

統合システムによる河川堤防の重点強化地点の同定と  
対策法に関する研究

平成 21 年度～平成 23 年度  
河川技術研究開発制度 地域課題研究  
研究成果報告書

平成 24 年 3 月

研究代表者 杉井 俊夫

(中部大学工学部都市建設工学科 教授)



## まえがき

堤防の整備率は2005年度時点で断面形状条件(56%)と低いことに加えて、質的条件においても直轄堤防の15%が「安定性が低い」と判断されている現状にある。こうした中、本研究は、物理探査、数値解析、被災履歴の統合システムによる重点強化地点の抽出シナリオと適切な対策・評価技術の提案を目的とし、有効な堤防整備の施策に寄与することを目指すものである。

研究者と堤防管理者とのパイプを繋ぐことで、これまでの研究成果を実務技術に活かすことと、堤防現場でのデータ・情報を研究に活かすこと念頭に、以下の3点を明らかにすることを狙って研究を遂行してきた。

1)広範な粒度分布を有する堤体および基礎地盤材料の力学・浸透特性の評価

2)メカニズムの究明とシミュレータ開発(空気閉塞によるエアブロー現象、進行性破壊、付帯構造物による破壊、対策の効果)

3)物理探査、数値解析、被災履歴の統合システムによる重点強化地点の抽出シナリオの構築

また、本研究の最終年度の23年9月には、台風第15号と秋雨前線(2011年9月19~20日)といった東海豪雨の再来を想起させるような庄内川周辺での水害が発生し、本研究内容の一部実証することになった。

### 1. 河川技術研究開発制度

地域課題研究

### 2. 調査・研究テーマ名

統合システムによる河川堤防の重点強化地点の同定と対策法に関する研究

### 3. 研究開発実施体制

#### (1) 研究代表者の氏名・所属・連絡先等

杉井俊夫

中部大学 工学部 都市建設工学科 教授

〒487-8501 愛知県春日井市松本町1200

(TEL: 0568-51-9562, FAX: 0568-51-1495)

(E-mail: nanto@isc.chubu.ac.jp)

#### (2) 共同研究者名

平成21年度

①杉井俊夫(中部大学 工学部 都市建設工学科 教授)

②前田健一(名古屋工業大学 准教授)

③小高猛司(名城大学 理工学部 教授)

④神谷浩二(岐阜大学 工学部 准教授)

⑤斎藤秀樹(応用地質(株)技術本部技術研究所 副所長)

⑥坂井宏隆(名古屋工業大学大学院社会工学専攻 博士後期課程在学)

(共同研究部署)

国土交通省 中部地方整備局 庄内川河川事務所 調査・品質確保課

平成 22 年度

①杉井俊夫 (中部大学 工学部 教授)

②前田健一 (名古屋工業大学 工学部 准教授)

③小高猛司 (名城大学 理工学部 教授)

④神谷浩二 (岐阜大学 工学部 准教授)

⑤斎藤秀樹 (応用地質 (株) 技術本部技術研究所 副所長)

⑥小林 剛 (応用地質 (株) 機器事業本部技術部 グループリーダー)

(共同研究部署)

国土交通省 中部地方整備局 庄内川河川事務所 調査・品質確保課

平成 23 年度

①杉井俊夫 (中部大学 工学部 教授)

②前田健一 (名古屋工業大学 工学部 准教授)

③小高猛司 (名城大学 理工学部 教授)

④神谷浩二 (岐阜大学 工学部 准教授)

⑤斎藤秀樹 (応用地質 (株) 技術本部技術研究所 副所長)

⑥小林 剛 (応用地質 (株) 計測システム事業部 技術部 グループリーダー)

(共同研究部署)

国土交通省 中部地方整備局 庄内川河川事務所 調査・品質確保課

#### 4. 研究開発期間及び研究開発予算

平成 21 年度 1,740 千円

平成 22 年度 2,182 千円

平成 23 年度 1,060 千円

合計 4,982 千円

#### 発表論文

1)杉井俊夫・山田公夫・名倉晋(2009) : 限界流速からみた浸透破壊の発生と進行, 地盤工学会誌, Vol.57, No.9, pp.26-29.

2)前田健一・柴田賢・馬場幹児・榊尾孝之・今瀬達也 (2010) : 豪雨と気泡の影響を考慮した河川堤防における透気遮水シートの設置効果, ジオシンセティック論文集, 第 25 巻, pp.107-111.

