

重信川堤防調査委員会
報 告 書

平成 31 年 3 月

重信川堤防調査委員会

重信川堤防調査委員会報告書

目 次

1. 重信川堤防調査委員会の概要	1-1
1.1 目的	1-1
1.2 委員の構成	1-1
1.3 検討の経過	1-2
2. 洪水と被災の概要	2-1
2.1 重信川流域の概要	2-1
2.1.1 地形特性	2-1
2.1.2 地質特性	2-2
2.1.3 降雨特性	2-3
2.2 今次出水の概要（平成 29 年 9 月台風 18 号）	2-4
2.2.1 降雨の状況	2-4
2.2.2 河川水位の状況	2-8
2.3 被災概要	2-12
2.3.1 流域の被災概要	2-12
2.3.2 漏水点検結果	2-12
3. 被災箇所における基礎的資料の収集整理	3-1
3.1 被災箇所の既往資料の整理	3-1
3.1.1 河道の変遷	3-1
3.1.2 築堤履歴など堤防の履歴	3-4
3.1.3 決壊履歴	3-7
3.2 被災箇所の堤防データの整理	3-8
3.2.1 治水地形分類図	3-8
3.2.2 背後地の利用状況	3-8
3.2.3 水頭差、平均動水勾配、盤膨れ指標	3-10
3.2.4 寺勾配	3-13
4. 右岸 2k500 の被災要因の特定	4-1
4.1 被災箇所の試掘調査結果	4-1
4.1.1 被災状況	4-1
4.1.2 ボーリング調査結果	4-1
4.1.3 試堀調査結果	4-3
4.2 要因分析	4-5
4.2.1 浸透流解析による分析	4-5
4.2.2 戦後最大出水との比較考察	4-7

4.2.3 隣接する無被災箇所との比較による検証.....	4-8
4.2.4 まとめ	4-11
5. 左岸 3k800 の被災要因の特定	5-1
5.1 被災箇所の試掘調査結果.....	5-1
5.1.1 被災直後の状況.....	5-1
5.1.2 ボーリング調査結果	5-1
5.1.3 試堀調査結果	5-4
5.2 要因分析	5-12
5.2.1 浸透流解析による分析.....	5-12
5.2.2 戦後最大出水との比較考察	5-18
5.2.3 隣接する無被災箇所との比較による検証.....	5-19
5.2.4 まとめ	5-22
6. 被災 14 区間における堤防漏水と被災メカニズム	6-1
6.1 被災 14 区間の検討概要	6-1
6.2 調査結果	6-2
6.3 被災 14 区間の堤防漏水の被災要因	6-10
6.3.1 浸透に対する安全性の照査	6-10
6.3.2 解析結果.....	6-14
6.3.3 被災要因の分析結果とりまとめ	6-29
7. 新規 14 区間における堤防漏水と被災メカニズム	7-1
7.1 新規 14 区間の検討概要	7-1
7.2 解析結果	7-2
7.3 被災要因の分析	7-17
8. 被災箇所の対策工法について	8-1
8.1 対策工法の検討方針	8-1
8.1.1 被災要因の整理.....	8-1
8.1.2 対策工法の検討.....	8-2
8.2 対策効果の検証結果	8-5
8.3 対策工法のまとめ	8-6
9. 重信川における堤防の安全確保の対応方針	9-1
9.1 堤防漏水対策箇所の整理.....	9-1
9.1.1 漏水対策箇所の整理方針	9-1
9.1.2 被覆土層厚の確認のための法尻調査.....	9-2
9.1.3 調査結果の整理.....	9-3

9.1.4 漏水に対する安全性評価	9-4
9.1.5 堤防漏水箇所のまとめ	9-12
9.2 堤防漏水に関するとりまとめ	9-15
9.2.1 堤防の安全確保の対応方針	9-15
9.2.2 堤防の安定性が不足する区間の対応	9-16
9.2.3 漏水が発生する可能性が高い区間の対応	9-17
9.2.4 重信川における安全確保の対応（案）	9-20
10. まとめ	10-1

1. 重信川堤防調査委員会の概要

1.1 目的

本委員会は、重信川水系重信川において、平成29年9月台風18号により発生した堤防裏法すべり、噴砂・陥没、堤防の漏水に関する被災要因を把握し、要因に応じた漏水対策工法を検討したうえで、重信川における堤防の安全確保の対応方針を決定することを目的として設置されたものである。

1.2 委員の構成

本委員会は、愛媛大学の学識者、国土交通省国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人土木研究所の専門家で構成されている。

委員長は委員の互選により選任した。

委 員 岡村 未対 愛媛大学 大学院理工学研究科 教授

委 員 佐々木 哲也 国立研究開発法人土木研究所
地質・地盤研究グループ
土質・振動チーム 上席研究員

委 員 鈴木 幸一 愛媛大学 名誉教授
(委員長)

委 員 諏訪 義雄 国土交通省国土技術政策総合研究所
河川研究部 河川構造物管理研究官

(敬称略 五十音順)

1.3 検討の経過

本委員会は、平成30年2月2日の第1回から平成31年3月5日の第5回委員会まで延べ5回開催した。本委員会の開催状況を表 1.3.1 に示す。

表 1.3.1 委員会の開催状況

年 月	委員会	内 容
H30.2.2(金) 9:30～11:30	第1回	【議事】 ○出水及び被災概要 ○被災メカニズムの検証(右岸2k500付近、左岸3k800付近)
H30.3.15(木) 13:30～15:30	第2回	【議事】 ○被災メカニズムの検証(浸透流解析等) ○被災12区間の調査結果 ○新規漏水14区間と被災区間に隣接する無被災箇所の調査方法の確認
H30.5.31(木) 13:00～15:00	第3回	【議事】 ○被災14区間の代表断面による堤防漏水と被災メカニズムの概要 ○被災14区間での漏水対策方針について
H30.8.16(木) 13:30～15:30	第4回	【議事】 ○被災区間に隣接する無被災箇所の調査結果 ○被災14区間における堤防漏水と被災メカニズム ○被災14区間での漏水対策工法について ○無被災箇所の詳細調査方法の確認
H31.3.5(火) 13:30～15:30	第5回	【議事】 ○新規14区間における堤防漏水の要因 ○無被災箇所を含む全川での調査結果 ○重信川における堤防の安全性評価方針 ○重信川における堤防の安全確保の対応方針

2. 洪水と被災の概要

2.1 重信川流域の概要

2.1.1 地形特性

重信川流域の空中写真を図 2.1.1 に示す。重信川流域は、東から西へ広がる沖積平野と北部、南部の山地に分けられる。

重信川下流の沖積平野は重信川本川のほか、支川からの土砂流出の影響を受け、複雑な地形となっている。

氾濫域の地形特徴としては、氾濫区域は流域の人口・資産が集中している区域まで広がっていること、地盤高が重信川の計画高水位より低く、潜在的に堤防決壊による危険性を有していることが挙げられる。



図 2.1.1 重信川流域写真

2.1.2 地質特性

流域の地質は、図 2.1.2 に示すように中央構造線によって、北川の領家帶と南側の三波川帶に分けられる。

領家帶は、岩手川流域に分布する花崗岩類、本川上流域及び流域南斜面に広く分布する砂岩泥岩互層からなる和泉層群及びそれらの境界部に分布する領家変成岩類によりなる。

三波川帶は、結晶片岩を主体とする変成岩類よりなる。

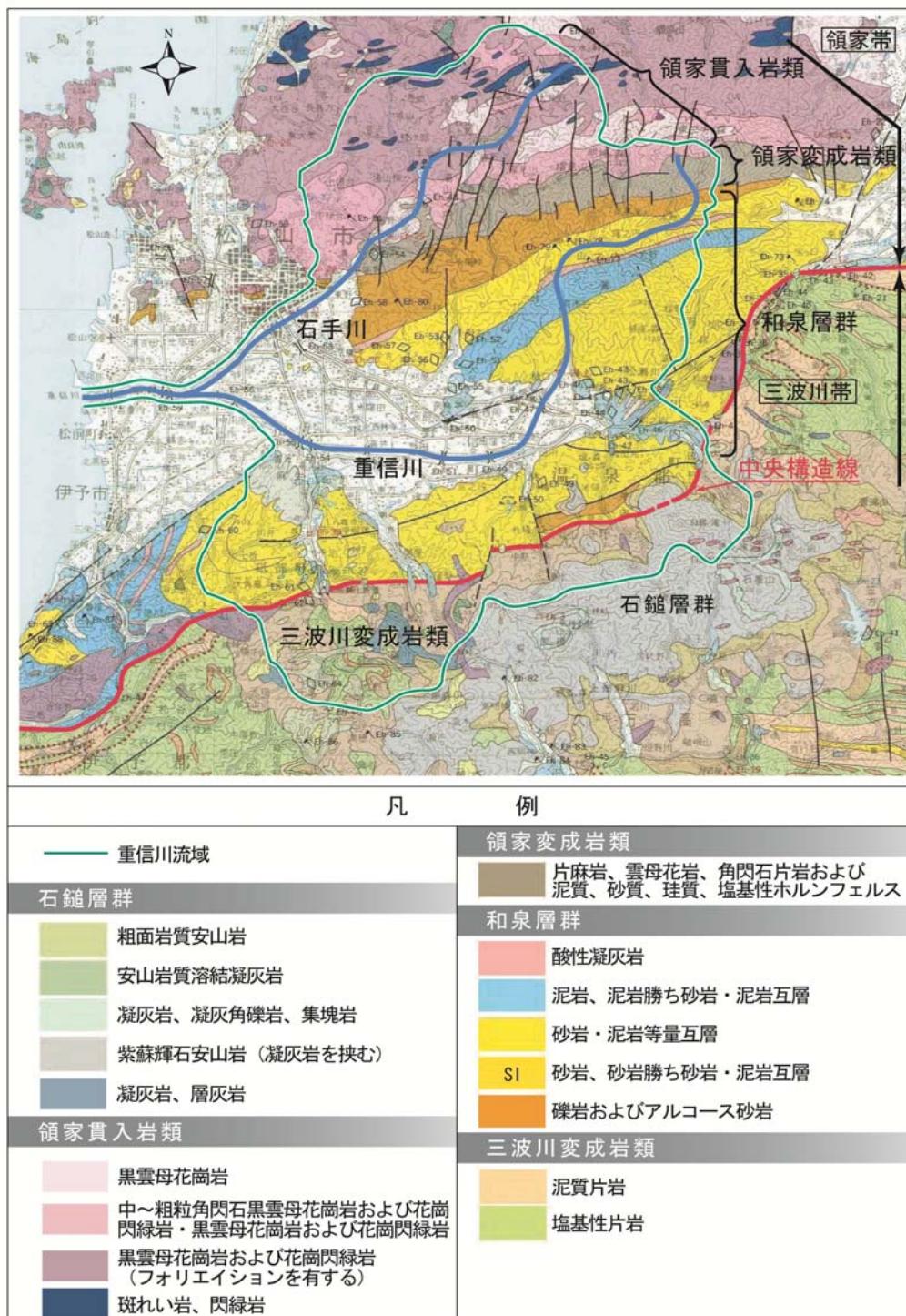


図 2.1.2 「四国地方土木地質図」(四国地方整備局)に追記

2.1.3 降雨特性

重信川流域平野部の平均降水量は、図 2.1.3 に示すように 1,400 mm 程度であり、梅雨期と台風期に多く降っている。重信川流域の年平均降水量分布図を図 2.1.4 に示す。

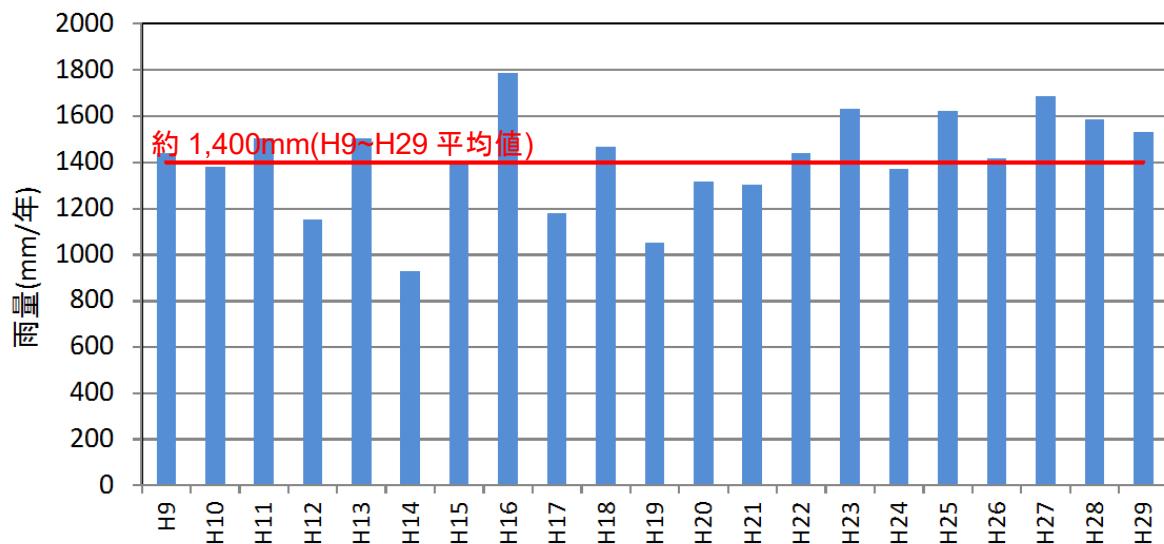


図 2.1.3 松山気象台の年間降水量 (H9~H29)

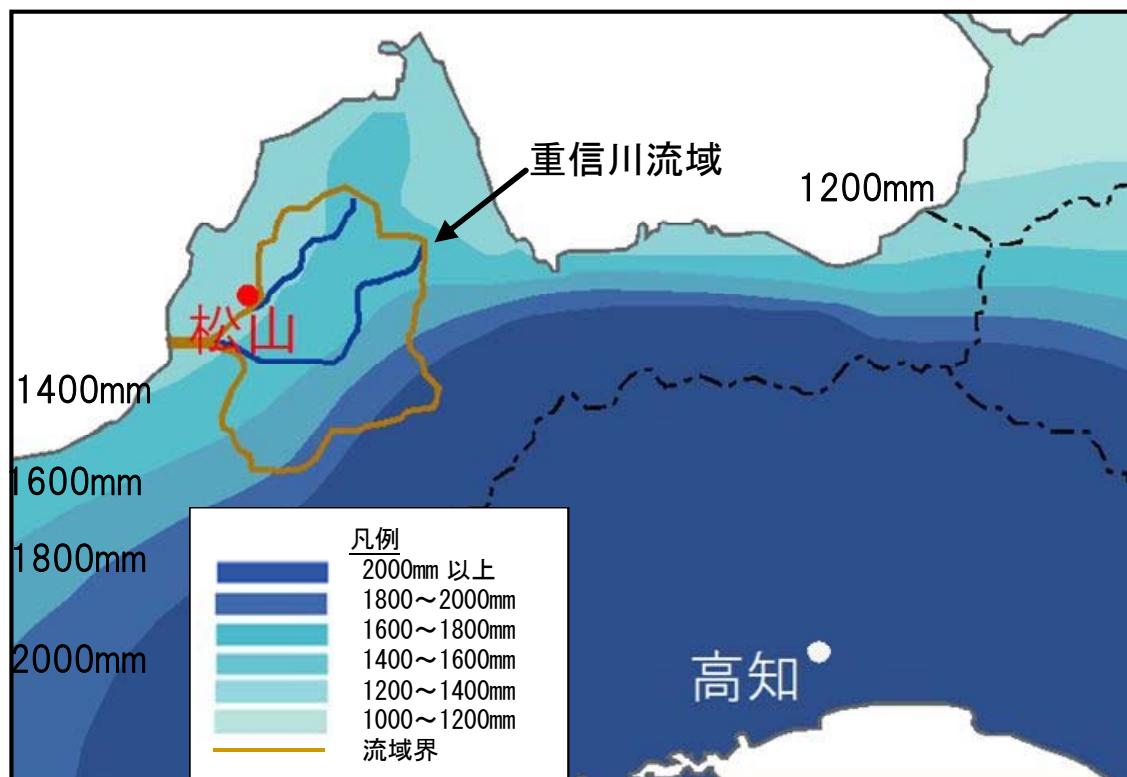


図 2.1.4 重信川流域の年平均降水量分布図 (気象庁アメダス平均値 [統計期間: S56~H22])

2.2 今次出水の概要（平成 29 年 9 月台風 18 号）

2.2.1 降雨の状況

(1) 台風の経路

9 月 9 日にマリアナ諸島近海で発生した台風 18 号は、図 2.2.1 に示すようにフィリピンの東海上を発達しながら進み、勢力を強めながら東シナ海を北上し、17 日 11 時半頃に鹿児島県南九州市付近に上陸した。

その後、17 日 13 時頃に高知県宿毛市付近に再上陸、四国地方を横断し、さらに 17 日 22 時頃には兵庫県明石市付近に再上陸、近畿地方を北東に進み、日本海に抜けた。

愛媛県には、17 日夕方から夜のはじめ頃にかけて最も接近し、台風本体の発達した雨雲により、猛烈な雨をもたらした。台風 18 号による等雨量線図を図 2.2.2 に示す。

これにより、重信川出合水位観測所では 17 日 20 時に観測開始以来、最高の水位となる 5.65 m を観測した。

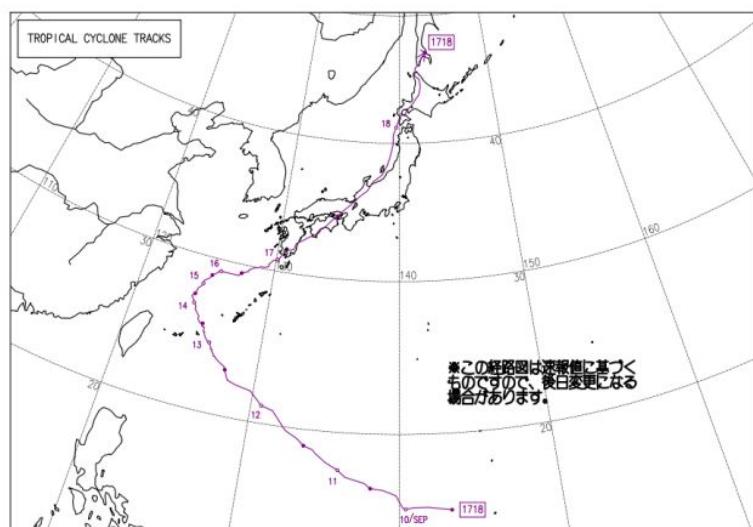


図 2.2.1 台風 18 号進路図（気象庁発表）

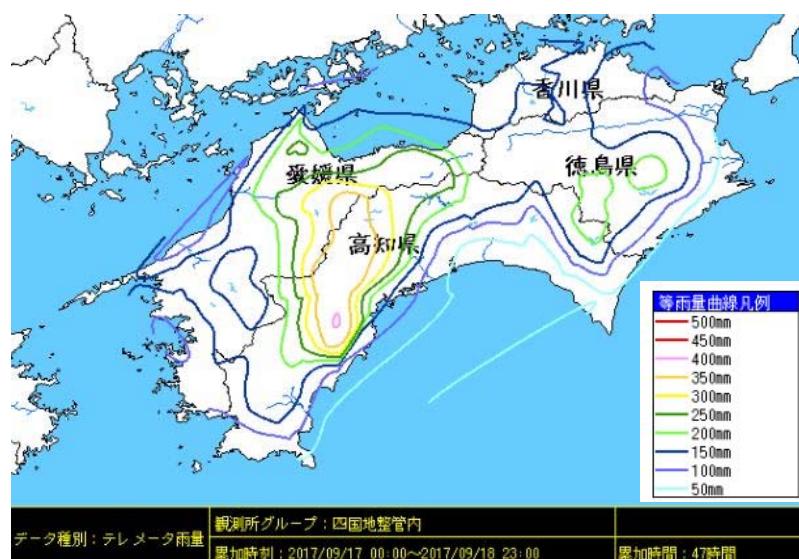


図 2.2.2 台風 18 号等雨量線図

(2) 降雨の状況

台風 18 号での重信川流域における降雨量の時間変化を図 2.2.3 に示す。上流域では累計 300mm に迫る雨量を観測した。主降雨は 13 時～20 時で、短時間での大雨となった。重信川流域の雨量観測所における時間一降雨量図を図 2.2.4 に示す。

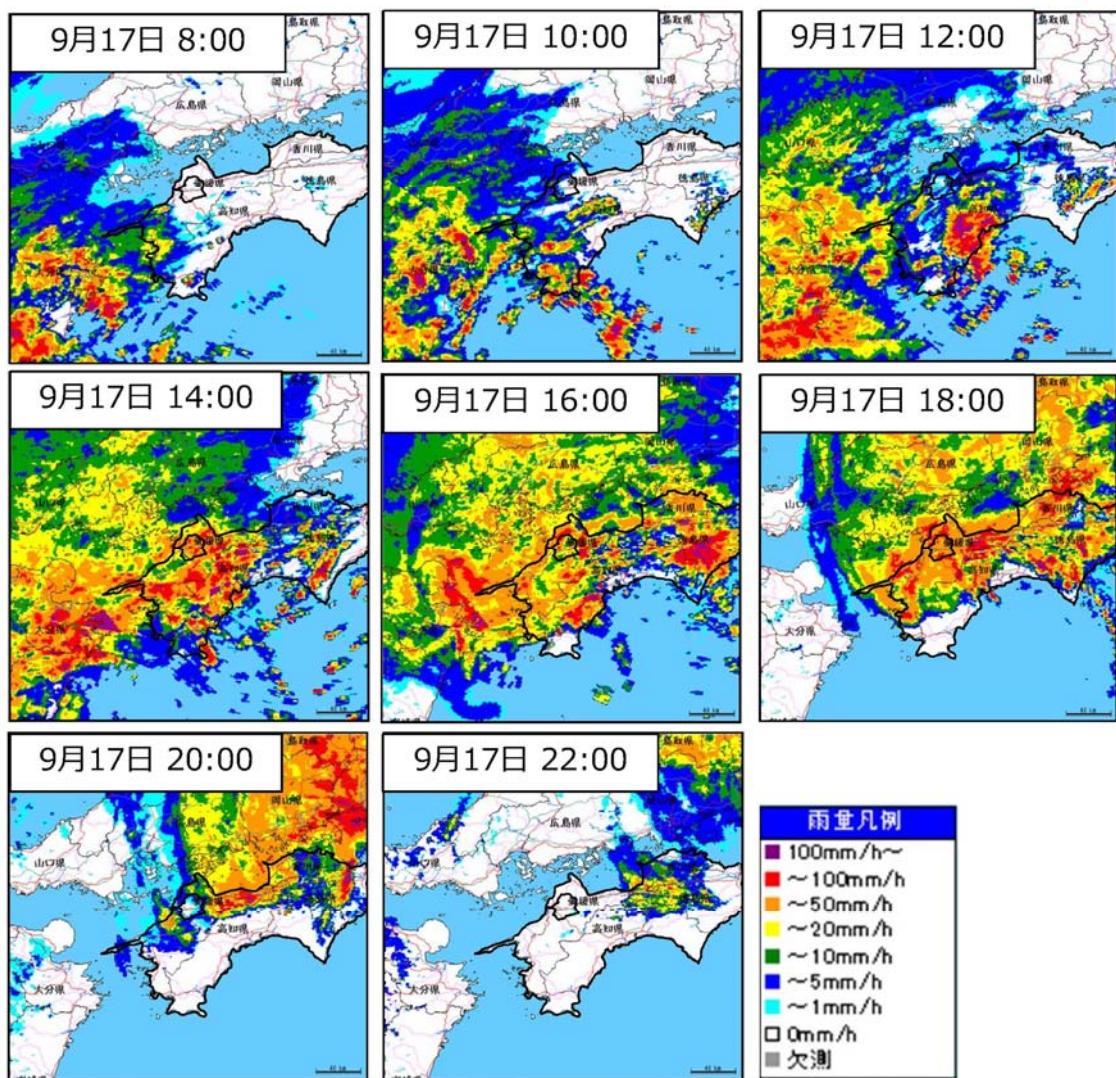


図 2.2.3 台風 18 号における重信川水系の状況

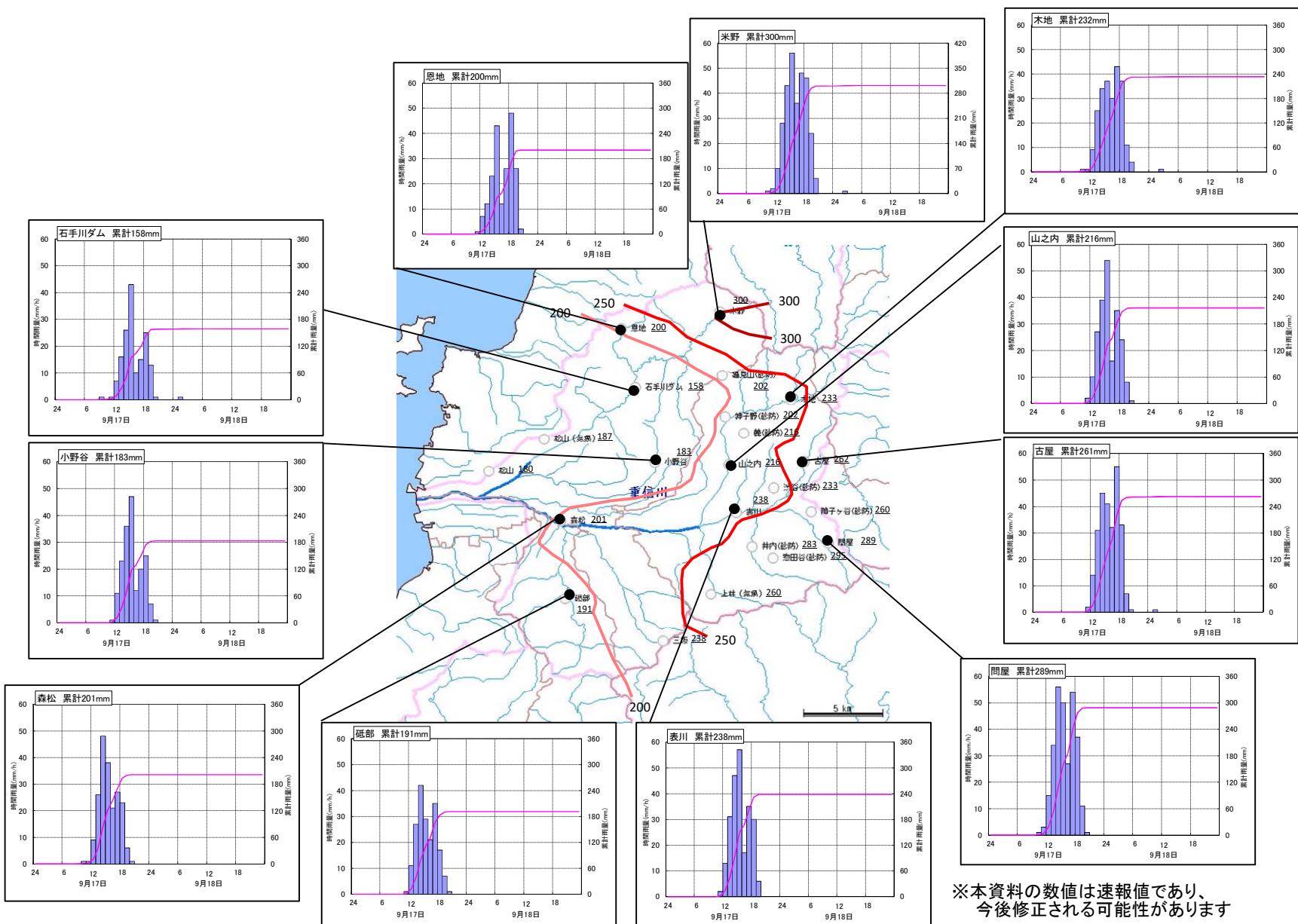


図 2.2.4 流域の降雨状況

(3) 代表的な観測所の日雨量

重信川上流の雨量観測所における歴代日雨量を図 2.2.5 に示す。問屋雨量観測所（東温市）において、日雨量 289mm を観測、また石手川ダム上流にある米野雨量観測所（松山市）では日雨量 300mm となり、共に観測開始以降第 4 位を記録した。

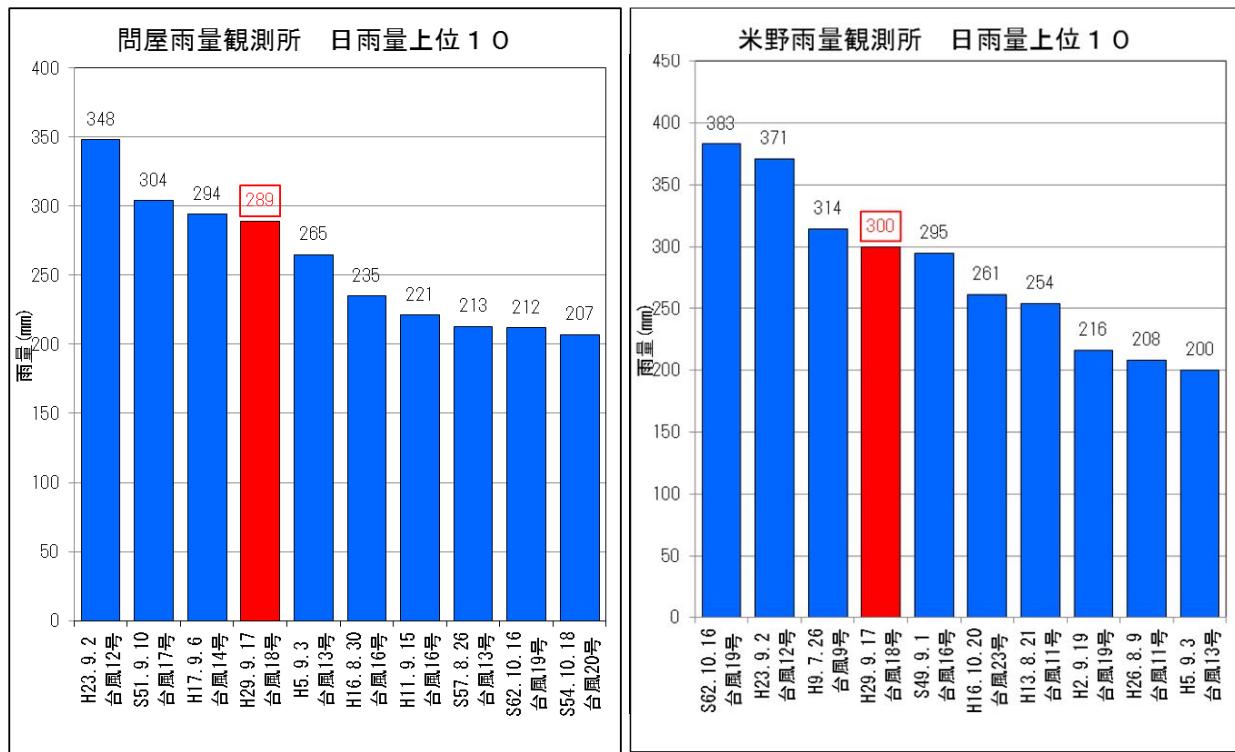


図 2.2.5 雨量観測所における歴代日雨量

2.2.2 河川水位の状況

(1) 過去の洪水と比較（出合水位観測所）

既往出水における最高水位を整理したグラフを図 2.2.6 に示す。河口から約 3km の基準地点「出合」の水位は、平成 13 年梅雨前線洪水を約 0.7m 上回る観測史上最高となる 5.65m を観測した。

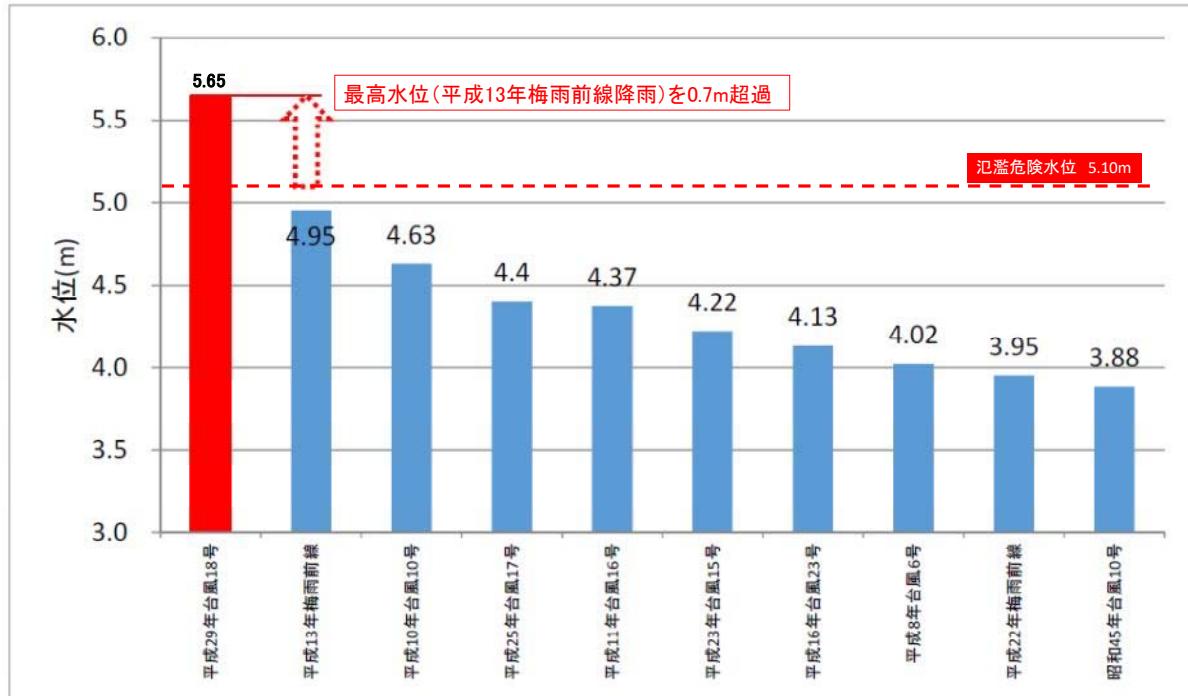


図 2.2.6 過去の洪水と比較

(2) 河道内の痕跡水位

台風 18 号の痕跡水位縦断図を図 2.2.7 に示す。河口から約 17.2km の直轄管理区間における洪水痕跡水位は、計画高水位以下で流下した。

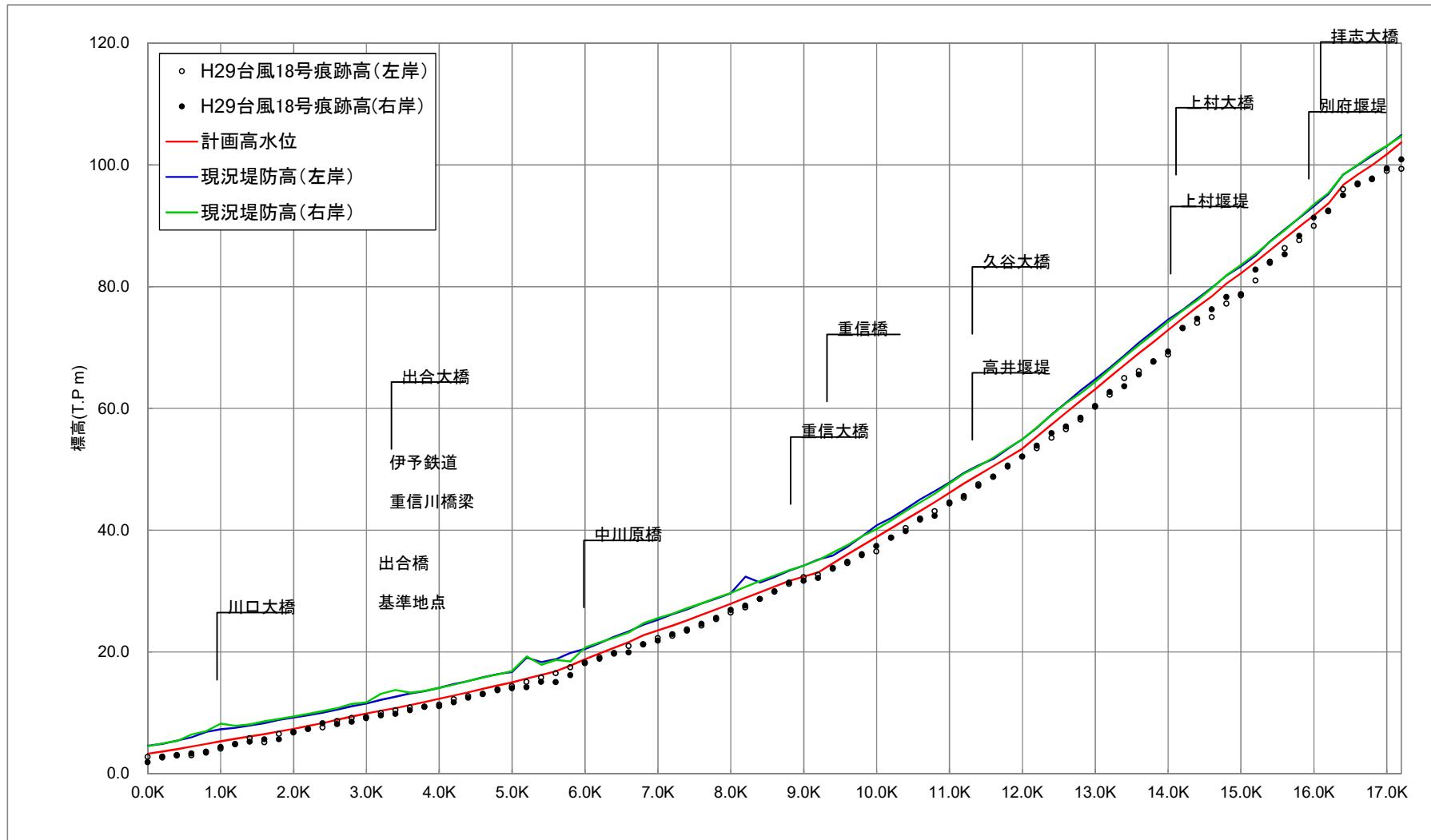


図 2.2.7 河道内の痕跡水位

(3) 重信川水位状況（水位観測所）

台風 18 号での出合水位観測所（重信川）と湯渡水位観測所（石手川）の河川水位のハイドログラフを図 2.2.8、図 2.2.9 に示す。

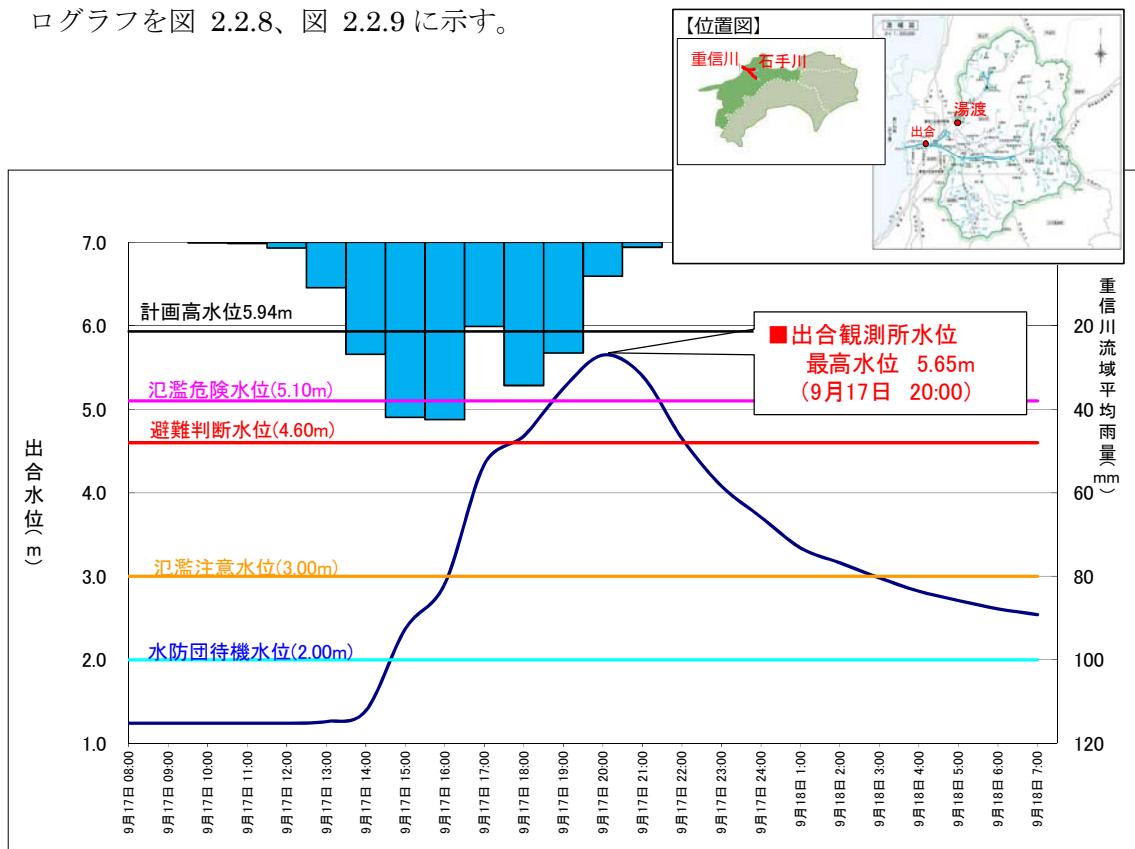


図 2.2.8 河川水位状況（出合観測所）

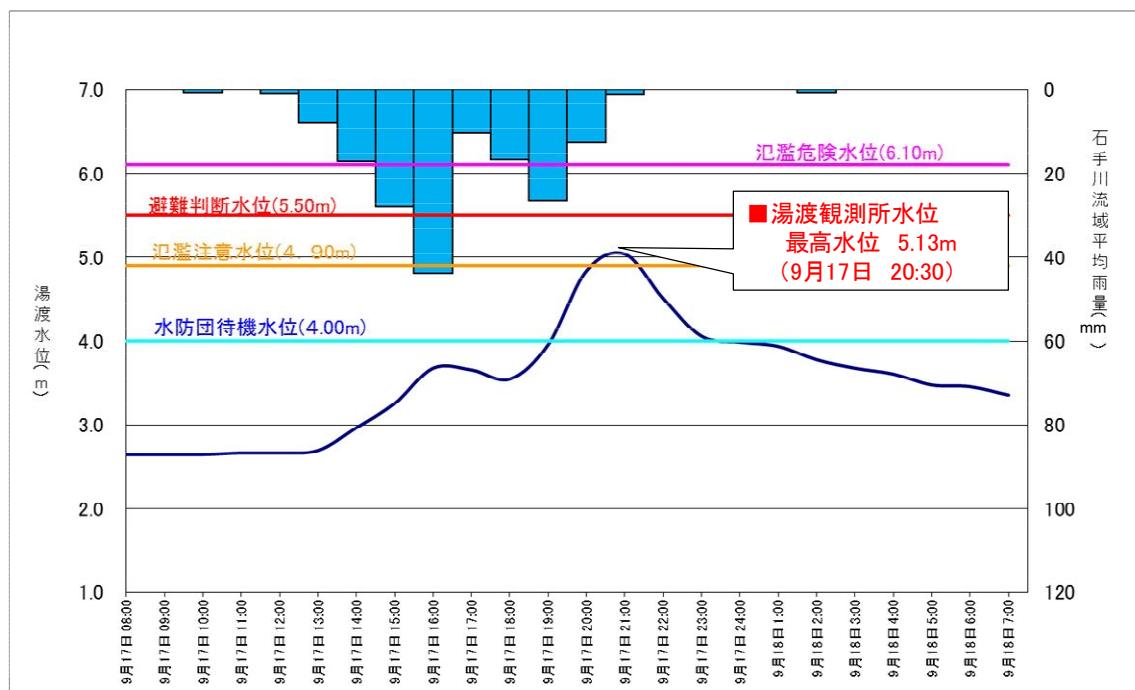


図 2.2.9 河川水位状況（湯渡観測所）

(4) 重信川水位状況（監視カメラ）

平常時と台風 18 号出水時の河川状況を撮影した河川監視用カメラの画像を図 2.2.10 に示す。



図 2.2.10 河川の水位状況（河川監視用カメラ）

2.3 被災概要

2.3.1 流域の被災概要

重信川直轄区間では、台風 18 号の降雨の直後に、図 2.3.1 に示す堤防漏水 14 区間・堤防護岸崩壊 3 箇所の河川管理施設の被災が確認された。

このうち、漏水に関する著しい被害として、右岸 2k500 における裏法すべり（写真①）と左岸 3k800 における噴砂・陥没（写真②）が発生した。



図 2.3.1 重信川全川の被災状況

2.3.2 漏水点検結果

詳細に漏水状況を把握するため、堤防除草後に漏水痕跡の目視点検を実施した結果、図 2.3.2 に示す箇所で漏水を確認した。その結果、以下の範囲で漏水が多発しており、新たに 14 区間の漏水を確認した。

- 重信川右岸 1k500～3k000 → 水路盛りこぼし部が主体。法面部の分布は単発的。
- 重信川左岸 1k100～2k000 → 水路盛りこぼし部が主体。法面部の分布は単発的。
- 重信川左岸 3k800～5k500 → 法面部が主体。単発的な漏水痕跡が距離をといて連続的に分布。

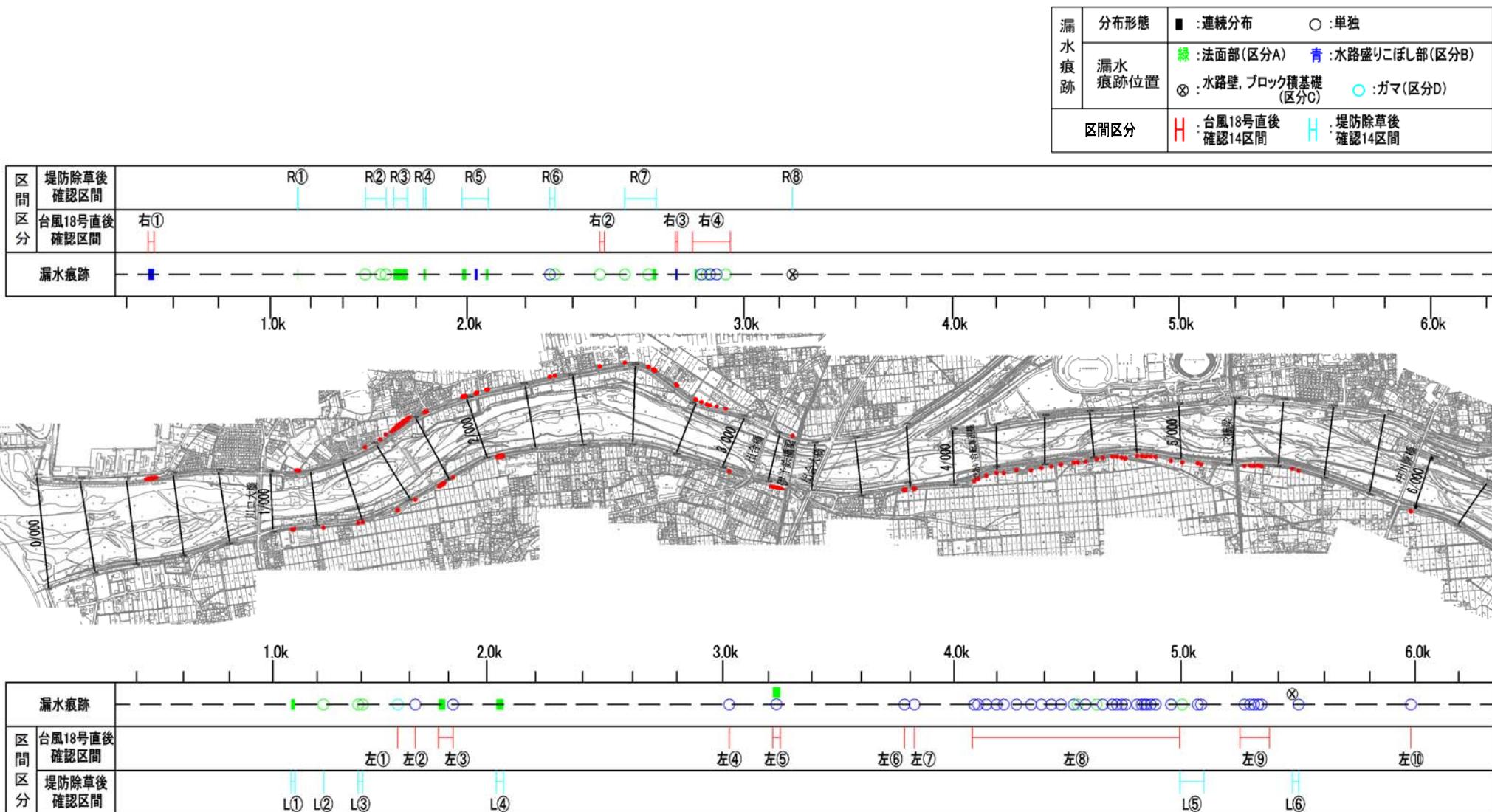
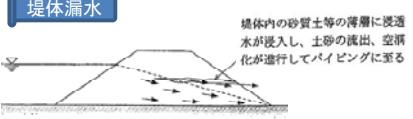
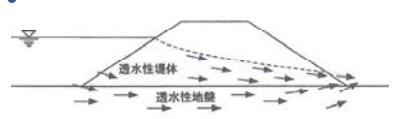
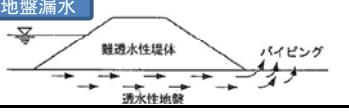


