の D-D 縦断面図をベースとしている。

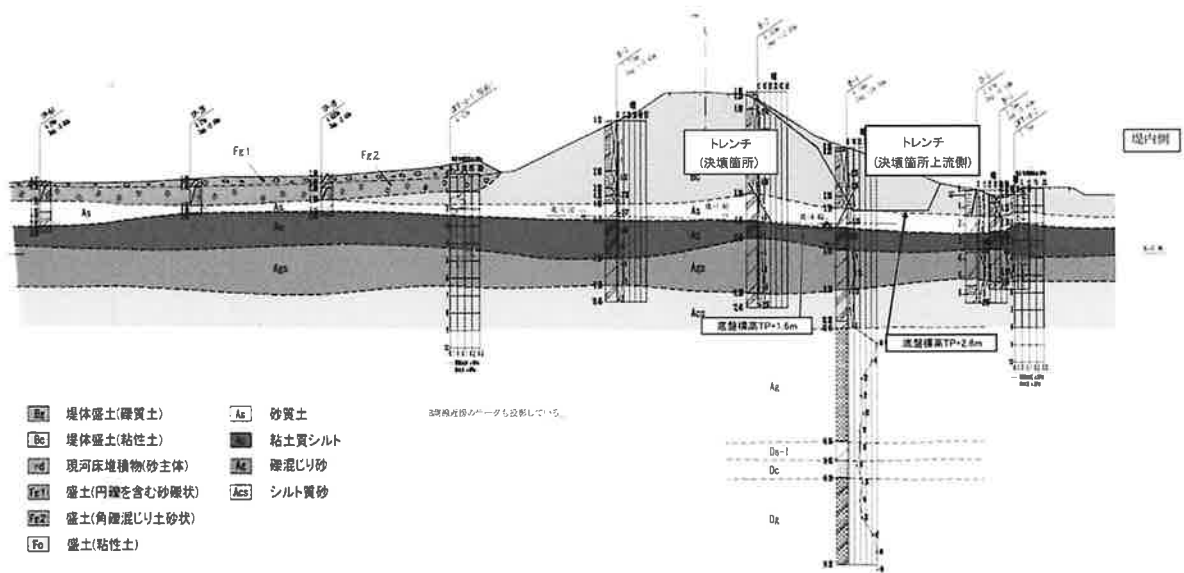


図3 トレンチ調査位置（横断図）

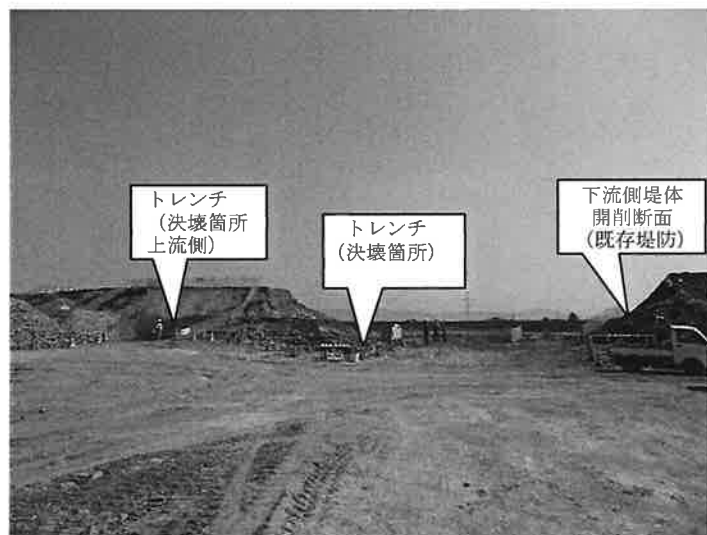


写真1 現地の状況（堤内地側から撮影）



写真2 現地の状況（堤外地側から撮影）

1. 堤体の状況

- ・下流側の堤防開削部は、応急復旧工事の盛土が撤去されており、既設堤防の土質を確認することができた。(写真3、4)



写真3 下流側の堤体開削断面



写真4 堤体開削断面の状況

- ・堤体の開削断面の表面は写真5のように、全体が均質な粘性土で、水を透しにくい地質であることが確認された。
- ・堤体には、モグラ等の穴はなかった。



写真5 堤体開削断面の表面

2. 基礎地盤の状況

(1) 決壊箇所上流側の基礎地盤の状況

- ・決壊箇所上流側の堤体（川裏側）と被覆土層を開削し、基礎地盤の状況を調査した。(写真6)