3)小高猛司・板橋一雄・中島康介・牧田祐輝・李 圭太・上村俊英・坪田邦治・加藤雅也(2010) : 河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察, 地盤工学ジャーナル, Vol.5, No.2, pp.193-205.

## 口頭発表

- 1) 森涼香・小高猛司・崔瑛 (2011) : 各種条件下における礫混じり砂の力学挙動の違いとそのシミュレーション, 第 23 回中部地盤工学シンポジウム論文集, pp.65-70.
- 2) 柴田賢・坂井宏隆・小中智博・前田健一 (2010) : 降雨を考慮した浸透破壊および越流に対する模型堤防の強度比較, 土木学会中部支部研究発表会概要集, pp.235-236.
- 3) 小中智博・柴田賢・坂井宏隆・前田健一・馬場干児・榊尾孝之 (2010) : 豪雨と気泡のダイナミクスが及ぼす河川堤防の越流強度への影響と対策, 第 45 回地盤工学研究発表会, pp.929-930.
- 4) 柴田賢・今瀬達也・前田健一・馬場干児・榊尾孝之 (2010) : 集中豪雨に起因する気泡の影響を考慮した模型堤防の堤体内における浸潤の比較, pp.239-240.
- 5) 前田健一・柴田賢・今瀬達也 (2010) : 降雨と空気の影響を考慮した河川堤防における透気遮水シートの補強効果, 不飽和土研究会論文集, pp.71-74.
- 6) 柴田賢・今瀬達也・石川晴将・馬場干児・榊尾孝之・前田健一 (2011) : 豪雨による砂質堤防内の間隙空気の挙動と透気遮水シートの補強効果, 第 46 回地盤工学研究発表会, pp.1077-1078.
- 7) 柴田賢・今瀬達也・前田健一・馬場干児・榊尾孝之 (2012) : 豪雨による砂質堤防内の間隙空気の挙動と透気遮水シートの敷設効果, 土木学会第 66 回年次学術講演会 (Ⅲ-211)
- 8) 杉井俊夫・横井達矢 (2011) : EPS ステージを用いた堤防横断面への表面波探査の適用, 第 46 回地盤工学研究発表会, pp.1091-1092.
- 9) 杉井俊夫・山田雄太 (2011) : 水分分布の推定を利用した不飽和透水特性の評価, 第 46 回地盤工学研究発表会, pp.1045-1046.
- 10) 山田雄太・杉井俊夫 (2011) : 原位置不飽和浸透試験のための水分分布推定の試み, 土木学会中部支部研究発表会概要集, pp.261-262.
- 11) 杉井俊夫・佐々郁也 (2010) : 原位置不飽和透水試験装置の開発, 土木学会中部支部研究発表会講演集, pp.243-244.
- 12) 杉井俊夫・山田雄太 (2010) : 不飽和浸透特性評価のための浸潤試験装置の開発, 第 45 回地盤工学研究発表会講演集, pp.171-172.

## メディア発表

- 1) 2011 年 2 月 8 日(火)18:23~(約 2 分), NHK 「ほっとイブニング」  
「堤防の強度新方法で測定実験」
- 2) 2011 年 2 月 10 日(木)建設通信新聞「表面波探査で築堤横断面の地質分析」
- 3) 2011 年 2 月 15 日(火)建設新聞「掘らずに“たたいて”」  
「透気遮水シートを用いた河川堤防浸透実験」
- 4) 2012 年 1 月 26 日(木) 18:44~(1 分 37 秒), NHK 「ほっとイブニング」  
「透気遮水シートを用いた河川堤防浸透実験」
- 5) 2012 年 1 月 26 日(木) 17:14~(52 秒), テレビ愛知「NEWS アンサー」  
「透気遮水シートを用いた河川堤防浸透実験」
- 6) 2012 年 1 月 26 日(木) 18:37~(55 秒), CBC 「イッポウ」  
「透気遮水シートを用いた河川堤防浸透実験」