図 2.3.2 14 区間の漏水区間

確認された漏水は、その痕跡位置から、表 2.3.1 に示す4区分に大別した。

- ・区分 A : 堤防法面部から漏水が発生しているタイプ
- ・区分 B : 堤脚水路の側壁上部から漏水が発生しているタイプ
- ・区分 C : 堤脚水路やブロック積擁壁などの構造物から漏水が発生しているタイプ
- ・区分 D : 堤内地側において漏水が発生しているタイプ

表 2.3.1 漏水痕跡のタイプ区分の一覧

区分	漏水痕跡の位置	概 要	特 徴	浸 透 経 路
A	・法面部		単発的あるいは5m～20m程度の間隔で分布している場合が多い。	<p>堤体漏水</p> 
B	・水路盛りこぼし部		5m～20mの区間に50cm～1m程度の間隔で密集している場合が多い。	<p>複合漏水</p> 
C	・水路壁 ・ブロック積基礎		重信川左岸5k500付近の水路壁で確認。	
D	・ガマ		重信川左岸1k500で確認。	<p>基礎地盤漏水</p> 

3. 被災箇所における基礎的資料の収集整理

3.1 被災箇所の既往資料の整理

3.1.1 河道の変遷

(1) 河道と堤防の位置

被災箇所周辺の堤防の位置と河道の変遷を把握するために、昭和 22 年以降の空中写真を図 3.1.1 に整理した。被災箇所周辺における堤防の位置と河道は、昭和 22 年頃から現在に至るまで大きな変化はないことが確認された。

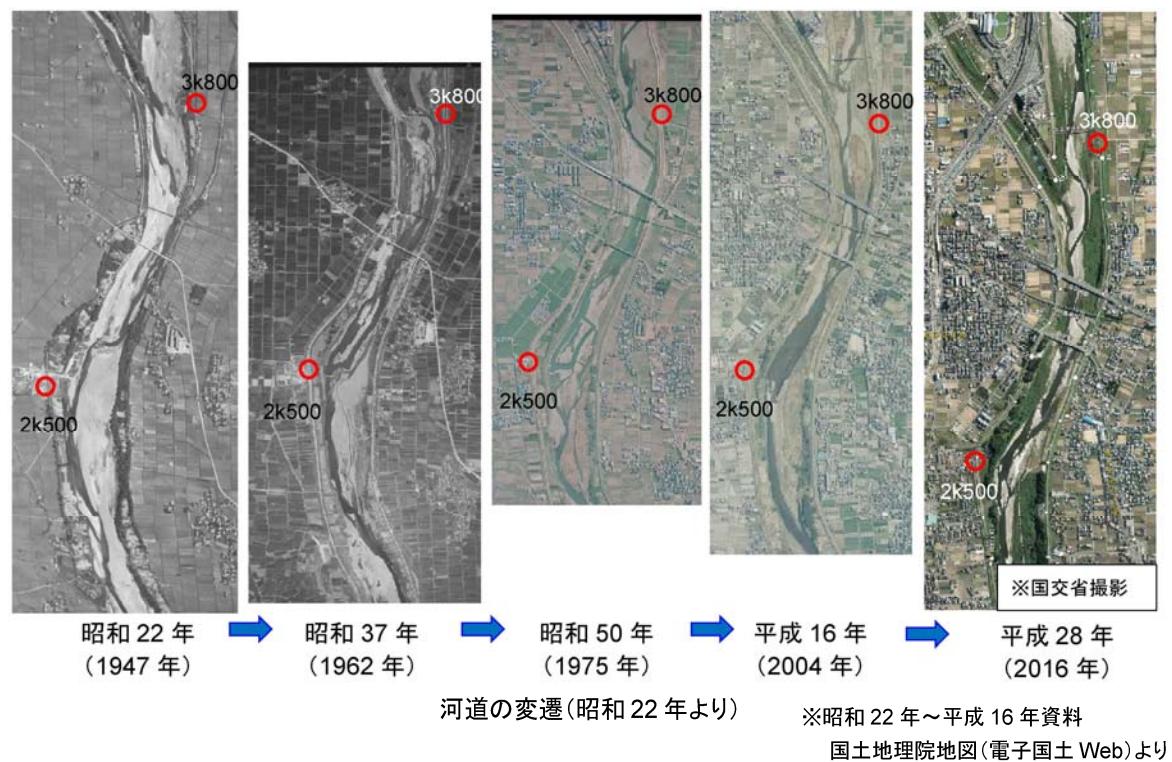


図 3.1.1 堤防位置・河道の変遷

(2) 最深河床の横断位置

委員会において、以下の指摘があったことから、平成 13 年度（過去洪水）の河道断面と近年（平成 27 年度）の河道断面の比較を行った。

今次出水までの戦後既往最大出水は、平成 13 年度に発生しているが、今次出水の被災箇所での被災等は報告されていない。その要因として河床の位置が変化し、浸透路長が短縮されたことが要因である可能性も考えられる。このことを踏まえ、今回の洪水と過去の洪水の違いについて、低水路の河床変化を整理すること。

平成 13 年度（過去洪水）の河道断面と近年（平成 27 年度）の河道断面を比較すると、右岸 2k500 付近では、図 3.1.2 に示すように、2k400 において右岸側堤防に近接する深掘れがやや改善されていることが確認された。2k600 では、被災を受けた右岸側において大きな変化はなかった。

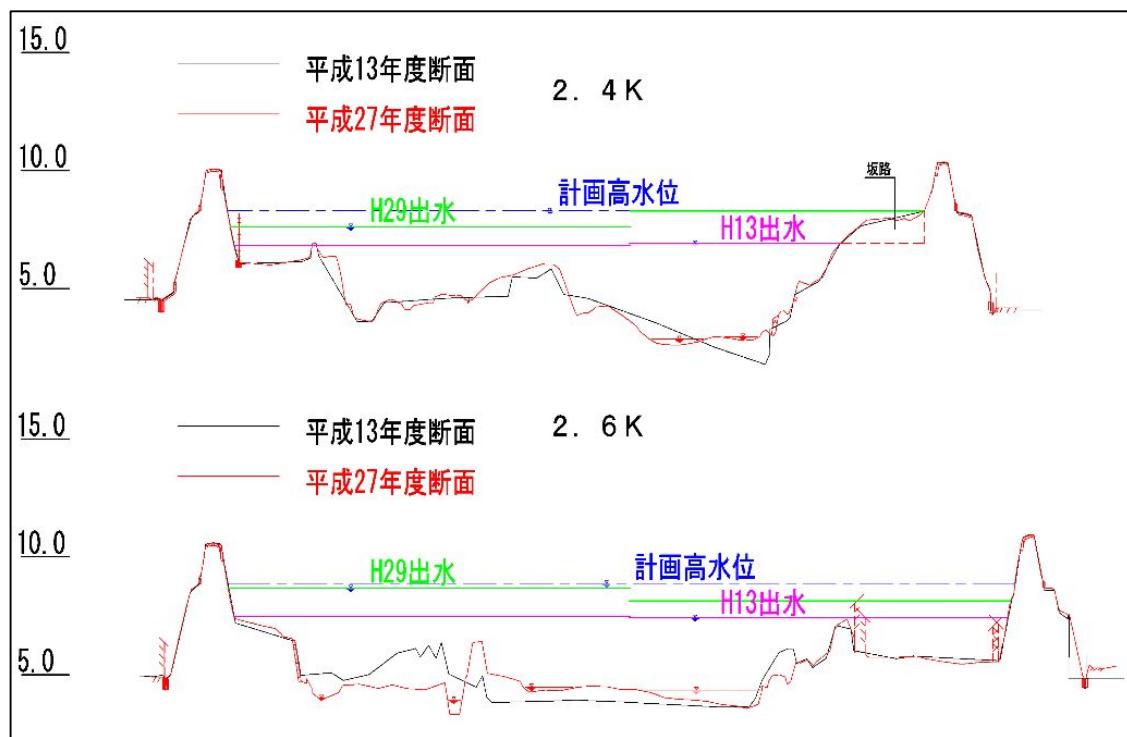


図 3.1.2 2k400 の近年（平成 27 年度）と過去洪水（平成 13 年度）における河道断面の比較

左岸 3k800 付近では、近年（平成 27 年度）において左岸側の深掘れの位置がやや堤防より離れていることが確認され、図 3.1.3 に示す。

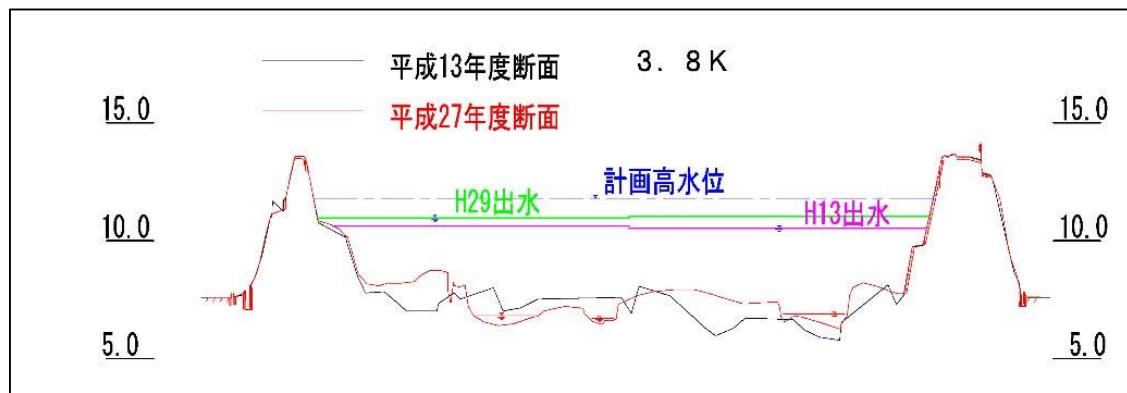


図 3.1.3 3k800 の近年（平成 27 年度）と過去洪水（平成 13 年度）における河道断面の比較

(3) 河床高さ

下流部の河床は、図 3.1.4 に示すように近年堆積傾向にあり、H13 洪水より H29 洪水の痕跡の方が高くなつた一因と考えられる。

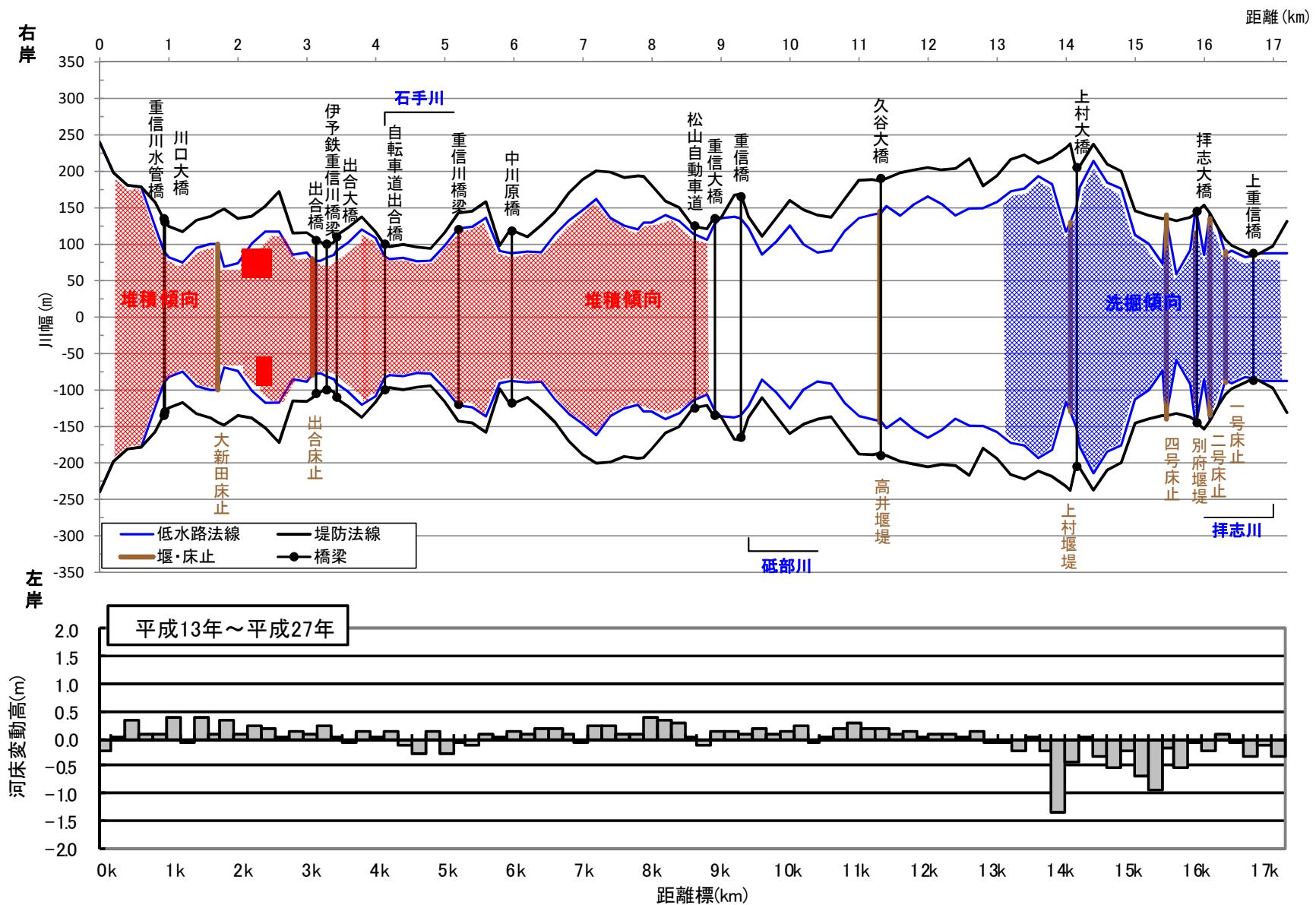


図 3.1.4 河道断面の比較

3.1.2 築堤履歴など堤防の履歴

(1) 築堤履歴

被災箇所における築堤履歴を図 3.1.5 に整理した。

右岸 2k 500 地点の築堤履歴は、昭和 17 年以前において現況堤防の堤内側に現在の小段高さ相当の堤防が築造されていたと推定される。これ以降に、主に昭和 22 年と昭和 40~41 年の二段階で概ね現況の堤防に近い形状まで築堤されたものと推定される。

左岸 3k 800 地点の築堤履歴は、昭和 17 年以前において現況堤防の堤内側に現在の小段高さ相当の堤防が築造されていたと推定される。これ以降に、主に昭和 21 年~24 年と昭和 33~34 年の二段階で概ね現況の堤防に近い形状まで築堤されたものと推定される。

両箇所とも築堤工事の詳細は不明であり、材料土の調達先も不明である。

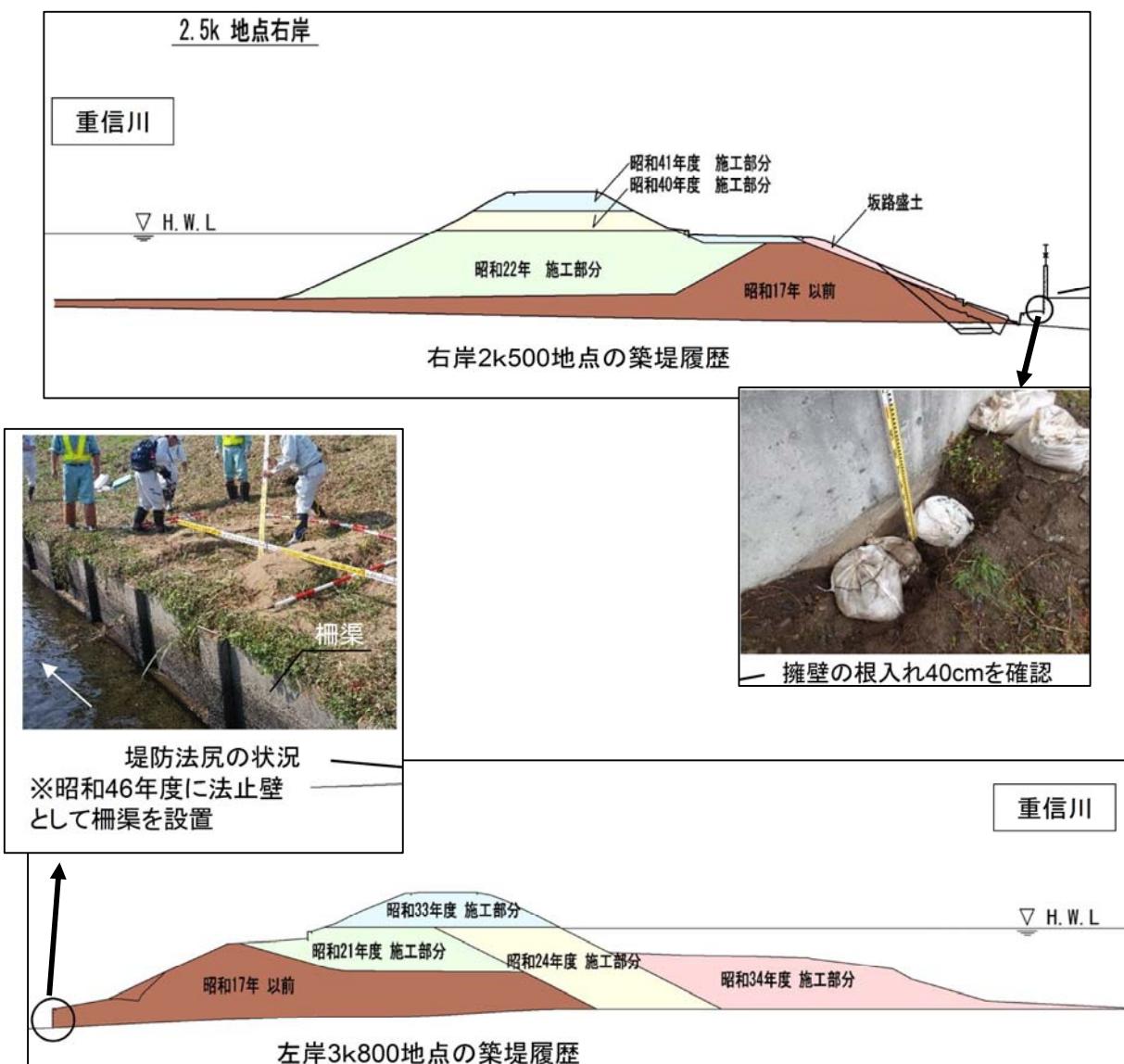


図 3.1.5 堤防履歴概要図

(2) 堤体内的旧護岸

重信川河川堤防では、平成 27 年度と平成 28 年度に続けて堤防天端の変状が発生した。このうち平成 27 年度の船川地区での陥没では、試掘調査で旧護岸が確認され、堤体内の「みずみち」の形成などが発生要因と推定している。重信川河川堤防における旧護岸の分布状況については、図 3.1.6 に示す古地図の読み取りから、国管理区間（約 34km）のうち約半分（約 15km）の区間に堤体内に存在する可能性があることが確認された。

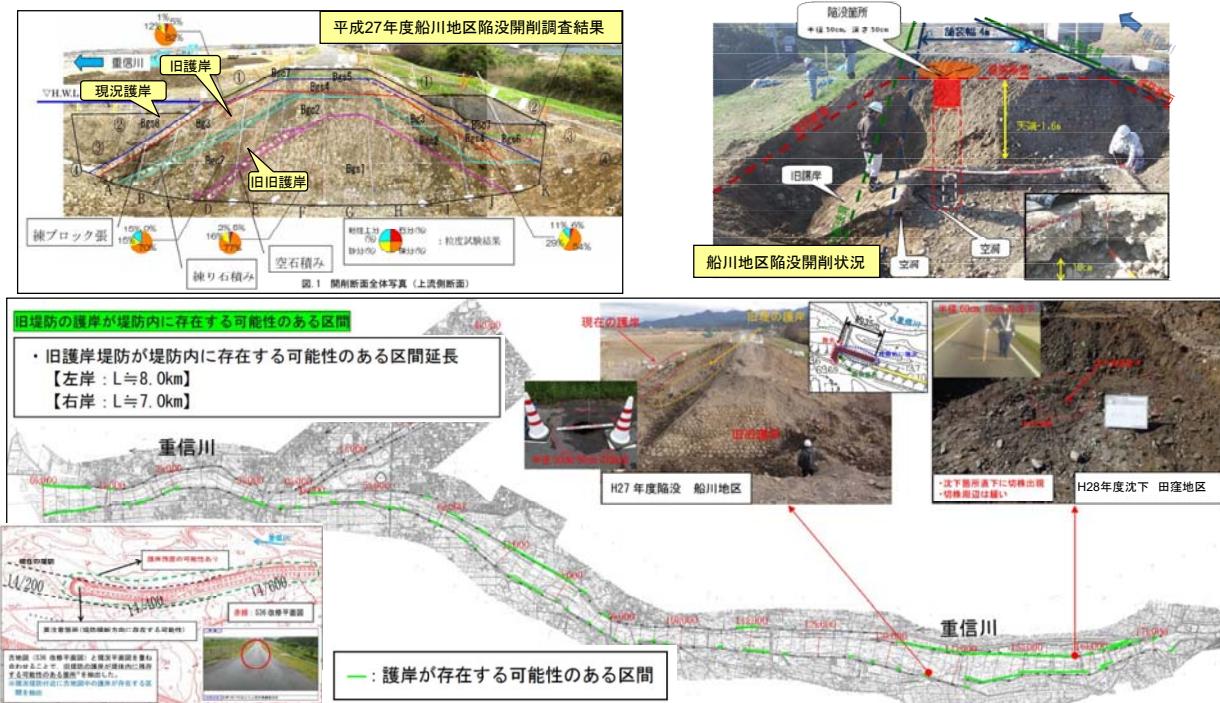


図 3.1.6 旧堤防が存在する可能性のある区間

(3) 既往堤防開削調査結果

被災が発生した重信川下流域における堤防土質を把握することを目的として、既往の堤防開削調査の結果を図 3.1.7 にまとめた。重信川河川堤防盛土の特徴として、河床性の砂礫が多く用いられていることが挙げられる。

重信川左岸 3k200 の堤防開削調査結果では、堤防土質は礫混じり砂が主体で、最大礫径は $\phi 15\text{cm}$ 程度であることが確認された。

重信川の中流部にあたる左岸 8k700 の堤防開削調査結果では、堤防土質は玉石混じりシルト質砂礫が主体で、最大礫径は $\phi 40\text{cm}$ 程度であることが確認された。

なお、重信川左岸 3k200 の開削調査結果から、昭和 18 年以前の築堤では、堤防材料にシルト質細砂を多く含むことが特徴であることが推定される。

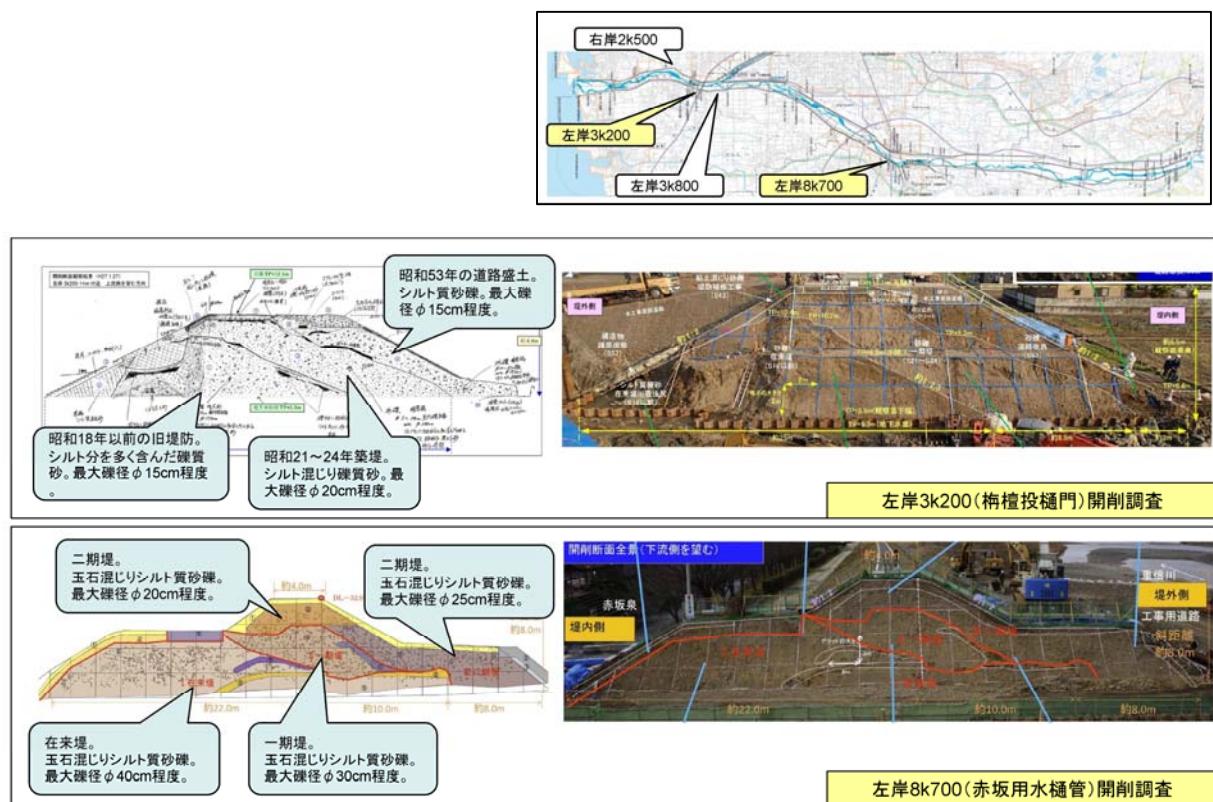


図 3.1.7 被災箇所近傍における開削調査結果

3.1.3 決壊履歴

図 3.1.8 に示す既往資料より、昭和 18 年 7 月台風に伴う大洪水によって、川沿い 8 箇所の堤防が決壊したことが確認された。なお、決壊箇所は×印で示されているため局所的に発生しているように見えるが、実際は縦断方向に長く決壊している箇所もある。当時の堤防の高さは、現況川裏小段と概ね同等の高さであったことが築堤履歴から推定されている。

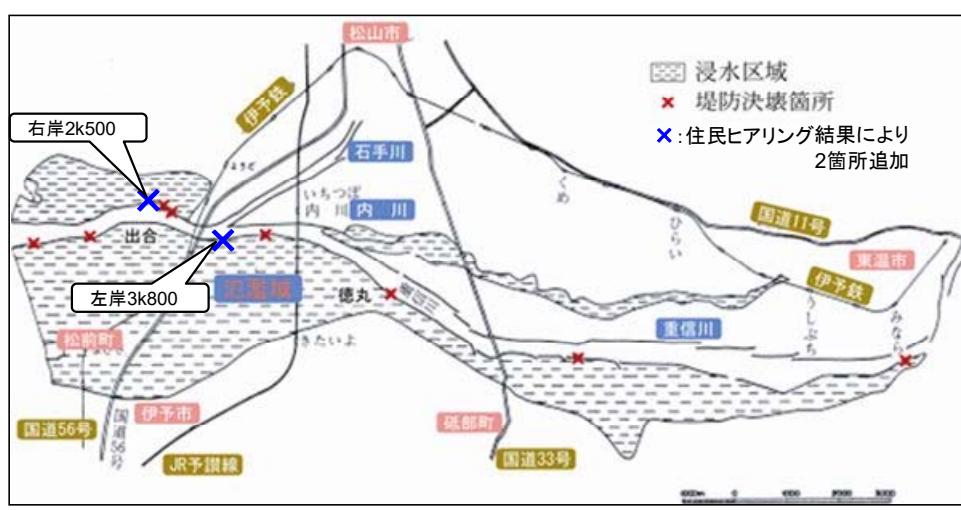
今回被災箇所の右岸 2k500 と左岸 3k800 において、地元関係者にヒアリングしたところ、両箇所とも決壊したという証言が得られた。

(1) 重信川右岸 2k500

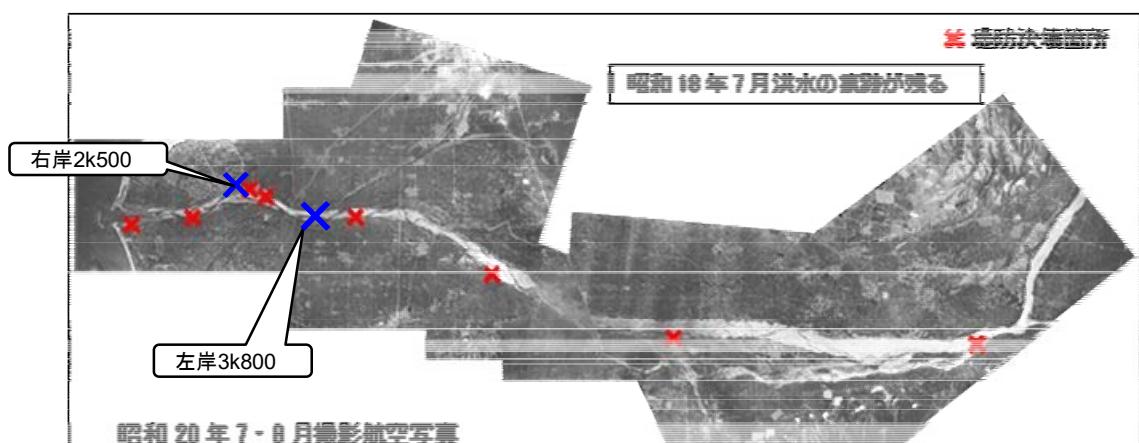
重信川右岸 2k500 では、今回被災箇所で昭和 18 年に決壊したとの証言を得た。決壊の状況は現在の浄水場の前を中心に延長 180m にわたって決壊したことであった。

(2) 重信川左岸 3k800

重信川左岸 3k800 では、今回被災箇所で昭和 18 年と昭和 20 年の 2 回にわたり決壊が発生したとの証言を得た。昭和 20 年の決壊時には、今回の被災箇所から決壊が発生し、徐々に下流側に広がり、約 40m 下流まで広がったとのことであった。



×:住民ヒアリング結果により 2 箇所追加



昭和 18 年 7 月台風に伴う決壊箇所 ※「重信川水系河川整備計画」(平成 20 年 8 月)に追記

図 3.1.8 重信川における決壊履歴箇所

3.2 被災箇所の堤防データの整理

3.2.1 治水地形分類図

今次出水における漏水箇所と地形分類との関連を把握することを目的として、漏水痕跡の分布状況を図 3.2.1 の治水地形分類図に記入した。その結果、旧河道以外においても漏水痕跡の分布が見られ、漏水箇所と地形との関連性は低いものと判断した。

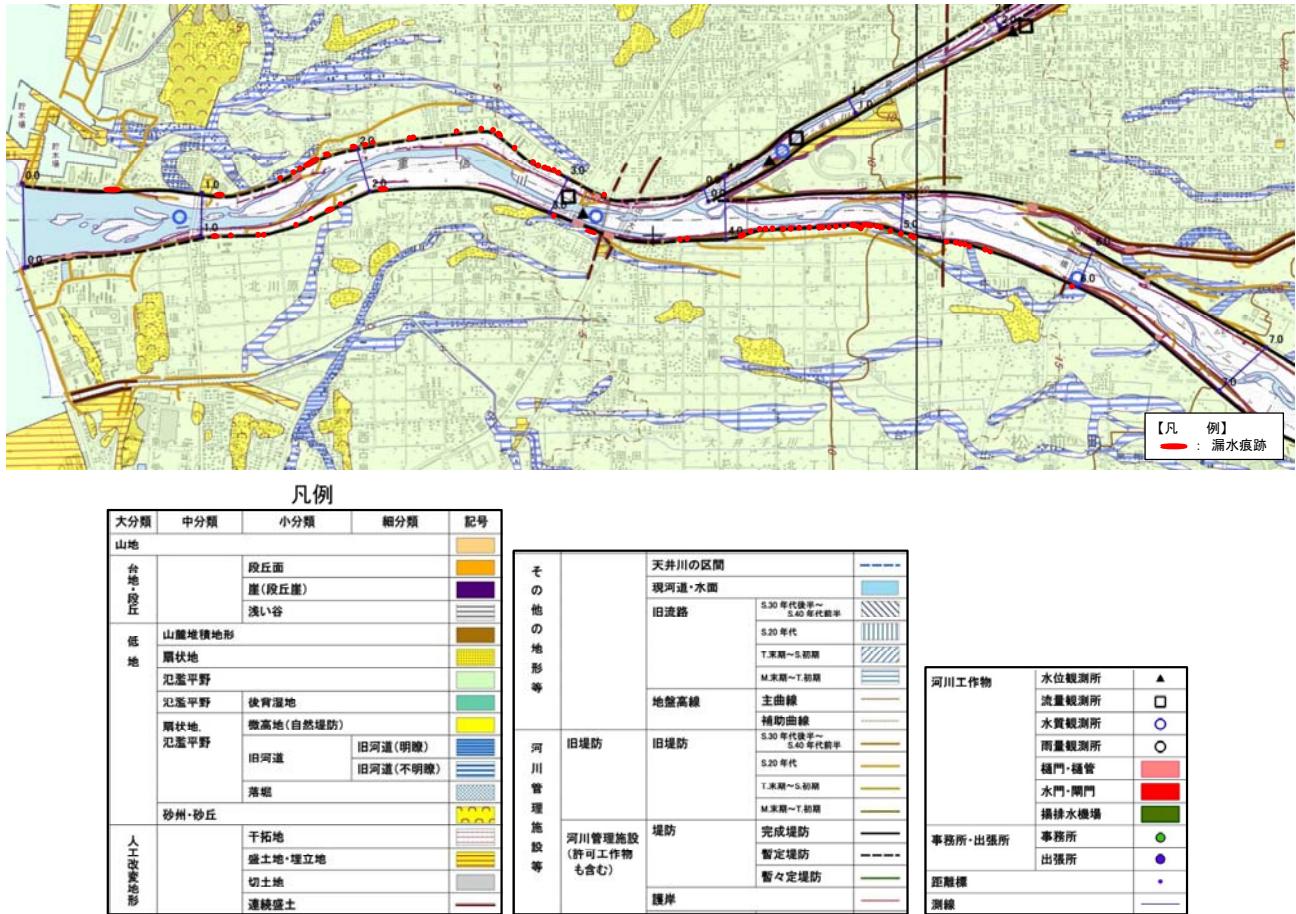


図 3.2.1 治水地形分類図

3.2.2 背後地の利用状況

地形の観点から見る場合の指標として、背後地の利用状況を挙げることができる。これは、土地利用は地形を反映している場合が多いと考えられるためである。ここでは背後地の利用状況を図 3.2.2 に示す 7 種別に区分し整理を行った。

重信川 0k～7k では、水田と住宅地がそれぞれ 30%程度を占め、畑と工場がそれぞれ 15%程度を占めている。一方で、漏水区間に限っては、50%程度が水田であり、住宅地が 25%程度となる。

水田は地形的に集水しやすい地盤高の低い箇所で作付けされる場合が多いためと考えられ、逆に、比較的地盤の高い位置に作付けされることが多い畑では漏水痕跡はあまり見られてないことが確認された。なお、住宅や工場は、土地造成を行っていることが多いため、地形的な関連性は低いと考えられる。これらから、堤内地盤高の低い位置で漏水痕跡が多くみられる傾向があると推定した。

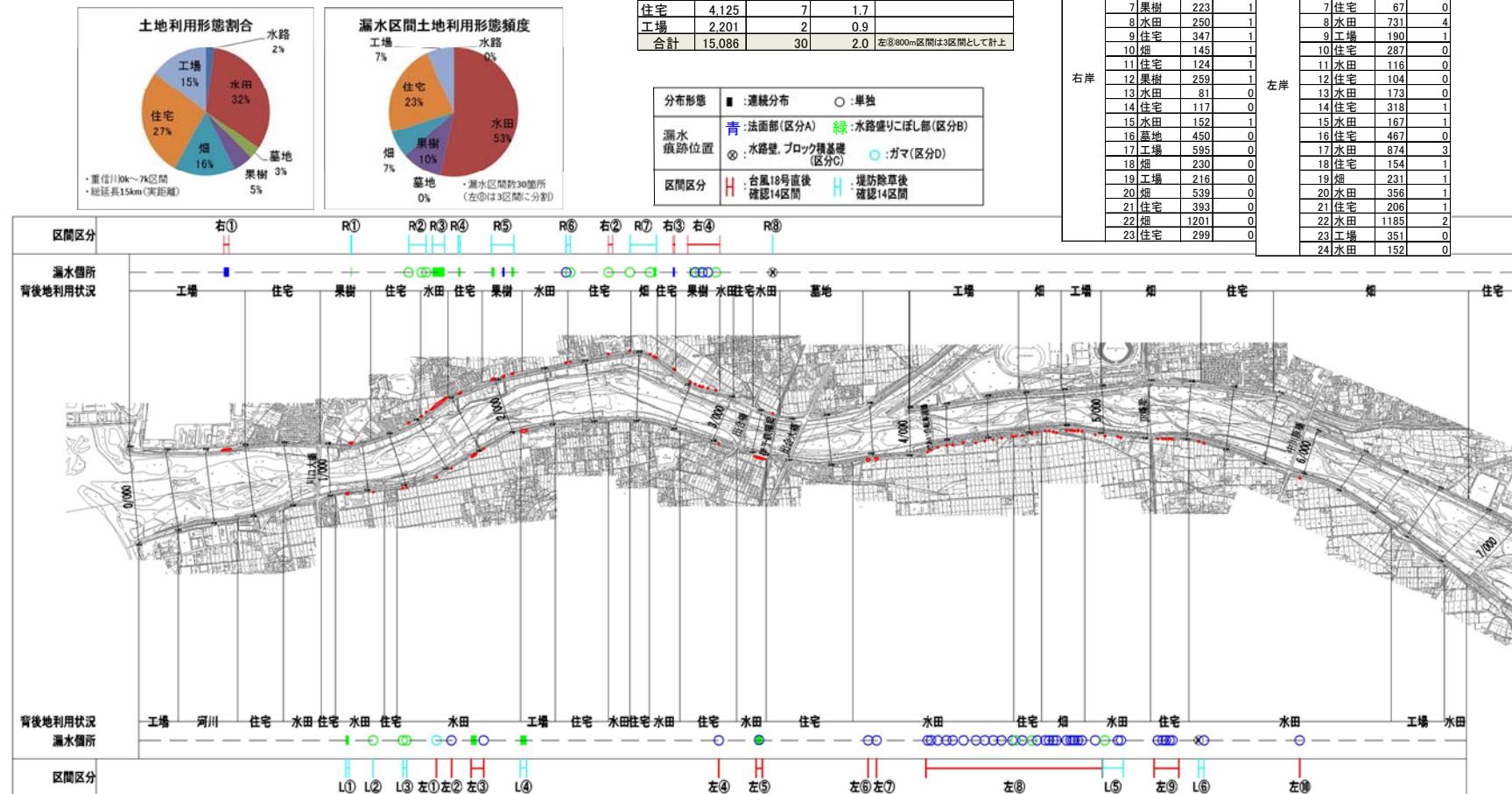


図 3.2.2 漏水区間と背後地利用状況

3.2.3 水頭差、平均動水勾配、盤膨れ指標

(1) 漏水区間と水頭差

痕跡水位と堤内地盤高との差である水頭差の縦断分布状況を図 3.2.3 に整理した。

水頭差が 2.5m 以上となる箇所において、漏水痕跡が多く確認されている。

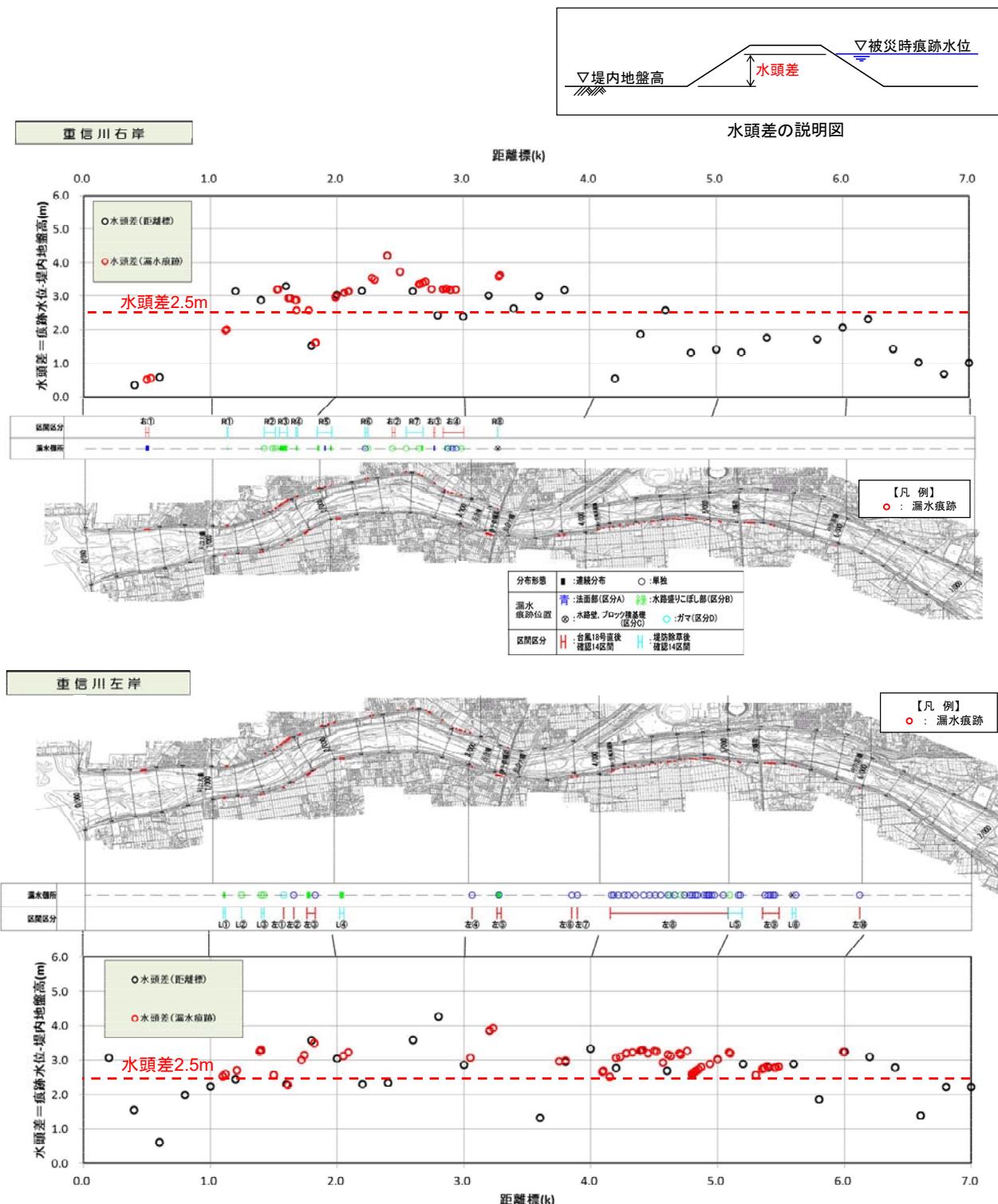


図 3.2.3 漏水区間と水頭差

(2) 漏水区間と平均動水勾配(右岸)

水頭差と浸透路水平延長との比である平均動水勾配の縦断分布状況を図 3.2.4 に整理した。

平均動水勾配が 0.08 以上となる箇所において、漏水痕跡が多く確認されている。

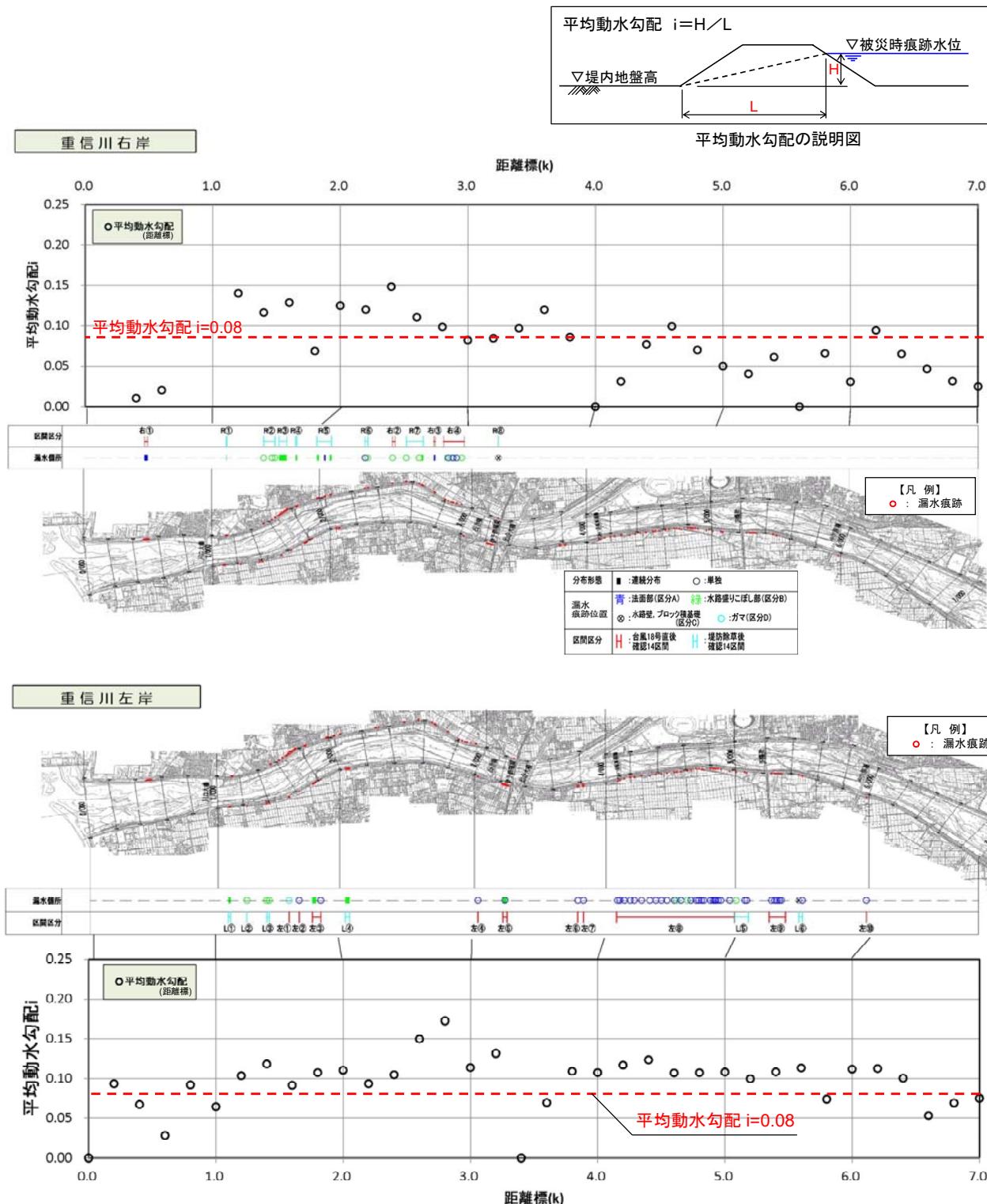


図 3.2.4 漏水区間と平均動水勾配

(3) 漏水区間と盤膨れ指標

堤防法尻部における透水性の高い基礎地盤 (Ag 層) より上部層の厚さ (堤内地盤高-Ag 層標高) と上部層に作用する水頭 (痕跡水位・堤内地盤高) との比を盤膨れ指標として縦断分布状況を図 3.2.5 に整理した。