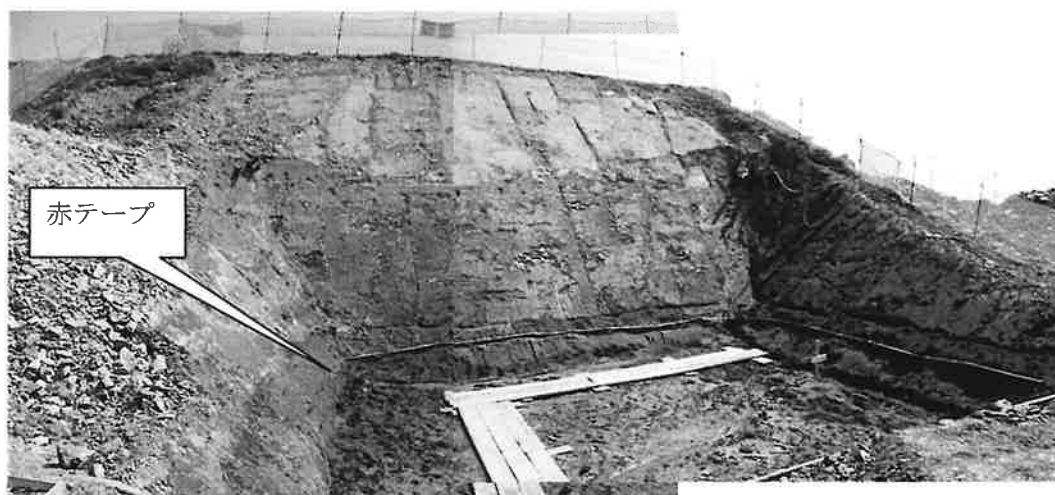


写真6 決壊箇所上流側の開削状況

- ・赤テープより下は砂層 (As 層) であることが、また、赤テープより上は被覆土層の粘性土 (Fc 層) で、その上に堤体の粘性土 (Bc 層) が確認された。(写真 7、8)
- ・砂層 (As 層) の上端は測量の結果、TP+3.6~3.7m であった。
- ・砂層 (As 層) 厚を確認するために、さらに掘り下げたところ、TP+1.8m で粘土質シルト層 (Ac 層) が確認され、砂層 (As) の厚さは測量の結果、1.8~1.9m であることが確認された。(写真 9~11)
- ・パイピングの要因となった砂層 (As 層) が粘性土層 (Fc 層、Ac 層) で挟まれた状態が確認された。
- ・現地確認時にバックホウによりトレンチ掘削を行ったところ、砂層 (As 層) から不圧地下水が浸み出し、水と一緒に砂の粒子も流失する状況が確認され、パイピングの前兆現象と同様の現象が確認された。また、砂層 (As 層) を挟む粘性土層からの地下水の浸み出しは確認されなかった。なお、確認時は、大潮の満潮時であった。(写真 12)



写真7 砂層(As層)と粘性土の状況



写真8 砂層(As層)と粘性土の確認状況



写真9 As層下のAc層を確認



写真10 As層厚の確認状況



写真11 掘削後のトレンチの状況



写真12 Asからの不圧地下水の浸み出しと砂の粒子の流失状況

(2) 決壊箇所の基礎地盤の状況

- ・決壊箇所において、基礎地盤の状況を調査した。(写真 13)
- ・応急復旧工事で投入した根固ブロックや岩砕による堤防を撤去すると、直下に基礎地盤の粘土質シルト層 (Ac 層) が確認された。決壊箇所の落ち堀は、粘土質シルト層 (Ac 層) の上面で洗掘が止まっていることが確認された。
- ・決壊箇所の落ち堀では、砂層 (As 層) は流失していたが、決壊箇所上流側と同様に砂層 (As 層) が連続していたと考えられた。粘土質シルト層 (Ac 層) の上端は測量の結果、TP+1.6m であった。(写真 14)
- ・粘土質シルト層 (Ac 層) は、有明粘土特有の灰紫色の不純物を含まない均質な粘土であった。
- ・粘土質シルト層 (Ac 層) 厚を確認するために、さらに掘り下げたところ、TP+0.5m で礫混じり砂層 (Ag 層) が確認され、粘土質シルト層 (Ac 層) の厚さは測量の結果、1.1m であることが確認された。(写真 15、16)
- ・掘削後も粘土質シルト層 (Ac 層) からの湧水は見られず、透水性が低いことが確認された。
- ・礫混じり砂層 (Ag 層) は、花崗岩が風化した真砂と類似した石英の粒子を含んだ流径が整った沖積層であった。なお、礫混じり砂層 (Ag 層) の地下水は不圧地下水であった。(写真 17、18)