# 目 次

第1章 序論.....	1
1.1 中部地方における河川災害と特徴.....	1
1.1.1 2000年9月11日~12日 東海豪雨.....	1
1.1.2 2011年9月19日~20日台風第15号接近にともなう豪雨.....	2
1.2 本研究の目的と概要.....	6
1.3 統合システムによる重点化地点の同定の方法.....	7
第2章 河川堤防データベースから被災履歴や破壊規模を考慮した弱部の抽出.....	9
2.1 堤防総延長から区間抽出.....	9
2.2 評価手法の概要.....	9
2.2.1 現行の評価手法.....	9
2.2.2 その他の抽出法.....	10
2.3 庄内川堤防の評価の検討.....	13
2.3.1 詳細点検結果.....	13
2.3.2 庄内川堤防の被災実態を考慮して設定した危険度判定.....	14
2.3.3 被災確率による結果.....	14
2.4 3つの評価の重ね合わせ.....	15
第3章 堤体の物性の評価法とモニタリング技術の開発.....	19
3.1 力学特性.....	19
3.1.1 概要.....	19
3.1.2 試験試料と試験方法.....	20
3.1.3 供試体密度と排水条件の違いによる大型三軸試験結果の比較.....	21
3.1.4 供試体密度と排水条件を考慮した上での供試体寸法の違い による三軸試験結果の比較.....	22
3.1.5 供試体密度と排水条件の違いによる小型三軸試験結果の比較.....	25
3.1.6 供試体作成時の含水比の違いによる試験結果の違い.....	27
3.1.7 試験結果の考察 —河川堤防の詳細点検における留意事項—.....	29
3.1.8 まとめ.....	32
3.2 浸透特性.....	33
3.2.1 原位置での浸透特性の評価.....	33
3.2.2 浸潤前線と飽和前線深さと時間の関係.....	33
3.2.3 浸潤実験の概要.....	34
3.2.4 水分分布の推定.....	36
3.2.5 水分分布の推定結果から不飽和透水特性の推定.....	38

3.2.6	不飽和地盤の浸水に伴う間隙空気挙動に関する基礎的検討.....	41
3.3	浸潤線と圧縮空気のモニタリング技術開発と圧縮空気の可視化 .....	47
3.3.1	堤防模型実験概要 .....	47
3.3.2	堤防模型実験結果 .....	49
3.3.3	まとめ .....	54
3.4	降雨と堤体内水分のモニタリング .....	55
3.4.1	河川堤防の水分量変動の予測 .....	55
3.4.2	モニタリング調査概要 .....	55
3.4.3	雨量データからの実効雨量の算出 .....	56
3.4.4	有効飽和度と実効雨量の関係 .....	56
3.4.5	有効飽和度の推定 .....	57
3.4.6	推定式の検証 .....	58
第4章	物理探査による堤体構造の推定 .....	59
4.1	堤体の物理探査による断面調査 .....	59
4.1.1	物理探査概要 .....	59
4.1.2	物理探査結果 .....	60
4.1.3	堤体内構造の推定 .....	68
4.2.3	物理探査手法の適応性と課題 .....	70
4.2	土中の圧縮空気可視化システムの実堤防への適応性 .....	71
4.2.1	実験概要 .....	71
4.2.2	実験結果 .....	76
4.2.3	まとめ .....	83
4.3	可動式軽量盛土（EPS）を用いた堤防横断面の調査 .....	84
4.3.1	芝生の上での EPS を用いた予備試験 .....	84
4.3.2	現地堤防と EPS ステージ施工 .....	86
4.3.2	EPS ステージを用いた堤防横断面の表面波探査 .....	89
4.3.3	横断面表面波探査結果の検討 .....	90
4.3.4	簡易貫入試験による地盤の硬軟の検証 .....	95
第5章	間隙空気圧の堤体破壊への影響と対策 .....	100
5.1	降雨浸透模型実験と数値シミュレータによるエアブロー発生条件の解明.....	100
5.1.1	拝啓および目的 .....	100
5.1.2	試験方法および試験条件 .....	101
5.1.3	試験結果および考察 .....	104
5.2	透気性のある遮水シートの耐豪雨・耐越流性能についての模型実験 .....	110
5.2.1	試験方法および試験条件 .....	110
5.2.2	試験結果および考察 .....	112

5.3 透気遮水シートの実用性の確認.....	120
5.3.1 試験方法と試験条件.....	120
5.3.2 自然降雨時のモニタリング結果および考察.....	121
5.3.3 無対策時における散水試験.....	126
5.3.4 透気遮水シート敷設時の散水試験結果および考察.....	132
第6章 結論.....	136
あとがき.....	138
謝辞.....	139
参考資料	