盤膨れ指標が小さい箇所 (1.00 以下) で漏水痕跡が多く確認されている。

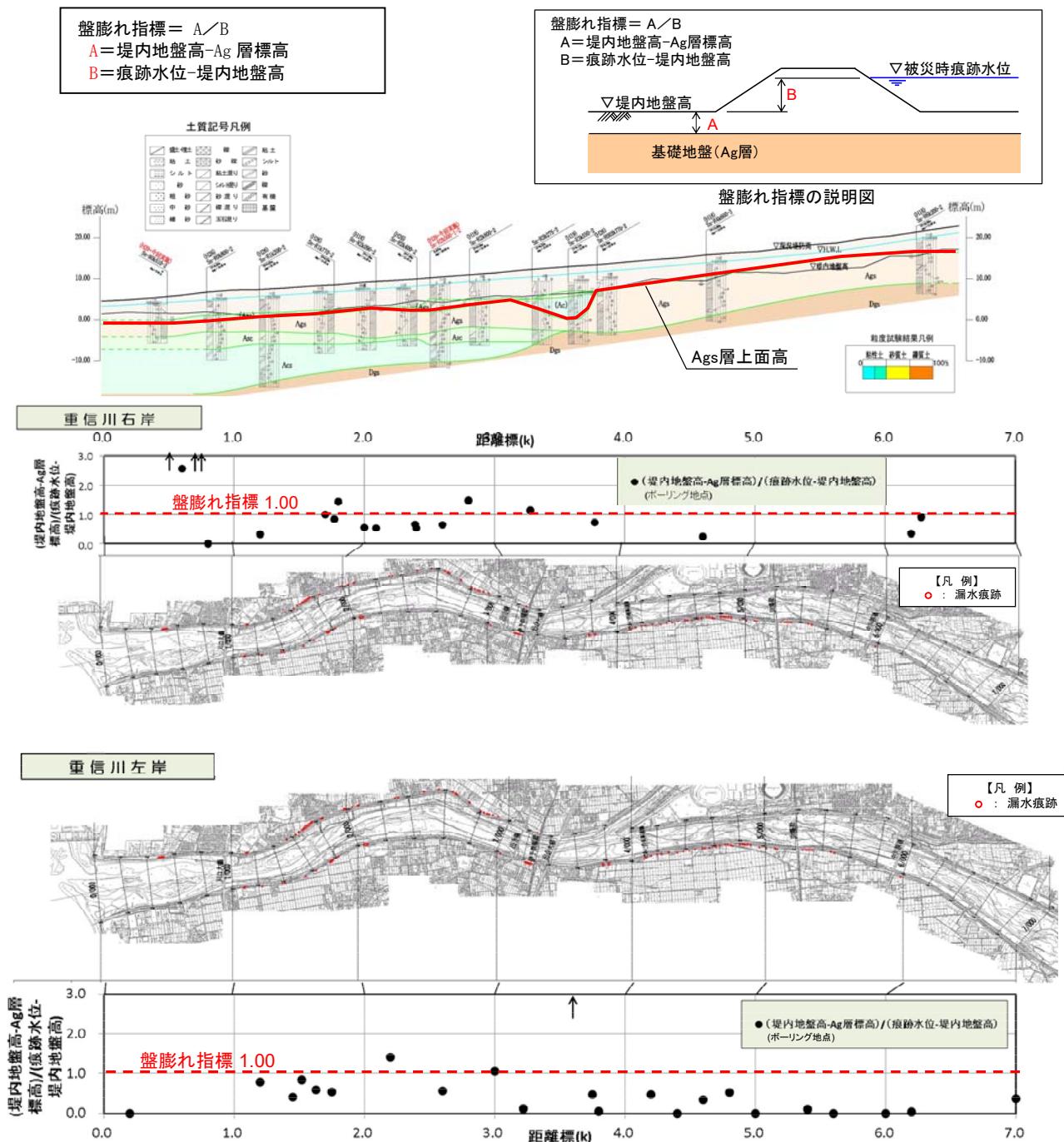


図 3.2.5 漏水区間と盤膨れ指標

3.2.4 寺勾配

委員会において、以下の指摘があったことから、図 3.2.6 に示す右岸 2k500 の被災箇所周辺の既往の定期横断と出水後に実施した横断測量の結果を重ね合わせ、経年変化を確認した。

右岸 2k500 の被災箇所の前後区間では堤防川裏法面が寺勾配となっているように見える。この寺勾配が今回の出水によって変形している可能性がある。このことを踏まえ、過去の定期横断測量図などで状況を把握すること。

H10 年以降の定期測量横断を重ね合わせた結果、H10 以前より寺勾配の様相を呈していることが確認することができ、今回の出水前後で顕著な進行は確認できなかった。

なお、右岸 2k400 の堤防法尻部における水路脇の盛り上がりは、当該区間のみ小段幅が広く、周辺と同じ法勾配としたことが原因と想定した。また右岸 2k600 の堤防法尻部における水路脇の平場は、H10 に堤防補修工事を行った際に形成されたものと想定した。

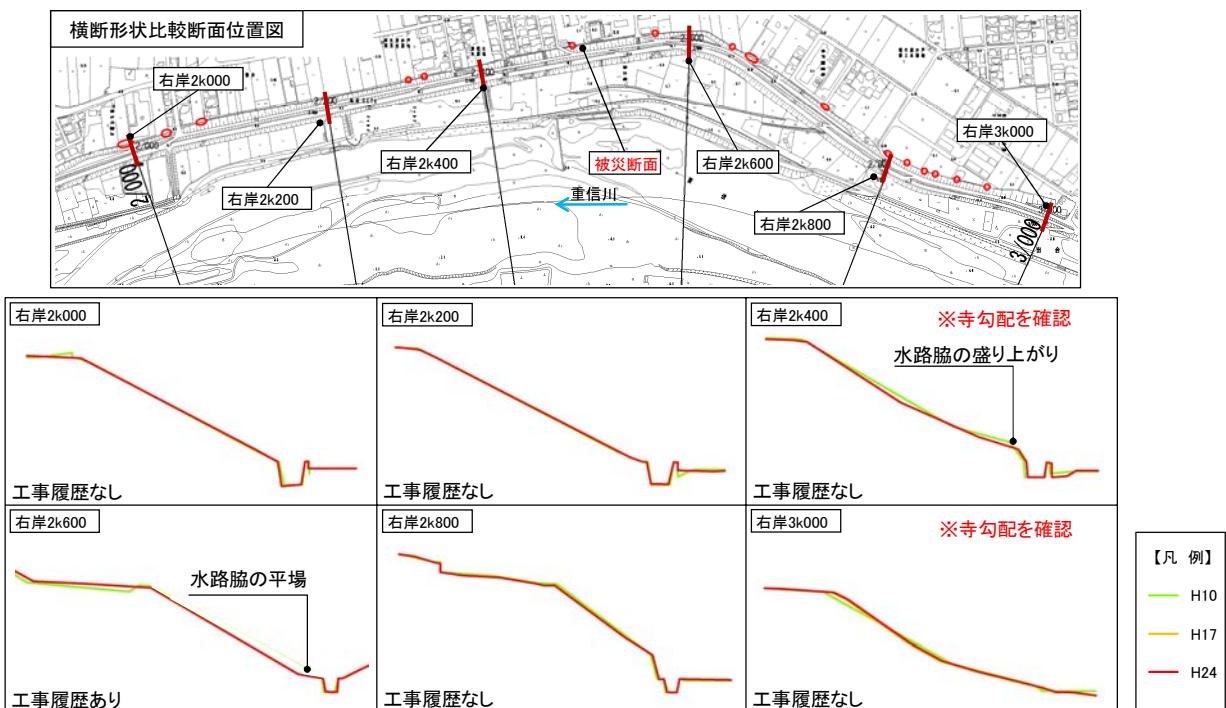


図 3.2.6 右岸 2k500 周辺の堤防の寺勾配の整理結果

4. 右岸 2k500 の被災要因の特定

4.1 被災箇所の試掘調査結果

4.1.1 被災状況

重信川右岸 2k500 では、図 4.1.1 に示すように、堤内側の小段より下部の法面における法尻部で、延長 23.5m 程度、高さ 1.5m、横断幅 3.6m 程度の法すべりが発生した。

被災時痕跡水位より水頭差は約 4.0m、高水敷の冠水深は約 3.0m であった。

また、すべり箇所の下流約 4m 程度の箇所で、法尻に設置されている水路の底版より噴砂口が確認された。

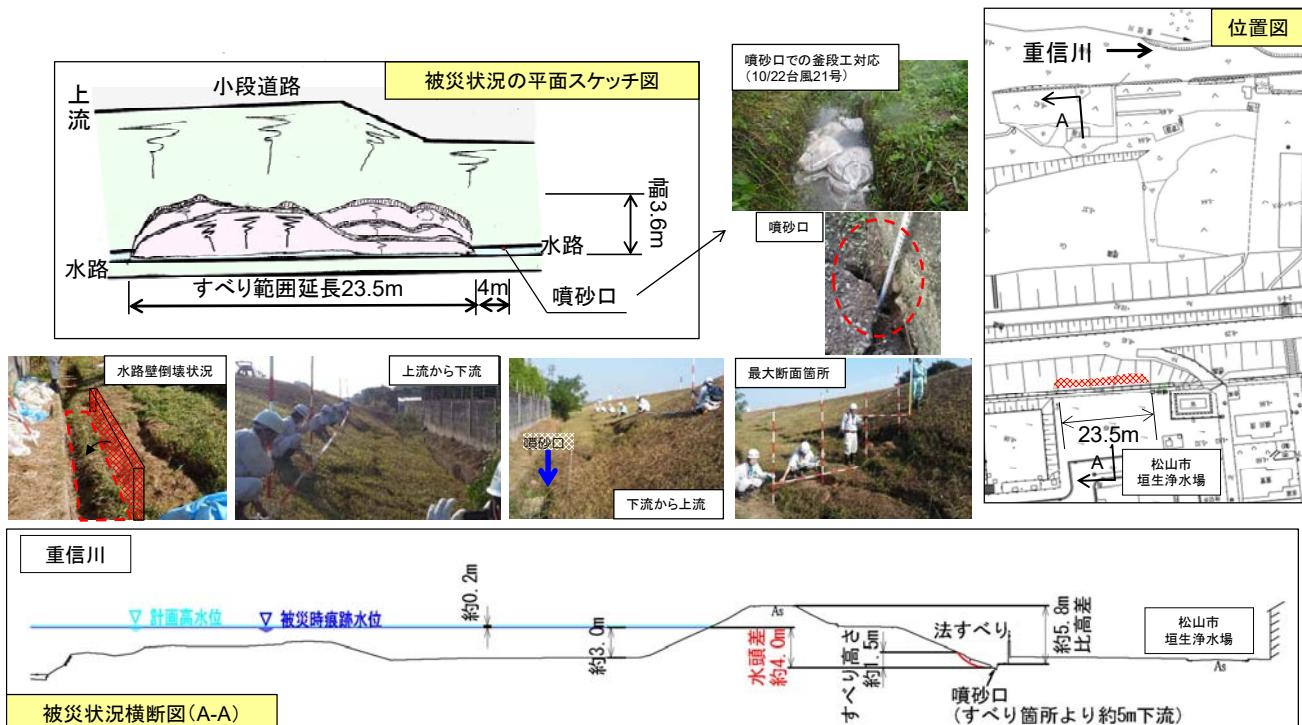


図 4.1.1 重信川右岸 2k400 被災状況

4.1.2 ポーリング調査結果

(1) 地形・地質の状況

被災箇所は、図 4.1.2 の治水地形分類図に示すように、氾濫平野に区分される箇所であった。地元住民に対するヒアリング調査と既往資料から昭和 18 年に決壊履歴があると考えられた（「3.1.3 決壊履歴」参照）。

図 4.1.2 の土質想定断面図に示す堤防盛土は、昭和 17 年以前のものは $\phi 5\text{cm}$ 程度の礫を混入する細砂が主体であり、昭和 22 年以降のものは砂礫が主体であった。

盛土直下の沖積層 Asg は、 $\phi 3\sim 5\text{cm}$ 程度の礫を含む粗砂主体の土層で、厚さ 2m～4m 程度堆積していると想定した。その下位には、重信川流域で卓越して分布する透水性の高い沖積砂礫層 Ags が厚さ 5m～9m 程度堆積していると想定した。

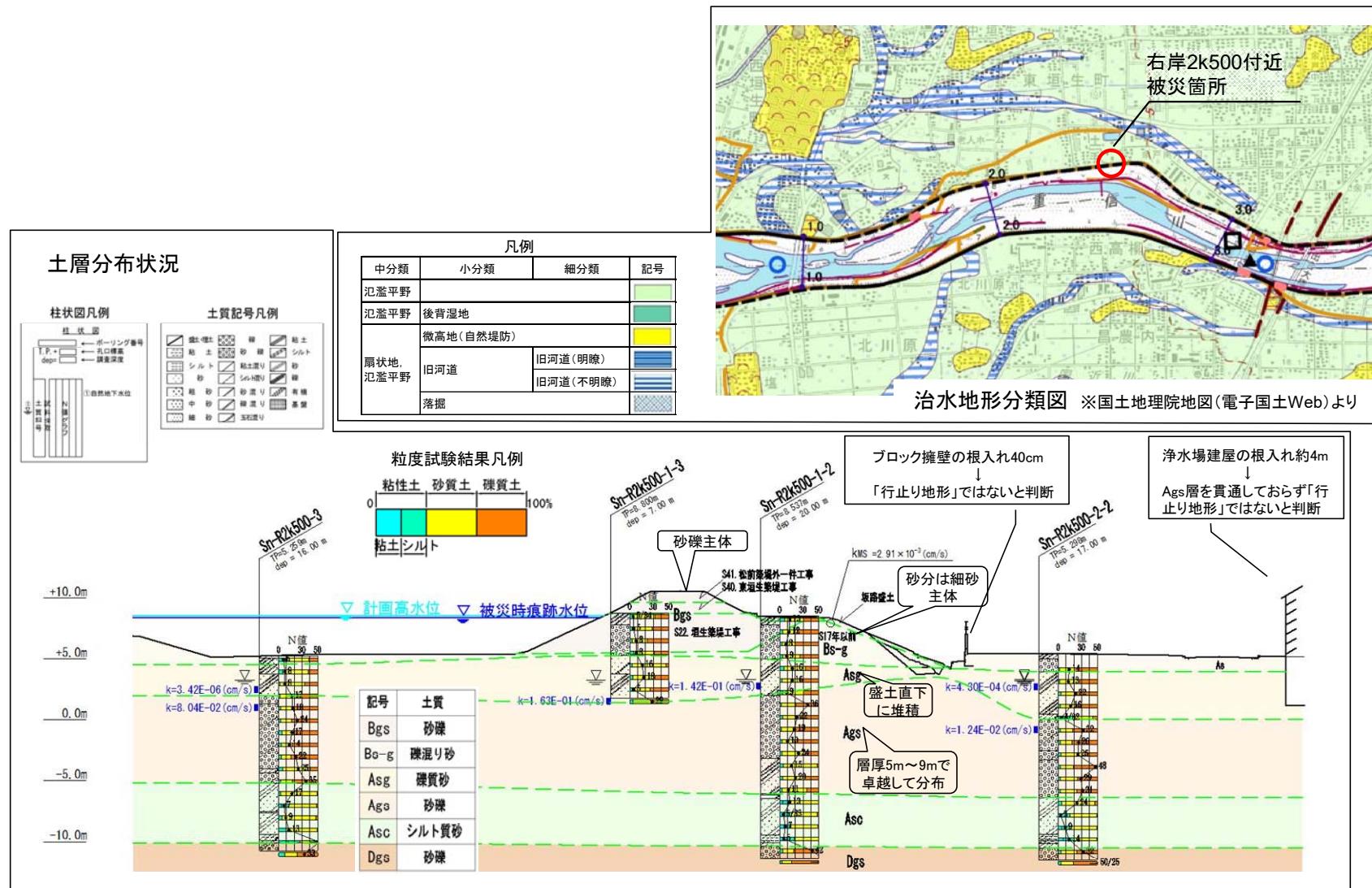


図 4.1.2 土層分布状況・治水地形分類表

(2) 縦断的地質分布状況

決壩箇所周辺の堤防縦断方向の土質想定縦断図を図 4.1.3 に示す。

石手川の合流点である 3k800 付近を境界として、上流では盛土直下に Ags 層が分布していると想定した。これより下流側では、盛土層の下位に Ags 層が層厚 1~3m 程度堆積していると想定した。

右岸 3k275~3k550 では Ags 層の下位に層厚最大 5m 程度の粘性土層が堆積しているが、他では確認されていないことから局所的なものと考えられた。

盛土は砂礫主体であるが、砂分が主体の箇所もみられ、ばらつきが大きいものであった。

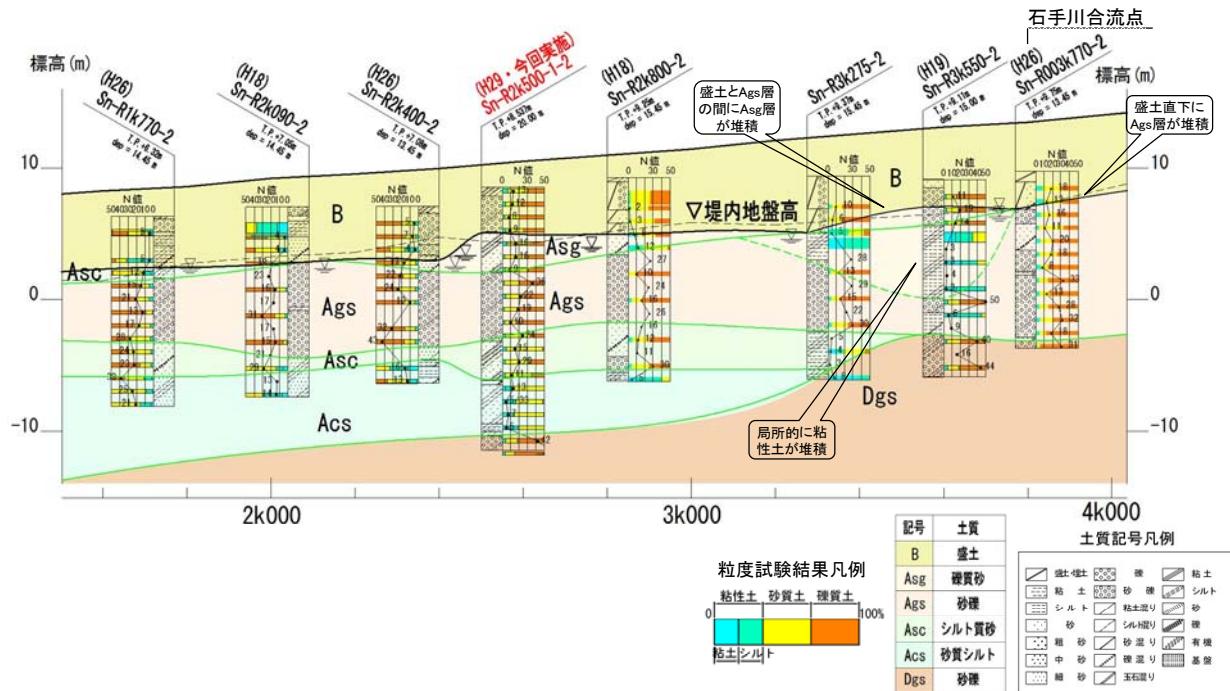


図 4.1.3 縦断的土質分布状況

4.1.3 試掘調査結果

重信川右岸 2k500 では、図 4.1.4 に示すように法すべりの上下流端と噴砂箇所の計 3 箇所で試掘を実施した。

(1) 土質特性

有機質分を多く含む表土は概ね 30cm 程度であり、その下位には近傍の坂路施工時の真砂土が堆積していた。厚いところで約 1m 程度であった。その下位には暗褐色の礫分を含む細砂が主体となる盛土 Bs-g が堆積していた。この層は下部に行くに従い礫分が少なくなり、シルト混じり砂状を呈するものであった。

盛土の下位は礫分を多く含む礫質砂である Ags 層であった。砂は粗砂主体であり、細粒分はほとんど含まないものであった。その下位の Ags 層は透水性の非常に高い砂礫層であった。

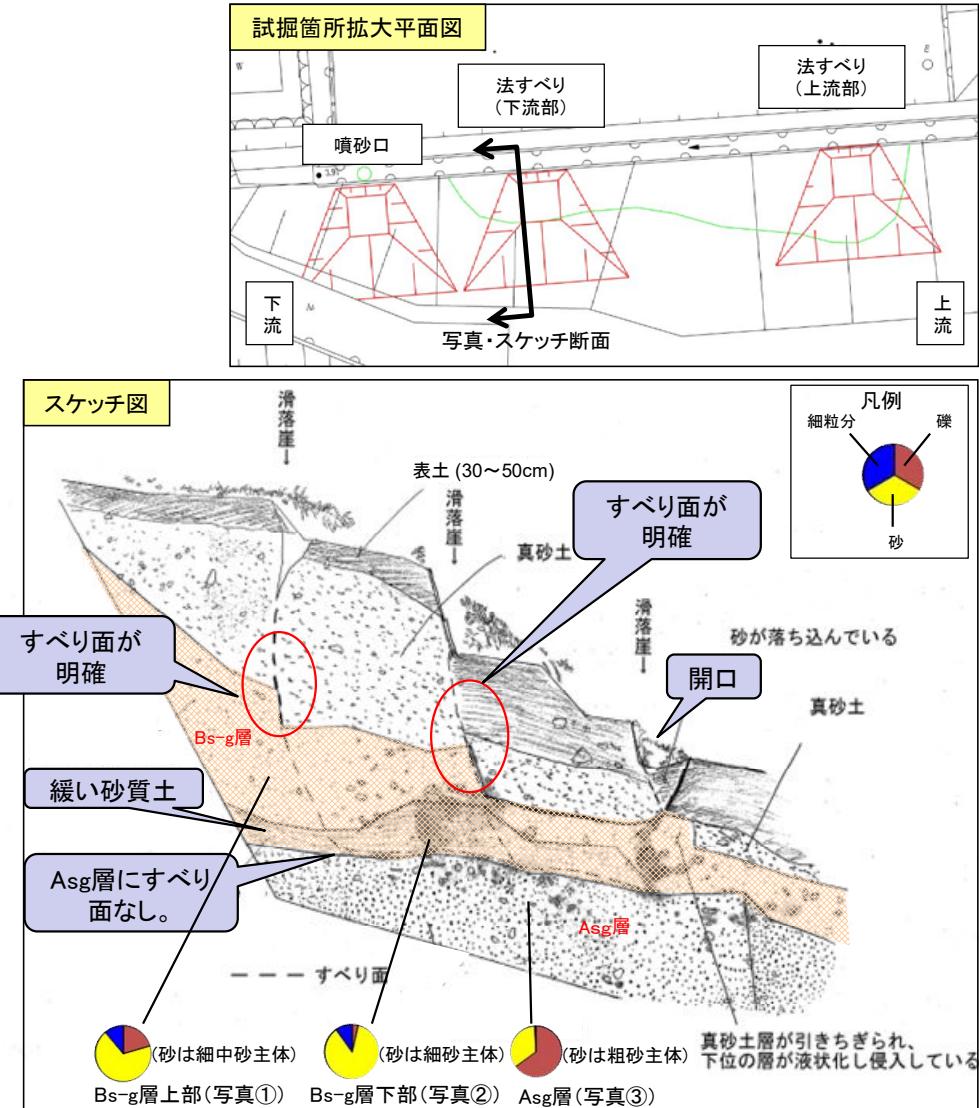
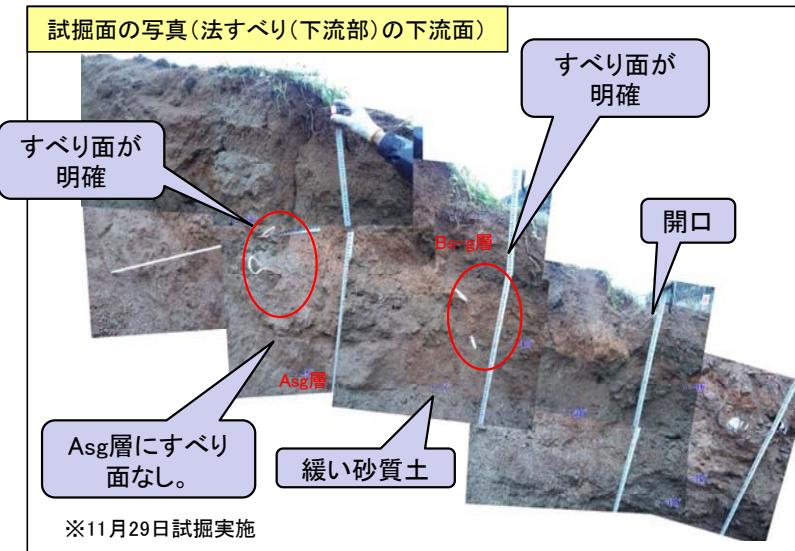


図 4.1.4 試掘調査結果 (重信川右岸 2k500)

4.2 要因分析

4.2.1 浸透流解析による分析

(1) 解析モデルの設定

浸透経路の確認及び、被災メカニズムを解明するために、非定常浸透流解析を行った。

被災箇所の横断測量結果、ボーリング調査結果、試掘調査結果をもとに図 4.2.1 に示すような地盤モデルを設定し、土質調査結果をもとに地盤定数を設定した。実施に先立ち、委員会において以下の指摘を受けたことから、結果の整理において漏水経路を明確にした。

対策工の選定においては漏水経路を考慮する必要がある。よって、漏水経路が堤体なのか基礎地盤なのか判断できる浸透流解析を実施すること。

このことを踏まえ、結果の整理において漏水経路を明確にした。

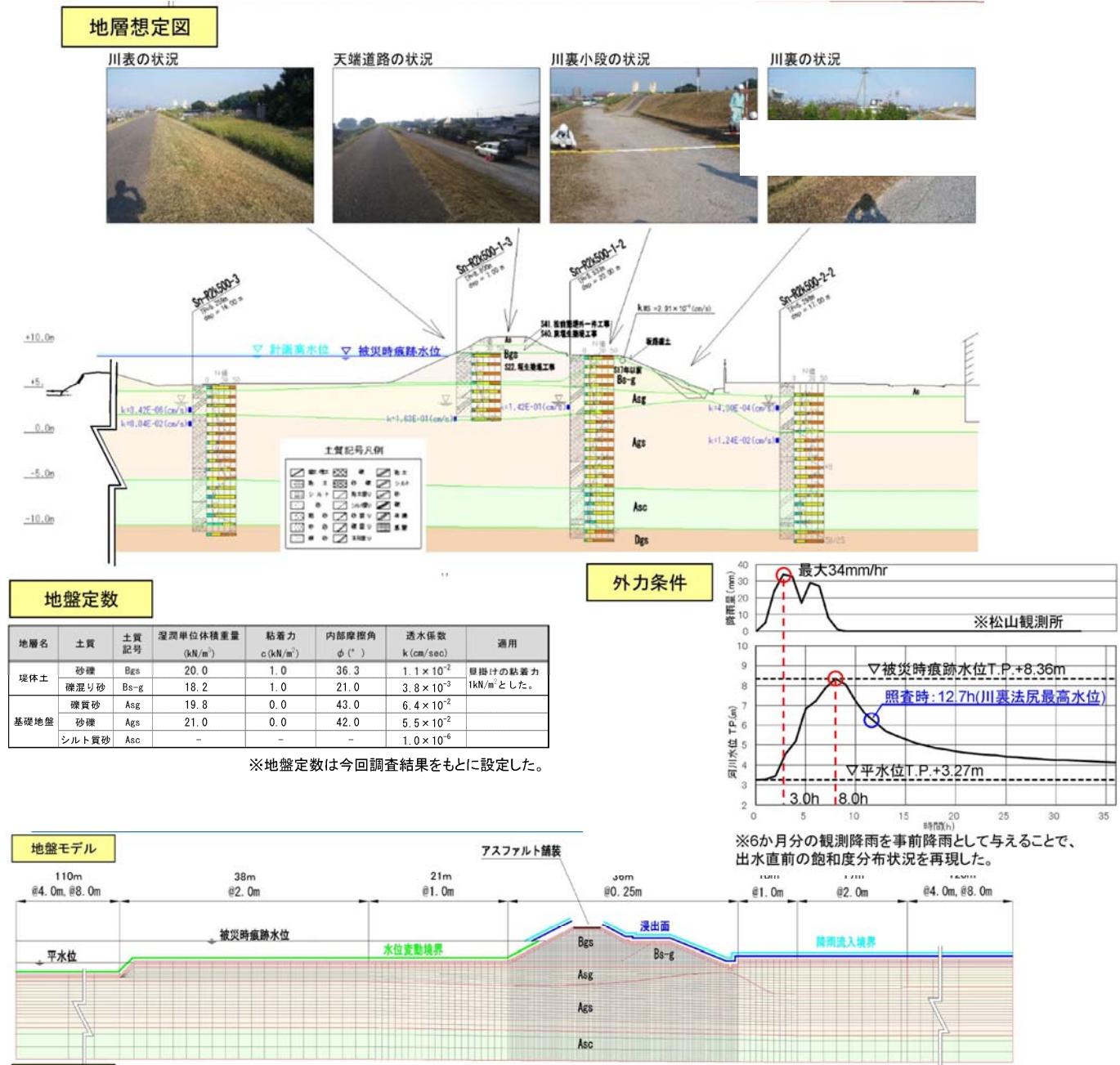


図 4.2.1 地盤モデル図（重信川右岸 2k500）

(2) 解析結果

川裏堤脚水路周辺に基礎地盤 (Asg 層) からの浸出水が集中しているため、漏水経路は基礎地盤であることが確認できた (図 4.2.2-図 2 参照)。

川裏法尻付近において、盛土層 (Bs-g 層) へ高い水圧が作用していることが確認できた (図 4.2.2-図 3 参照)。

被災箇所と同位置において、すべり破壊に対して安定性を確保できていないことが確認できた (図 4.2.2-図 4 参照)。

以上の結果より、本委員会で推定した被災要因である法尻部の透水性の低い盛土層 (Bs-g 層) への水圧の作用に伴いせん断抵抗力が低下し、すべり破壊が生じたと推定される。

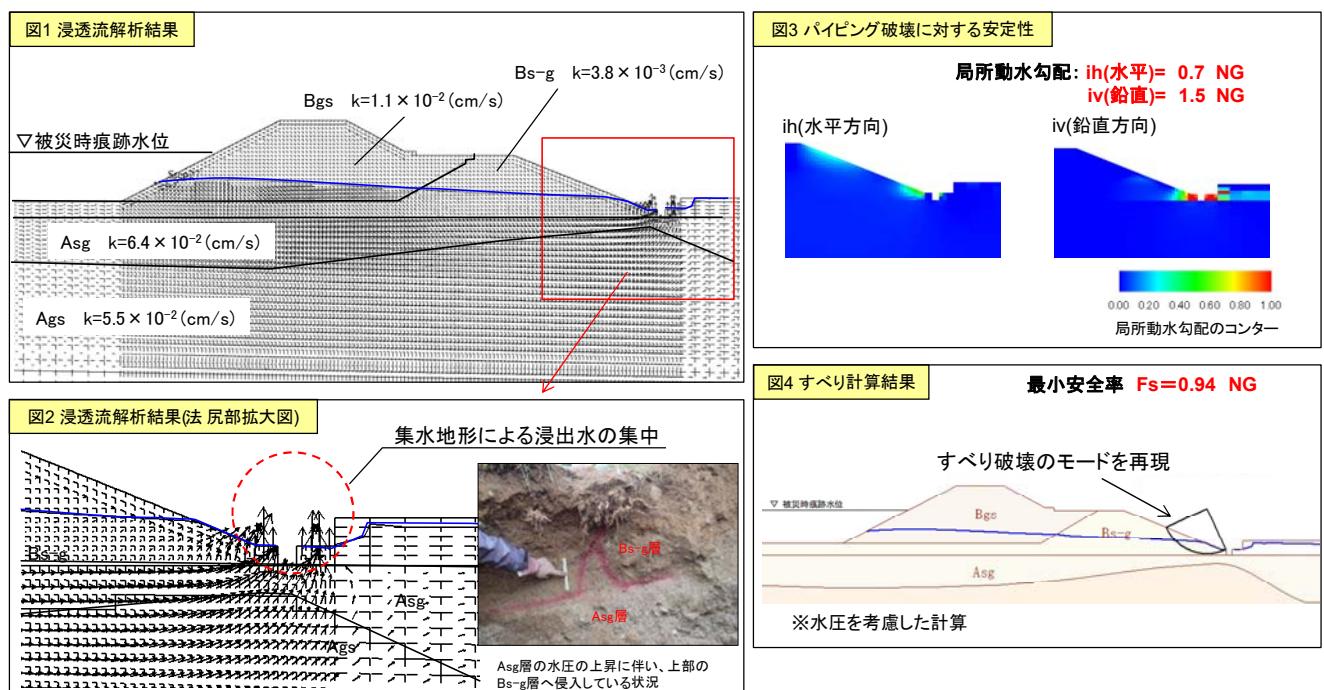


図 4.2.2 解析結果 (重信川右岸 2k500)

4.2.2 戦後最大出水との比較考察

委員会において、以下の指摘を受けたことから、平成 13 年 6 月出水と平成 29 年 9 月出水の降雨外力の比較を行った。

今次出水までの戦後既往最大出水は、平成 13 年度に発生しているが、今次出水の被災箇所での被災等は報告されていない。その要因として降雨量の相違が要因である可能性も考えられる。以上を踏まえ、今回の洪水と過去洪水との違いについて、降雨の相違について整理すること。

比較の結果、図 4.2.3 に示すように、平成 29 年出水と比較し、出合水位観測所でのピーク水位は約 0.7m 低いが、ピーク水位までの降雨時間が長いことがわかった。

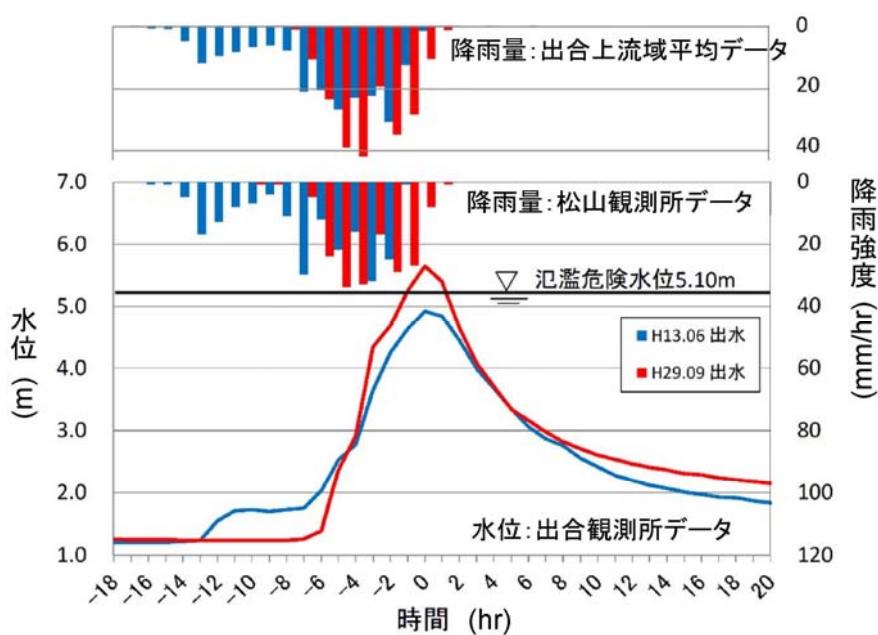


図 4.2.3 今回洪水（平成 29 年）と過去洪水（平成 13 年）における降雨量と水位の比較

この結果を委員会で報告し、以下の指摘を受けたことから平成 13 年 6 月出水時の外力を用いて解析を行い、当時の状況を確認した。

降雨は事前降雨により、平成 13 年 6 月出水の方が厳しい可能性もあることを踏まえて、平成 13 年 6 月出水の外力条件で解析を実施すること。

解析の結果、表 4.2.1 に示すように、平成 13 年 6 月出水では、すべり破壊に対する安定性で 1 以上（安定）という結果になったものの、堤防安定性照査基準を下回っていることから、すべり破壊が発生する可能性はあったと推察した。

表 4.2.1 今回洪水（平成 29 年）と過去洪水（平成 13 年）における解析結果

		右岸2k500
パイピング破壊に対する安定性	平成29年9月出水	$ih(\text{水平})= 0.7$ $iv(\text{鉛直})= 1.5 \text{ NG}$
	平成13年6月出水	$ih(\text{水平})= 0.6$ $iv(\text{鉛直})= 0.9$
すべり破壊に対する安全性	平成29年9月出水	$Fs=0.94 \text{ NG}$
	平成13年6月出水	$Fs=1.03$

* 実現象の発生を対象としているため、パイピングとすべり破壊の判定指標は 1.0 としている。

4.2.3 隣接する無被災箇所との比較による検証

委員会において以下の指摘を受けたことから、被災箇所の前後区間で土質調査を実施し、無被災箇所における再現計算を行った。

今回発生した堤防漏水箇所について偏りが見られるため、地形・地質を整理して漏水区間との関係を整理するとともに、ボーリング調査結果が少ないとから、被害がない箇所でも調査すること。

また対策工の検討は、被災区間のみではなく、無被災区間との違いを把握したうえで実施すること。

(1) 調査結果

すべり範囲両端部より約5m程度の上流と下流で、被災断面との比較により要因を特定することを目的としたボーリング調査を、図4.2.4に示すように実施した。

被災断面では、その上下流と比べて、透水性の高いAsg層が浅い位置に分布していることが判明した。このことよりすべり範囲では浸透経路が短かく、パイピングが周囲より発生しやすい状況にあったと判断した。また、これに伴い水位も上昇しやすかったため、周辺よりすべりが発生しやすい状況にもあり、これらの要因で被災したものと想定した。結果を図4.2.5に示す。

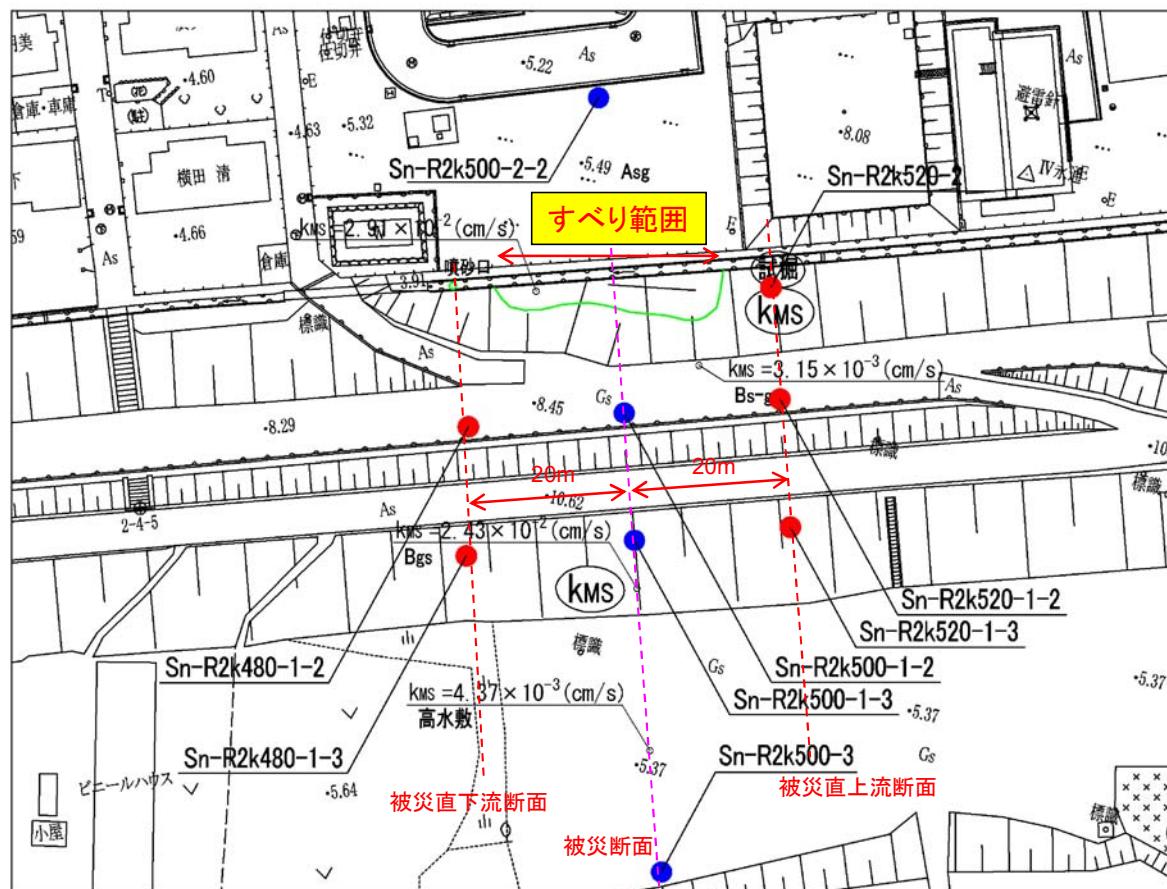


図4.2.4 被災箇所に隣接する無被災箇所におけるボーリング調査位置図

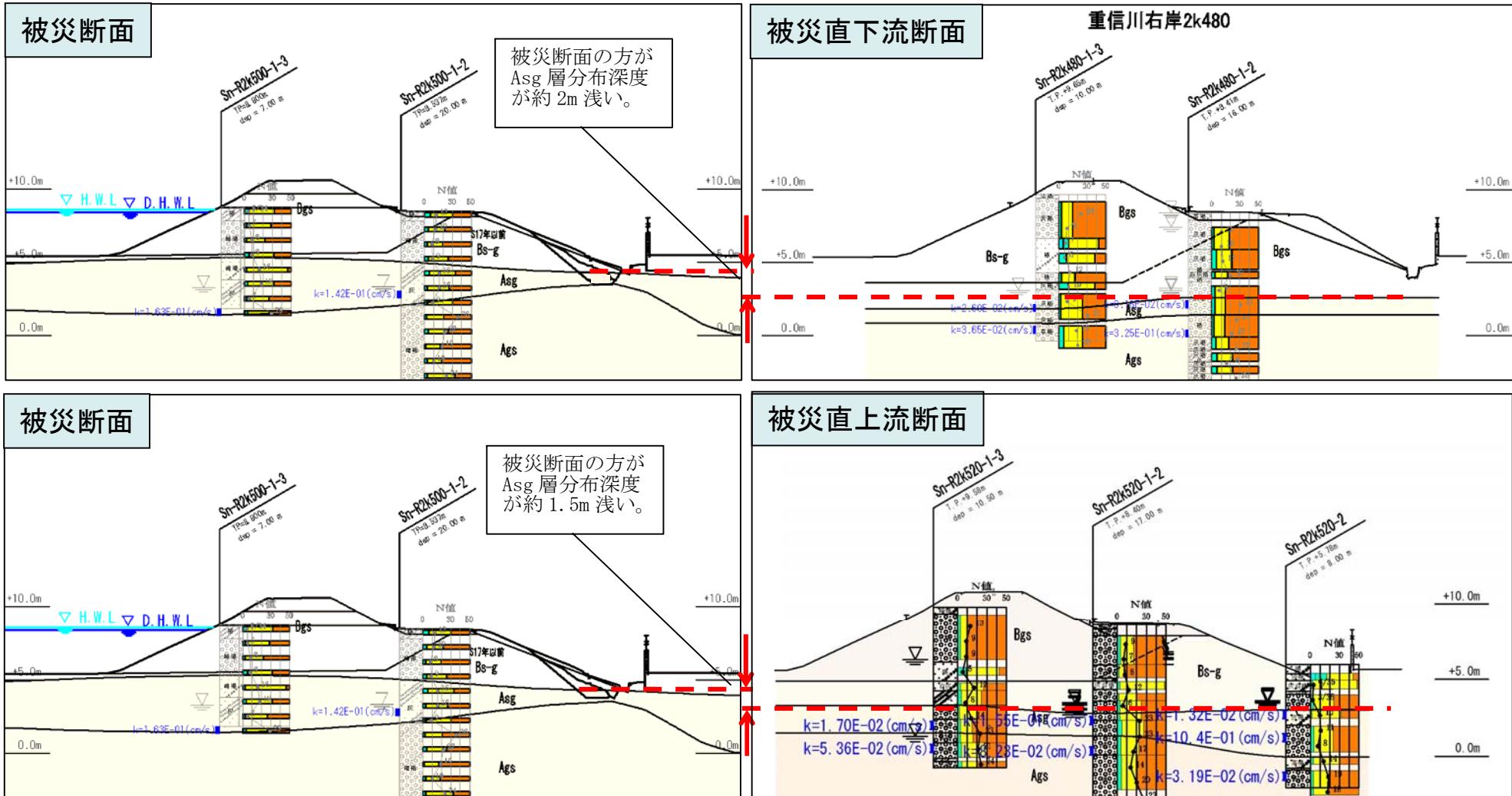


図 4.2.5 被災箇所に隣接した無被災箇所におけるボーリング調査結果図

(2) 無被災箇所における再現計算結果

被災箇所と無被災区間における浸透に対する安全性の相違を考察するために、無被災箇所における再現計算を実施した。計算断面は、被災箇所の上下流の無被災箇所のうち、Asg 層出現深度の深い上流断面を対象とした。

無被災箇所で実施した透水試験の結果、基礎地盤の透水係数は、被災区間周辺で概ね同等であった。よって、地層構成による違いに着目するため、基礎地盤の透水係数は被災区間と同値とした。

再現計算の結果、図 4.2.6 に示すように被災箇所は無被災箇所に比べて、局所動水勾配が大きくなることに加え、すべり安全率が小さくなる結果が確認できた。

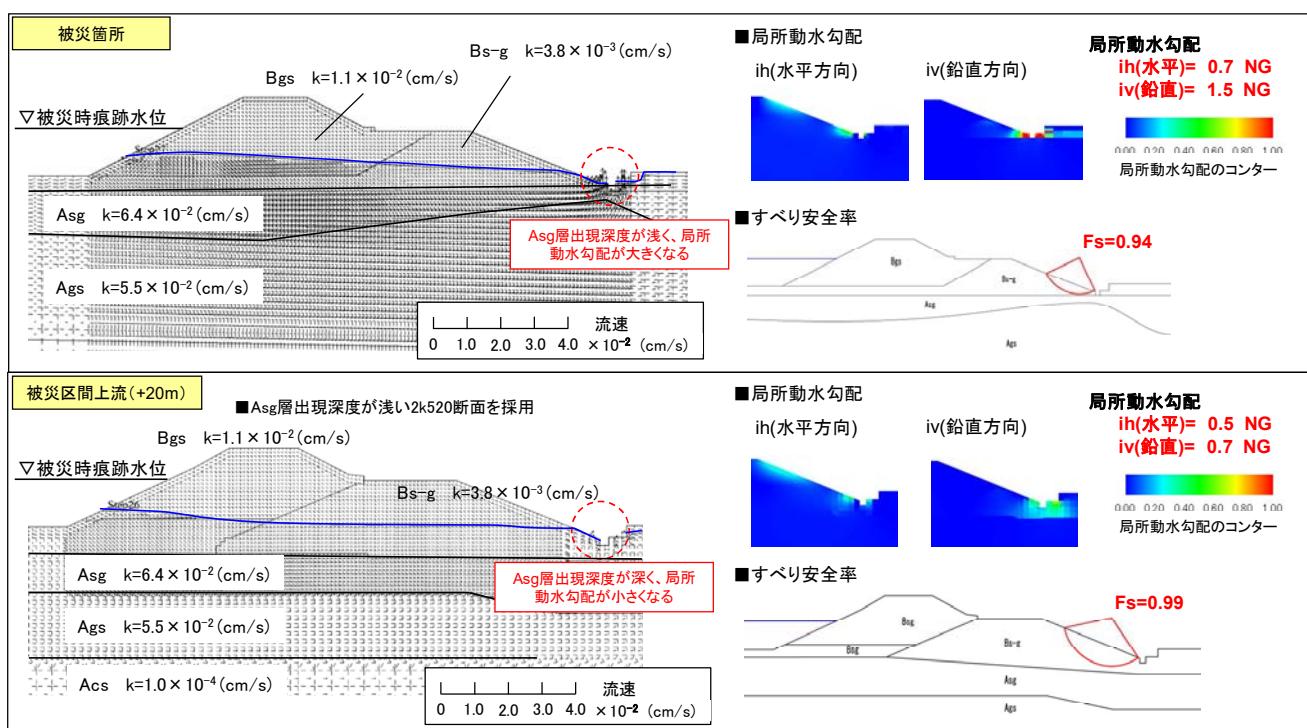


図 4.2.6 被災箇所に隣接する無被災箇所における被災時水位を用いた浸透流解析結果

4.2.4 まとめ

- 被災メカニズムの検証の結果、重信川右岸 2k500 の要因を以下であることを確認した。
- ・漏水経路は、基礎地盤からの漏水であることを確認した。
 - ・被災要因は、基礎地盤 (Ags 層) の透水性が高く、河川水位の上昇による水圧が法尻部の表層付近における透水性の低い盛土層 (Bs-g 層) に作用したことにより、せん断抵抗力が低下し、すべり破壊が生じたと判断した。