写真 13 決壊箇所の基礎地盤調査状況



写真 14 Ac層と岩砕等による盛土の状況



写真 15 Ac層の掘削状況



写真 16 Ac層の下のAg層を確認



写真 17 Ac層厚の確認



写真 18 Ag層のサンプル



写真 19 Ac層とAg層の状況 (Ag層の地下水は不圧状態)

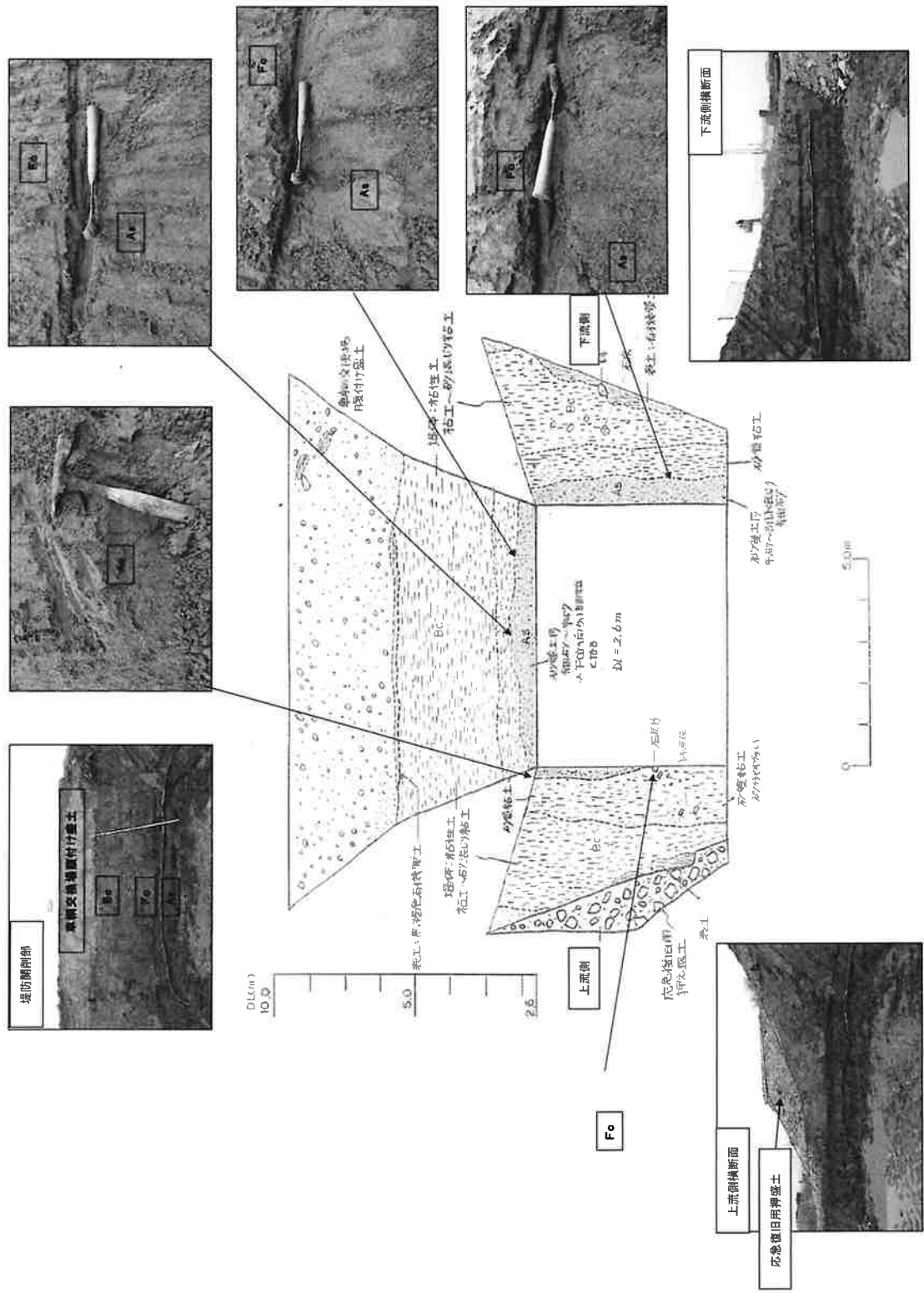


図4 トレンチ（決壊箇所上流側）の開削断面スケッチ図

参考文献

- 1) 国土交通省九州地方整備局：矢部川水系河川整備基本方針, 平成 19 年
- 2) 国土交通省九州地方整備局：矢部川水系河川整備計画, 平成 24 年
- 3) 国土地理院：治水地形分類図, 昭和 52 年
- 4) みやま市：みやま市歴史資料館揭示資料
- 5) 大和町：大和町史 資料編, 平成 11 年
- 6) 大和町：大和町史 上巻, 平成 13 年
- 7) 国土地理院：航空写真（昭和 23 年, 昭和 37 年, 平成 20 年）
- 8) 国土地理院：地形図（大正 6 年）
- 9) 国土地理院：http://saigai.gsi.go.jp/20120712f1Kyushu2/photo/0016_1.jpg
- 10) 国土交通省河川局治水課：河川堤防設計指針, 平成 14 年
- 11) 財団法人 国土技術研究センター：河川堤防構造検討の手引き, 平成 14 年
- 12) 中島秀雄：図説河川堤防, 技報堂出版, 2003 年
- 13) 中島秀雄・松原幹夫・飯島豊：X 線写真を利用したパイピング現象の観察（第一報）, 第 20 回土質工学研究発表会講演集, 1985 年
- 14) 中島秀雄・長瀬迪夫・飯島豊：X 線を用いた土の浸透破壊実験とその考察, 応用地質年報, 1987
- 15) 久楽勝行・吉岡淳・佐藤正博：水平方向浸透流下における砂地盤のパイピングについて, 第 20 回土質工学研究発表会, 土質工学会, 1985
- 16) 吉岡淳・久楽勝行・佐藤正博：水平方向の浸透によるパイピングについて, 第 39 回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, 1984
- 17) 社団法人 土質工学会：実流速への換算土質工学ハンドブック 1982 年版, 昭和 57 年