# 第1章 序論

## 1.1 中部地方における河川災害と特徴

### 1.1.1 2000年9月11日-12日 東海豪雨

#### (1) 気象状況

台風第14号は、9月2日にマリアナ近海で発生し、西に進んで、12日19時過ぎ沖縄本島を通過した。その後東シナ海を北東に進んで、16日15時に朝鮮半島北東岸で温帯低気圧に変わった。一方、図1.1.1に示すように、7日頃から本州付近に前線が停滞しており、11日から12日にかけて、台風第14号の東側を回る暖湿気流が秋雨前線に向かって流れ込んだため、前線の活動が活発となり、愛知、三重、岐阜県の東海地方を中心に記録的な大雨となった。名古屋では11日の日降水量が、平年の9月の月降水量の2倍となる428mmとなり、2日間の合計降水量が567mmに達した。名古屋地方気象台が観測した日最大1時間降水量97mm、最大日降水量428mm（最大24時間降水量では534.5mm）は、いずれも観測開始以来最大であると同時に、岐阜県の総降水量595mmは、流域では500年に1回といわれる異常降雨であった。図1.1.2の総雨量の等雨量図でもわかるように、南西側の伊勢湾から北東の方向へ集中した豪雨となっており、伊勢湾によくみられる典型的な災害豪雨のパターンであった。

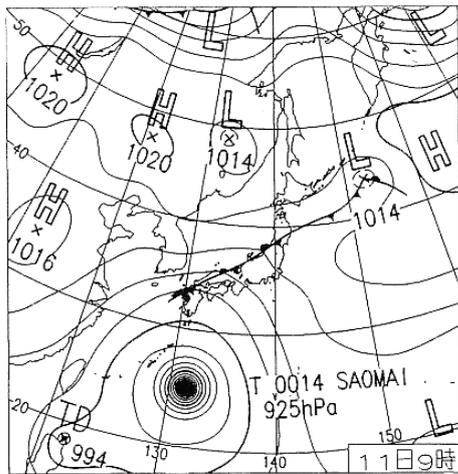


図 1.1.1 2000年9月11日天気図<sup>1)</sup>

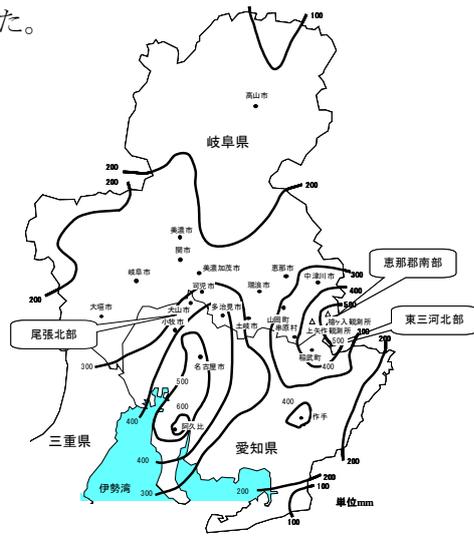


図 1.1.2 総雨量の等雨量分布図

#### (2) 出水状況

##### ① 庄内川および新川

枇杷島水位観測所で、9月12日4時30分に4時間にわたって計画高水位9.08mを越え（最高水位9.36m）、庄内川河口から4km付近国道1号一色大橋下流の右岸で越水、浸水被害が発生した。また、新川の久地野水位観測所で、13時間にわたって計画高水位を越え、12日30分頃に名古屋市西区あしはら町内の新川左岸堤防が約100mにわたって決壊した。

##### ② 天白川および境川

天白川水位観測所では、9月11日から12日未明までに計画高水位を9時間にわたり越えて堤防高に達し、過去最高水位を記録した。支川からと内水によって野並地区をはじめとする中下流

域に浸水被害を与えた。一方、境川および逢妻川では計画高水位を越え、支川などで6か所で堤防が決壊した。

### ③矢作川

上矢作槍ヶ入観測所で総雨量が595mmに達した。下流の岩津水位観測所では、12日8時に過去最高水位7.93mを記録し、上流では土石流や斜面崩壊が多数発生した。中流域の豊田市でも越水や氾濫が生じた。