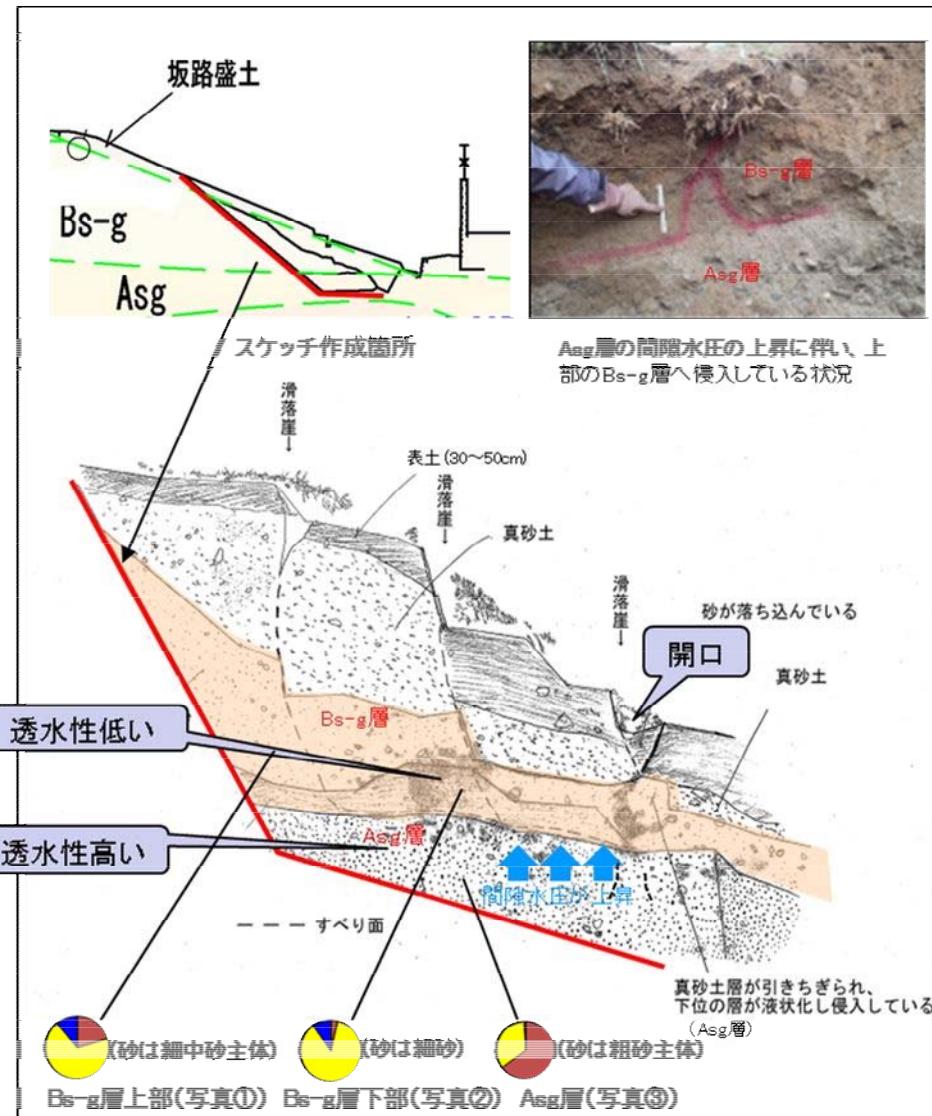


図 4.2.7 被災メカニズムの概念図

5. 左岸 3k800 の被災要因の特定

5.1 被災箇所の試掘調査結果

5.1.1 被災直後の状況

被災直後に実施した状況調査の結果を図 5.1.1 に示す。該当箇所では堤内側の小段より下部の法面における法面部で、幅約 2.5m、深さ約 1.0m のすり鉢状の陥没が発生した。陥没量は約 0.5m^3 と算出した。

陥没の底部より約 3m 上流の法尻には $\phi 20\text{cm}$ 程度の噴砂口が生じ、その両側に高さ 30cm 程度の噴砂が堆積した。噴砂は均質な細砂 ($UC=2$ 程度、 $D_{50}=0.15\sim0.20\text{ mm}$) で、全体で約 0.2m^3 堆積していた。

被災時痕跡水位より水頭差は約 2.8m、高水敷の冠水深は約 0.5m であった。

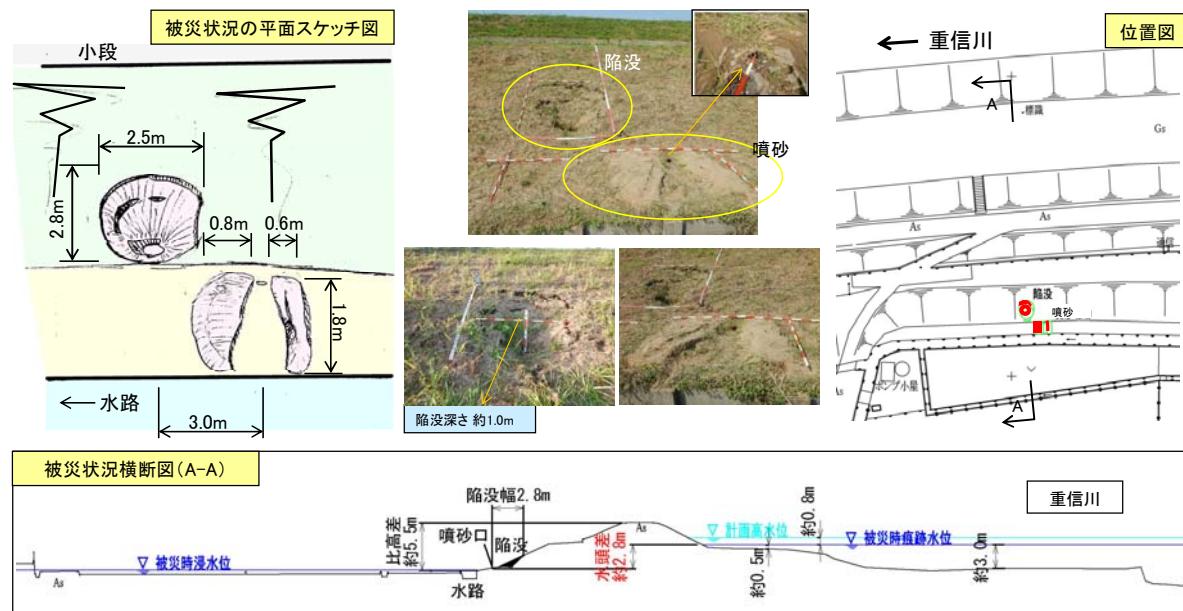


図 5.1.1 被災状況スケッチ図・位置図

5.1.2 ポーリング調査結果

(1) 地形・地質の状況

被災箇所は、図 5.1.2 の治水地形分類図に示すように、氾濫平野に区分される箇所であった。地元住民に対するヒアリング調査より昭和 18 年の洪水において決壊履歴があると考えられた（「3.1.3 決壊履歴」参照）。

図 5.1.2 の土質想定断面図に示す堤防盛土は、昭和 17 年以前のものは $\phi 5\text{cm}$ 程度の礫を含んだ細砂が主体であり、昭和 17 年以降は礫質土主体であった。含まれる礫は $\phi 5\text{cm}$ 程度が多く、砂分は中砂主体であった。基礎地盤は周辺で卓越して分布する沖積砂礫層であるが、盛土層との境界には、厚さ 10~60cm 程度の粘性土分を含んだ砂層の狭在が確認された。

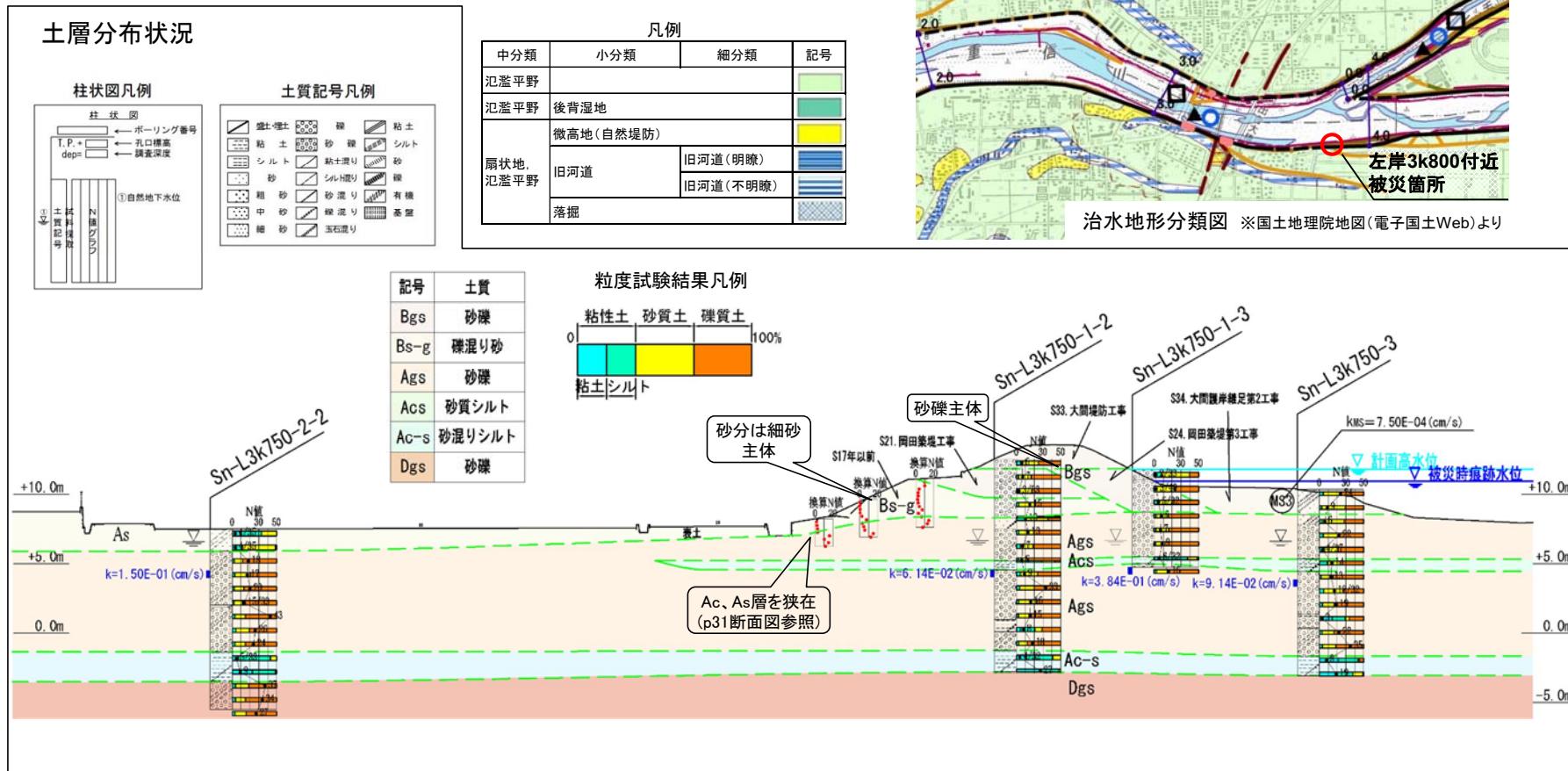


図 5.1.2 地形・地質の状況

(2) 縦断的土質分布状況

破堤箇所周辺の堤防縦断方向の土質想定縦断図を図 5.1.3 に示す。

石手川の合流点である 3k800 付近を境界として、上流では盛土直下に Ags 層が分布していると想定した。これより下流側では、盛土層の下位に Asg 層が層厚 2~3m 程度堆積していると想定した。

卓越する Ags 層内には、概ね 3k000 より上流において、層厚 1~2 程度の粘性土層が狭在するが、連続性には欠けているものと考えられた。

盛土は、砂礫主体であるが砂分が主体の箇所もみられ、ばらつきが大きいものであった。

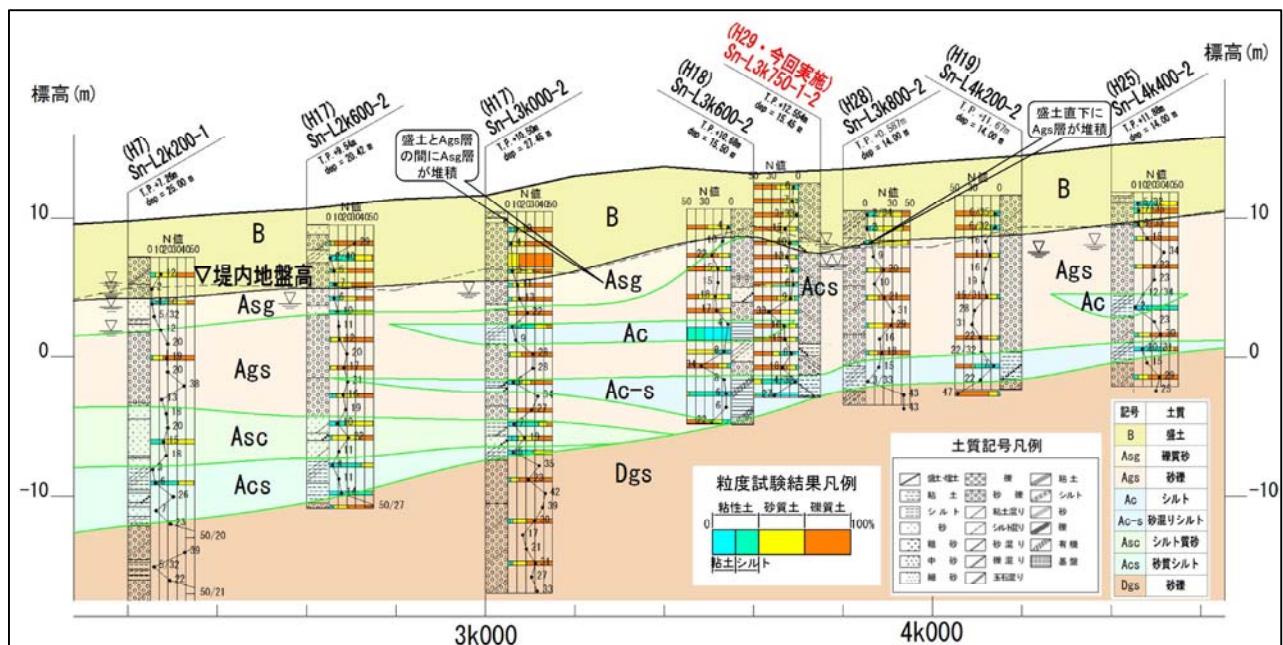


図 5.1.3 縦断的土質分布状況

5.1.3 試堀調査結果

「土砂が流出した箇所の把握」と「噴砂口～陥没箇所周辺における「みずみち」の把握」を目的として、2回（11月29日：STEP1、12月19日：STEP3～6）に分けて試掘を実施した。

また、1回目の試掘後に、「緩み域の把握」を目的として、スウェーデン式サウンディング（0.5m間隔）：STEP2を実施した。図5.1.4に試掘のSTEP3～6までの概要平面図と断面図を示す。

【試掘調査手順】

STEP1 : 噴砂孔の追跡調査（11月29日）

※スウェーデン式サウンディング調査（2.5m間隔）は、STEP1に先行して実施

STEP2 : スウェーデン式サウンディング調査（0.5m間隔、12月13～18日）

STEP3～6 : Ags層上面付近までの試掘調査（12月19日）

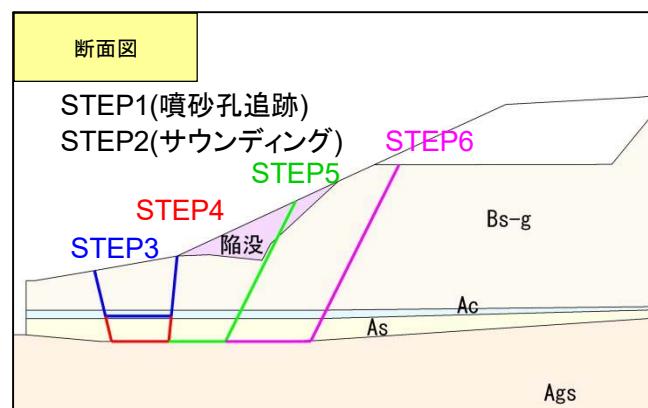
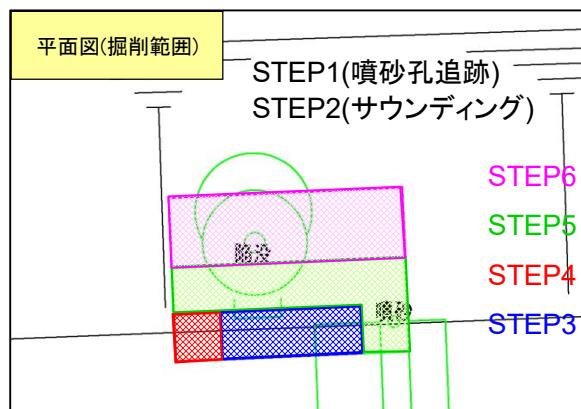


図 5.1.4 試堀調査手順

【STEP1 (噴砂孔追跡)】

- ◆ 手掘りで噴砂口から噴砂孔を追跡した結果、地表から 30cm 程度の深さに孔径 20cm 程度の空洞や砂脈が分布していることを確認した。陥没箇所付近では鉛直方向への砂脈を確認した。砂脈は噴砂と同等の均質な砂が緩く充填されていた。
- ◆ 土層強度検査棒(土検棒)を用いて貫入深度を調査した結果、局所的にゆるい領域が存在することを確認した。

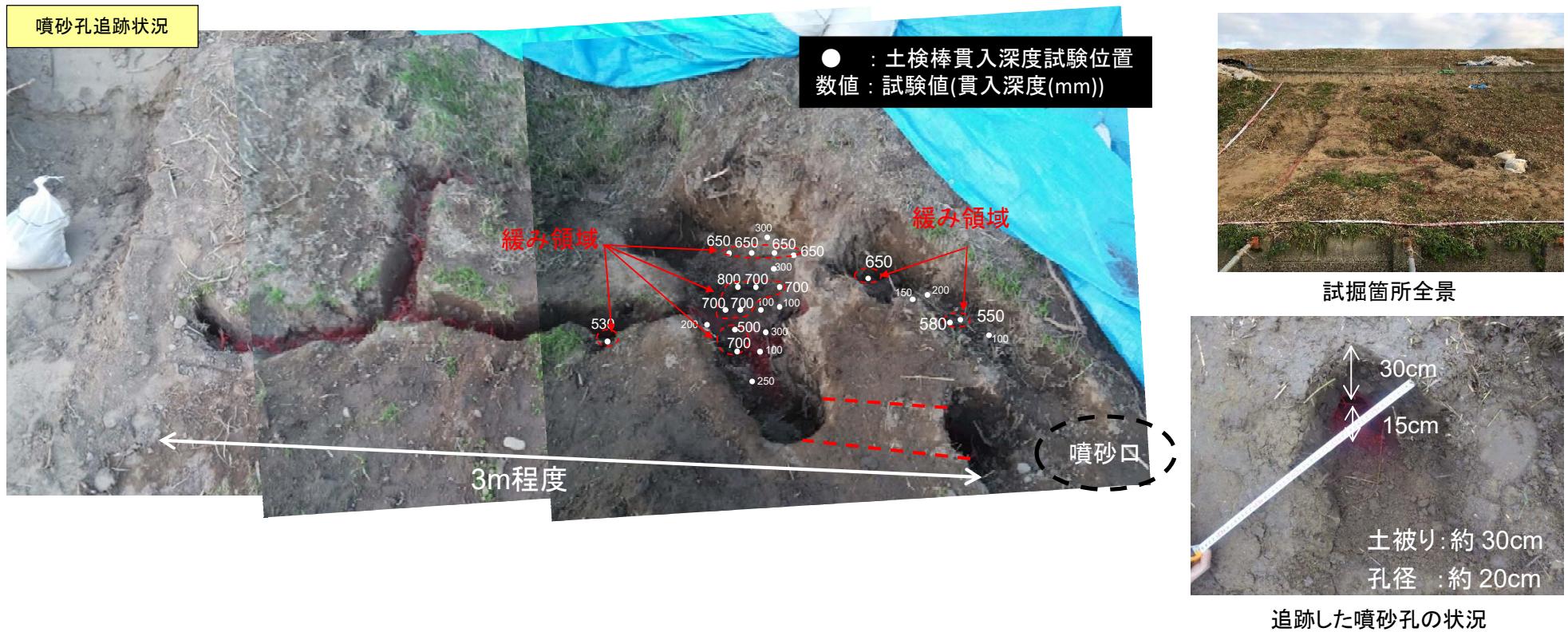


図 5.1.5 噴砂孔追跡状況

【STEP2 (噴砂孔追跡)】

- ◆ スウェーデン式サウンディング(SW)を 2.5m 間隔(陥没箇所と無被災箇所との強度特性の把握)と 0.5m 間隔(陥没箇所での緩み域分布の把握)で実施した。
- ◆ 10^{-1}cm/s 程度の基礎地盤 Ags 層は表層より 1.6~2.0m 付近に分布しているが、陥没発生ならびに噴砂口付近では、1.2m~1.3m 程度と浅くなっていた

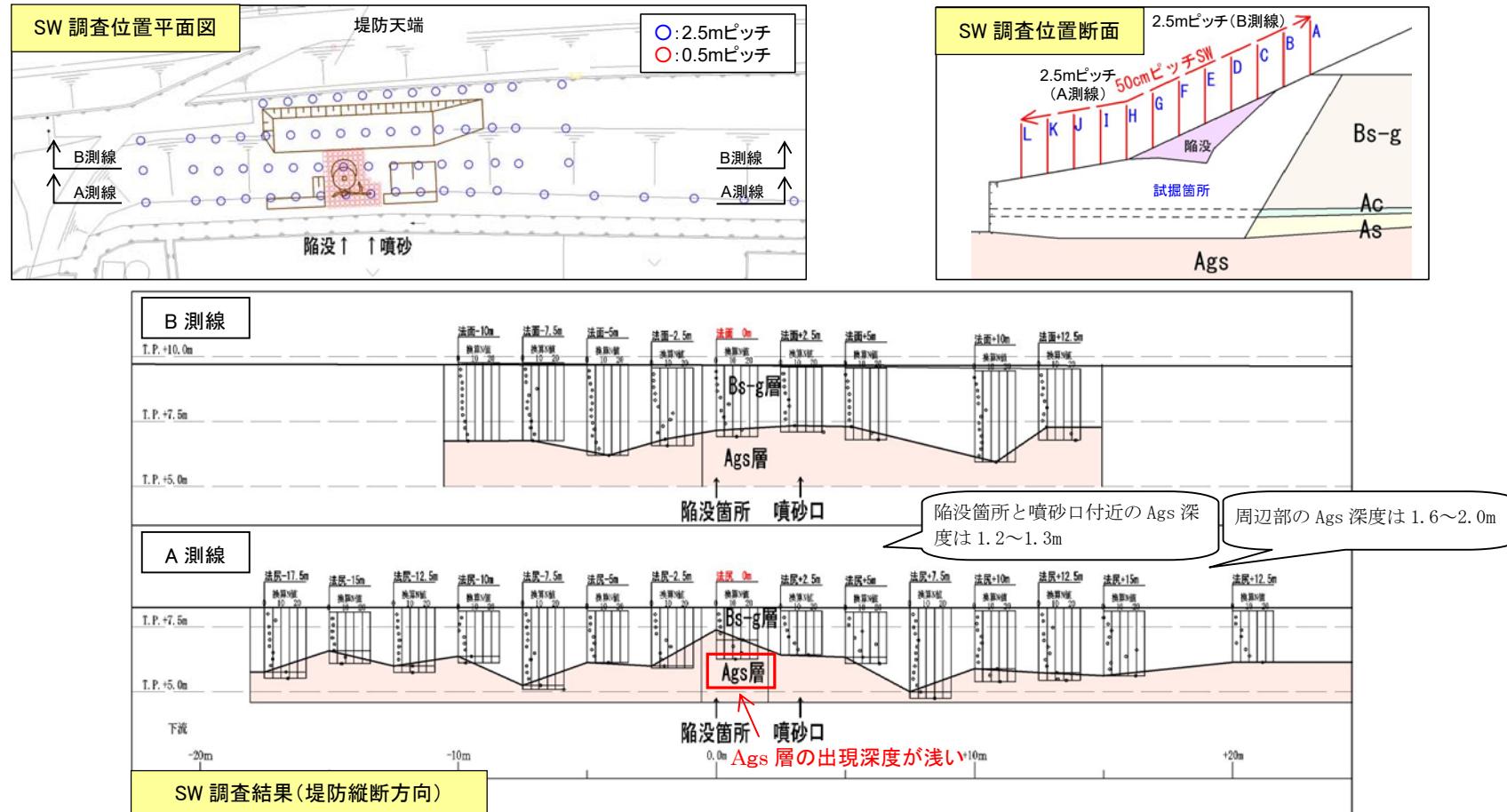
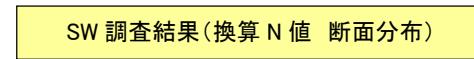
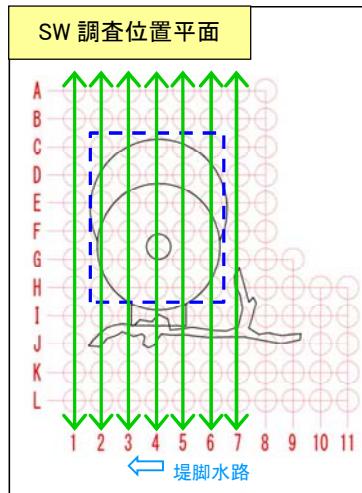


図 5.1.6 スウェーデン式サウンディング調査（試掘前）

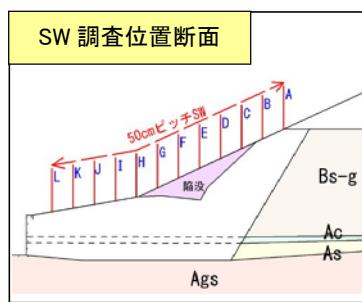
【STEP2 (スウェーデン式サウンディング調査)】

◆ 陥没箇所中心付近(3、4、5、6側線)では、換算N値が地表面からAgs層上面付近まで比較的低い値を示していた。



凡例
--- : 陥没箇所
— : Ags層上面

※Ags層上面高は、試掘結果をもとに設定。



1

標高 (mAgm)	L1	K1	J1	I1	H1	G1	F1	E1	D1	C1	B1	A1
0.00												
0.25												
0.50												
0.75												
1.00												
1.25												
1.50												
1.75												
2.00												
2.25	0.1	1.5	1.0	1.0	1.5	2.0	2.0	3.0	4.6	2.8		
2.50	0.1	2.2	1.5	1.0	1.0	2.0	1.0	2.5	3.8	3.6	3.8	
2.75	3.3	2.0	1.5	2.0	2.0	2.5	1.0	3.0	2.5	4.1	4.4	
3.00	2.5	2.2	2.8	2.5	2.5	2.5	3.6	3.0	1.5		4.6	
3.25	2.8	4.1	4.9	3.0	3.0	2.8	6.0	7.8	12.1	3.0	7.0	
3.50	6.2		4.9	4.9	18.3				11.3			
3.75												
4.00												

2

標高 (mAgm)	L2	K2	J2	I2	H2	G2	F2	E2	D2	C2	B2	A2
0.00												
0.25												
0.50												
0.75												
1.00												
1.25												
1.50												
1.75												
2.00	0.1	0.1	1.5	1.5	1.5	2.0	2.5	3.5	2.5	3.8		
2.25	0.1	0.1	3.6	2.5	1.0	2.0	2.5	6.2	3.0	4.5	3.6	
2.50	2.5	3.8	2.5	2.5	2.0	2.5	4.1	3.1	3.4	11.6	5.4	
2.75	2.5	2.0	3.0	2.8	2.5	2.0	4.4	15.9	5.4	19.9	3.8	
3.00	2.8	2.5	3.3	11.1	6.5	2.5	3.0	3.6				
3.25	11.1	5.2	3.3	14.3	15.6	8.4	8.7					
3.50		10.8										
3.75												
4.00												

3

標高 (mAgm)	L3	K3	J3	I3	H3	G3	F3	E3	D3	C3	B3	A3
0.00												
0.25												
0.50												
0.75												
1.00												
1.25												
1.50												
1.75												
2.00	0.1	0.1	2.0	0.5	1.0	2.0	2.5	6.8	2.0	2.8	3.8	
2.25	0.1	0.1	2.0	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.21	3.0
2.50	2.5	3.0	1.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.0	2.0	3.3	3.8	
2.75	3.3	1.5	2.0	2.0	2.5	1.0	3.0	2.5	2.5	4.1	4.4	
3.00	3.0	2.2	1.0	2.2	1.5	2.0	2.0	2.0	2.0	3.4	1.5	5.2
3.25	7.0	7.0	10.0	10.8	7.5	8.2	4.1	2.8	12.1			
3.50								0.8	9.2	11.6		
3.75												
4.00												

4

標高 (mAgm)	L4	K4	J4	I4	H4	G4	F4	E4	D4	C4	B4	A4
0.00												
0.25												
0.50												
0.75												
1.00												
1.25												
1.50												
1.75												
2.00	2.0	0.5	0.5	0.1	1.0	2.0	6.2	1.5	0.1	1.5	2.5	
2.25	0.1	1.5	2.5	1.0	1.0	0.5	0.1	1.0	2.0	6.2	8.3	
2.50	6.8	2.0	1.5	1.5	1.0	1.0	1.5	3.6	3.8	6.0	3.0	
2.75	2.5	2.0	3.0	2.5	1.5	1.5	2.0	4.1	5.2	16.2	8.7	
3.00	8.1	1.0	2.0	8.1	1.5	2.5	0.5	7.5				
3.25	5.4	6.8	18.0	7.6	8.1	6.2	13.2	8.4				
3.50												
3.75												
4.00												

5

標高 (mAgm)	L5	K5	J5	I5	H5	G5	F5	E5	D5	C5	B5	A5
0.00												
0.25												
0.50												
0.75												
1.00												
1.25												
1.50												
1.75												
2.00	0.1	0.1	1.5	1.0	1.5	1.0	0.1	0.1	1.0	0.2	2.8	
2.25	0.1	3.0	0.1	1.5	1.0	0.1	0.1	0.5	2.5	3.3	3.6	6.5
2.50	4.4	2.5	3.8	1.5	2.0	1.0	1.0	3.8	3.0	3.6	8.7	8.9
2.75	3.3	2.2	1.5	1.0	2.0	1.0	1.0	4.9	2.0	7.6	3.6	5.2
3.00	3.0	3.6	1.5	2.0	1.5	2.0	1.5	2.0	1.5	4.6	4.1	10.5
3.25	6.5	11.1	1.0	6.5	2.0	4.7	6.5	15.6				20.7
3.50	6.0		5.7	7.8	14.5							
3.75												
4.00												

標高 (mAgm)	L6	K6	J6	I6	H6	G6	F6	E6	D6	C6	B6	A6
0.00												
0.25												
0.50												
0.75												
1.00												
1.25												
1.50												
1.75												
2.00	0.5	1.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
2.25	0.1	1.5	2.8	1.0	1.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
2.50	2.5	2.5	1.0	0.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2.75	2.5	2.0	1.0	0.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3.00	7.3	7.6	1.0	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3.25	18.6	10.8	16.7	18.0	7.3	14.3						
3.50	8.7											
3.75	9.2											
4.00	10.0											

6

標高 (mAgm)	L7	K7	J7	I7	H7	G7	F7	E7	D7	C7	B7	A7

<tbl_r cells="13" ix="1" maxcspan="1

【STEP3 (試掘調査)】

- ◆ 地表から深さ約 80cm を試掘して掘削面を観察した結果、掘削底面に礫分が主体の砂礫脈を確認した。
- ◆ 土層強度検査棒(土検棒)を用いて貫入深度を調査した結果、砂礫脈の箇所では周辺と比べて深く貫入し、緩んでいることを確認した。

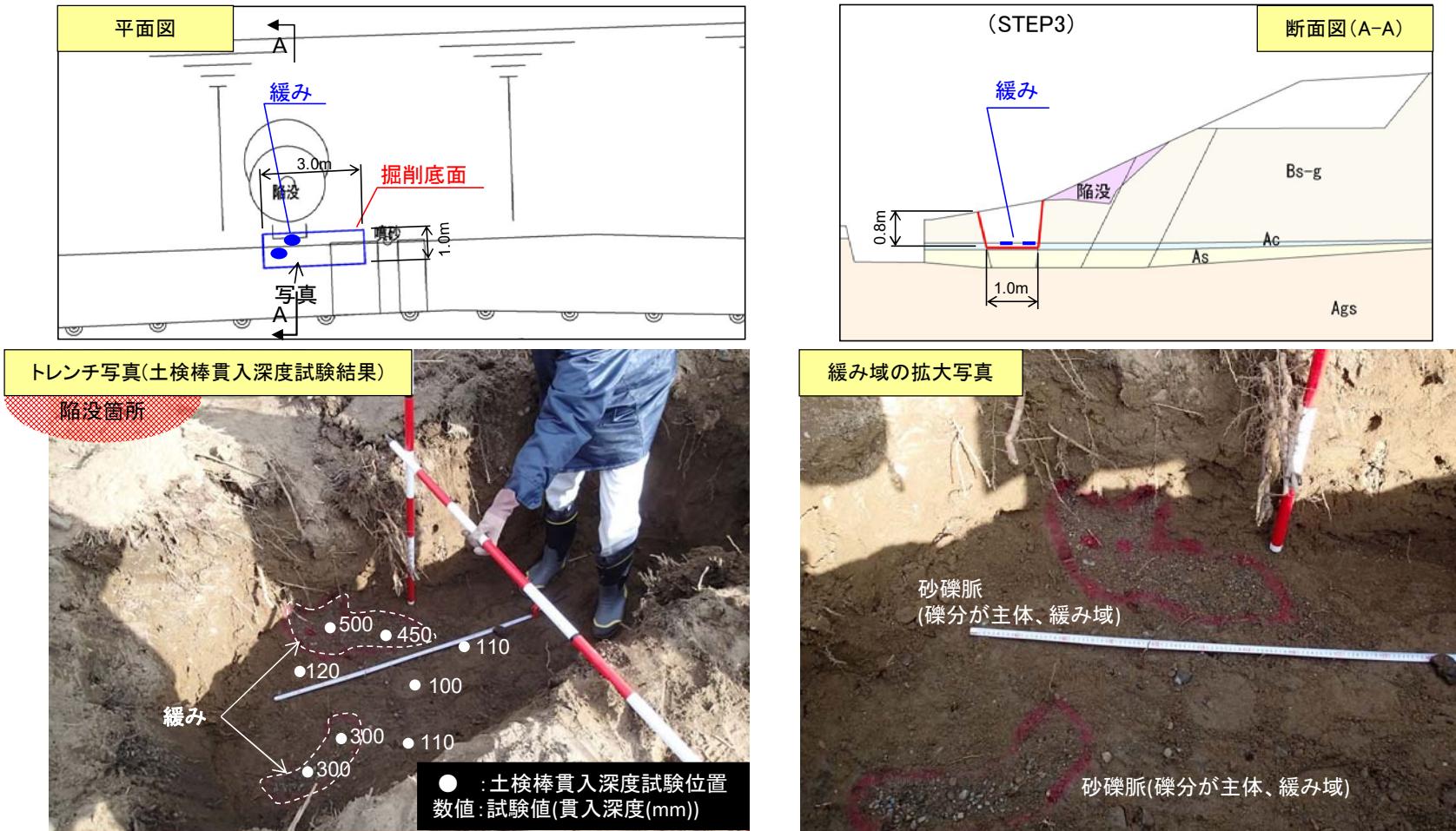


図 5.1.8 試掘調査 (STEP3) 状況図

【STEP4 (試掘調査)】

- ◆ STEP3 で確認された砂礫脈を追跡した結果、掘削した側面(川表側)において、粘性土層(Ac)上部に鉛直方向 50cm 程度の砂礫脈を確認した。
- ◆ さらに、砂礫脈を堤防内部方向へ手掘りで追跡した結果、砂礫脈は Ags 層と繋がっていることを確認した。
- ◆ 粘性土層(Ac)は厚さ 10cm 程度であり、試掘した範囲では水平堆積していた。

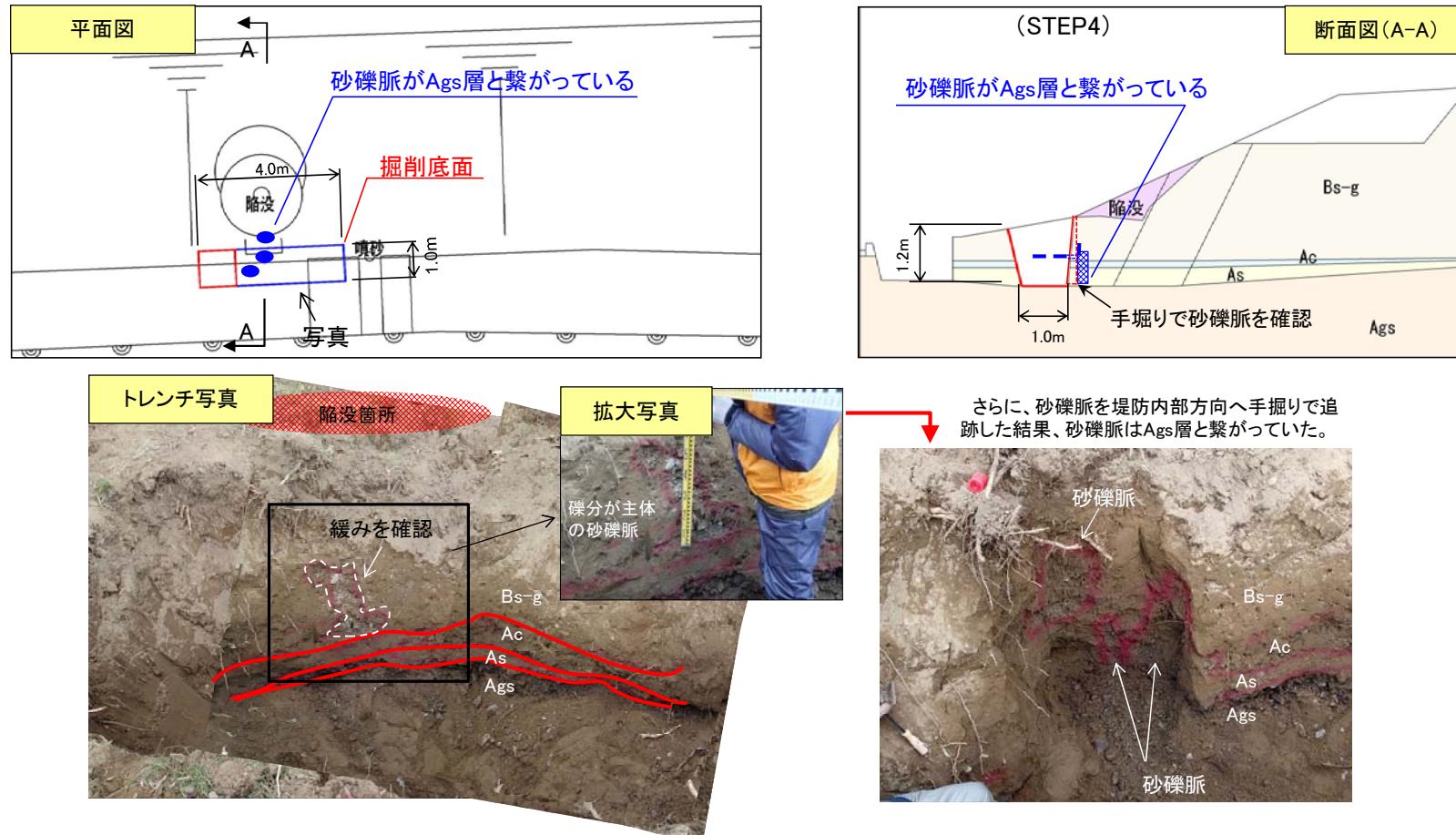


図 5.1.9 試掘調査 (STEP4) 状況図

【STEP5 (試掘調査)】

- ◆ STEP5 は、2段階で試掘を行った。STEP5-①では、陥没した滑落面を確認するために、陥没中心の断面で掘削した。STEP5-②では、さらに陥没範囲全体に範囲を広げて掘削した。
- ◆ STEP5-①の陥没中心の断面において、陥没した滑落面を確認した。
- ◆ STEP5-②では、掘削した側面(川表側)において、粘性土層(Ac)上部に不均質な礫主体の層を確認した。粘性土層(Ac)は厚さ 10cm 程度であり、ほぼ水平に堆積していた。また、粘性土層(Ac)より下位については、不均質性は確認されなかった。

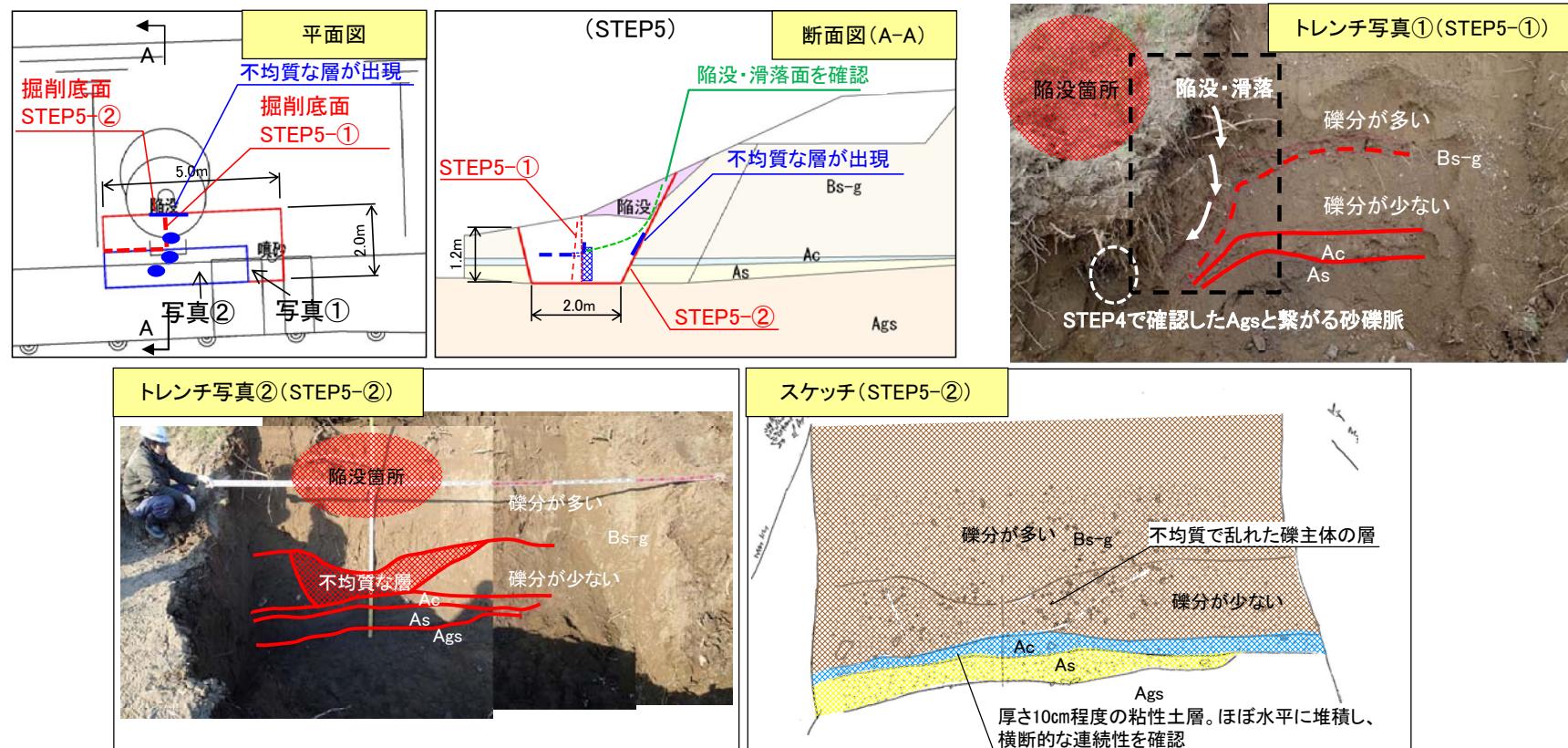


図 5.1.10 試掘調査 (STEP5) 状況図

【STEP6 (試掘調査)】

- ◆ STEP5-②で確認された粘性土層(Ac)上部の不均質な礫主体の層は確認されず、堤体砂層が一様に堆積していることを確認した。
- ◆ STEP5-②で確認された粘性土層(Ac)は同様に確認された。

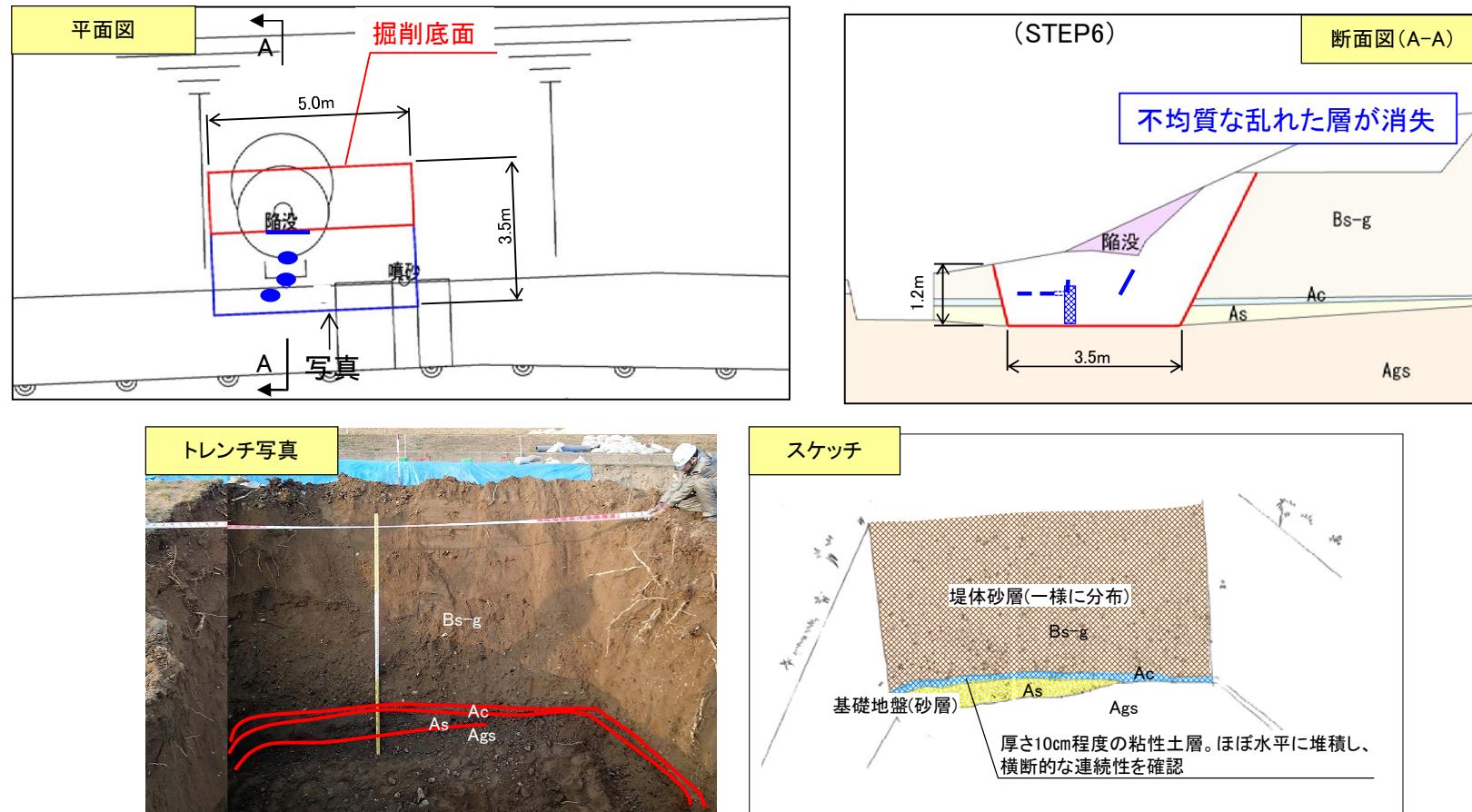


図 5.1.11 試掘調査 (STEP6) 状況図

5.2 要因分析

5.2.1 浸透流解析による分析

(1) 検討の流れ

浸透経路の確認及び、被災メカニズムを解明するために、非定常浸透流解析を行った。

実施に先立ち、委員会において以下の指摘を受けた。

対策工の選定においては漏水経路を考慮する必要がある。よって、漏水経路が堤体なのか基礎地盤なのか判断できる浸透流解析を実施すること。

噴砂は Bs-g 層から流出したとの説明について、その下位の As 層あるいは Ags 層から流出したのかはつきりとしていないことから、その他の可能性も視野に入れて検討すること。