- 18) 福岡・藤田・加藤・森田：堤防のり面の芝の耐侵食特性（土木技術資料 29-2）、1987 年

おわりに

国土交通省九州地方整備局筑後川河川事務所では、平成24年7月14日の九州北部豪雨による矢部川堤防の決壊等について被災原因の究明を行い、再度災害を防止するための堤防復旧工法、今後の管理等について審議することを目的として「矢部川堤防調査委員会（委員長 秋山 壽一郎 九州工業大学教授）を設置しました。

矢部川堤防調査委員会では平成24年8月2日（第1回委員会）から、平成25年3月12日（第4回委員会）迄に、降雨および水位・流量などの洪水の検証、堤防や地盤の土質調査や周辺地質地形の歴史特性、決壊時の状況の聞き取り調査、浸透流解析等を踏まえた被災メカニズムの究明、対策工の検討、今後の管理といった幅広い検討項目に関し精力的に審議を進め、報告書を取りまとめていただきました。

委員の皆様には、各専門家の立場から真摯にご議論頂き短期間での本報告書のまとめに至るまで、技術的な指導助言を幾度となく頂戴しました。

本委員会で作られた重要な知見が、今後の河川堤防の整備や管理に関する資料として、広く活用されるよう筑後川河川事務所のホームページに委員会報告書を掲載することとしています。

現在、委員会での審議により提示していただいた復旧工法の基本方針に基づき矢部川堤防決壊箇所を含む堤防被災箇所の本復旧工事を行っており、6月の出水期前には本復旧を完了するよう事務所一丸となって取り組んでいます。

今後、矢部川の河川整備において、委員会の検討結果を踏まえた整備を行うとともに、地元自治体及び流域の方々との連携を図り、防災体制の強化や確実な河川管理に向けた取り組みを進める所存です。

最後に、堤防決壊など出水被害対応において、関係自治体の皆様、消防団ほか地域在住の皆様、堤防調査委員会委員を始めとする専門家の皆様、出水直後の調査に取り組まれた緊急災害対策派遣隊（TEC-FORCE）、応急復旧工事の迅速な対応をして頂いた各施工会社、堤防の調査に取り組まれた各調査会社等多くの方々の多大なご尽力により、出水時の対策及び応急復旧、被災原因の究明、今後の対応方針の検討等、迅速に対応を行うことができましたことを、深く感謝申し上げます。

平成25年3月

国土交通省九州地方整備局
筑後川河川事務所所長 渡部 秀之