写真 1.1.1 新川破堤現場



写真 1.1.2 天白川護岸侵食

## 1.1.2 2011年9月19日～20日台風第15号接近にともなう豪雨

### (1) 気象状況

台風15号は9月13日に発生し、9月15日に南大東島に接近、以後沖縄本島近海で迷走し続け、21日には紀伊半島が暴風域に入った。図1.1.3は台風第15号の経路である。参考までに、東海豪雨時の台風第14号の経路を図1.1.4に示す。

台風と秋雨前線の影響で、庄内川流域において大雨となった。20日11時から12時の1時間に多治見市の雨量観測所では64mmを記録し、19日19時の降り始めからの累加雨量は477mmに達した。また、志段味水位観測所においては、氾濫危険水位(5.50m)を約7時間にわたって超過し、ピーク水量は6.87mを記録、庄内川が氾濫した。

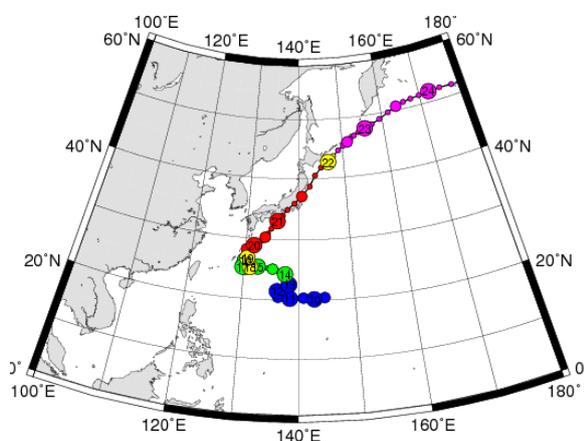


図 1.1.3 20111015号(台風15号)の経路<sup>2)</sup>

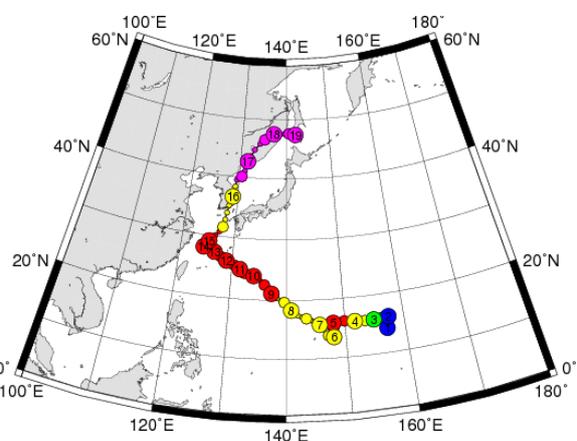


図 1.1.4 2000014号(台風14号)の経路<sup>2)</sup>

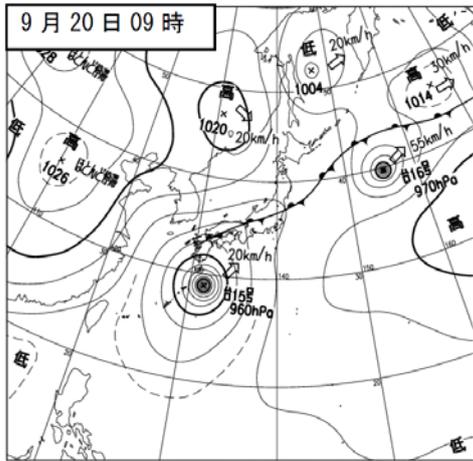


図 1.1.5 2011 年 9 月 20 日天気図<sup>3)</sup>

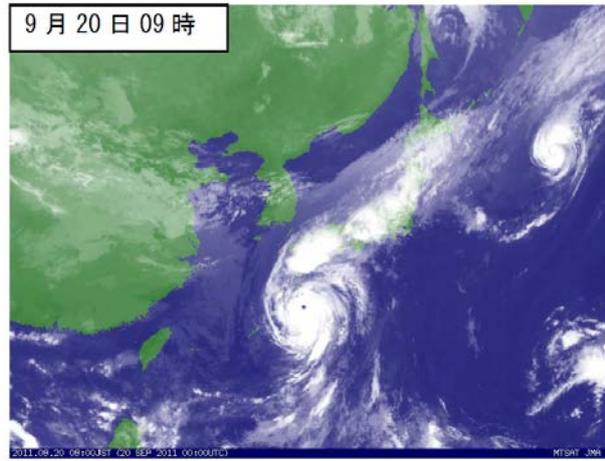


図 1.1.6 2011 年 9 月 20 日の衛星画像<sup>3)</sup>

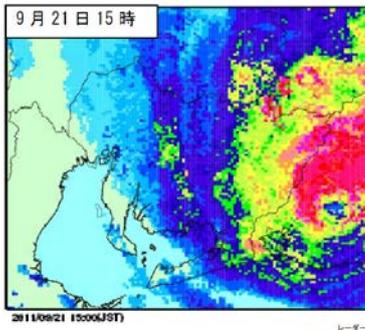