この指摘を踏まえ、検討は、Case1～4 の試掘調査で把握できた粘性土層 (Ac)、砂礫脈、空洞を考慮した表 5.2.1 に示すケースについて行った。

表 5.2.1 検討ケース一覧表

ケース	モデル	確認事項	検討イメージ
Case1	粘性土層(Ac)あり ※粘性土層が連続していることを想定。最も水圧が作用するケース。	①粘性土層(Ac)底面での水圧をもとにG/Wの照査を行うことにより、粘性土層を突き破った可能性を確認。 ②局所動水勾配をもとに、盛土層(Bs-g)の土砂が移動した可能性を確認。	局所動水勾配の確認
Case2	粘性土層(Ac)あり+砂礫脈あり ※試掘で確認された砂礫脈をモデル化。	①法尻付近の局所動水勾配の分布をもとに、パイピングが発生した可能性を確認。	局所動水勾配の確認
Case3	粘性土層(Ac)あり+砂礫脈・空洞あり ※砂礫脈上部のパイピングに伴う空洞をモデル化。	①空洞付近の局所動水勾配(水平方向)の分布をもとに、陥没箇所下部の盛土層(Bs-g)の土砂が流出した可能性を確認。	砂礫脈上部の空洞
Case4	粘性土層(Ac)なし ※粘性土層が連続していないことを想定。	①法尻付近の局所動水勾配の分布をもとに、パイピングが発生しやすい状況であったかを確認。	局所動水勾配の確認

※Ac層下面のAs層は、Ac層底面での水圧が低下する傾向となるため、厳しい条件を考慮してモデル化しないこととした。

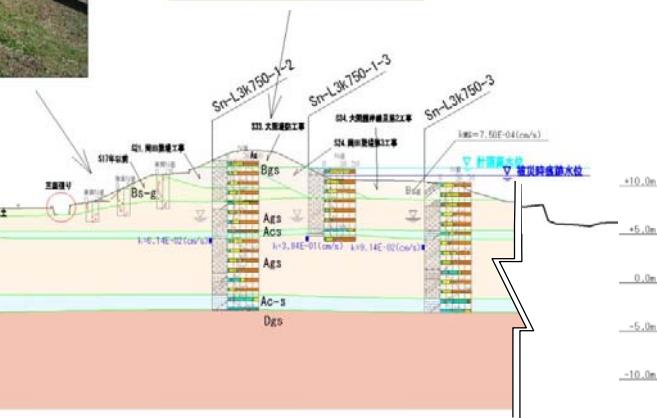
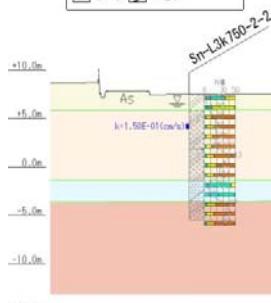
(2) 解析条件とモデルの設定

被災箇所の横断測量結果、ボーリング調査結果、試掘調査結果をもとに地盤モデルを設定し、土質調査結果をもとに地盤定数を設定した。

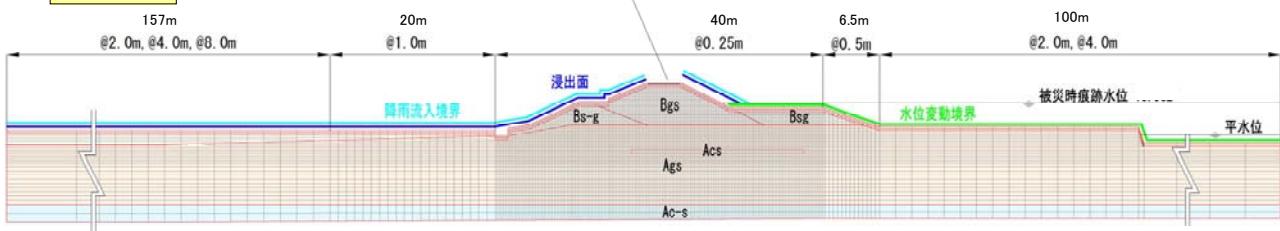
地層想定図



天端道路の状況



地盤モデル

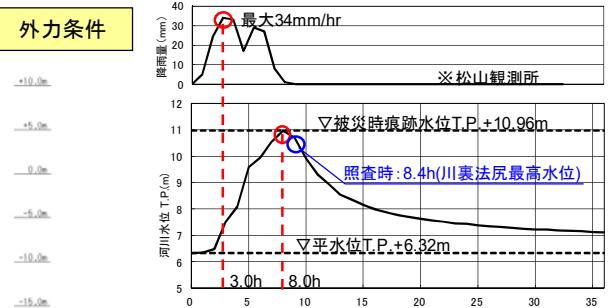


地盤定数

地層名	土質	土質記号	透水係数 k (cm/sec)	適用
堤体	砂礫	Bgs	2.4×10^{-3}	
	礫混り砂	Bs-g	2.0×10^{-3}	
	礫質砂	Bsg	7.5×10^{-4}	
基礎地盤	砂礫	AgS	1.3×10^{-1}	
	砂質シルト	Acs	1.0×10^{-5}	
	砂混りシルト	Ac-s	1.0×10^{-5}	シルト主体の透水係数とした。

※地盤定数は今回調査結果をもとに設定した。

外力条件



※6ヶ月分の観測降雨を事前降雨として与えることで、出水直前の飽和度分布状況を再現した。

(3) 解析結果

Csae1～4 の解析結果を図 5.2.1～図 5.2.4 に示す。

◆Case1(粘性土層(Ac)をモデル化したケース)

- ・川裏法尻付近の局所動水勾配は安全率を上回っていることから、パイピングは堤体からの浸透が原因でないことを確認できた。(図4参照)
- ・盤ぶくれ照査の結果、所定の安定性を確保できている。(図5参照)

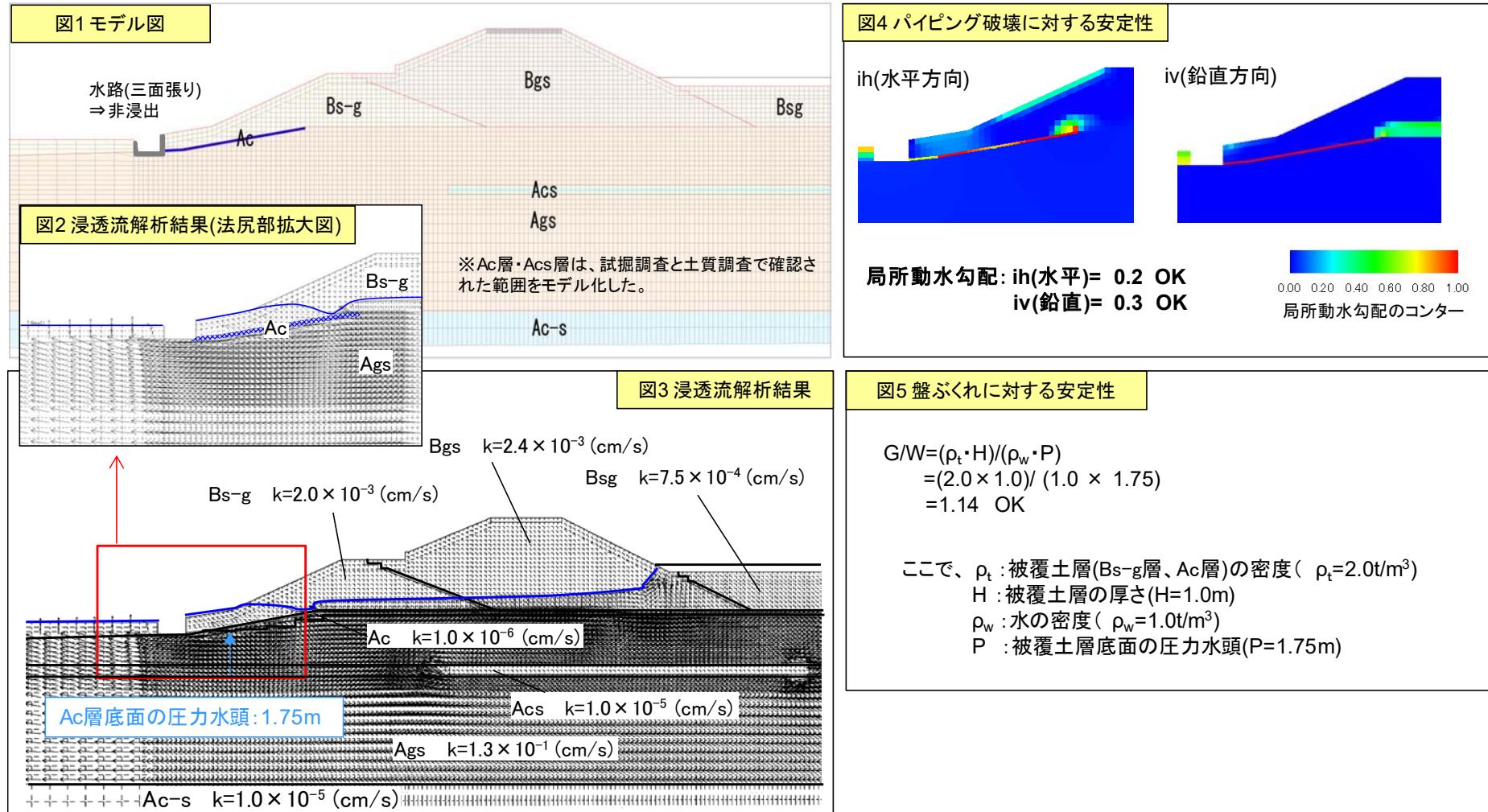


図 5.2.1 解析結果 : Case1(粘性土層(Ac)あり)

◆Case2(粘性土層(Ac) + 砂礫脈をモデル化したケース)

- ・砂礫脈は要素として試掘で確認された範囲をモデル化した。透水係数は下位のAgs層と同等の透水係数とした。
- ・局所動水勾配の分布を確認した結果、パイピングが発生する可能性が高いことを確認できた。(図4参照)

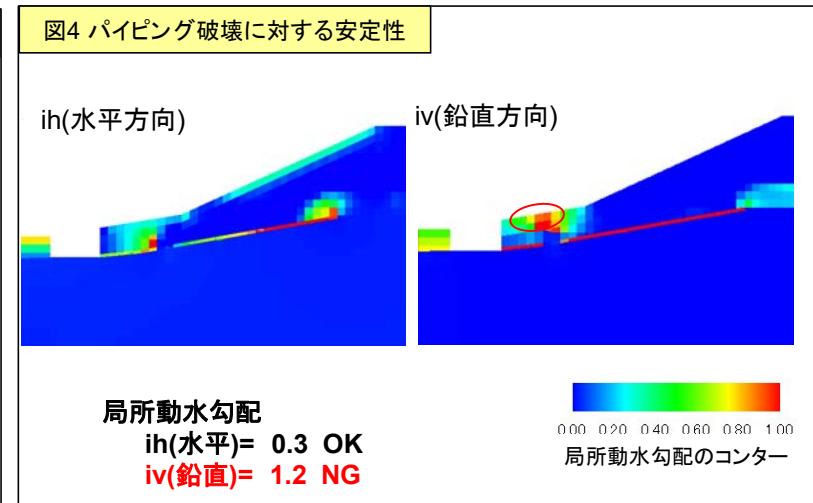
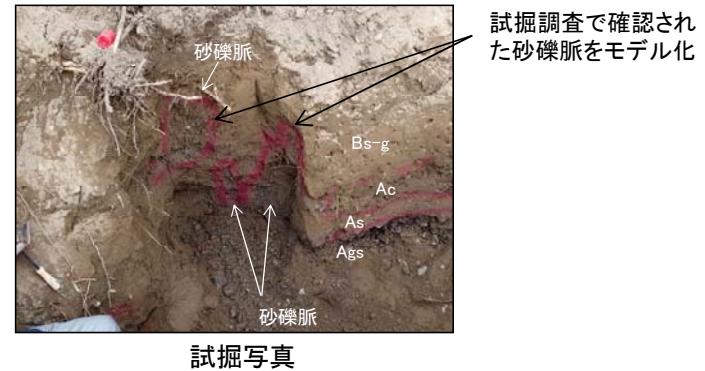
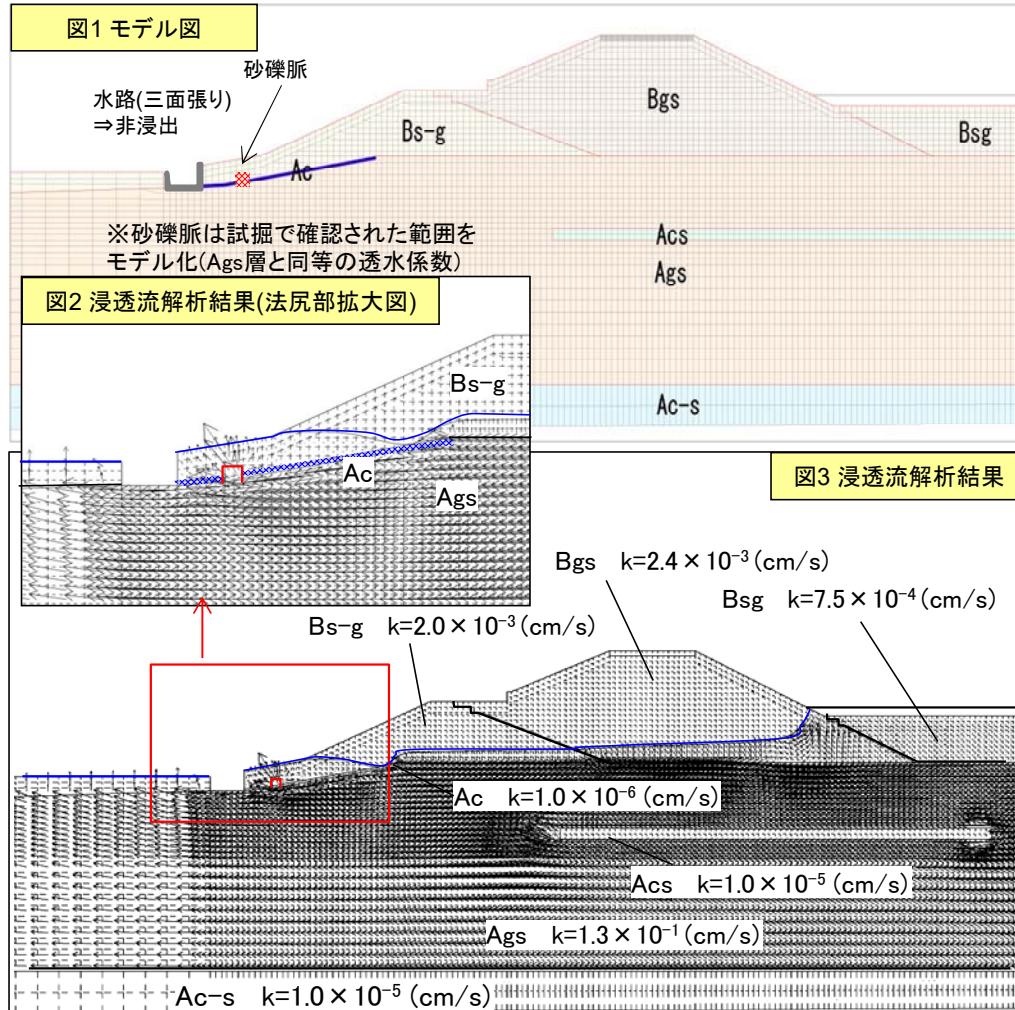


図 5.2.2 解析結果 : Case2(粘性土層(Ac)あり+砂礫脈)

◆Case3(粘性土層(Ac) + 砂礫脈・空洞をモデル化したケース)

- Case2によるパイピングの可能性が高いことを受けて、砂礫脈上部が空洞になった状態をモデル化した。
- 局所動水勾配の分布を確認した結果、水平方向のパイピングが発生する可能性が高いことを確認できた。(図4参照)

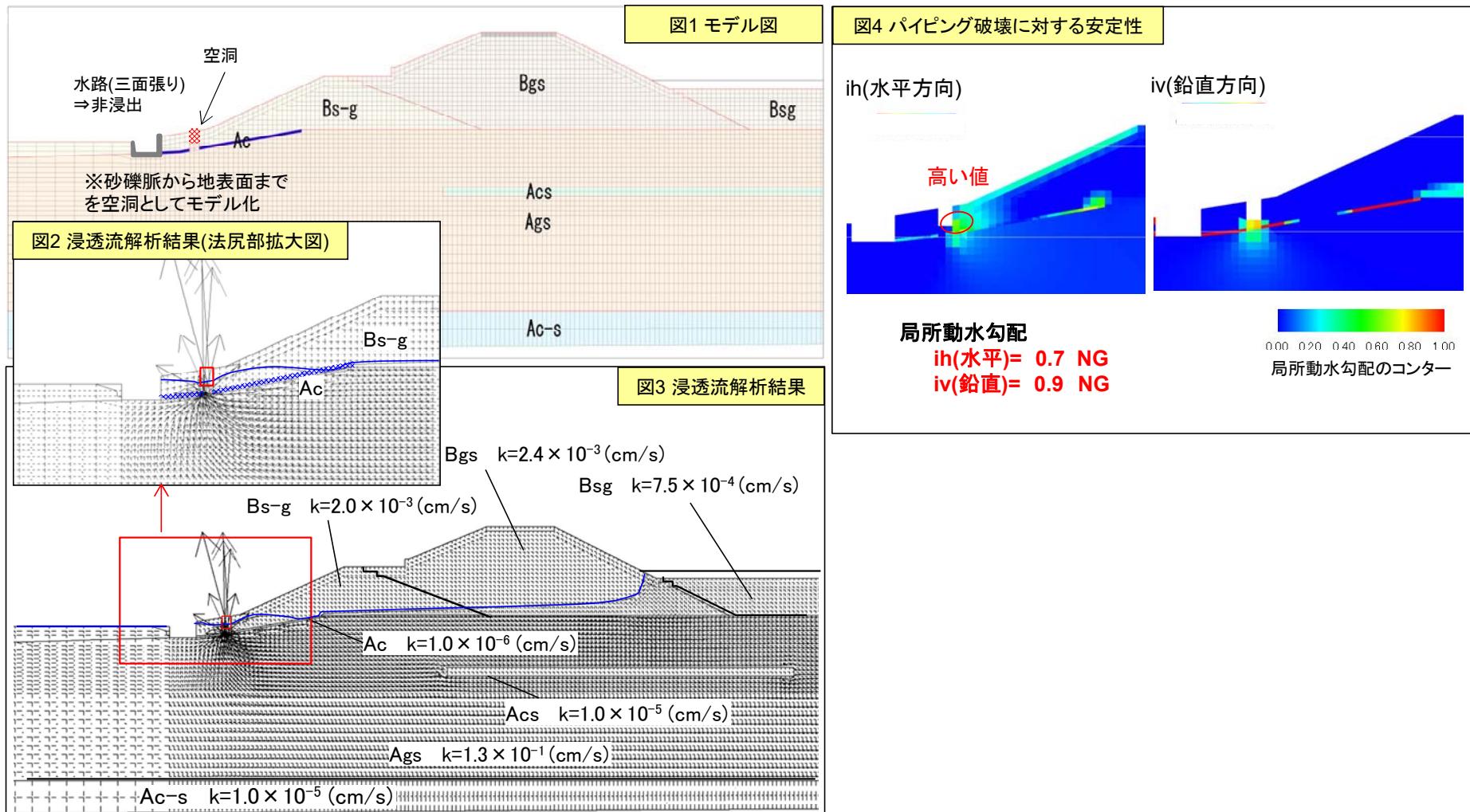


図 5.2.3 解析結果 : Case3 (粘性土層(Ac)あり+砂礫脈・空洞)

◆Case4(粘性土層(Ac)をモデル化しないケース)

- ・浸透流解析の結果、漏水経路は基礎地盤(Ags層)であることが確認できた。(図2参照)
- ・局所動水勾配の分布を確認した結果、粘性土層(Ac)が無くても圧力が集中し、パイピングが発生する可能性が高いことを確認できた。(図4参照)

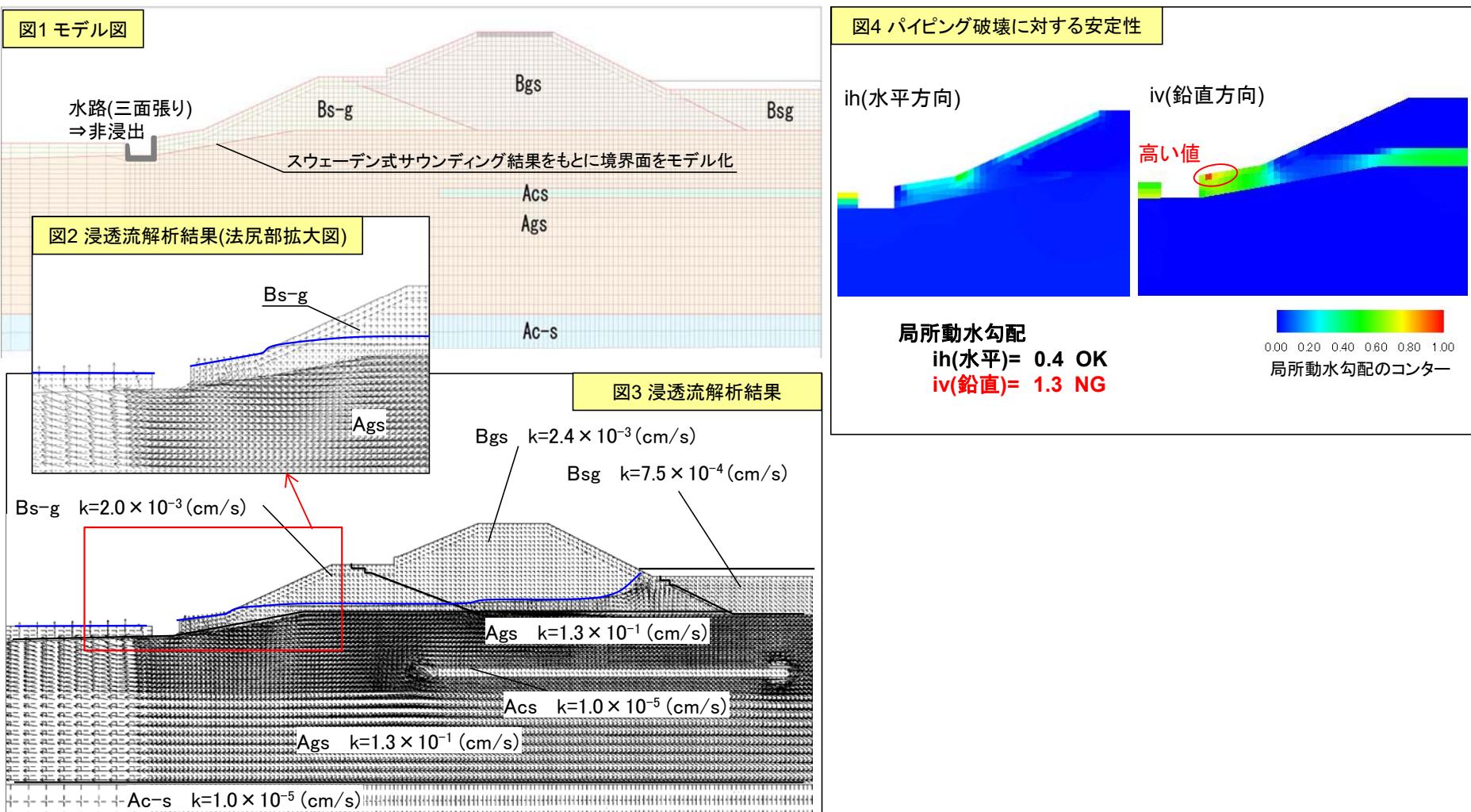


図 5.2.4 解析結果 : Case4 (粘性土層 (Ac) なし)

5.2.2 戦後最大出水との比較考察

委員会において、以下の指摘を受けたことから、平成 13 年 6 月出水と平成 29 年 9 月出水の降雨外力の比較を行った。

今次出水までの戦後既往最大出水は、平成 13 年度に発生しているが、今次出水の被災箇所での被災等は報告されていない。その要因として降雨量の相違が要因である可能性も考えられる。以上を踏まえ、今回の洪水と過去洪水との違いについて、降雨の相違について整理すること。

比較の結果、図 5.2.5 に示すように、平成 29 年出水と比較し、出合水位観測所でのピーク水位は約 0.7m 低いが、ピーク水位までの降雨時間が長いことがわかった。

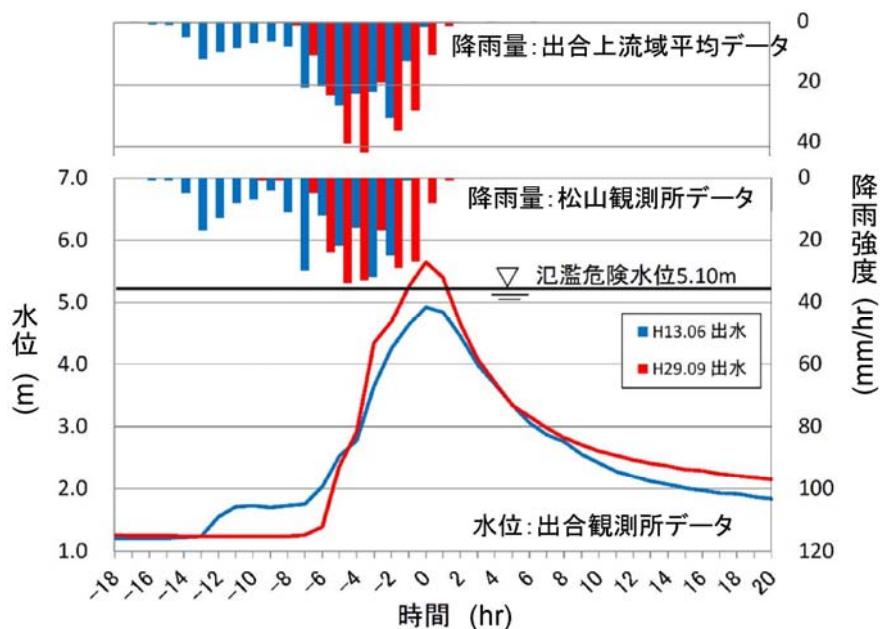


図 5.2.5 今回洪水（平成 29 年）と過去洪水（平成 13 年）における降雨量と水位の比較

この結果を委員会で報告し、以下の指摘を受けたことから平成 13 年 6 月出水時の外力を用いて解析を行い、当時の状況を確認した。

降雨は事前降雨により、平成 13 年 6 月出水の方が厳しい可能性もあることを踏まえて、平成 13 年 6 月出水の外力条件で解析を実施すること。

解析の結果、表 5.2.2 に示すように、平成 13 年 6 月出水では、パイピング破壊に対する安定性で 1 以下（不安定）という結果になったものの、堤防安定性照査基準である 0.5 を上回っていることから、パイピングが発生する可能性はあったと推察した。

表 5.2.2 今回洪水（平成 29 年）と過去洪水（平成 13 年）における解析結果

		左岸3k800
パイピング破壊に対する 安定性	平成29年9月 出水	$ih(\text{水平})= 0.3$ $iv(\text{鉛直})= 1.2 \text{ NG}$
	平成13年6月 出水	$ih(\text{水平})= 0.7$ $iv(\text{鉛直})= 0.9$

*実現象の発生を対象としているため、パイピングの判定指標は 1.0 としている。

5.2.3 隣接する無被災箇所との比較による検証

委員会において以下の指摘を受けたことから、被災箇所の前後区間で土質調査を実施し、無被災箇所における再現計算を行った。

今回発生した堤防漏水箇所について偏りが見られるため、地形・地質を整理して漏水区間との関係を整理するとともに、ボーリング調査結果が少ないとから、被害がない箇所でも調査すること。

また対策工の検討は、被災区間のみではなく、無被災区間との違いを把握したうえで実施すること。

(1) 調査結果

陥没箇所より約 6m 程度の上流と下流で、被災断面との比較により要因を特定することを目的としたボーリング調査を図 5.2.6 に示すように実施した。

被災断面では、その上下流と比べて、透水性の高い Ags 層が浅い位置に分布していることが判明した。このことより、被災断面では局所的に浸透経路が短く、パイピングが周囲より発生しやすい状況にあったと判断した。結果を図 5.2.7 に示す。

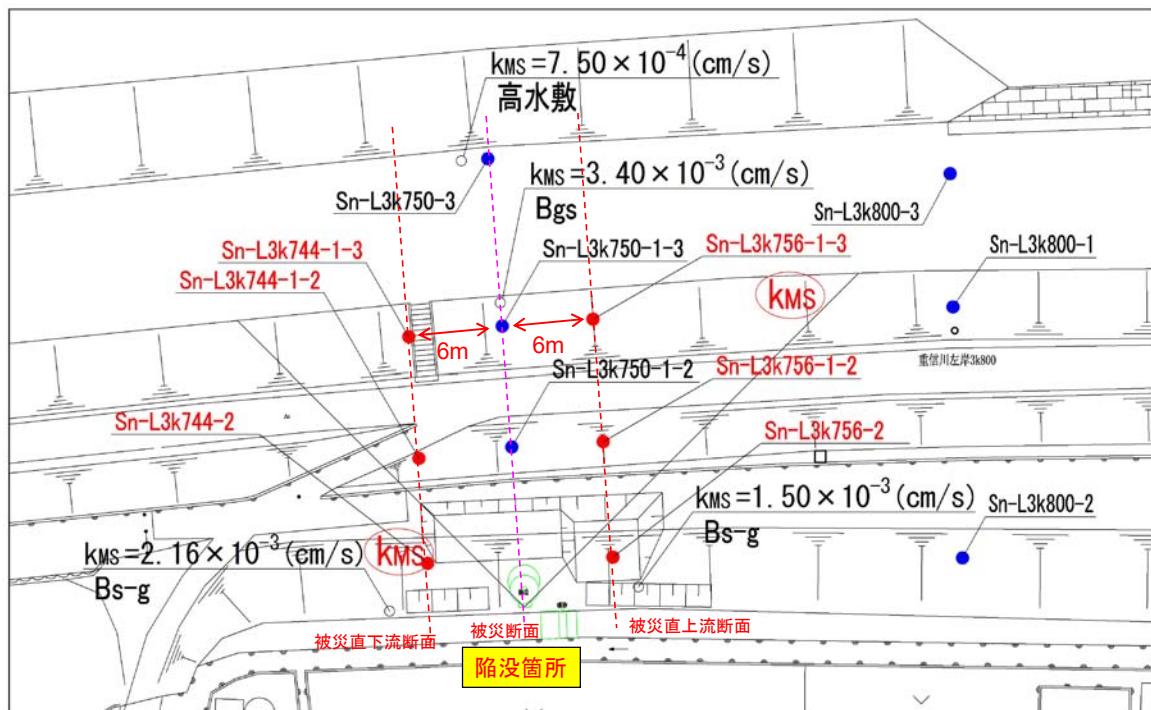


図 5.2.6 被災箇所に隣接した無被災箇所におけるボーリング調査位置図

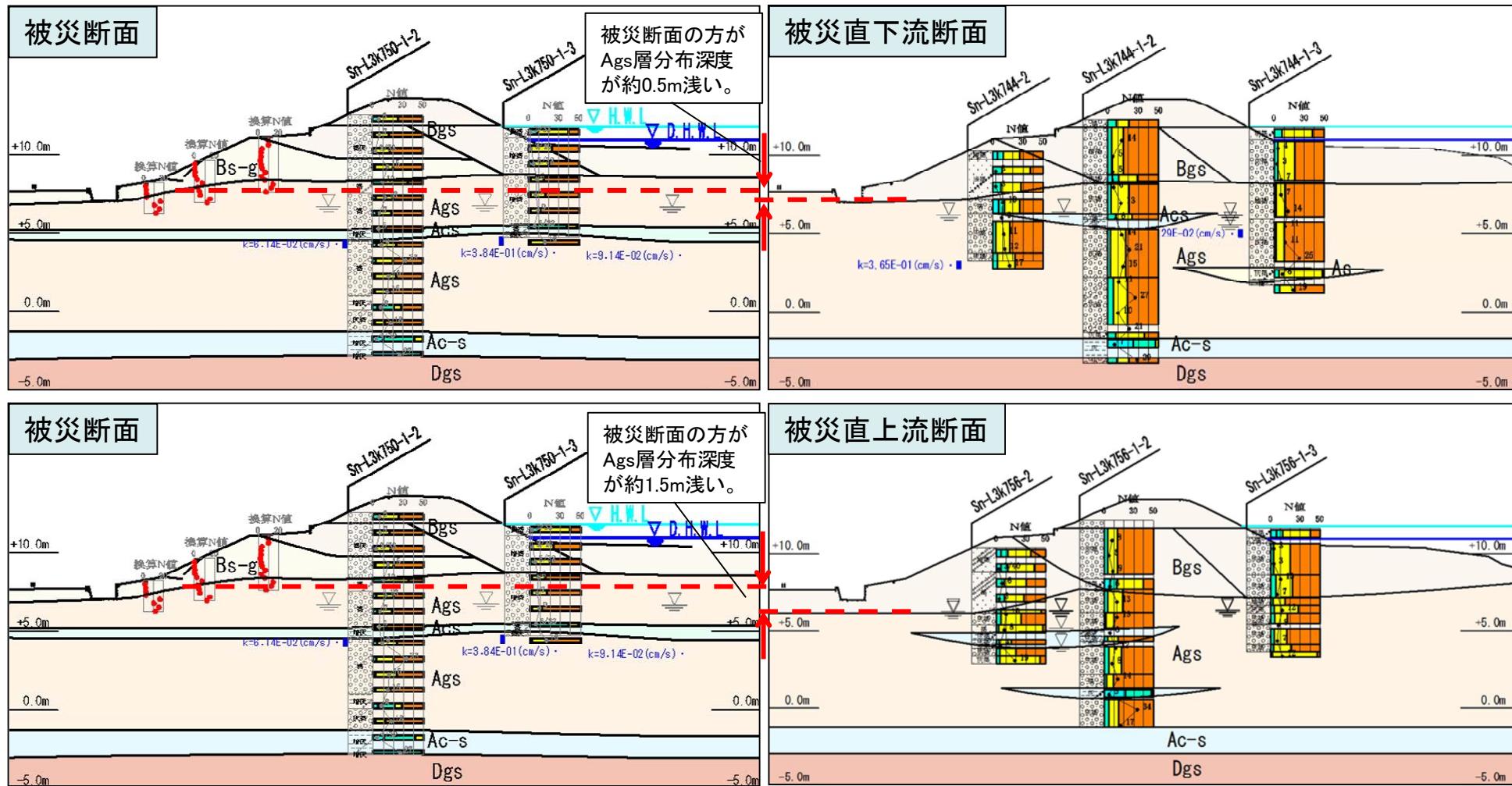


図 5.2.7 被災箇所に隣接した無被災箇所におけるボーリング調査結果図

(2) 無被災箇所における再現計算結果

被災箇所と無被災箇所における浸透に対する安全性の相違を考察するために、無被災箇所における再現計算を実施した。計算断面は、被災箇所の上下流の無被災箇所のうち、Ags層出現深度の浅い下流断面を対象とした。

無被災箇所で実施した透水試験の結果、基礎地盤の透水係数は、被災箇所と概ね同等であった。よって、地層構成による違いに着目するため、基礎地盤の透水係数は被災箇所と同値とした。

再現計算の結果、被災箇所は無被災箇所に比べて、局所動水勾配が大きくなる結果を確認できた。結果の比較を図 5.2.8 に示す。

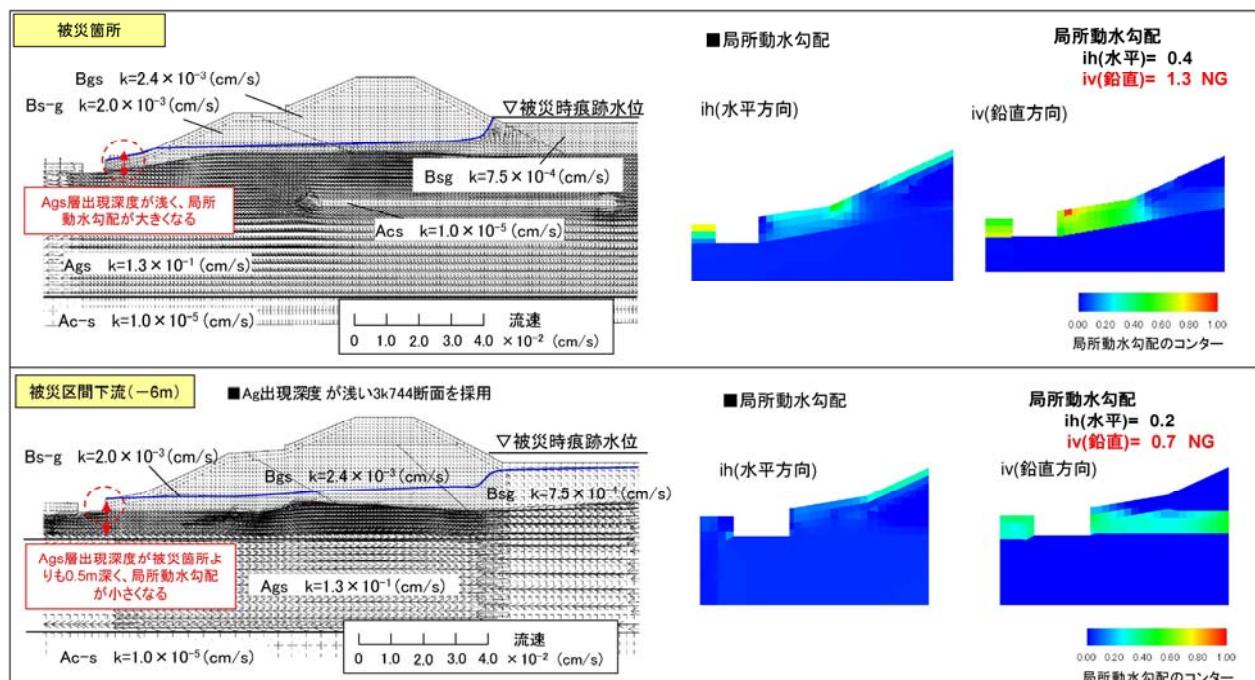


図 5.2.8 被災箇所と無被災箇所における解析結果の比較

5.2.4 まとめ

各種調査と解析結果を踏まえ、被災プロセスは以下のとおり三段階で発生したものと想定した。

(1) 第一段階

① 河川水位が上昇し、基礎地盤 (Ags) より水頭が上昇。(図 5.2.9 参照)

<推定理由>

- Case1～3 の浸透流解析結果より、漏水経路は Ags 層が卓越していること。

② Ags 層の上面が周辺より浅い位置において、盛土層 (Bs-g) と Ags 層を遮断する粘性土層 (Ac) に不連続な箇所があり、この箇所から Bs-g 層に抜けるパイピングが生じるような漏水が発生。

<推定理由>

- スウェーデン式サウンディング調査より、陥没箇所付近の Ags 層上面高が浅かったこと。
- Case1 の盤ぶくれに対する安定性の結果より、元々 Ac 層に不連続な箇所があった可能性が高いこと。
- Case1 のパイピング破壊に対する安定性の結果より、パイピングは Bs-g 層からの浸透が原因でないことを確認できたこと。

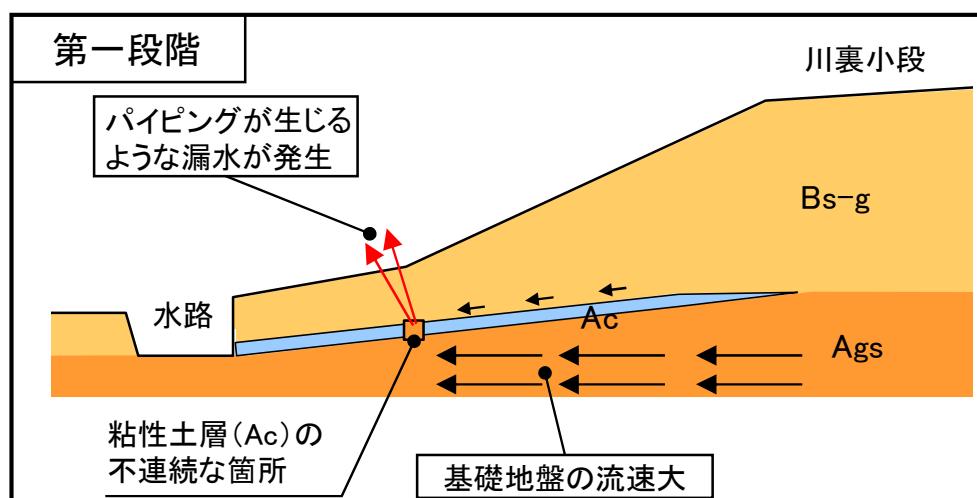


図 5.2.9 重信川右岸 3k800 における被災プロセスの概念図（第一段階）

(2) 第二段階

地表付近の局所的に緩い箇所から漏水が発生。漏水の進行に伴い、漏水孔周囲の土砂が吸出され、パイピング孔（空洞）が形成。(次ページ図 5.2.10 参照)

<推定理由>

- 噴砂口から噴砂孔を追跡した調査で表層の水みちが確認されたこと。
- 土層強度検査棒での調査で局所的に緩い領域が確認されたこと。
- Case2 のパイピング破壊に対する安定性の結果より、パイピングが発生する可能性が高いことを確認できたこと。

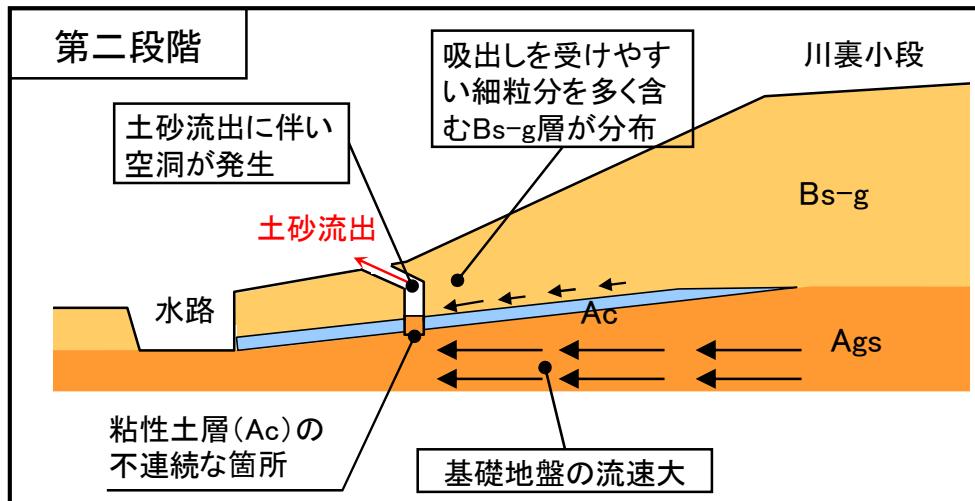


図 5.2.10 重信川右岸 3k800 における被災プロセスの概念図（第二段階）

(3) 第三段階

明確な要因を特定することは困難であるが、試掘調査や解析結果より、以下が要因であると推定した（図 5.2.11 参照）。なお、Ac 層がないケースでもパイピング破壊の可能性があることを確認できたことから、Ac 層の有無が直接的な要因ではないと言える。

- ・陥没箇所下部に吸出しを受けやすい細粒分を多く含んでいた Bs-g 層が分布していたこと。
- ・空洞の曲がっている箇所での流水に伴う侵食があった可能性があること。
- ・堤体からの浸透により Bs-g 層が吸い出された可能性があること。
- ・細粒分の吸出し ⇒ 陥没を繰り返して助長された可能性があること。

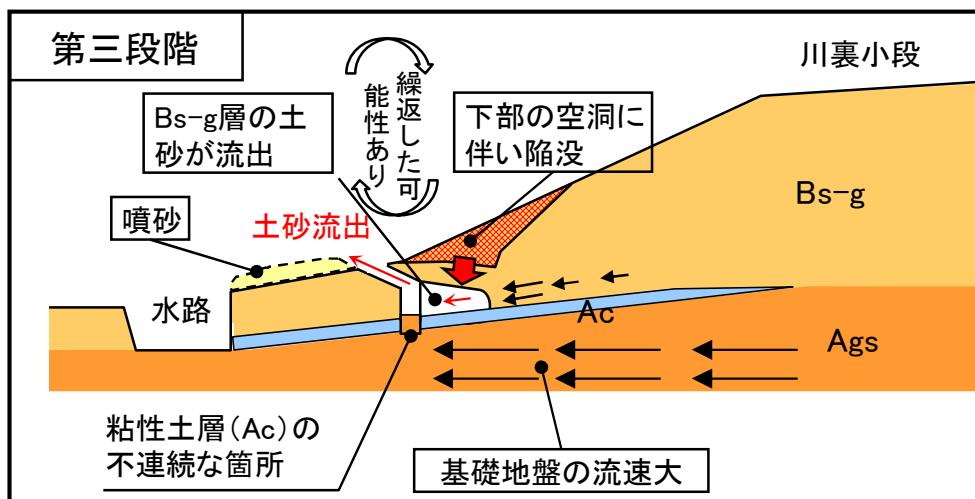


図 5.2.11 重信川右岸 3k800 における被災プロセスの概念図（第三段階）

6. 被災 14 区間における堤防漏水と被災メカニズム

6.1 被災 14 区間の検討概要

本章では、台風 18 号降雨の直後に確認した被災箇所（被災 14 区間）について、「調査結果」ならび「被災要因の分析」結果を示す。

(1) 被災 14 区間の定義

台風 18 号降雨直後に確認した被災箇所：全 14 区間（図 6.1.1 参照）

※被災 14 区間のうち、被災規模の大きい「右②：2k500」および「左⑥：3k800」に関する分析結果は、4 章、5 章で詳述している。

(2) 調査内容

要因分析の基礎資料として、被災 14 区間において、地質調査（ボーリング調査、現場透水試験、室内土質試験）を実施し、土層構成や地盤特性を把握した。

(3) 被災要因の分析

「漏水現象の再現確認」ならびに「浸透形態の確認」のために浸透流解析を行い、被災要因を分析した。

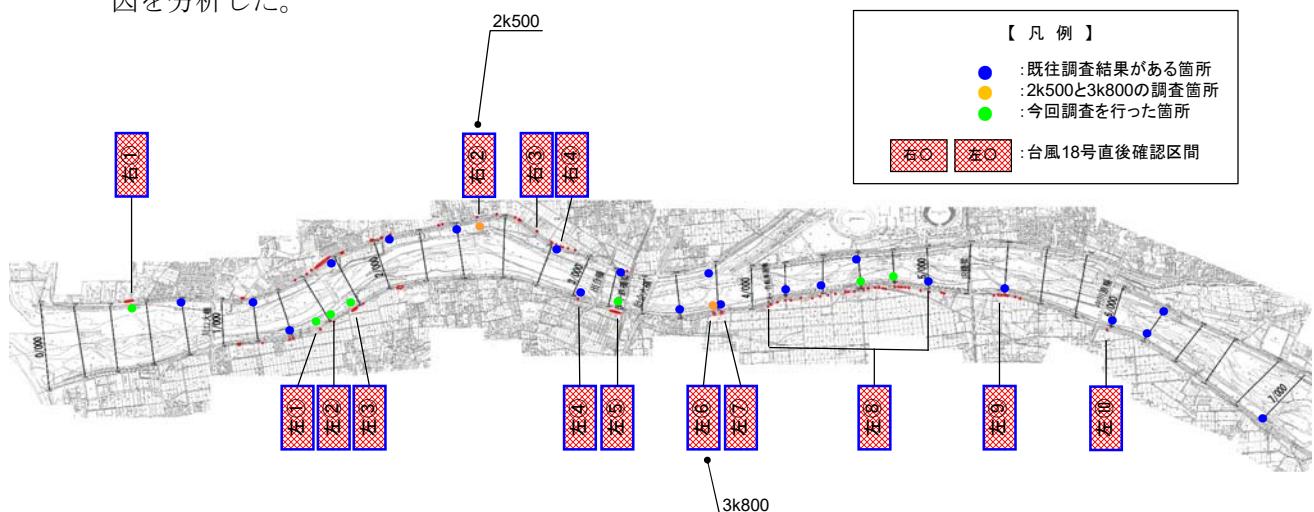


図 6.1.1 被災 14 区間 位置図

表 6.1.1 被災 14 区間 漏水点検結果一覧表

区間区分	左右岸	検討断面	確認箇所距離標(km)	区間長(m)	漏水痕跡	噴砂痕跡	整理番号	左右岸	検討断面	確認箇所距離標(km)	区間長(m)	漏水痕跡	噴砂痕跡
左①	左岸	L1k500	1.500	0	○	○		左岸		4.710	0	○	○
左②	左岸	L1k630	1.630	0	○	○		左岸		4.760	0	○	○
左③	左岸	L1k820	1.720	20	○	○		左岸		4.800	0	○	○
左④	左岸	L3k050	3.050	0	○	○		左岸		4.810	0	○	○
左⑤	左岸	L3k200	3.200	30	○	○		左岸		4.820	0	○	○
左⑥	左岸	L3k800	3.750	0	○	○		左岸		4.830	0	○	○
左⑦	左岸	L3k920	3.920	0	○	○		左岸		4.850	0	○	○
左⑧	左岸		4.090	0	○	○		左岸		4.870	0	○	○
	左岸		4.100	0	○	○		左岸		5.300	0	○	○
	左岸		4.150	0	○	○		左岸		5.320	0	○	○
	左岸		4.200	0	○	○		左岸		5.360	0	○	○
	左岸		4.230	0	○	○		左岸		5.370	0	○	○
	左岸		4.280	1	○	○		左岸		5.390	0	○	○
	左岸		4.330	0	○	○		左岸		5.990	0	○	○
	左岸		4.390	0	○	○		右①	R0k500	0.500	30	○	○
	左岸		4.410	0	○	○		右②	R2k500	2.500	0	○	○
	左岸		4.450	0	○	○		右③	R2k750	2.750	0	○	○
	左岸		4.500	0	○	○		右岸		2.800	20	○	○
	左岸		4.520	0	○	○		右岸		2.840	1	○	○
	左岸		4.570	0	○	○		右岸		2.860	3	○	○
	左岸		4.610	0	○	○		右岸		2.870	0	○	○
	左岸		4.630	0	○	○		右岸		2.900	0	○	○
	左岸		4.700	0	○	○		右岸		2.940	1	○	○

6.2 調査結果

(1) 重信川の土質特性

重信川は急流河川であるため、全川にわたり、基礎地盤や堤体が砂礫から構成されている（図 6.2.1 参照）。堤防横断方向の土層構成は、被災箇所での調査結果より、基礎地盤（砂礫：Ag 層）上部に堤体盛土（砂礫：Bgs 層）が被覆している。基礎地盤は透水係数が概ね $k=10^{-1} \sim 10^{-2}$ (cm/s) のオーダーを示し、透水性が非常に高い。堤体盛土も同様に透水性が高い砂礫を主体としているが、概ね $k=10^{-2} \sim 10^{-3}$ (cm/s) のオーダーを示し、基礎地盤よりやや透水性の低い特性を示す（図 6.2.2 参照）。



図 6.2.1 推定土質縦断図

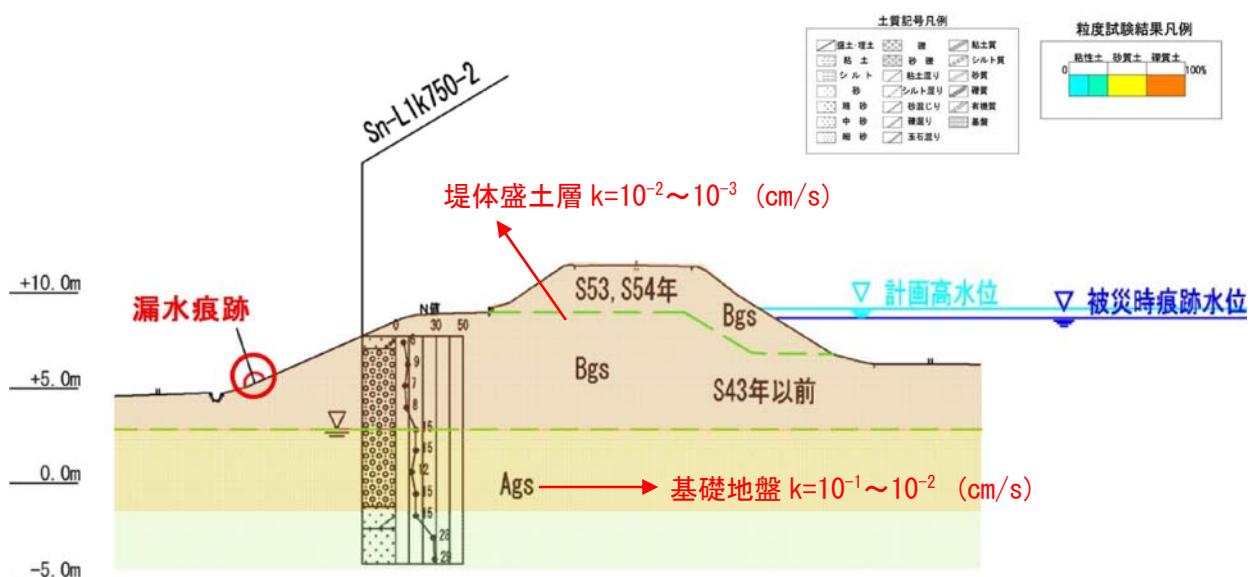


図 6.2.2 推定土質断面図（左③:L1k820 断面を抜粋）

(2) 調査結果

次頁以降に、被災 14 区間における調査結果を示す。（「右② : 2k500」および「左⑥ : 3k800」については 4 章、5 章で示しているため省略する）

6.3 被災 14 区間の堤防漏水の被災要因

6.3.1 浸透に対する安全性の照査

(1) 浸透に対する安全性評価手法の概要

浸透による堤防の破壊現象は、降雨あるいは河川水の堤体への浸透に起因するすべり破壊とパイピング破壊（浸透破壊）に大別できる。すべり破壊は、河川水位の上昇と降雨による堤体内浸潤面の上昇に伴う裏のりの崩壊やすべり現象であり、パイピング破壊は、局所の動水勾配あるいは浸透流速が限界値を超えることによる土粒子の流出によるものである。

今回検討では、検討対象となる新規漏水 14 区間について、「河川堤防の構造検討の手引き」（財）国土技術研究センター、平成 24 年 2 月（以降、手引きとする。）に準拠し、パイピング破壊に対する安全性の照査を行った。

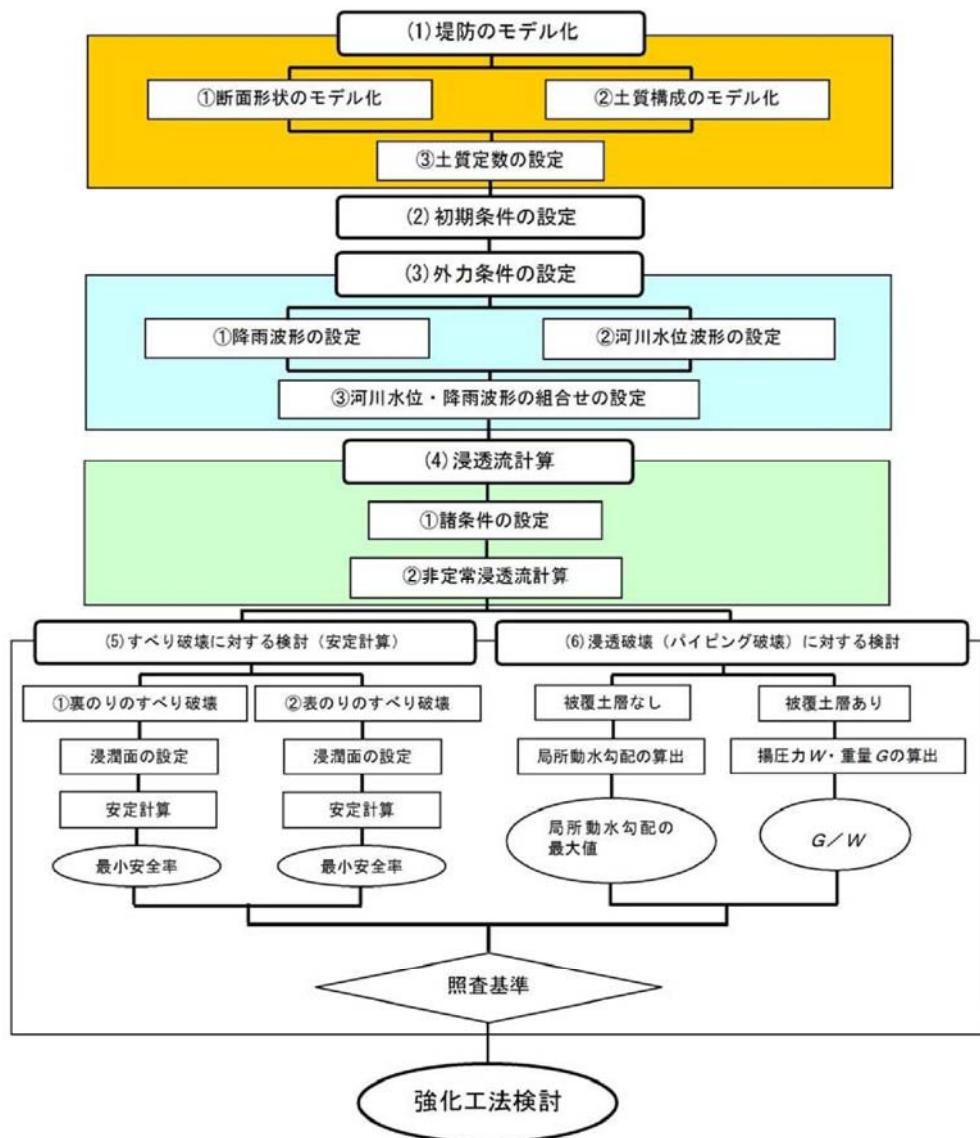


図 6.3.1 浸透に対する安全性照査フロー

(2) 堤防のモデル化

モデルは各断面における照査ボーリング結果（形状は実測直行横断）からの土質断面図から作成した。

○モデル化の範囲

- ・堤外地側範囲：平常時に河川水が存在する範囲まで。
- ・堤内地側範囲：河川や水路等の水位が把握されている箇所（水位一定境界）まで。
※水位が把握されている箇所がない場合、堤防高の10倍程度とする。

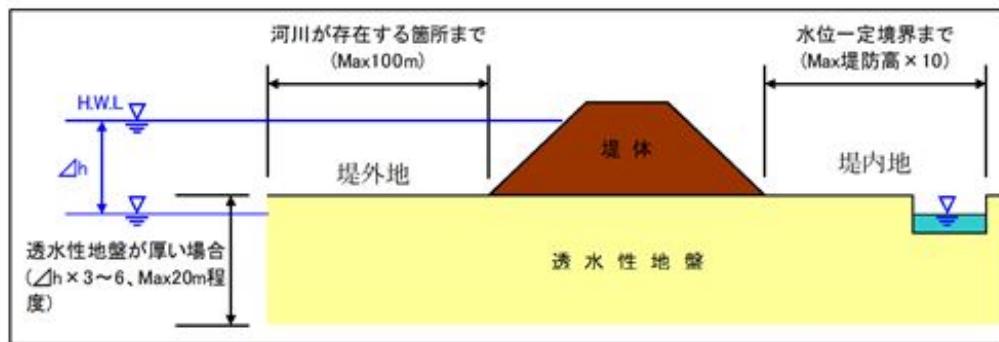


図 6.3.2 断面形状モデルの範囲 (手引き手順)

○モデル化要素（メッシュ）サイズ

有限要素法による浸透流計算では、要素分割度合いによって得られる結果が変化する。しかしながら、分割幅が堤防高の1/10程度以下になると、計算結果はほぼ一定となることから、安全性検討の評価箇所である堤体および堤体周辺は25cmの要素サイズとした。

一方、堤体から離れた箇所の要素サイズについては、計算結果（安全性評価）に与える影響が小さいので、要素サイズは堤体周辺よりも大きいサイズとした。

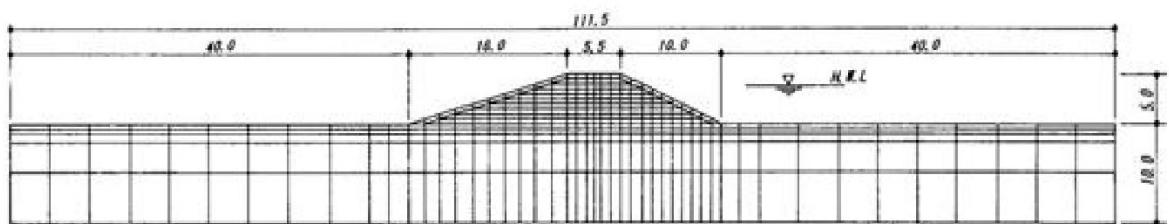


図 6.3.3 モデル化要素（メッシュ）サイズ概要図

○堤脚構造物の取り扱い

堤内側法尻に水路がある場合には、行き止まりとなっていることを考慮して、非浸出境界とした。なお、水路等構造物の埋戻し土の透水性は考慮していない。

(3) 初期条件の設定

初期条件の設定として事前降雨を考慮した。平成 29 年出水前の 6 カ月の降雨量を与えた状態から解析を行うことで、より再現性の高い解析を行うことができると判断した。降雨履歴は、照査外力と同じ「松山観測所」を用いた。

(4) 照査外力の設定

1) 降雨波形の設定

降雨波形は、重信川「松山観測所」における平成 29 年 9 月 17 日から 19 日の降雨履歴を用いる。「松山観測所」の選定理由として、漏水箇所が重信川下流に集中しており、最も近傍の観測所を用いることで、被災時の状況を再現するためである。

表 6.3.1 松山観測所諸元

観測所名	松山(まつやま)
観測項目	雨量
観測所記号	108011288805013
水系名	重信川
河川名	重信川
観測所管理者名	国土交通省松山河川国道事務所
観測所種別	第2種
観測開始時期	1953年06月01日
位置	所在地 愛媛県松山市土居田町(松山河川国道事務所内) 緯度 世界測地系 北緯 33度49分18秒 東経 132度44分22秒 経度 日本測地系 北緯 33度49分06秒 東経 132度44分31秒
記録方法	標高 10.00m テレメータ ○ 自記紙 — 電子ロガー —

2) 河川水位波形の設定

河川水位波形は、重信川「出合観測所」における平成 29 年 9 月 17 日から 19 日の観測水位を用いる。「出合観測所」の選定理由として、漏水箇所が重信川下流に集中しており、最も近傍の観測所を用いることで、被災時の状況を再現するためである。

表 6.3.2 出合観測所諸元

観測所名	出合(あい)
観測項目	水位流量
観測所記号	308011288805001
水系名	重信川
河川名	重信川
観測所管理者名	国土交通省松山河川国道事務所
観測所種別	第1種
観測開始時期	1950年07月21日
位置	左右岸の別 河口または合流点から の距離 3.10km
記録方法	所在地 愛媛県伊予郡松前町西高柳 緯度 世界測地系 北緯 33度48分21秒 東経 132度43分31秒 経度 日本測地系 北緯 33度48分06秒 東経 132度43分40秒 テレメータ ○ 自記紙 ○ 電子ロガー —
観測所諸元	流域面積 445.00km ² 零点高 4.090m 水防団待機水位 2.00m はん濫注意水位 3.00m 避難判断水位 4.60m はん濫危険水位 5.10m 計画高水位 5.94m 計画高水流量 3000.00m ³ /s

3) 降雨波形と河川水位波形の組み合わせ

降雨波形と河川水位波形を組み合わせ、照査外力を決定した。

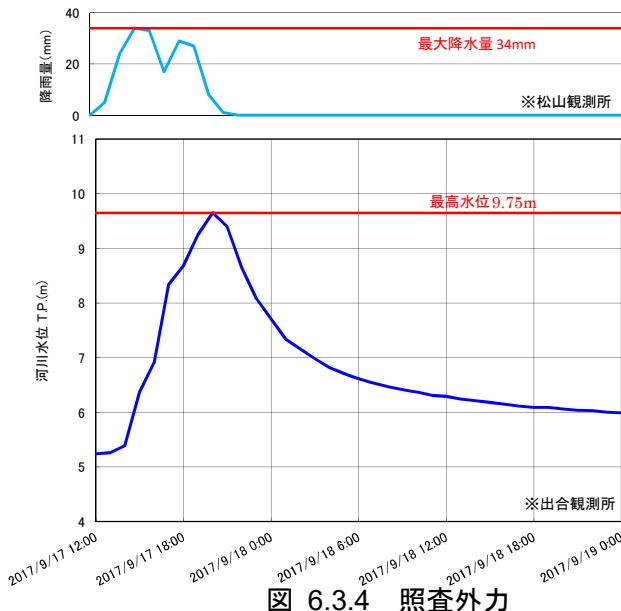


図 6.3.4 照査外力

各対象断面における河川水位波形は、出合観測所の被災痕跡水位と平水位と各対象断面の被災痕跡水位と平水位の比率を観測水位に乗算することで算出した。図 6.3.5 にイメージ図を示す。

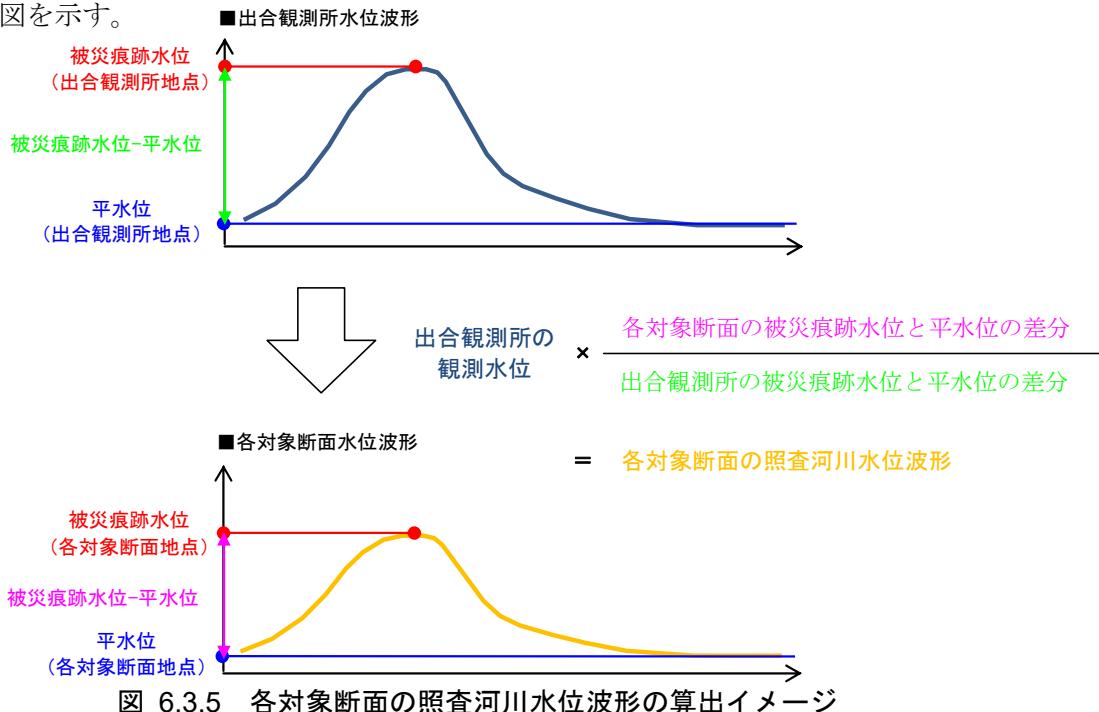


図 6.3.5 各対象断面の照査河川水位波形の算出イメージ

(5) 盛土の透水係数

盛土における透水係数は一般的に室内透水試験より設定する。一方、重信川では盛土が礫質土であり、最大粒径と供試体径の比率が、室内透水試験の実施条件を逸脱する。よって盛土の透水係数は、不飽和土層に対応した「締固めた地盤の透水試験」を行い、その結果から設定を行った。

6.3.2 解析結果

(1) 漏水再現計算結果

浸透流解析結果より、「法尻や法面への湿潤面の到達」ならびに「浸透破壊（パイピングならびに盤ぶくれ）に対する安全性の低下」を確認した。

(2) 浸透形態

浸透流解析結果より、河川水は「基礎地盤」ならびに「堤体盛土内」から浸透し、法尻に浸出している浸透形態を確認できた。

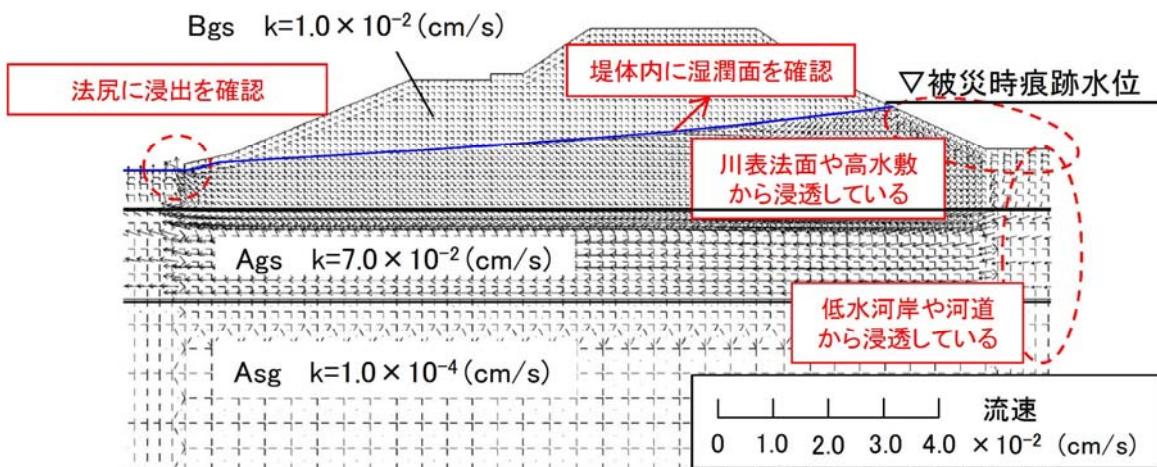


図 6.3.6 解析結果（左③:L1k820 断面を抜粋）

(3) 解析結果

次頁以降に、被災 14 区間の各断面毎の解析条件および解析結果を示す。

6.3.3 被災要因の分析結果とりまとめ

被災 14 区間について、浸透に対する堤防の安全性照査を行った結果、14 区間全てが、堤防の安定性が不足する結果となった。漏水要因は、堤体が砂礫で構成されることによる「堤体漏水」と基礎地盤の透水性が高いことに起因する「基盤漏水」が複合している「堤体漏水+基盤漏水」が主体とであると考える。

表 6.3.3 浸透流解析結果一覧

漏水区間区分	距離標	検討結果	堤体土質	基礎地盤土質	漏水箇所	浸透形態	被災要因
左①	L1k500	・ih(水平)=0.2 ・iv(鉛直)=0.4 ・G/W=0.8	砂礫	砂礫 粘性土挿在	堤体法尻 堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる ・基礎地盤からの水圧の影響による膨ぶぐれの可能性がある	堤体漏水+基盤漏水
左②	L1k630	・ih(水平)=0.2 ・iv(鉛直)=0.1 ・G/W=0.9	砂礫	砂礫 粘性土挿在	堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる ・基礎地盤からの水圧の影響による膨ぶぐれの可能性がある	堤体漏水+基盤漏水
左③	L1k820	・ih(水平)=0.4 ・iv(鉛直)=0.5	砂礫	礫質砂 砂礫	堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる ・低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水
左④	L3k050	・ih(水平)=0.5 ・iv(鉛直)=0.5	砂礫	砂礫	堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる ・低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水
左⑤	L3k200	・ih(水平)=0.1 ・iv(鉛直)=0.7	砂礫	礫質砂 砂礫	堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる ・低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水
左⑥	L3k800	・ih(水平)=0.4 ・iv(鉛直)=1.3	砂礫	砂礫	堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる ・低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水
左⑦	L3k820	・ih(水平)=0.3 ・iv(鉛直)=0.5	砂礫	砂礫	堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる ・低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水
左⑧	L4k200	・ih(水平)=1.0 ・iv(鉛直)=1.9	砂礫	砂礫	堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる ・低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水
左⑨	L5k300	・ih(水平)=1.2 ・iv(鉛直)=1.3	砂礫	砂礫	堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる ・低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水
左⑩	L6k000	・ih(水平)=0.2 ・iv(鉛直)=0.8	砂礫	礫質砂 砂礫	堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる ・低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水
右①	R0k500	・ih(水平)=0.5 ・iv(鉛直)=0.9	砂礫	砂礫	堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる	堤体漏水
右②	R2k500	・ih(水平)=0.7 ・iv(鉛直)=1.5	砂礫	礫質砂 砂礫	堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる ・低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水
右③	R2k750	・ih(水平)=0.7 ・iv(鉛直)=1.1	砂礫	礫質砂 砂礫	堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる ・低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水
右④	R2k800	・ih(水平)=0.3 ・iv(鉛直)=0.5	砂礫	礫質砂 砂礫	堤体法面	・川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる ・堤体内に湿潤面を確認できる ・低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水

※青字:堤体漏水に関連する事項、緑字:基盤漏水に関連する事項

7. 新規 14 区間における堤防漏水と被災メカニズム

7.1 新規 14 区間の検討概要

本章では、台風 18 号後に実施した堤防除草時に確認した被災箇所（新規 14 区間）について、「被災 14 区間」と同様に実施した「被災要因の分析」結果を示す。

※新規 14 区間は、除草後に確認された箇所であり、噴砂痕が確認できず、漏水痕跡のみ確認できた箇所である。

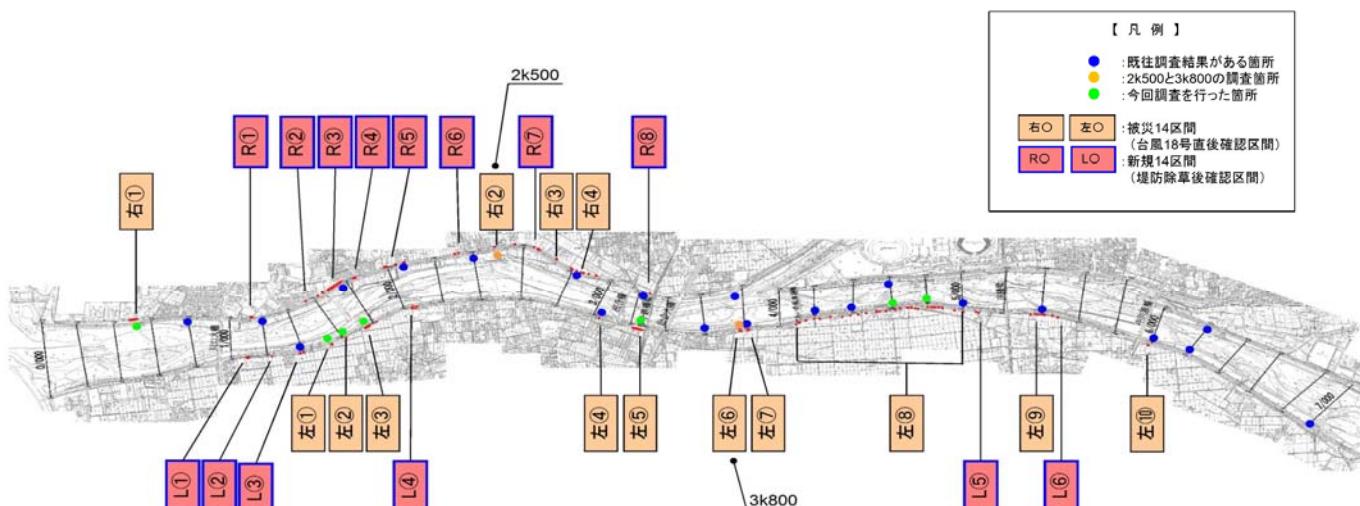
(1) 新規 14 区間の定義

台風 18 号後の堤防除草時に確認した被災箇所：全 14 区間（図 7.1.1 参照）

(2) 被災要因の分析

「漏水現象の再現確認」ならびに「浸透形態の確認」のために浸透流解析を行い、被災要因を分析した。

※新規 14 区間の解析モデルは、近傍のボーリング調査結果を用いて作成している。



(3) 浸透に対する安全性の照査方法

新規 14 区間の浸透に対する安全性の照査は、被災 14 断面と同様のため、前述する「6.3.1 浸透に対する安全性の照査」を参照されたい。

7.2 解析結果

(1) 漏水再現計算結果

浸透流解析結果より、「法尻や法面への湿潤面の到達」ならびに「浸透破壊（パイピングならびに盤ぶくれ）に対する安全性の低下」を確認した。

(2) 浸透形態

浸透流解析結果より、被災 14 区間と同様に、河川水は「基礎地盤」ならびに「堤体盛土内」から浸透し、法尻に浸出している浸透形態を確認できた。

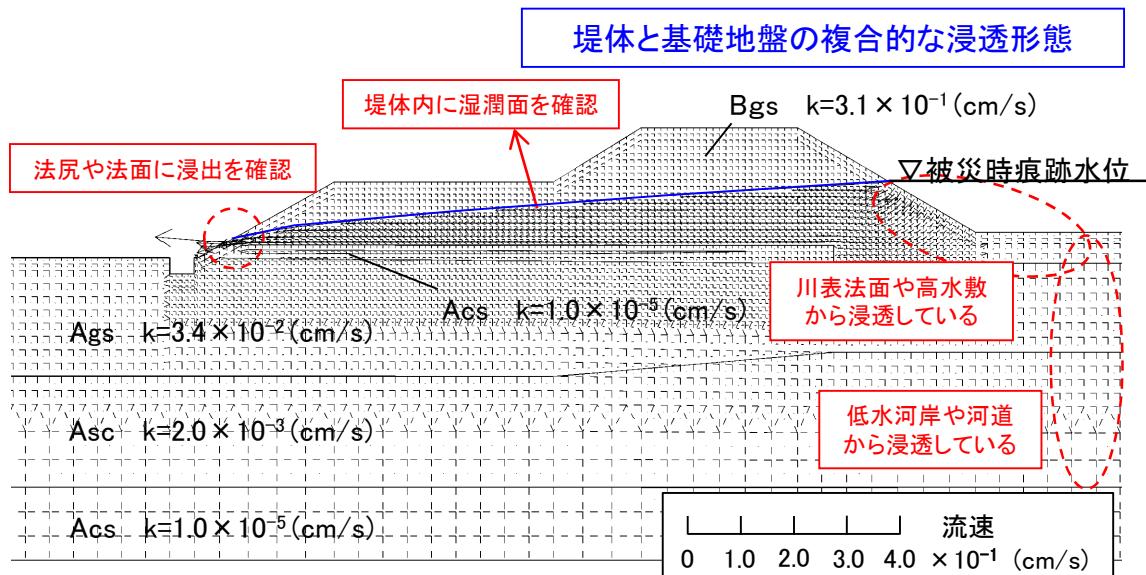


図 7.2.1 解析結果 (L③ L1k400 を抜粋)

(3) 解析結果

次頁以降に、新規 14 区間の各断面毎の解析条件および解析結果を示す。

7.3 被災要因の分析

新規漏水 14 区間について、浸透に対する堤防の安全性照査を行った結果、14 区間のうち、11 区間において堤防の安定性が不足、3 区間において堤防の安定性を満足する結果となった。

漏水要因は、堤体が砂礫で構成されることによる「堤体漏水」と基礎地盤の透水性が高いことによる「基盤漏水」が複合している「堤体漏水+基盤漏水」が主体とであると考える。また、堤体の安全性を満足する区間は、上下流とは異なる地形・地質状況であった。

表 7.3.1 浸透流解析結果一覧

漏水区間区分	距離標	検討結果	堤体土質	基礎地盤土質	漏水箇所(解析結果)	浸透形態	被災要因
L①	L1k100	• $ih(\text{水平})=2.4$ • $iv(\text{鉛直})=2.6$ • $G/W=1.0$	砂礫 粘性土	砂礫 粘性土挿在	堤体法面	•川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる •堤体内に湿潤面を確認できる •基礎地盤からの水圧の影響による盤ぶくれの可能性がある	堤体漏水+基盤漏水
L②	L1k210	• $ih(\text{水平})=0.5$ • $iv(\text{鉛直})=0.3$ • $G/W=0.7$	砂礫	砂礫 粘性土挿在	堤体法面	•川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる •堤体内に湿潤面を確認できる •基礎地盤からの水圧の影響による盤ぶくれの可能性がある	堤体漏水+基盤漏水
L③	L1k400	• $ih(\text{水平})=0.3$ • $iv(\text{鉛直})=0.3$	砂礫	砂礫 粘性土挿在	堤体法面	•川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる •堤体内に湿潤面を確認できる •低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水 検討結果はOK
L④	L2k050	• $ih(\text{水平})=0.3$ • $iv(\text{鉛直})=0.1$ • $G/W=0.8$	砂礫	砂礫 粘性土挿在	堤体法尻	•川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる •堤体内に湿潤面を確認できる •基礎地盤からの水圧の影響による盤ぶくれの可能性がある	堤体漏水+基盤漏水
L⑤	L5k090	• $ih(\text{水平})=0.1$ • $iv(\text{鉛直})=0.1$	砂礫 粘性土質礫	砂礫	堤体法尻	•低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる •堤体内の湿潤面は降雨により形成されている	基盤漏水 検討結果はOK
L⑥	L5k450	• $ih(\text{水平})=0.1$ • $iv(\text{鉛直})=0.1$ • $G/W=0.7$	砂礫	砂礫 粘性土挿在	堤体法尻	•川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる •堤体内に湿潤面を確認できる •基礎地盤からの水圧の影響による盤ぶくれの可能性がある	堤体漏水+基盤漏水
R①	R1k120	• $ih(\text{水平})=0.3$ • $iv(\text{鉛直})=0.3$	砂礫	礫質砂 砂礫	堤体法尻	•川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる •堤体内に湿潤面を確認できる •低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水 検討結果はOK
R②	R1k620	• $ih(\text{水平})=0.4$ • $iv(\text{鉛直})=0.2$ • $G/W=0.7$	砂礫	礫質砂 砂礫	堤体法尻	•川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる •堤体内に湿潤面を確認できる •基礎地盤からの水圧の影響による盤ぶくれの可能性がある	堤体漏水+基盤漏水
R③	R1k680	• $ih(\text{水平})=0.3$ • $iv(\text{鉛直})=0.1$ • $G/W=0.9$	砂礫	粘性土 砂質土 砂礫	堤体法面	•川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる •堤体内に湿潤面を確認できる •基礎地盤からの水圧の影響による盤ぶくれの可能性がある	堤体漏水+基盤漏水
R④	R1k830	• $ih(\text{水平})=0.1$ • $iv(\text{鉛直})=0.1$ • $G/W=0.9$	砂礫	砂礫 粘性土挿在	堤体法尻	•川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる •堤体内に湿潤面を確認できる •基礎地盤からの水圧の影響による盤ぶくれの可能性がある	堤体漏水+基盤漏水
R⑤	R2k060	• $ih(\text{水平})=0.6$ • $iv(\text{鉛直})=1.0$	砂礫 粘性土	砂質土 砂礫	堤体法面	•川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる •堤体内に湿潤面を確認できる •低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水
R⑥	R2k300	• $ih(\text{水平})=0.6$ • $iv(\text{鉛直})=0.8$	砂礫	礫質砂 砂礫	堤体法面	•川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる •堤体内に湿潤面を確認できる •低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水
R⑦	R2k680	• $ih(\text{水平})=0.3$ • $iv(\text{鉛直})=0.5$	砂礫	礫質砂 砂礫	堤体法尻	•川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる •堤体内に湿潤面を確認できる •低水河岸や河道から基礎地盤内への浸透を確認できる	堤体漏水+基盤漏水
R⑧	R3k280	• $ih(\text{水平})=0.5$ • $iv(\text{鉛直})=0.4$ • $G/W=1.5$	砂礫	粘性土 砂礫	堤体法尻	•川表法面や高水敷から堤体内への浸透を確認できる •堤体内に湿潤面を確認できる	堤体漏水

※青字: 堤体漏水に関連する事項、緑字: 基盤漏水に関連する事項

8. 被災箇所の対策工法について

8.1 対策工法の検討方針

対策工の検討に先立ち、委員会において以下の指摘を受けた。

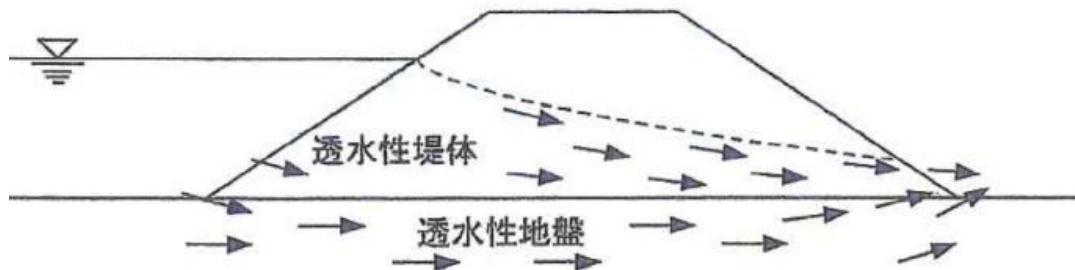
浸透経路を考慮した対策工の検討を行うこと。

以上を踏まえ、対策工の検討を行うにあたり、被災要因の整理を行った。

8.1.1 被災要因の整理

重信川の被災要因として、堤体が砂礫で構成されることによる「堤体漏水」ならびに、基礎地盤の透水性が高いことに起因する「基盤漏水」が複合していることが確認された。このため、漏水要因である、「堤体漏水+基盤漏水」に対する対策が必要となる。

ここで、重信川の特徴として、堤体、基礎地盤とも高透水の礫質地盤であるため、堤体、基礎地盤の両面から漏水が発生しやすい土質特性を有することから、これらに対する対策が必要となる。



■被災要因

- ・堤体が砂礫で構成されること
- ・基礎地盤が透水性の高い砂礫で構成されること



河川からの漏水が発生しやすい土質特性を有する

図 8.1.1 重信川における漏水の特徴

8.1.2 対策工法の検討

重信川左岸3.8k付近の堤防川裏法面の陥没、重信川右岸2.5k付近などの大規模な被災箇所や、堤防川裏側の法尻すべりの発生要因を踏まえるとともに、周辺の地下水利用に配慮した対策工を検討した。

(1) 検討方針

被災要因、破壊形態に応じた対策工の考え方、重信川における適用性の観点から、対策工法を抽出し、代表断面において対策効果を確認の上、対策工法の方針を検討した。

検討フローを以下に整理する。重信川においては、基礎地盤が高透水であるという地盤特徴をふまえた上で、用地特性や利水状況などの重信川の社会的な特性をあわせ、対策工の適用性を判断する。

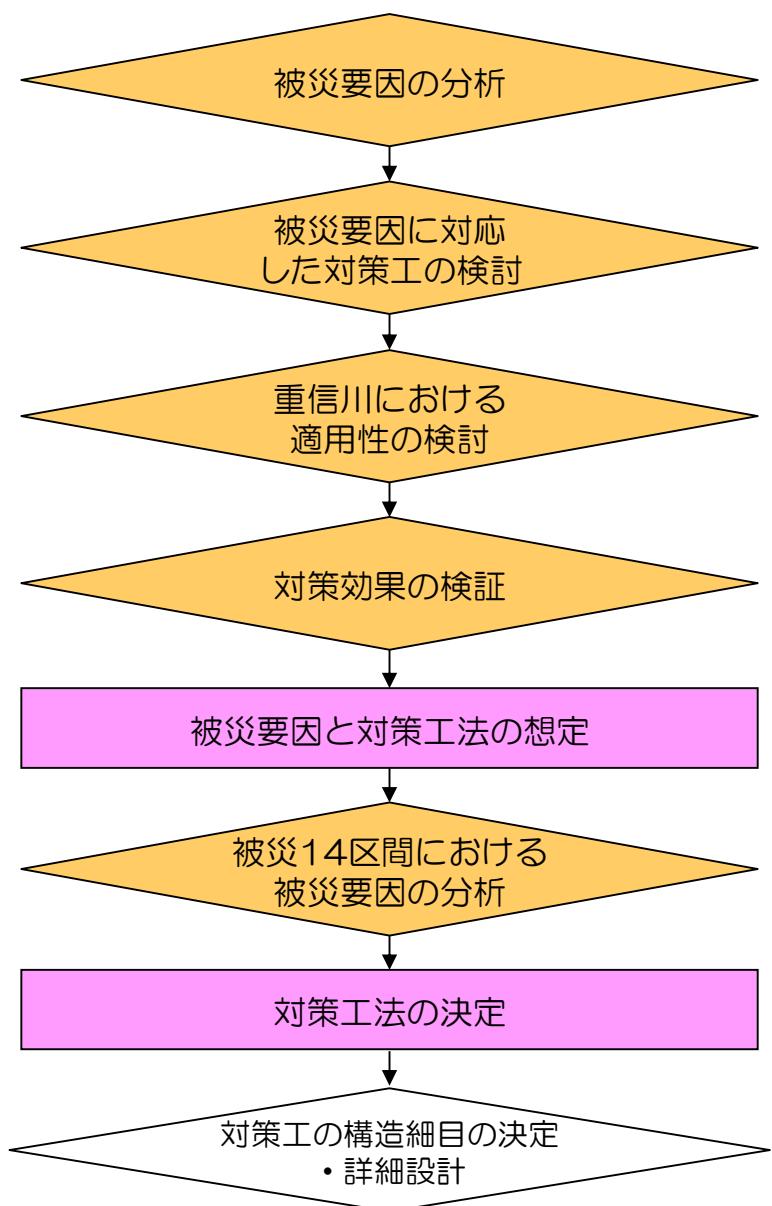


図 8.1.2 検討フロー

(2) 重信川における被災要因

堤体と基礎地盤の透水性が高いことに起因する堤体と基礎地盤からの河川水の流入（「堤体漏水＋基盤漏水」）が主要因と想定された。

(3) 破壊形態に応じた対策工の基本的な考え方

川表側は遮水工法により堤体や基礎地盤への河川水の流入を抑制すること、川裏側は排水促進工法により堤体や基礎地盤への浸透水をすみやかに排水することを基本とする。

また、現地状況に応じて、断面形状の拡大・一枚のり化により、堤防の安定化・堤体への浸透低減を図ることを併用することを今後検討する。

(4) 対策工法の重信川における適用性

重信川の現地条件をふまえた対策工の適用性を以下に整理する。

① 地下水利用への影響

重信川からの地下水・伏流水の依存度が高い。そのため、地下水の阻害となる工法の採用は難しい。

② 高水敷の堤外民地の存在

重信川は、下流の大半では堤外民地を抱えている。

これより、被災区間のうち、堤外民地がない区間は高水敷幅が狭く、ブランケット工法の適用は困難と判断した。

③ 堤内地の状況

堤内側は民家等が隣接し、断面拡大工法の適用には、用地買収が必要である。このため、緊急的な対応が必要となる災害復旧での適用は難しいと考える。

(5) 対策工法

対策工法は、川側からの堤体漏水対策を目的とし、すべての地区で適用可能な「表のり面被覆工法」を実施する。さらに、基盤漏水対策として耐浸透機能を確保することが必要な場合は「堤内基盤排水工法」を併用することを基本とする。

表 8.1.1 に一覧表を示す。

表 8.1.1 各種浸透対策工法の効果と重信川への適用性一覧表

対策原理	対策工法		一般的な対策効果	重信川の特性を踏まえた適用性		堤体漏水に対する効果	基盤漏水に対する効果	対策工法の組合せ
川表遮水	①川表遮水工法 (矢板工法)		基礎地盤への浸透水量の低減による裏のり尻部の揚圧力低減。	地下水利用への支障による社会的影響が大きい。	地下水利用より ×			
	②表のり面被覆工法		のり面遮水による堤体浸透の抑制。	透水性の高い堤体への浸透を抑制できる。	適用性が高い ○	◎ ●		
	③プランケット工法		浸透路長の延長による裏のり尻部の揚圧力低減。	高水敷幅が狭い区間では、対策効果が小さい。	△		△	
川裏排水	④堤内基盤排水工法		透水性の高い基礎地盤から被覆層下面に作用する揚圧力の低下。	被災要因(基盤漏水)から対策効果が見込まれる。	適用性が高い ○		○ ●	表のり面被覆工法 + 堤内基盤排水工法
	⑤ドレンエ工法		裏のり尻部の動水勾配の低減。	被災要因(基盤漏水)から対策効果が見込まれない。		○		
断面形状安定	⑥一枚のり工法		緩傾斜化による安定性の向上。 小段からの浸透低減。	現況断面形状に応じて、対策効果が異なる。	△	△		
	⑦断面拡大工法		浸透路長の延長による、裏のり尻の揚圧力低減。	用地の制約や流下能力への影響ある(堤内側)。	用地条件より ×			
	⑧堤内地盤嵩上げ工法		堤内地盤の嵩上げによる押え盛土荷重の増大。	用地の制約がある(堤内側)。				

表のり面被覆工法 + 堤内基盤排水工法

8.2 対策効果の検証結果

漏水の要因が「堤体漏水+基盤漏水」であるため、「表のり面被覆工法」だけでは、十分な対策効果を得ることができない。そのため、「表のり面被覆工法+堤内基盤排水工法」の効果を検証した結果、漏水対策として有効であることを確認した。

表 8.2.1 主な被災箇所対策効果の検証結果一覧表

漏水区間	距離標	現況		対策工		
		非定常		堤内基盤排水工法(定常)		堤体漏水(非定常)
		被災外力		計画外力		計画外力
		バイピング	すべり	盤ぶくれ	盤ぶくれ	長期安定性
左①	L1k500	OK	OK	NG	OK	OK
		$ih=0.2$ $iv=0.4$	$F_s=1.6$	$G/W=0.8$	$G/W=1.3$	$i_L=0.4$
左②	L1k630	OK	OK	NG	OK	OK
		$ih=0.2$ $iv=0.1$	$F_s=1.8$	$G/W=0.9$	$G/W=1.1$	$i_L=0.3$
左③	L1k820	NG	OK	-	OK	OK
		$ih=0.4$ $iv=0.5$	$F_s=1.5$	-	$G/W=1.8$	$i_L=0.4$
左④	L3k050	NG	OK	-	OK	OK
		$ih=0.5$ $iv=0.5$	$F_s=1.4$	-	$G/W=1.2$	$i_L=0.4$
左⑤	L3k200	NG	OK	-	OK	OK
		$ih=0.1$ $iv=0.7$	$F_s=1.4$	-	$G/W=1.6$	$i_L=0.4$
左⑥	L3k800	NG	OK	-	OK	OK
		$ih=0.4$ $iv=1.3$	$F_s=1.4$	-	$G/W=1.2$	$i_L=0.4$
左⑦	L3k820	NG	OK	-	OK	OK
		$ih=0.3$ $iv=0.5$	$F_s=1.7$	-	$G/W=1.1$	$i_L=0.4$
左⑧	L4k200	NG	OK	-	OK	OK
		$ih=1.0$ $iv=1.9$	$F_s=1.3$	-	$G/W=1.4$	$i_L=0.4$
左⑨	L5k300	NG	OK	-	OK	OK
		$ih=1.2$ $iv=1.3$	$F_s=1.1$	-	$G/W=1.1$	$i_L=0.3$
左⑩	L6k000	NG	OK	-	OK	OK
		$ih=0.2$ $iv=0.8$	$F_s=1.8$	-	$G/W=1.1$	$i_L=0.3$
右①	R0k500	NG	OK	-	-	OK
		$ih=0.5$ $iv=0.9$	$F_s=1.6$	-	-	$ih=0.1$ $iv=0.1$
右②	R2k500	NG	NG	-	OK	OK
		$ih=0.7$ $iv=1.5$	$F_s=0.9$	-	$G/W=1.3$	$i_L=0.4$
右③	R2k750	NG	OK	-	OK	OK
		$ih=0.7$ $iv=1.1$	$F_s=1.2$	-	$G/W=1.6$	$i_L=0.4$
右④	R2k800	NG	OK	-	OK	OK
		$ih=0.3$ $iv=0.5$	$F_s=1.2$	-	$G/W=1.9$	$i_L=0.4$

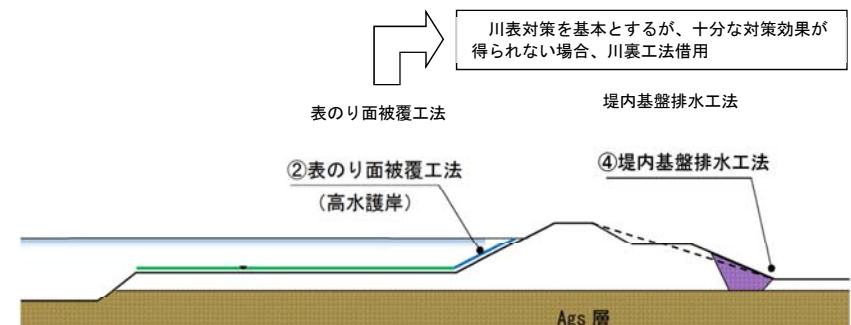


図 8.2.1 対策工法のイメージ

【対策工概略諸元】		
表のり面被覆工法		
堤内基盤排水工法		
・底面幅 (L=1.5m 程度)		
・底面は基礎地盤層に着底		

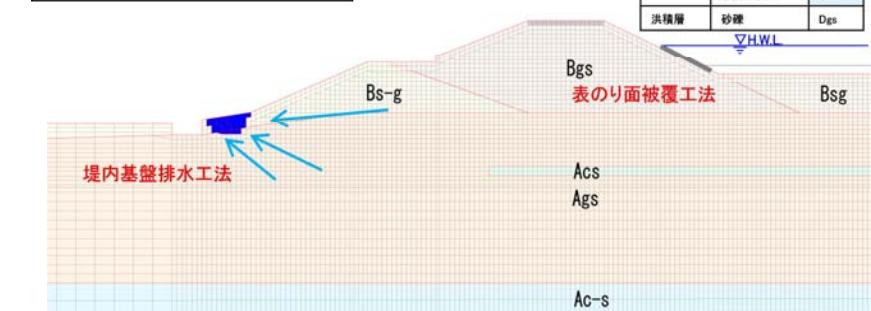


図 8.2.2 対策工のイメージ

8.3 対策工法のまとめ

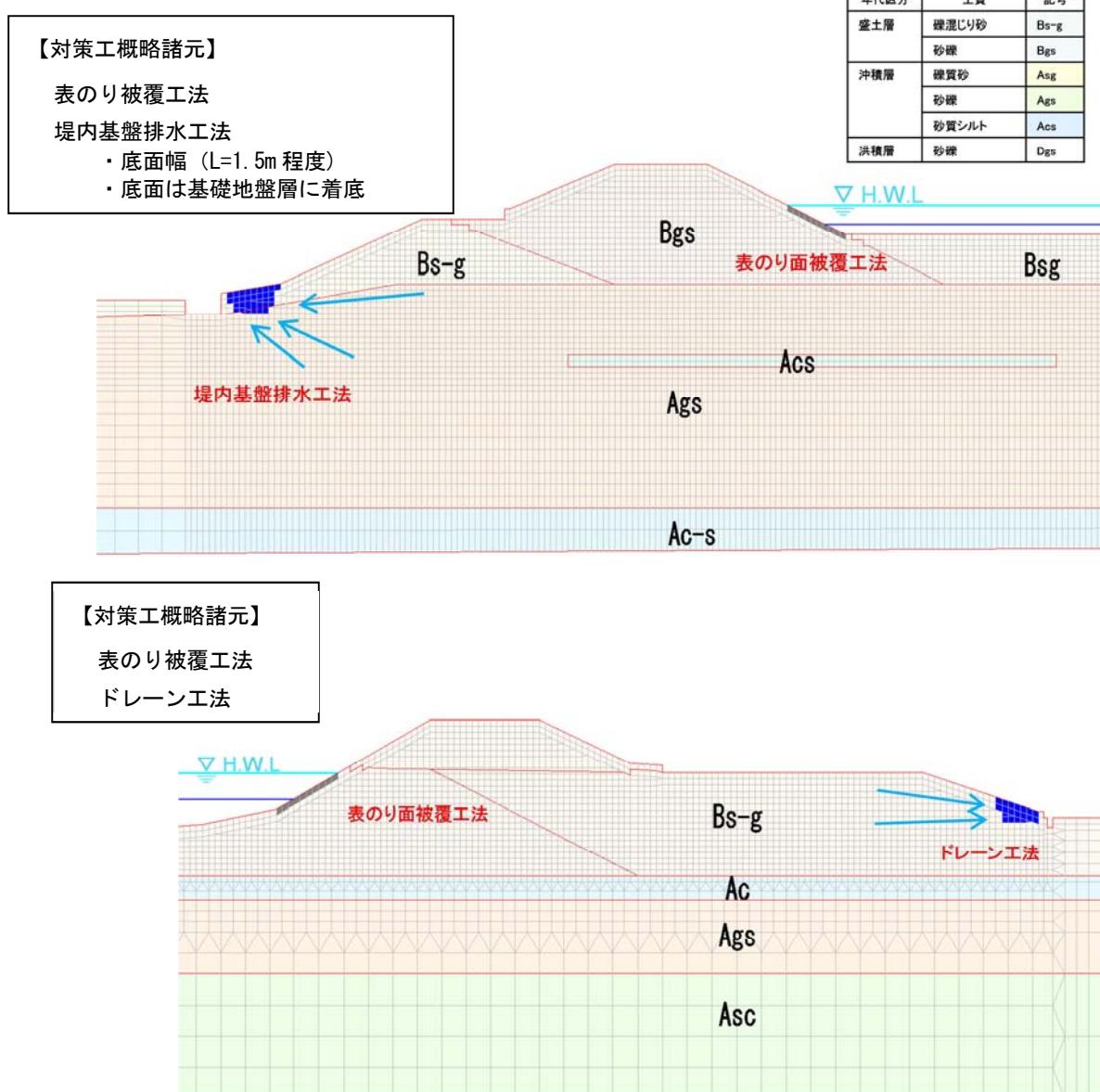
「表のり面被覆工法+堤内基盤排水工法」の効果を検証した結果、漏水対策として有効であることを確認した。

これより、被災全区間において、「表のり面被覆工法+堤内基盤排水工法」を採用する。

一部、堤内地盤高が高い区間などで基盤排水が必要でない区間については、「表のり面被覆工法+ドレン工」とするが、他区間と概ね類似する工法となる。

上記の対策工の概要イメージを以下に示す。基本的には「表のり面被覆工法」と「堤内基盤排水工法」の併用により、必要な耐浸透機能を確保する。

右岸 0k500 などの地盤高が高い区間の対策は、「表のり面被覆工法」と「ドレン工法」の併用により、必要な耐浸透機能を確保する。



9.1 重信川における堤防の安全確保の対応方針

重信川の堤防の安全性の確保にあたっては、本出水で被災が確認された区間については、本委員会の検討をふまえ、「表法被覆工法と堤内基盤排水工法の併用案」による対策を実施することで、安全確保を図る。

また、重信川全川における安全確保にあたっては、漏水が発生する危険性の高い場所を抽出のうえ、対策を実施する区間と、重点監視を行う区間に区分したうえで、それぞれの対応方針を決定した。

9.2 堤防漏水対策箇所の整理

9.2.1 漏水対策箇所の整理方針

重信川堤防における漏水要因、対策方針とともに、漏水の発生箇所と未発生箇所との違いに着目し、表 9.2.1 に示す指標（基盤漏水の例）を用いて、被災要因を分析した。

表 9.2.1 被災要因の分析に用いる指標

特性	内容	指標
地形特性	治水地形分類図をもとに判断する堤防付近の地形	自然堤防、旧河道等
水位特性	台風 18 号の痕跡水位と堤内地盤高との差	水頭差
堤防形状特性	台風 18 号の痕跡水位と堤防法尻を結ぶ勾配	平均動水勾配
地盤特性	高透水性である基礎地盤の深度	盤ぶくれ指標

これらの指標により、重信川において、漏水の危険性の高い区間を抽出・整理する。

9.2.2 被覆土層厚の確認のための法尻調査

左岸 3k800 と右岸 2k500 の被災要因の一つとして、堤防の川裏法尻付近の高透水性基礎地盤の分布深度が周辺より浅く分布していることが挙げられた。この結果より、委員会において以下の指摘を受けた。

地形特性などの指標に加え、漏水に対して安全性が不足する区間を確認するため、無被災箇所において、法尻付近の基礎地盤の分布状況把握を目的としたサウンディングと、陥没・すべりの発生の素因である堤体の砂質土の把握を目的としたオーガボーリングを実施すること。

以上を踏まえ、堤防 100m ピッチで、図 9.2.1 における位置で、サウンディングとオーガボーリングを行った。

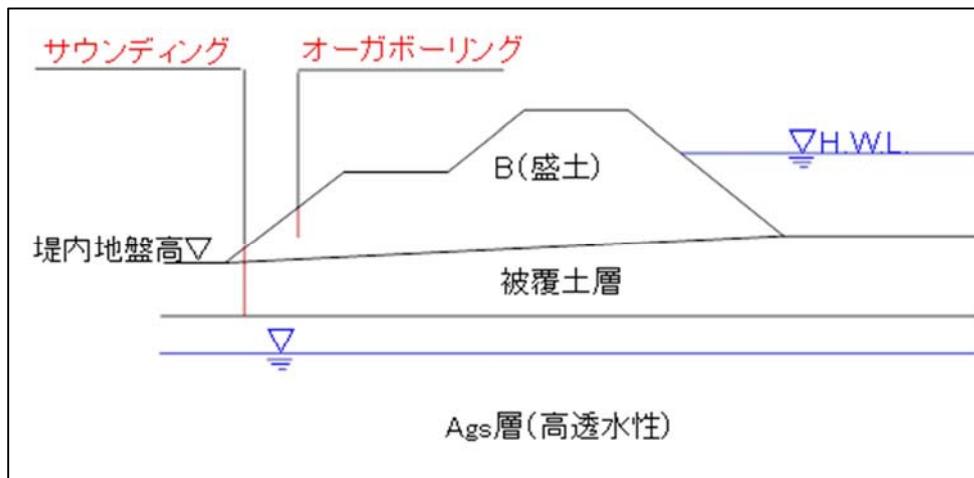


図 9.2.1 調査断面図

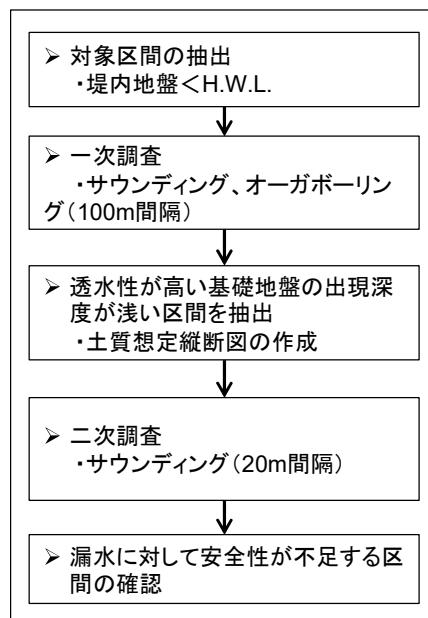


図 9.2.2 調査検討フロー

9.2.3 調査結果の整理

平成 29 年 9 月出水による被災後、重信川では表 9.2.2 に示す①～⑤の調査を実施してきた。調査範囲は、被災 14 区間と新規 14 区間に加えて、無被災箇所を含む重信川全川で実施した。これらの調査結果をもとに、表 9.2.2 の整理内容に示す 5 項目（水頭差、平均動水勾配、盤膨れ指標、被覆土層厚、堤防脆弱性指標）について整理した。

表 9.2.2 無被災区間を含む全川での調査項目

調査項目	調査箇所・調査間隔	調査結果	整理内容
①ボーリング調査	被災14区間、新規14区間	高透水性基礎地盤の透水係数と層厚	•水頭差 •平均動水勾配 •盤膨れ指標 •被覆土層厚 •堤防脆弱性指標
②現場透水試験		盛土の透水係数	
③試掘調査	左岸2k500、右岸3k800		
④スウェーデン式サウンディング	0.0k～17.0k区間の堤防川裏法尻 100m間隔	基礎地盤(Ags層)の分布標高	
⑤距離標断面図	0.0k～17.0k区間 200m間隔	痕跡水位、堤内地盤高、堤防幅	

※④スウェーデン式サウンディングは、第4回委員会において議論された調査項目

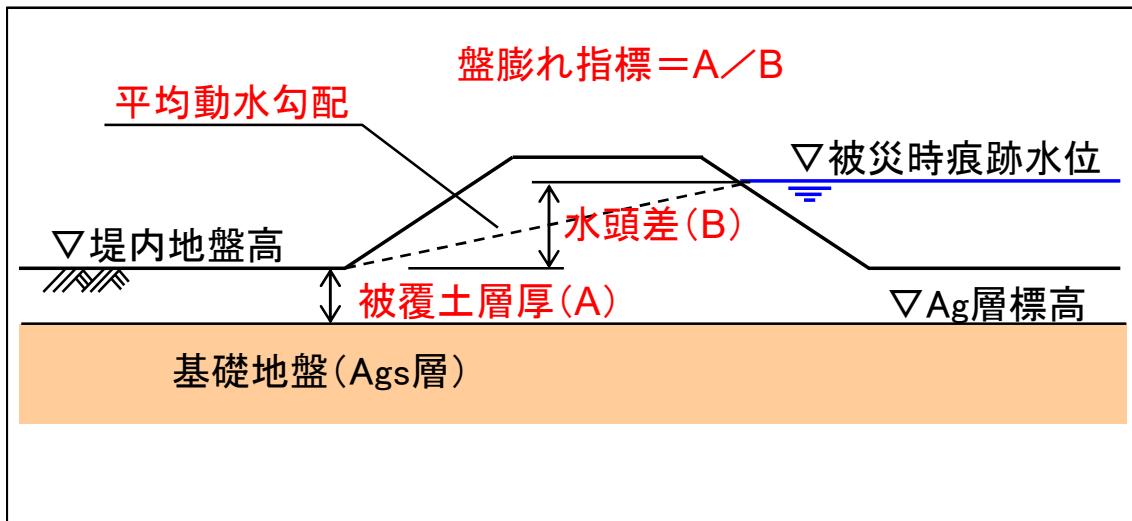


図 9.2.3 整理内容説明図

9.2.4 漏水に対する安全性評価

表 9.2.2 に示す各整理項目について、重信川の全川で縦断的に整理した結果を図 9.2.9～図 9.2.13 に示す。これらの結果より得られた評価を以下に整理する。

(1) 水頭差による評価

痕跡水位と堤内地盤高との差である水頭差を整理した。

水頭差が 2.5m 以上となる区間において、漏水痕跡が多く確認されている。

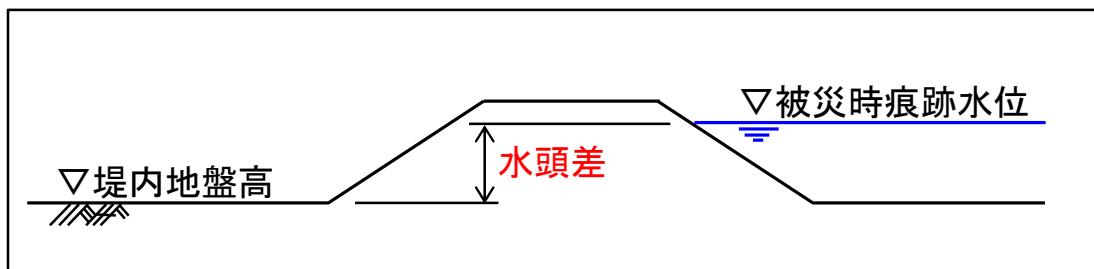


図 9.2.4 水頭差の説明図

(2) 平均動水勾配による評価

水頭差と堤防幅の比である平均動水勾配を整理した。

漏水位置での平均動水勾配は 0.1 以上であるが、漏水が多発している一連区間における平均動水勾配の最小値は 0.08 である。

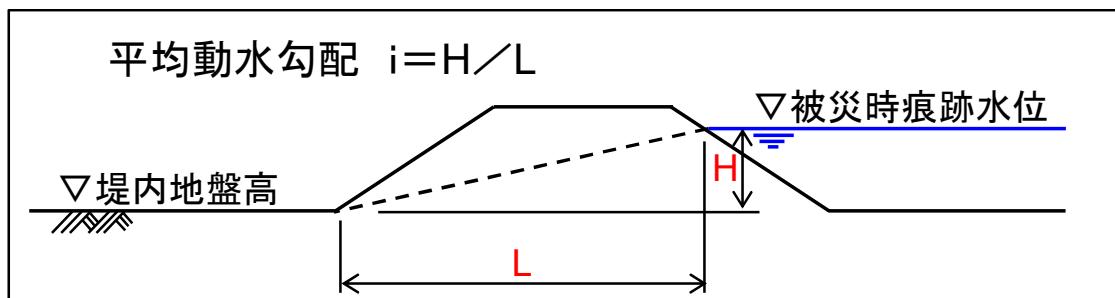


図 9.2.5 平均動水勾配の説明図

(3) 盤膨れ指標による評価

堤防法尻部における透水性の高い基礎地盤 (Ag 層) より上部層の厚さ (堤内地盤高-Ag 層標高) と上部層に作用する水頭 (痕跡水位-堤内地盤高) との比を盤膨れ指標として整理した。

漏水痕跡が多く確認されている範囲で、指標が小さくなる傾向にあるが、右岸 4.0k～12.5k、左岸 6.0k～12.0k では、その傾向が見られず、漏水は確認されていない。

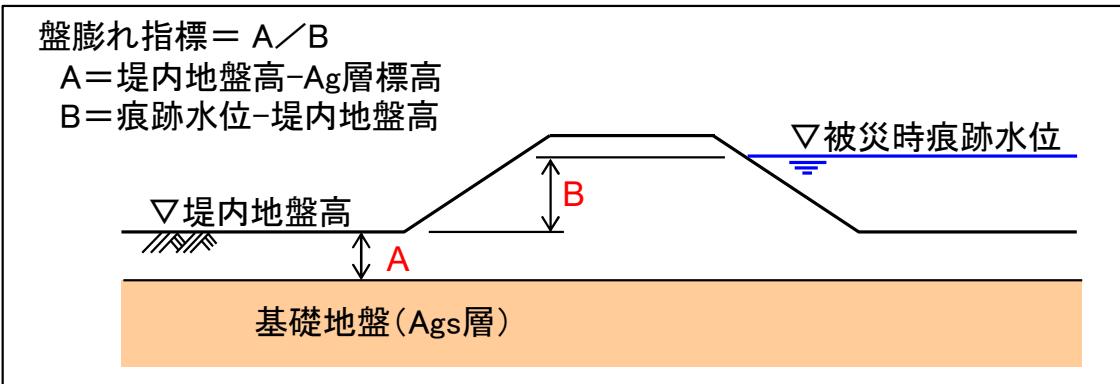


図 9.2.6 盤膨れ指標の説明図

(4) 被覆土層厚による評価

堤防法尻部における透水性の高い基礎地盤 (Ag 層) より上部層の厚さ (堤内地盤高-Ag 層標高) を被覆土層厚として整理した。

被覆土が 1m 以上厚く堆積している箇所が分布している範囲は、右岸では 4.6k より下流、左岸では 5.0k より下流で、これより上流では概ね 1m 以下となる。漏水は被覆土厚のばらつきが大きい下流で確認されている。

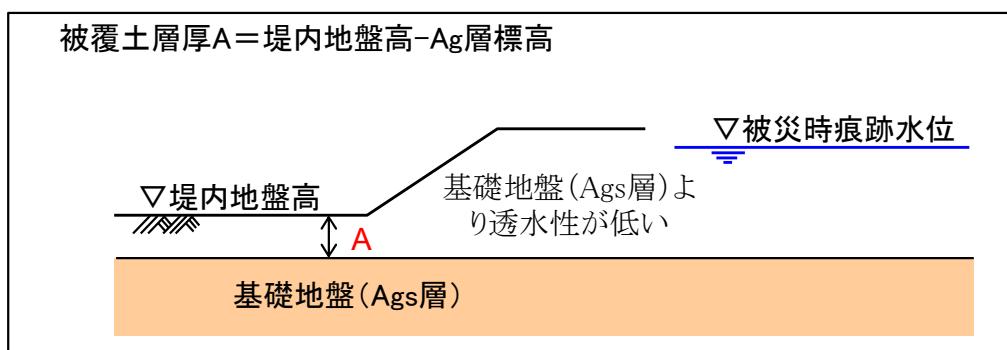


図 9.2.7 被覆土層厚の説明図

(5) 堤防脆弱性指標による評価

堤防脆弱性指標は、堤防の断面形、土質区分にくわえ、洪水の継続時間も加味し、浸潤面が法尻に到達する時間と洪水継続時間から堤防の脆弱性を評価する指標である。

$$\text{堤防脆弱性指標 } t^* = \frac{\text{高水敷に冠水してからの洪水の継続時間 } t'}{\text{浸潤線が堤防裏法先まで進むための浸透時間 } T}$$

$$t^* = \frac{t'}{T} = \frac{8}{3} \frac{H k t'}{\lambda b^2} \quad (\text{基礎地盤が不透水層の場合})$$

$$t_m^* = \frac{m k_1 H - m(2m-1) k_2 D}{m H + (m+1) D} \frac{H t'}{\lambda b^2} \quad (\text{基礎地盤が透水層の場合})$$

H : 盛土の厚さ (H.W.L と地盤高の差)

k : 堤体の透水係数

t' : 洪水継続時間

λ : 堤防の空隙率

b : 堤防幅 (H.W.L と堤内法尻の水平距離)

m : 堤体と透水性基礎地盤の透水係数と層厚より決定される m 値

k_1 : 堤体の漏水係数

k_2 : 透水性基礎地盤の透水係数

D : 透水性基礎地盤厚

表 9.2.3 $k_2/k_1, D/H$ に対する m 値の分布表

$\frac{k_2/k_1}{D/H}$	0	0.1	0.5	1	2	5	10	20
0	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
0.1	1.500	1.500	1.500	1.500	1.428	1.060	0.858	0.711
0.5	1.500	1.500	1.472	1.075	0.823	0.660	0.588	0.545
1	1.500	1.500	1.118	0.860	0.700	0.591	0.546	0.524
2	1.500	1.384	0.866	0.710	0.614	0.547	0.524	0.510
5	1.500	1.014	0.671	0.592	0.549	0.519	0.509	0.504
10	1.500	0.821	0.591	0.548	0.524	0.509	0.504	0.501
20	1.500	0.691	0.548	0.524	0.510	0.504	0.501	0.501

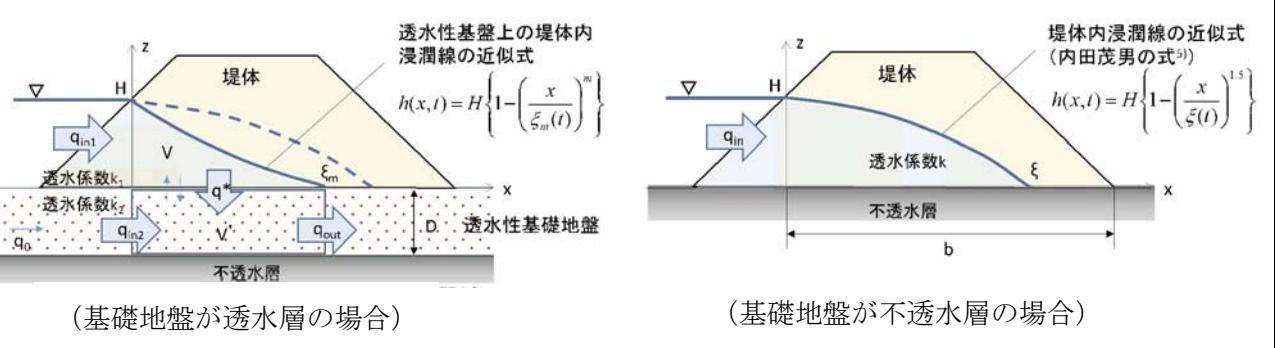


図 9.2.8 透水性・不透水性基礎地盤における堤体内の浸潤面

重信川は砂礫地盤であるため、基礎地盤の透水性を考慮した指標

の整理を行った。しかしながら、被災箇所において指標が低い（安全である）との結果となり、図 9.2.14 に示すように実態と整合しなかった。理由としては、重信川は盛土と基礎地盤ともに高透水性

であるため、地下水挙動が、指標で想定しているものと異なるためと考えられる。よって出水時における基礎地盤内の水位をモニタリングし、指標の適用性を検証する必要がある。

なお、堤体のみによる指標の算出結果では、図 9.2.13 に示すように右岸の 2.0k~2.6k の被災が多い区間で、漏水箇所で指標が大きくなる傾向にある。しかし、無被災の区間でも大きな値を示す箇所が多くあった。

表 9.2.4 指標 t^* の閾値^{*1}

0.001 以上 : 堤体浸透
0.01 以上 : 裏法すべり
0.1 以上 : 堤防決壊

*1 : 「堤防脆弱性指標に基づいた堤防破壊危険性評価に関する研究—鬼怒川中下流部平成 27 年 9 月大洪水を例として—」
(河川技術論文集, 第 23 卷, 2017 年 6 月, 田端, 福岡, 内堀, 上村)

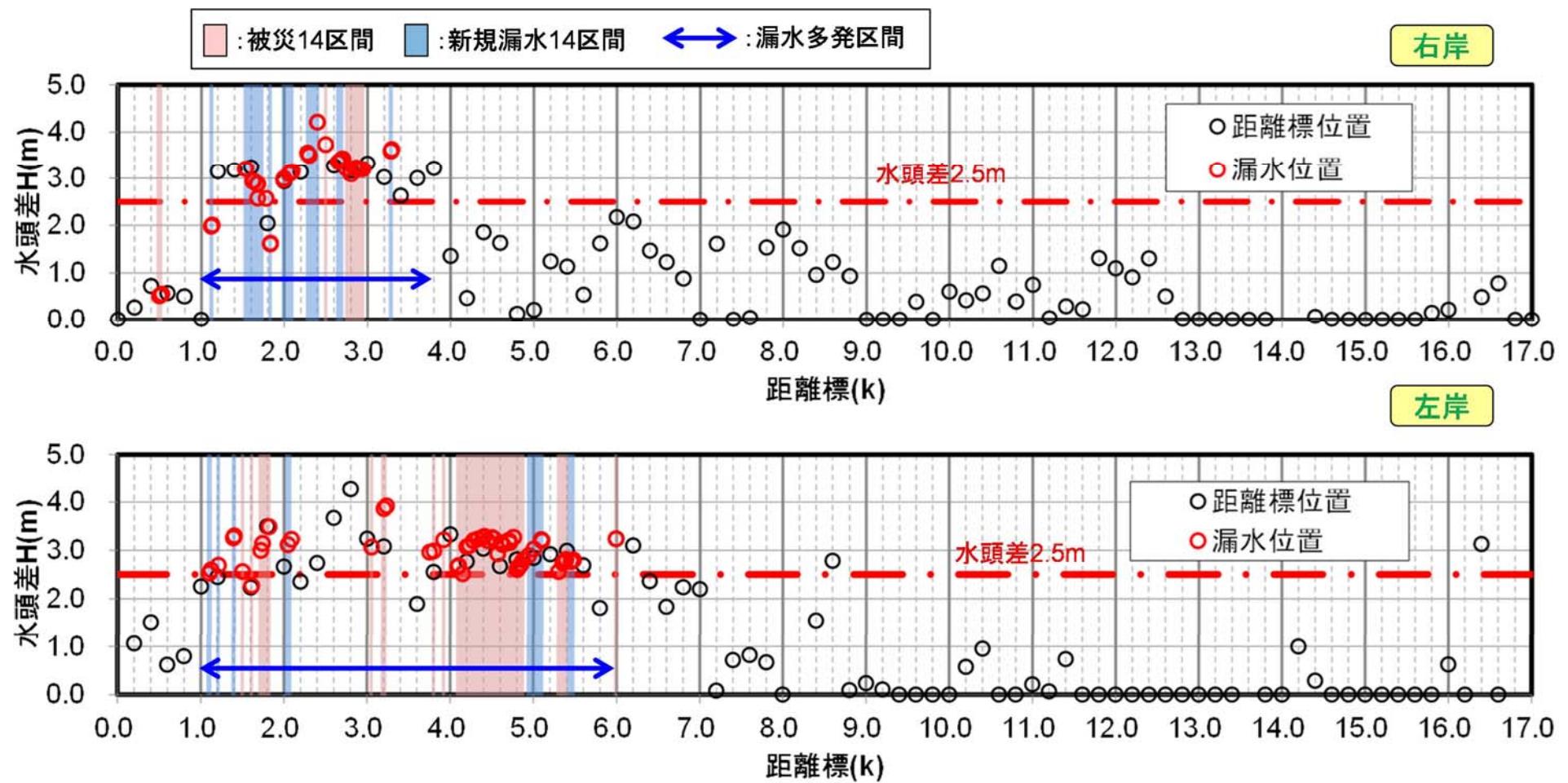


図 9.2.9 水頭差の整理

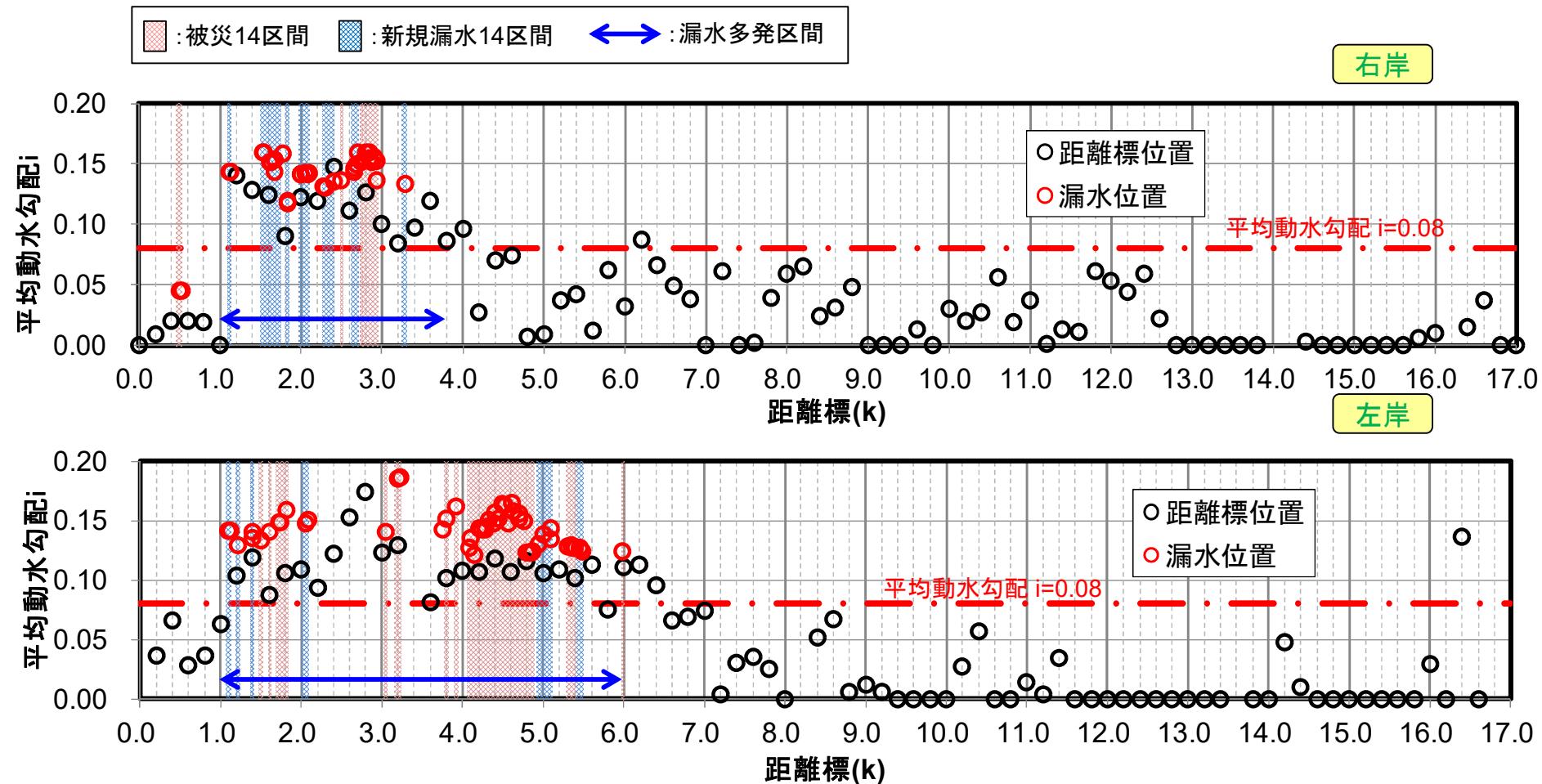


図 9.2.10 平均動水勾配の整理

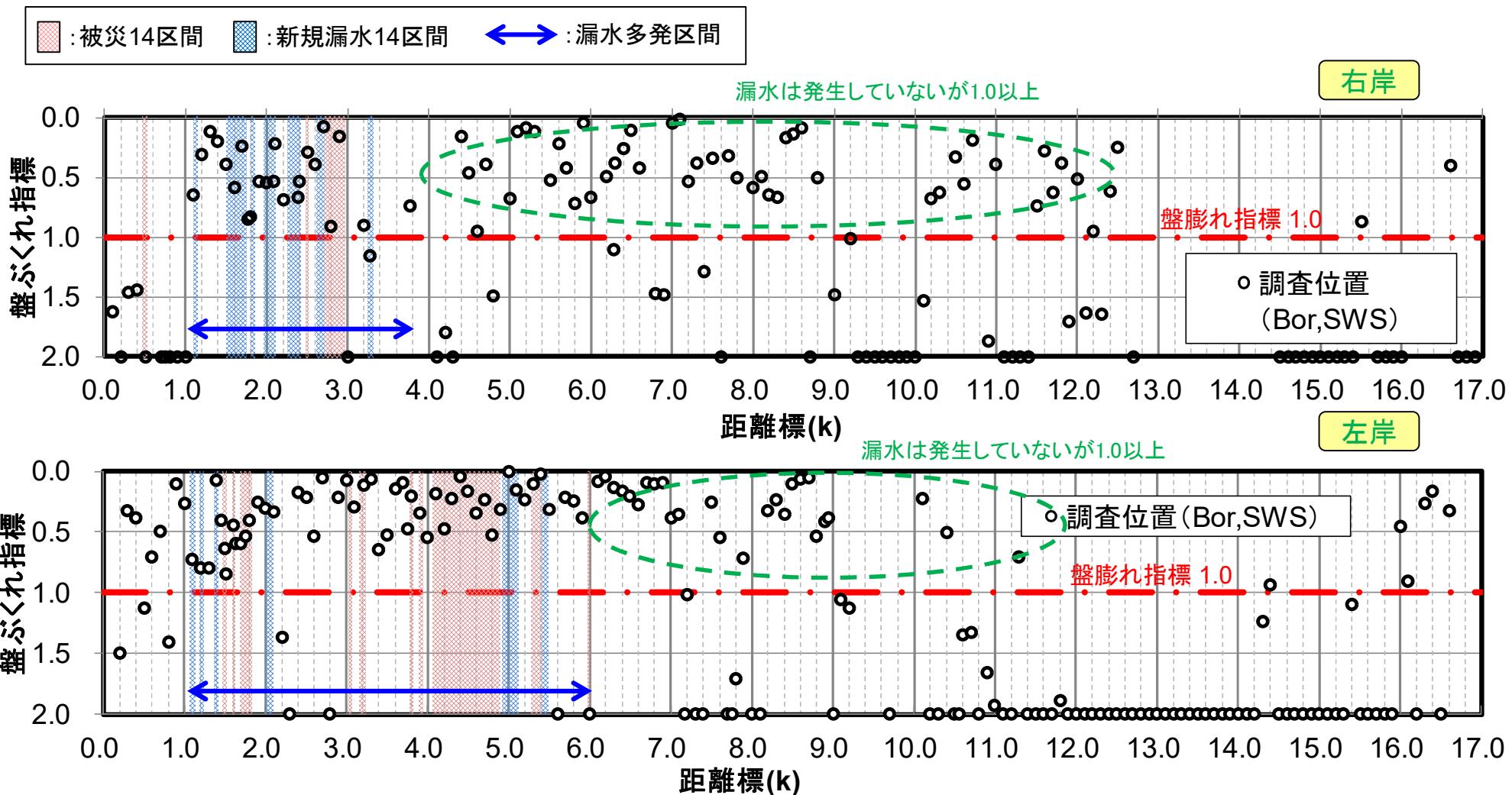


図 9.2.11 盤膨れ指標の整理

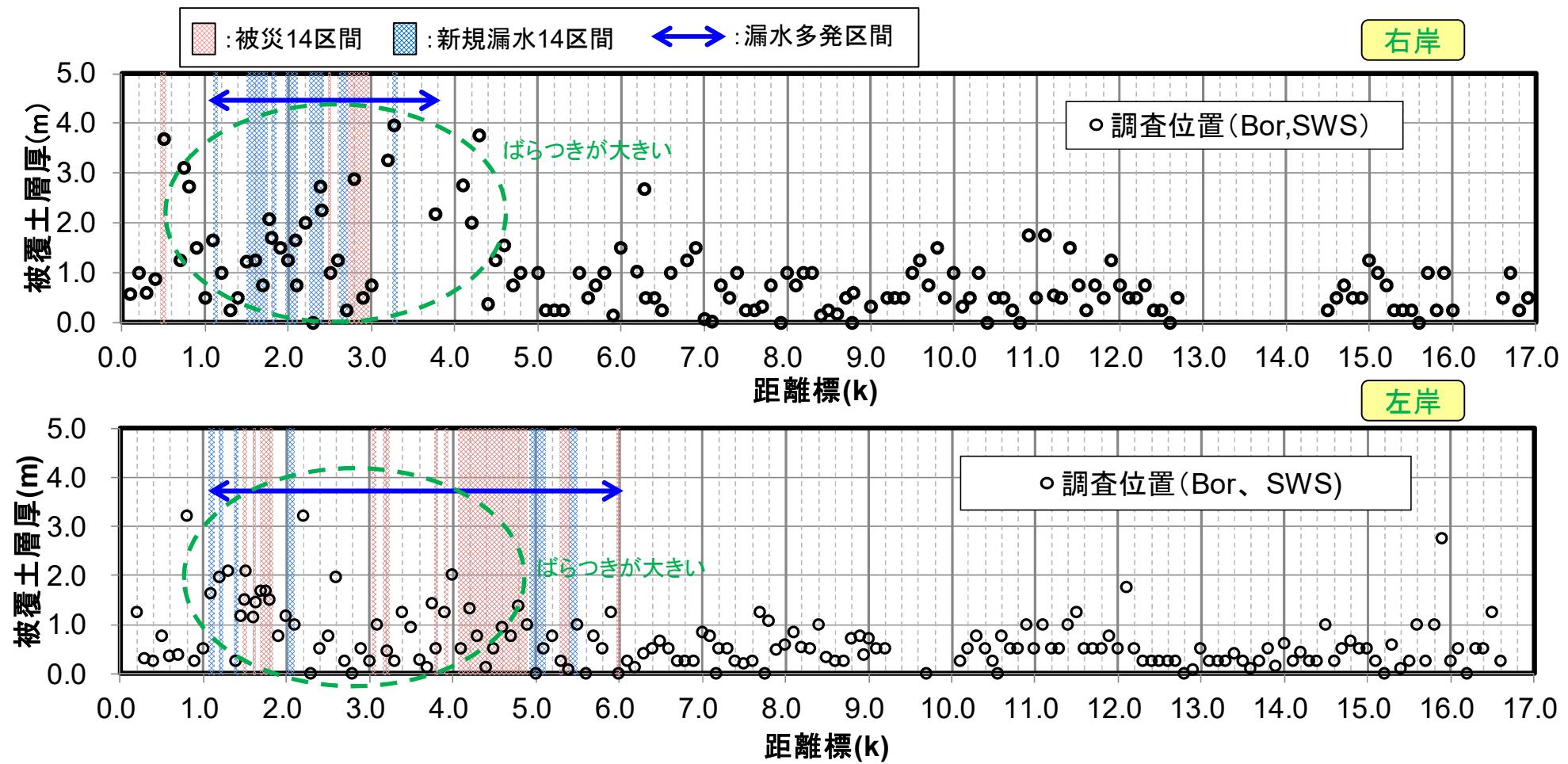


図 9.2.12 被覆土層厚の整理

(基礎地盤が不透水性である場合)

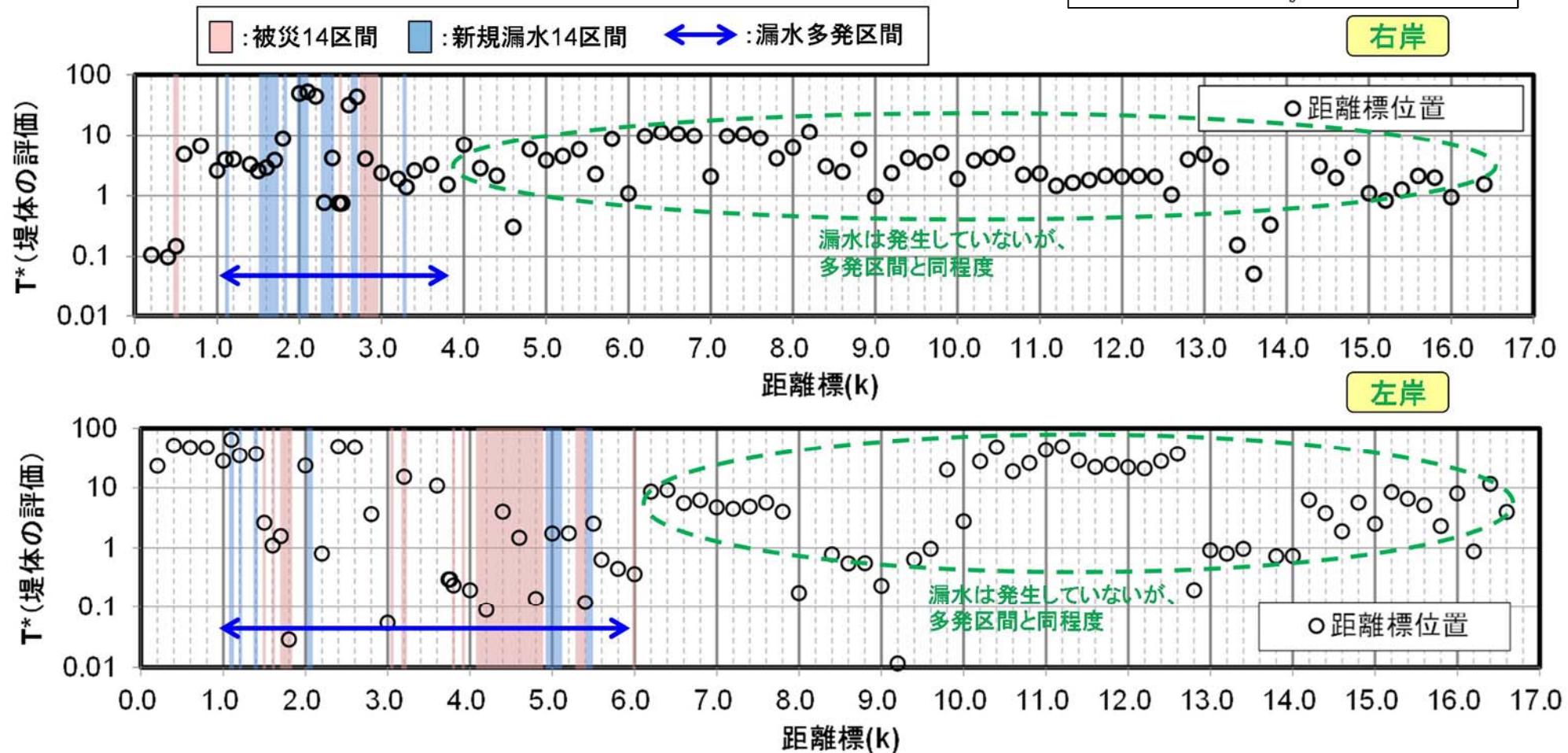
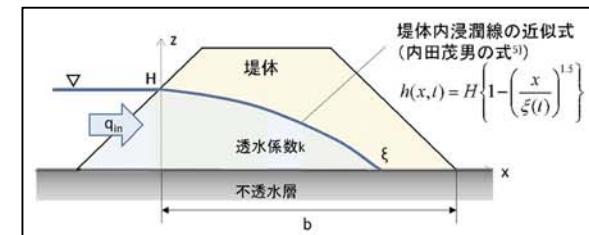


図 9.2.13 堤防脆弱性指標の整理 (基礎地盤が不透水層である場合)

(基礎地盤が透水性である場合)

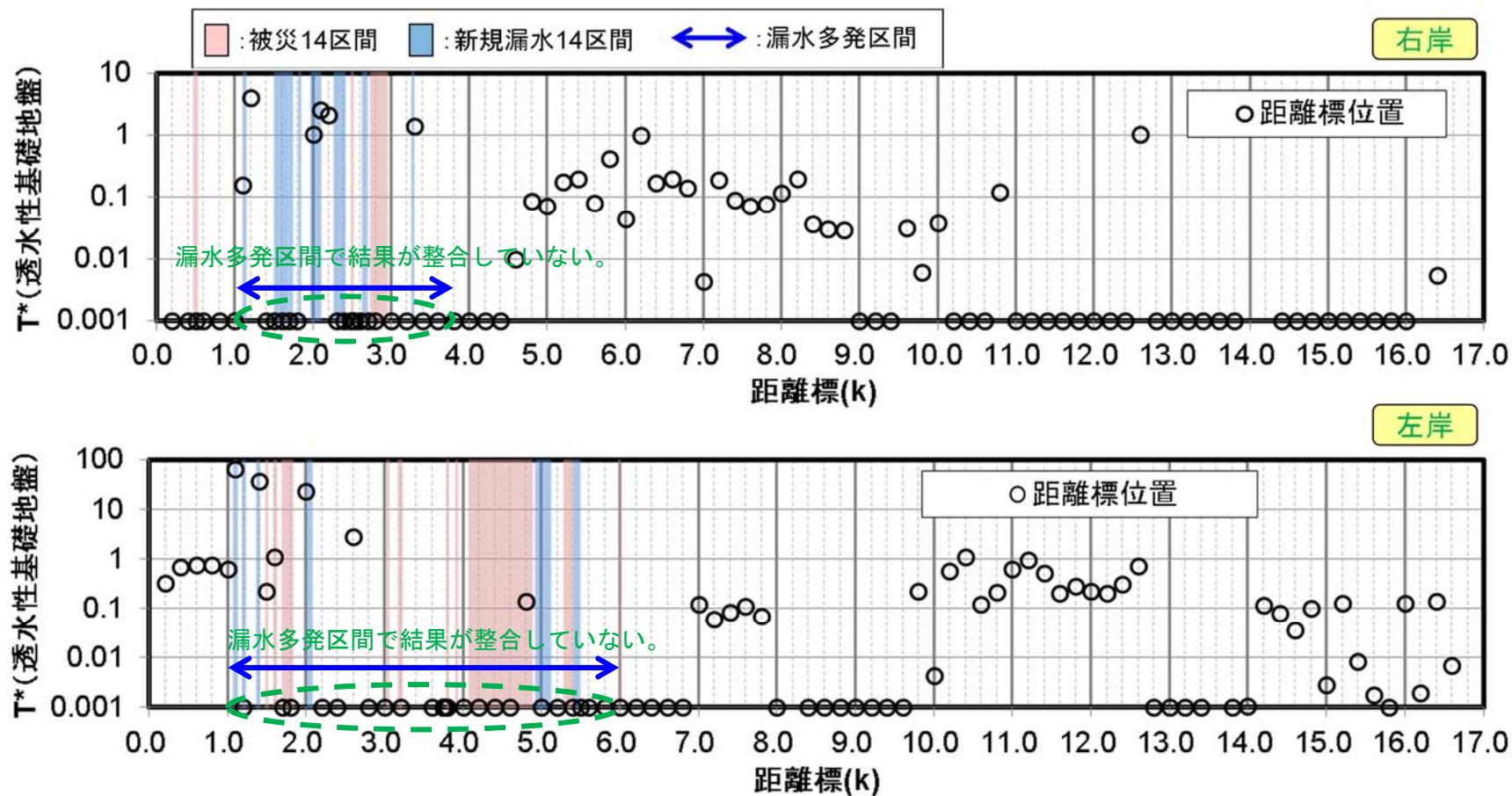
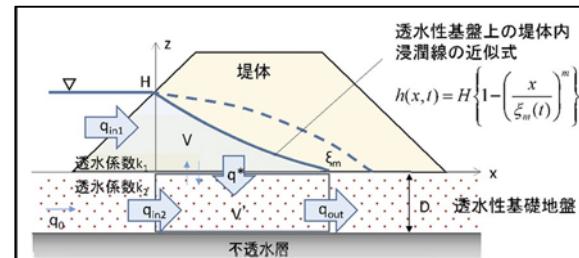


図 9.2.14 堤防脆弱性指標の整理（基礎地盤が透水層である場合）

9.2.5 堤防漏水箇所のまとめ

漏水が発生する可能性が高い区間は、平成29年9月出水時における漏水実績と関連性が高い評価指標である「水頭差」と「平均動水勾配」を用いて、水位がH.W.Lとした場合に、これらの評価指標を超過する区間とする。

【評価指標】水頭差:2.5m以上、平均動水勾配:0.08以上

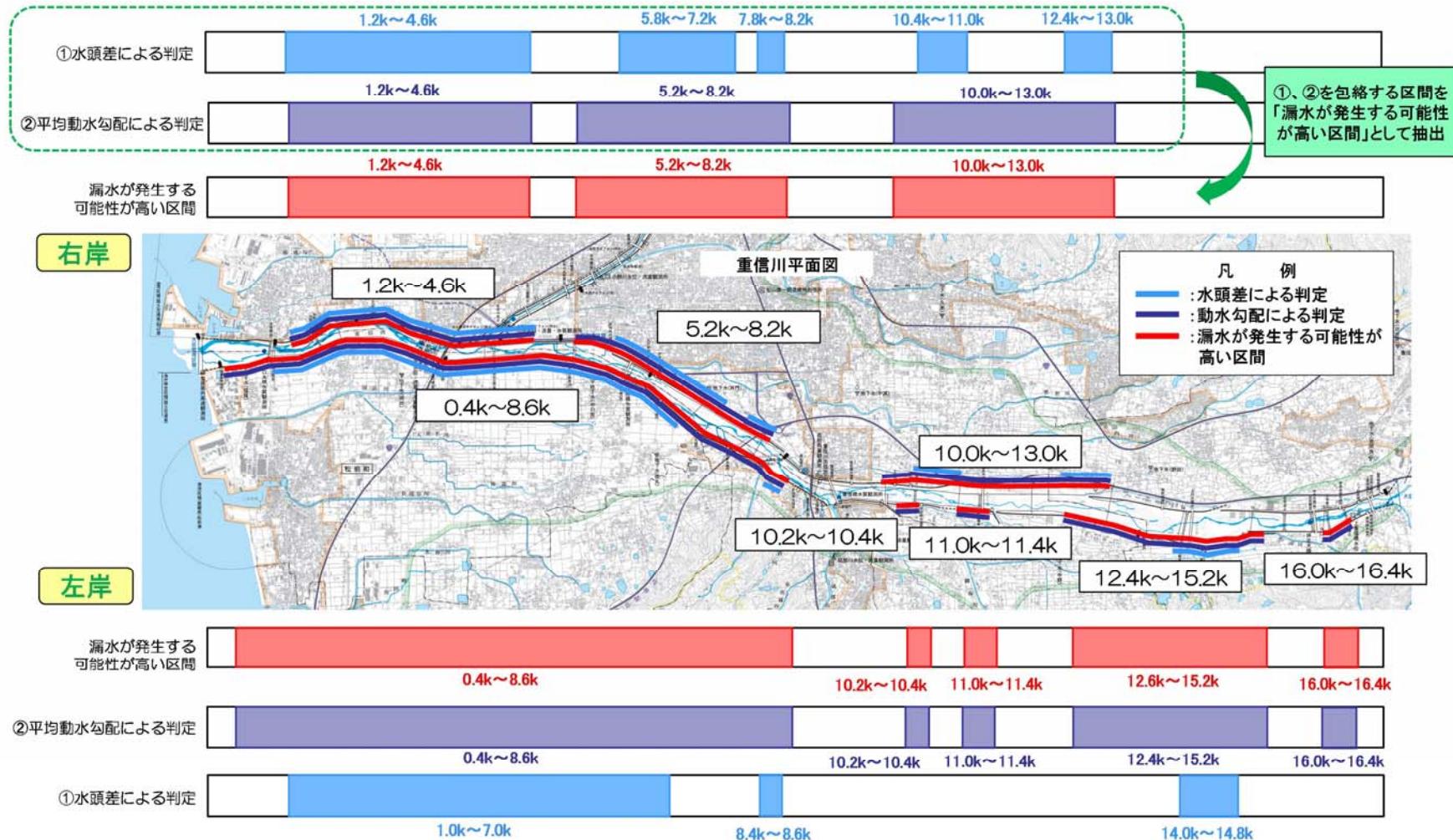


図 9.2.15 漏水が発生する可能性が高い区間の抽出

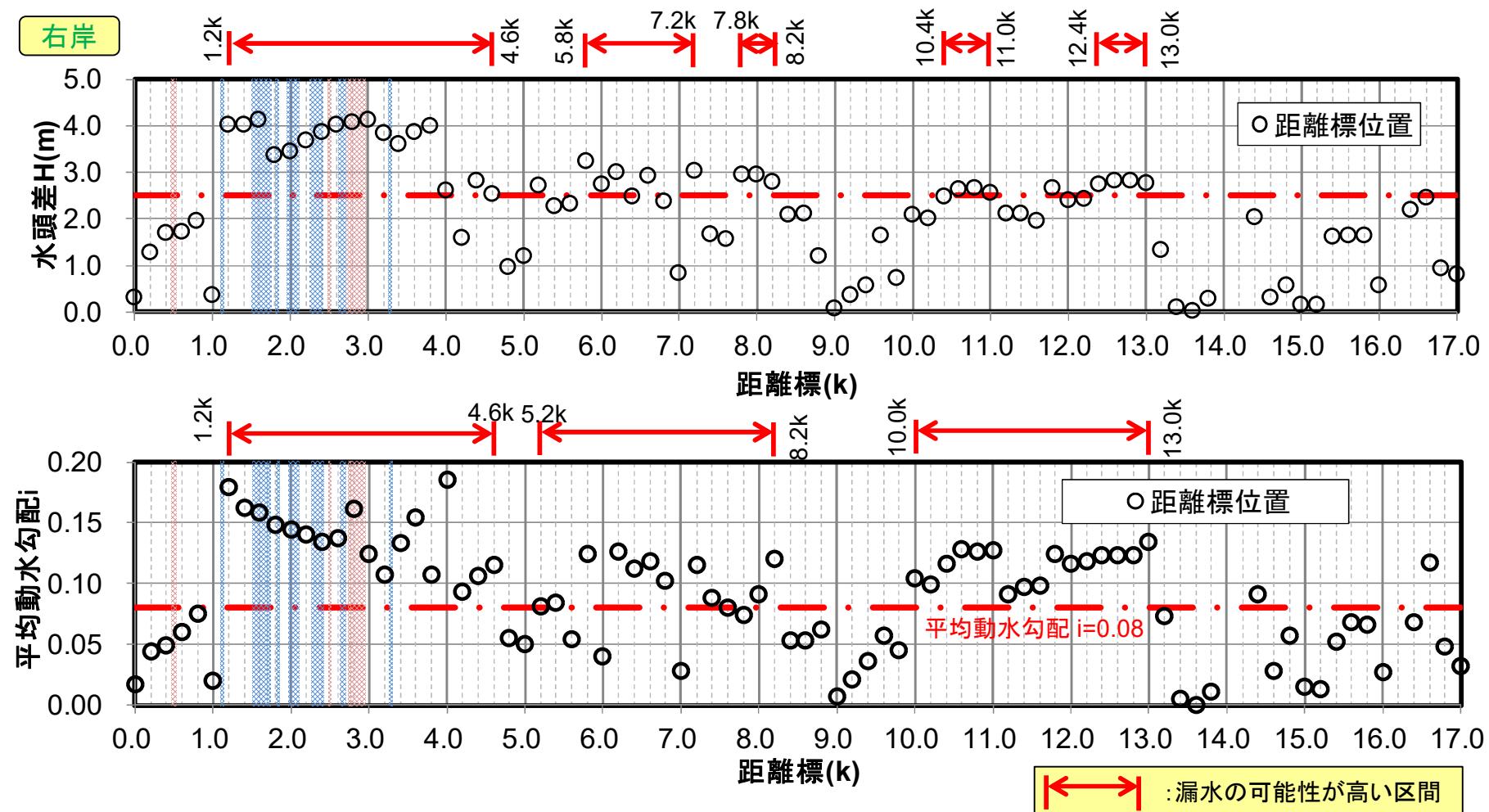


図 9.2.16 漏水が発生する可能性が高い区間の抽出(右岸)

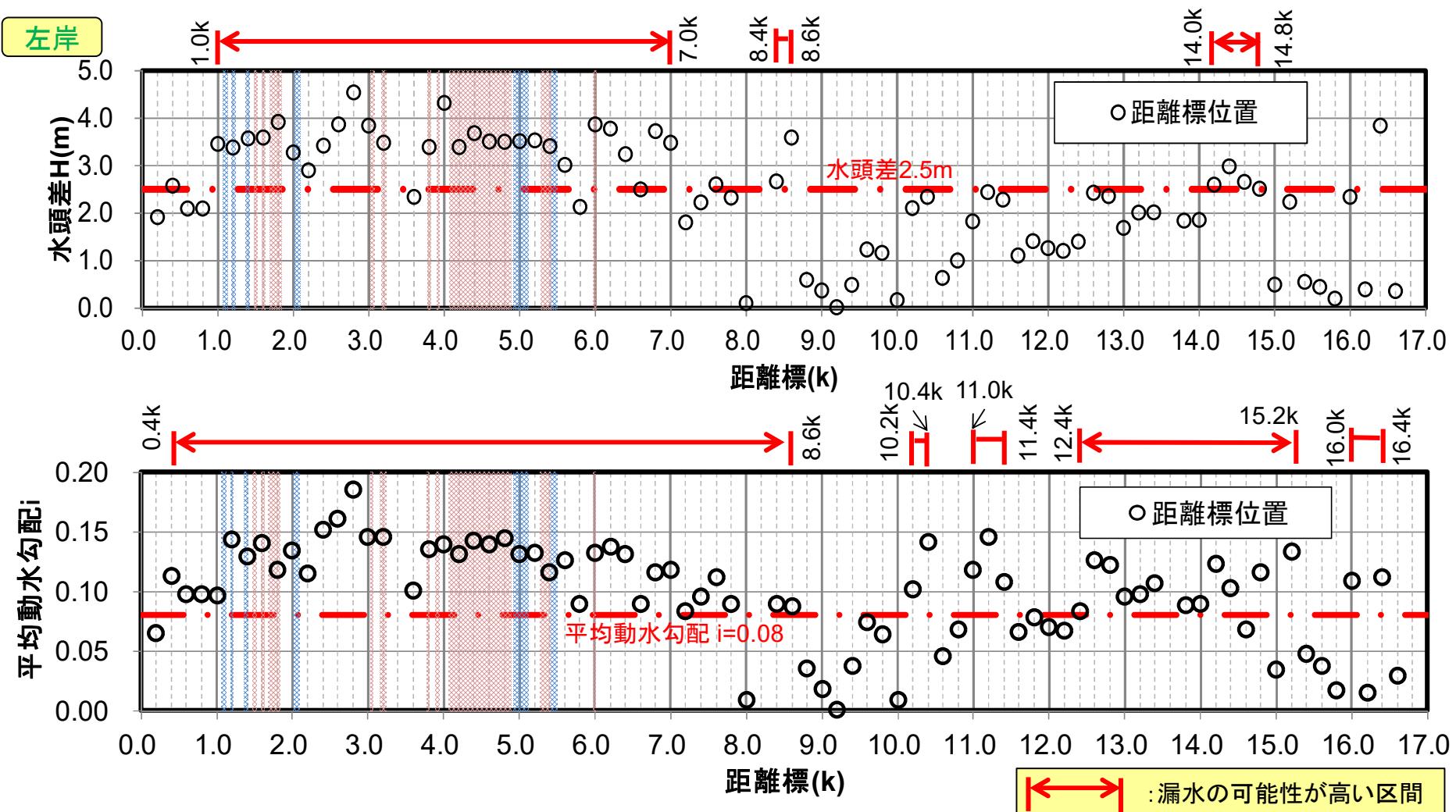


図 9.2.17 漏水が発生する可能性が高い区間の抽出(左岸)

9.3 堤防漏水に関するとりまとめ

9.3.1 堤防の安全確保の対応方針

「堤防の安定性が不足する区間」と「漏水が発生する可能性が高い区間」について、重信川の治水上の安全性を確保するための対応方針を以下のとおり策定する。

検討フローを以下に示す。堤防漏水対策箇所の見直し検討により抽出した漏水に対する安全性が不足する区間について、対策工法をとりまとめた。対応方針は、従来の「堤防の安定性が不足する区間」に対する対策にくわえ、漏水の発生を経年的に監視することを目的に「漏水が発生する可能性が高い区間」についても対象とした。

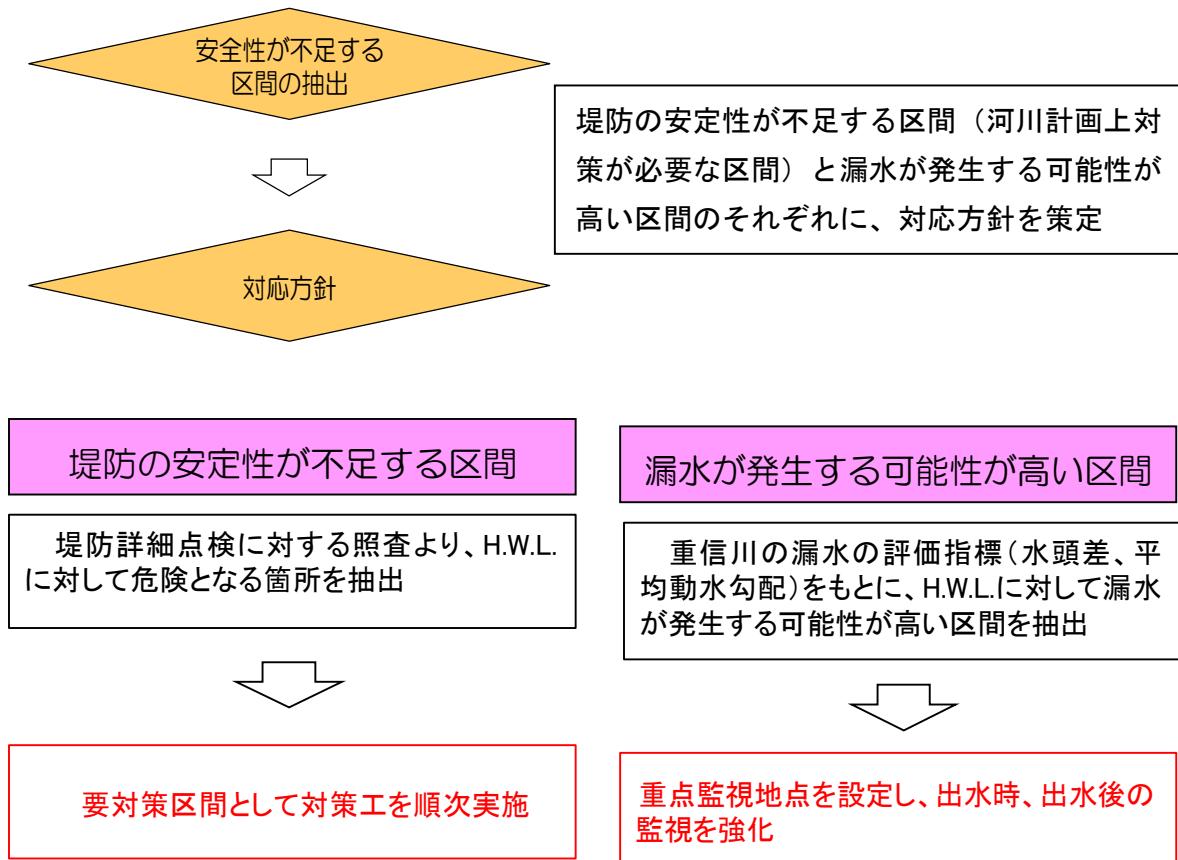


図 9.3.1 検討フロー

9.3.2 堤防の安定性が不足する区間の対応

堤防の安定性が不足する区間は、測量・調査・設計を行い、対策工を順次施工する。検討にあたっては、重信川の特徴である漏水を考慮し、範囲や構造を決定する。堤防の安定性が不足する区間は、過年度実施した詳細点検結果における OUT 区間を基本とする。

(1) 堤防の安定性が不足する区間について

今回出水における被災箇所の特徴として、川裏法尻部の被覆土層が周辺と比較して薄層であることが挙げられている。そこで、100m 間隔で実施した堤防法尻部の被覆土層厚の調査結果より、過年度の詳細点検断面モデルの妥当性の検証を行った。その結果、図 9.3.2 の被覆土層厚妥当性判定に示すように、右岸ではすべての区間で、左岸でも 4 区間を除く区間で、解析断面より被覆土層が薄層である箇所が存在することが明らかとなった。

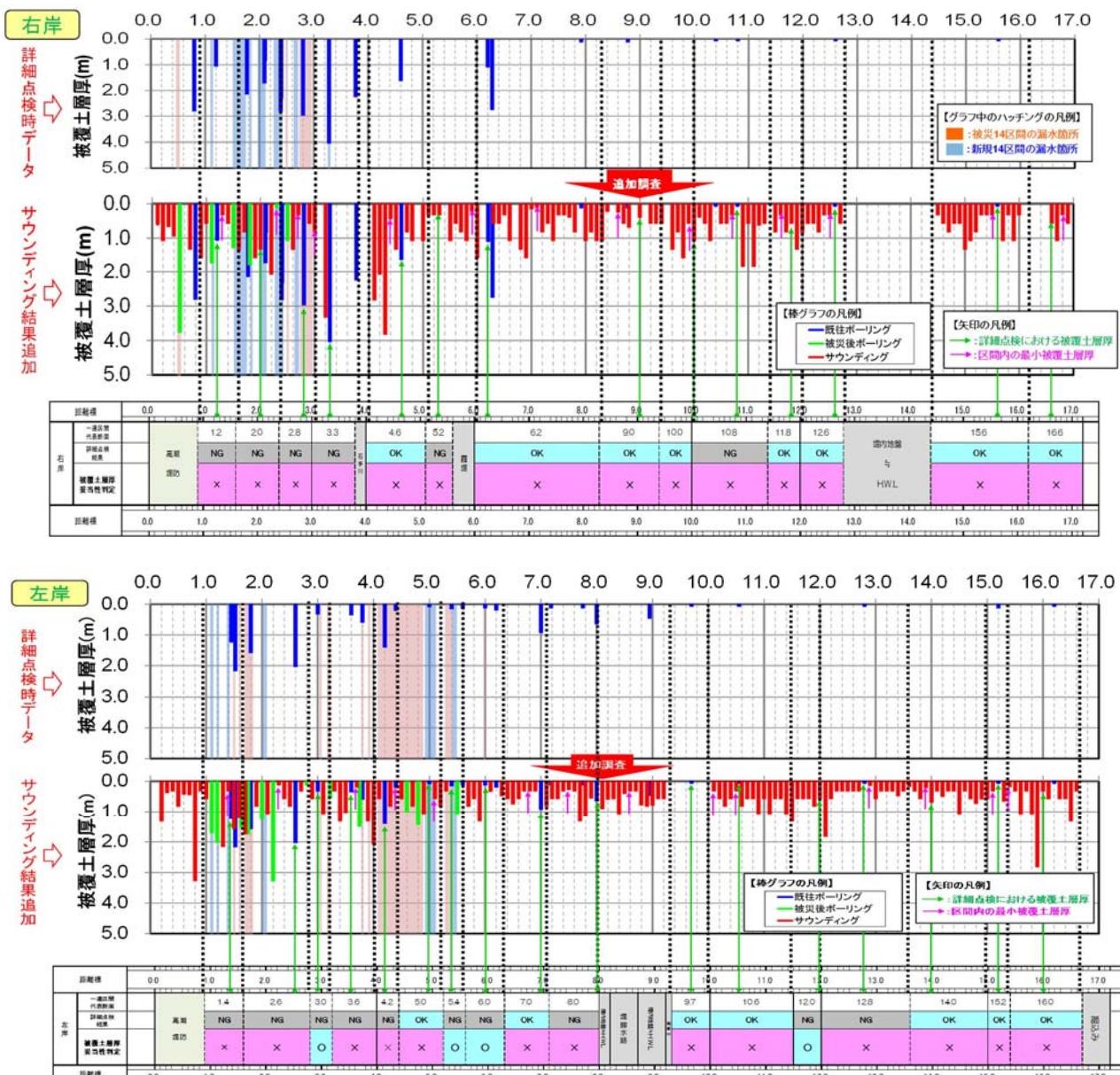


図 9.3.2 100m 間隔で実施したサウンディング結果による詳細点検解析断面の妥当性判定結果

区分された区間に内に被覆土層厚が解析断面より薄い個所がある場合については、OKの結果がNGとなる場合が考えられることから、詳細点検断面モデルの被覆土層厚をサウンディング結果に変更し、再計算を行った。その結果、詳細点検でOKがNGとなる区間はないことが確認できた。なお、詳細点検でNGとなった区間となった区間は再計算は実施していない。また、被災箇所を含む区間については、NGと設定した。

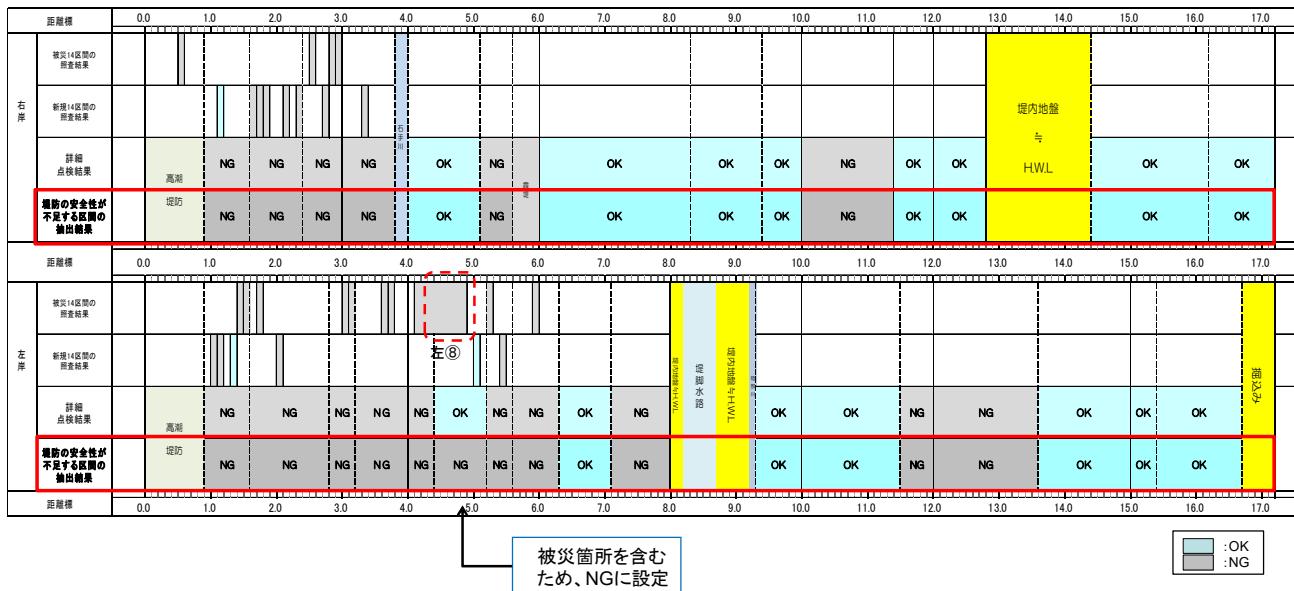


図 9.3.3 既往の詳細点検の見直し結果

(2) 重信川の特徴に応じた対策工の考え方

今次出水の被災要因は、堤体と基礎地盤の透水性が高いことに起因する堤体と基礎地盤からの河川水の流入（「堤体漏水+基盤漏水」）が主要因と想定された。よって川表側は遮水工法により堤体や基礎地盤への河川水の流入を抑制すること、川裏側は排水促進工法により堤体に排水する方針とする。

また、堤内側の被覆土層の層厚により、浸透に対する安定性の評価に影響があることから、詳細設計においては、被覆土層厚の分布状況の調査結果から対策範囲・仕様を決定する。

(3) 重信川における対策工の概要

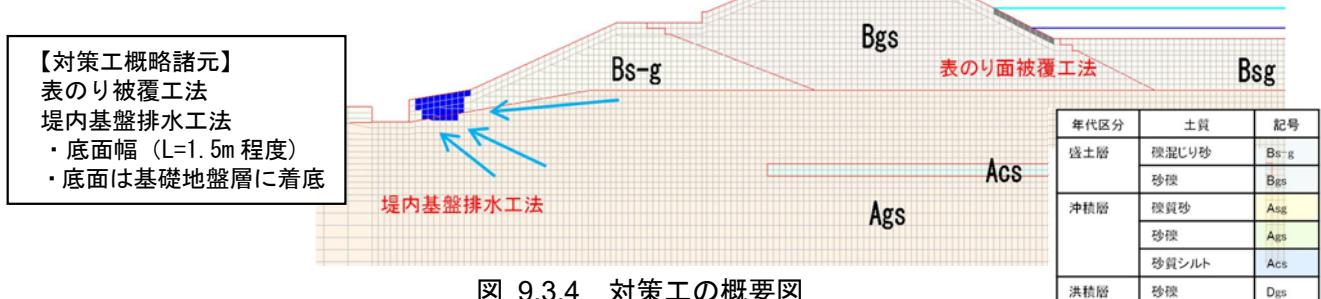


図 9.3.4 対策工の概要図

被災 14 区間ににおける対策工は、「表のり面被覆工法」と「堤内基盤排水工法」の併用により、必要な耐浸透機能を確保することを基本とした。



今後の対策工の実施にあたり、これらの既往出水対応を考慮のうえ、対策工法を精査する。

9.3.3 漏水が発生する可能性が高い区間の対応

漏水が発生する可能性が高い区間において、最初に漏水が発生する地点を重点監視地点として位置付ける。その地点における漏水が発生する水位を推定し、対応する出合水位観測所の水位を監視水位として設定する。監視水位の設定フローを以下に整理する。

監視水位を超えた時点で、重点監視地点における漏水状況（発生時刻、漏水や噴砂の有無、にぎりの有無、漏水の規模など）の確認を行い、必要に応じて月の輪などによる対策を実施する。

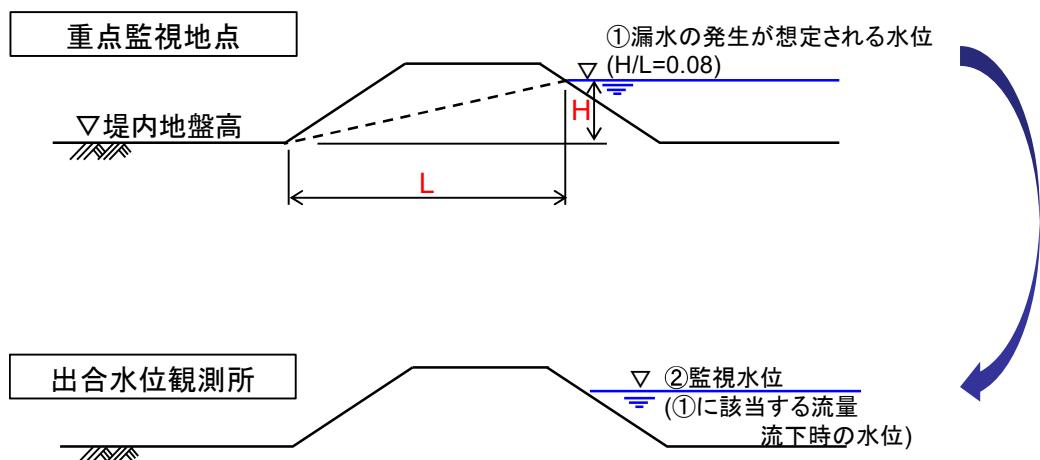
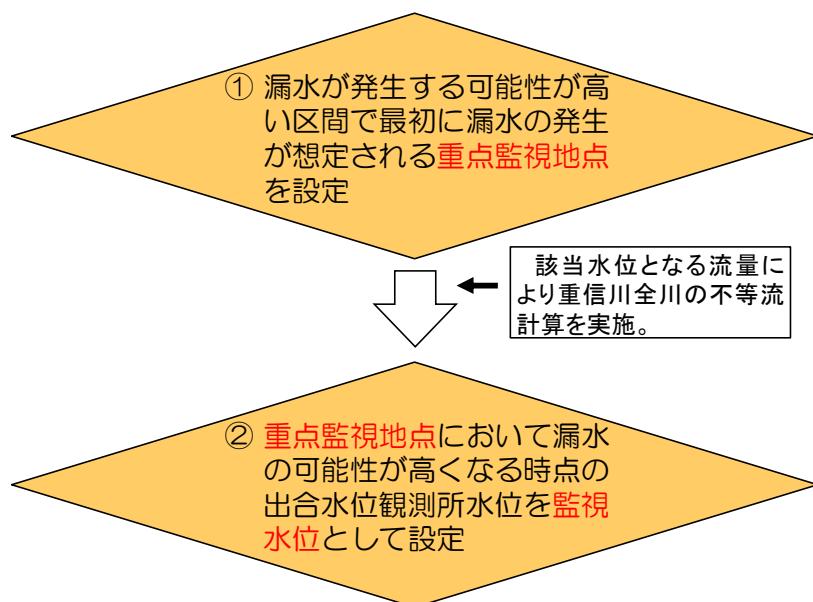


図 9.3.5 監視水位の設定

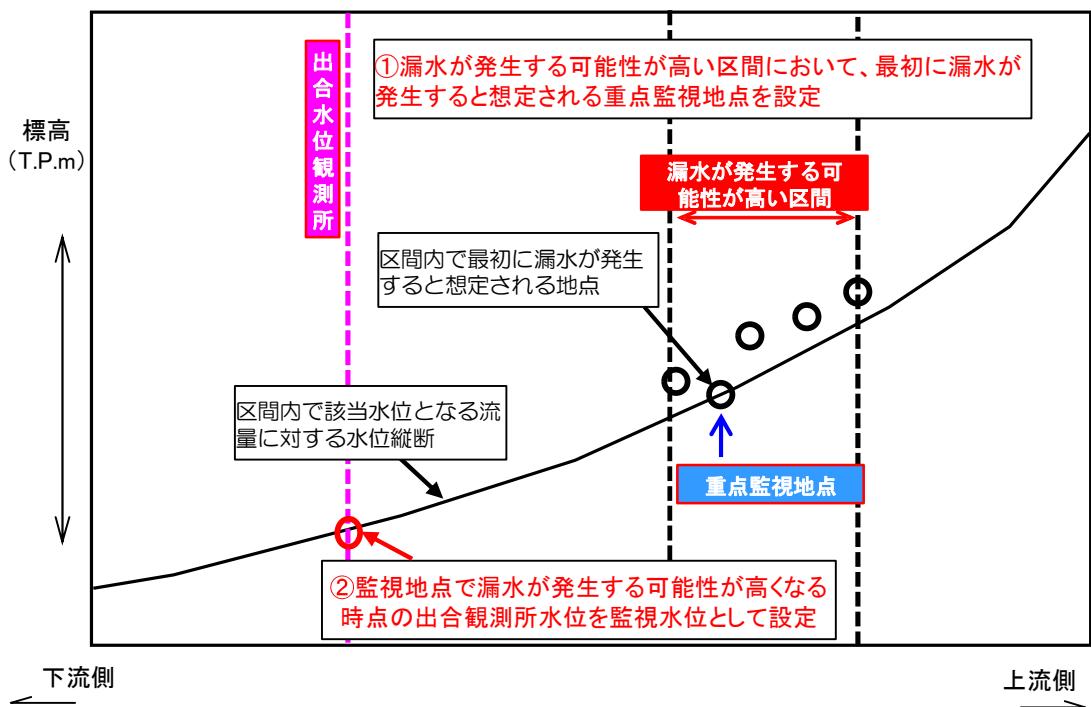


図 9.3.6 監視水位の設定イメージ

重信川で漏水が発生する可能性が高い区間として、21.4km（右岸 9.4km、左岸 12.0k）を抽出し、一連の区間の中で重点監視地点を設定した。

上記より、下流側では、出合水位観測所水位が 8.7m 程度で漏水の危険性が高くなるが、上流側では H.W.L. 程度まで漏水の危険性は高くならない。

(1) 漏水が発生する可能性が高い区間

右岸 : 1.2k~4.6k、5.2k~8.2k、10.0k~13.0k

左岸 : 0.4k~8.6k、10.2k~10.4k、11.0k~11.4k、12.4k~15.2k、16.0k~16.4k

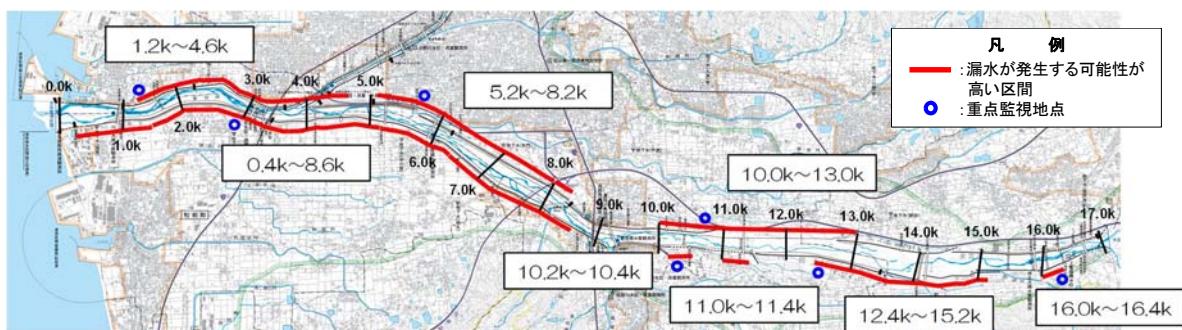


図 9.3.7 重点監視地点平面図

(2) 重点監視地点における監視水位の設定

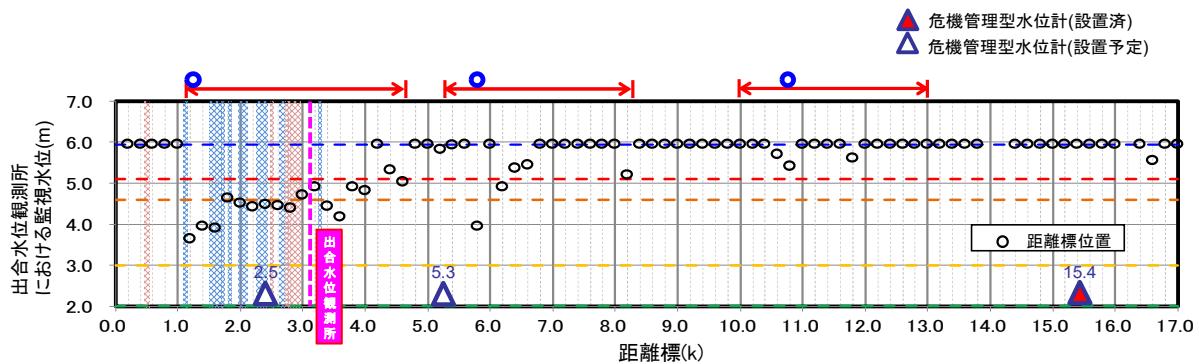


図 9.3.8 監視水位縦断図（右岸）

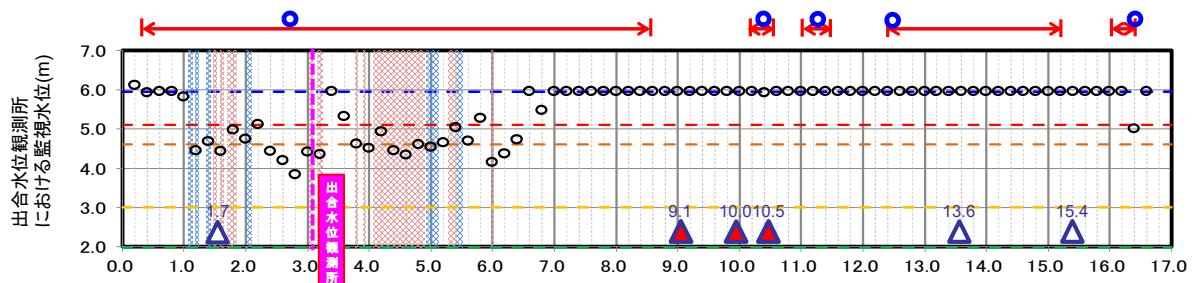


図 9.3.9 監視水位縦断図（左岸）

監視水位を超えた時点で重点監視地点における漏水状況の確認を行う。

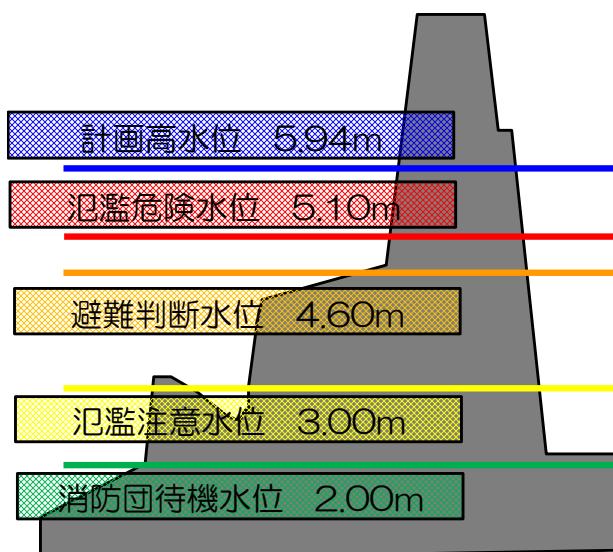


図 9.3.10 出合水位観測所における水位

9.3.4 重信川における安全確保の対応（案）

（1）安全確保の対応（案）の概要

「漏水が発生する可能性が高い区間」と「対策済区間」を包括する区間を監視区間として位置付ける。ただし、対策済区間は除外する。これらの区間の対応方針を以下に示す。また監視区間の範囲を図 9.3.11 の平面図に示す。

- 監視区間のうち、重点監視地点において出水時の監視を強化する。
- 要対策区間は、対策工を順次実施する。

（2）監視項目

出水時に実施する監視の項目を表 9.3.1 に示す。この表で、地点毎の監視水位と監視内容は、出水時の監視を効率的に行うため、事前に用意しておくものとする。監視した結果は、「監視時期」、「監視の着目点」、「監視内容」などを縦断的にとりまとめ、経年的に蓄積し、漏水状況履歴を把握していくものとする。

（3）今後の対応

本委員会では下記の①に示す方針（案）を設定した。今後はこの方針に基づき①～④に示す PDCA サイクルに準じ、重信川の治水安全性を確保するものとする。

①Plan

- 水頭差と平均動水勾配の 2 つの漏水発生指標に基づく、「漏水が発生する可能性が高い区間」と重点監視地点の設定などによる監視方針の策定。
- 浸透流解析を用いた対策工法の検討と要対策区間の設定などによる対策方針の策定。

②Do

- 監視区間における出水時の漏水規模、濁りの有無、変状など堤防の状態の目視確認。
- 出水時における高透水性地盤と堤体の間隙水圧観測、漏水量計測による堤防モニタリングの実施。

③Check

- 漏水発生の判定指標の妥当性を照査。
- モニタリング結果と浸透流解析結果との整合性を照査。

④Act

- 重点監視地点、監視水位、監視区間、要対策区間の見直し。
- 浸透流解析モデルを適時修正することによる対策工法の合理化、監視内容の見直し。

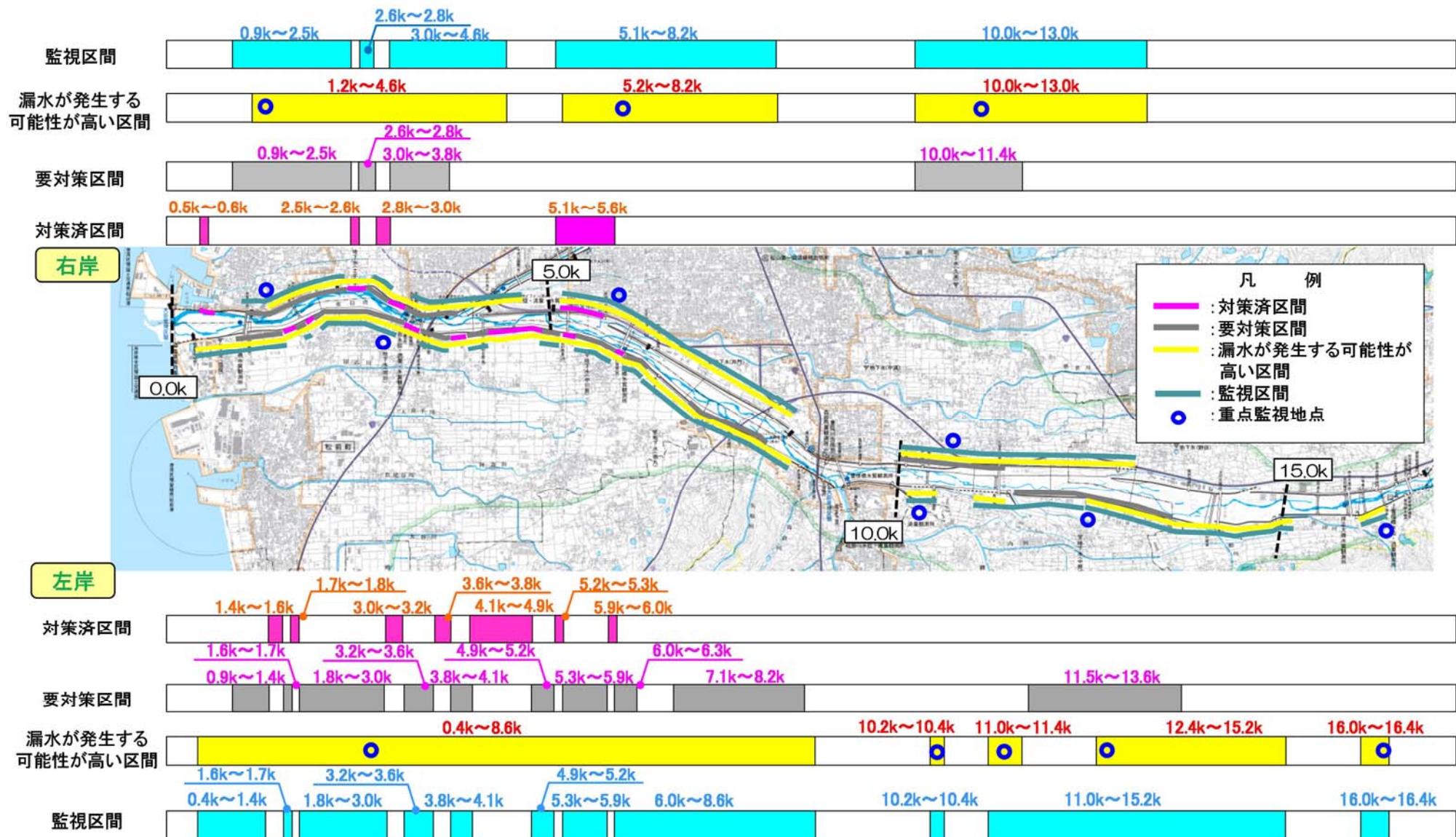


図 9.3.11 重信川における要対策区間および監視区間

表 9.3.1 監視項目および監視結果のとりまとめのイメージ

距離標	監視区間	要対策区間	対策済区間	重点監視地点	漏水履歴	監視時期		監視の着目点	監視内容(日時:○年○月○日)			
						監視水位 (出合水位 観測所)	監視水位 (危機管理型 水位計)		時間	漏水の 有無	漏水の にごり	漏水の 規模
0.0												
0.2												
0.4												
0.6												
0.8												
1.0	○	○				5.94	8.60					
1.2	○	○		○	B	3.65	6.11					
1.4	○	○				3.95	6.44					
1.6	○	○			B	3.91	6.40					
1.8	○	○				4.63	7.13					
2.0	○	○			A, B	4.51	7.01					
2.2	○	○			A, D	4.41	6.91					
2.4	○	○			B	4.48	6.98					
2.6	○	○	○※一部		B	4.45	6.94					
2.8	○	○			A, B	4.40	6.89					
3.0	○	○	○※一部		B	4.71	7.21					
3.2	○	○				4.92	7.42					
3.4	○	○			C	4.44	6.94					
3.6	○	○				4.18	6.67					
3.8	○	○				4.92	7.42					
4.0	○	○				4.81	7.31					

重信川全川で重点監視区間および各地先で監視水位を設定

今後、出水時にデータを蓄積し、漏水状況の進行を確認

10. まとめ

重信川における堤防の安全性を確保するための方針についてまとめる。

(1) 堤防の安定性に関して

堤防の安定性について、安全性を確保するためには、一般的には対策が必要な区間において、代表地点を抽出し、土質調査結果を実施し、その結果をもとに安全性を評価している。対策工としては、ドレーン工法を採用する場合が多い。

重信川では、大きな特徴である高透水性地盤であることを踏まえ、以下の①~④を今後実施する方針とする。

①表のり被覆工法+堤内基盤排水工法

②堤防法尻の詳細な被覆土層厚の調査結果を用いるとともに、今次出水における被災状況を踏まえて安全性を評価し、対策工を整備する。

③事前の調査で把握しきれなかった局所的な堤体内砂層や薄層の遮水層により、堤防川裏のり面に被災が発生した実績に鑑み、出水時の監視において、堤体裏のりの変状及び噴砂といった予兆の把握に努める。

④重信川堤防の安全性向上のためのPDCAサイクルとして、今後、出水毎の堤防の状態や高透水性基礎地盤と堤体の間隙水圧観測結果を踏まえ、安全性を再度評価し、要対策区間の見直しと対策工法の合理化に役立てていく。

(2) 堤防の漏水に関して

堤防の漏水については、一般的には重要水防箇所における「漏水」として位置づけを行い、洪水時における特別巡視により隨時確認することで対応している。

一方、重信川では高透水性地盤であることが特徴的であるため、漏水のメカニズムを正確に把握する必要性があると判断される。よって、以下の①~④を今後実施する方針とする。

①詳細調査の結果より漏水が発生する可能性が高い区間を「監視区間」として位置付ける。

②水位が低い段階から漏水が発生する可能性が高い地点を「重点監視地点」として位置付け、設定した監視水位・項目による監視を強化する。重信川の特徴である高透水性基礎地盤と堤体からの浸透を監視する間隙水圧の観測結果の活用方法を検討する。

③重信川堤防の安全性向上のためのPDCAサイクルとして、今後、出水毎の堤防の状態監視結果等を踏まえて、安全性を再評価し、監視区間と重点監視地点の見直しに役立てていく。

④高透水性基礎地盤と堤体の間隙水圧観測結果が得られた場所では、安全性再評価の過程で得られる浸透流解析結果等を踏まえて監視内容の見直しに役立てていく。

以上