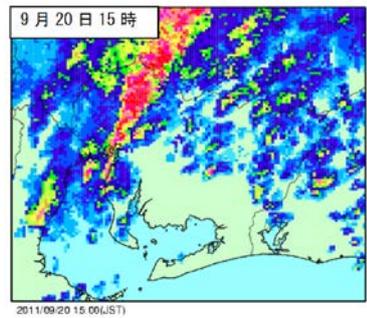
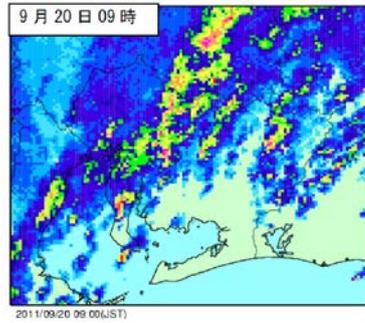
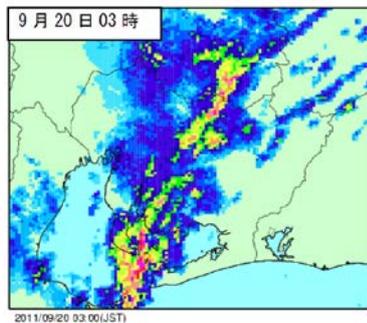
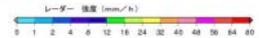
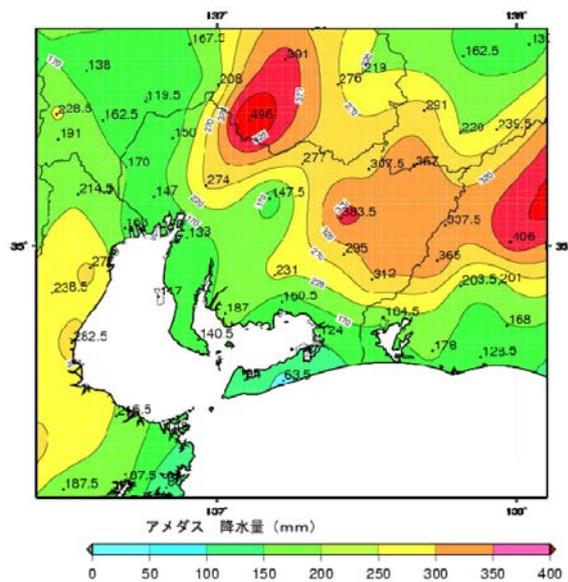


図 1.1.7 9 月 20 日~21 日のレーダー雨量<sup>3)</sup>



台風からの温かく、湿った空気が大量に流れ込み、停滞する秋雨前線を刺激し、総雨量は愛知県新城市布里 382 mm、名古屋市千種区日和町 274 mm、愛知県新城市川合 373 mm を記録した。

東海豪雨と台風第 15 号豪雨の違いとしては、図 1.1.2 や図 1.1.8 にあるように、台風 15 号時の方が、名古屋市北部から多治見市エリアでの雨量が多いこと点である。



### (3) 現場堤防での気泡発生の確認

2012年9月19日-20日台風第15号接近に伴う豪雨時に庄内川堤防周辺で、堤防天端や法肩付近で堤体からの気泡が発生していることが確認された。写真1.1.3と写真1.1.4はアスファルト舗装と芝生のつなぎ目から、写真1.1.5は法面途中から気泡の発生がみられ、非常に強い豪雨の浸透と河川水上昇により地表面近くで堤体内の気泡が押し出されていると想定される。(庄内川河川事務所 撮影)



写真1.1.3 気泡発生 (その1)



写真1.1.4 気泡発生 (その2)



写真1.1.5 気泡発生 (その3)

## 1.2 本研究の目的と概要

堤防の整備率は2005年度時点で断面形状条件（56%）と低いことに加えて、質的条件においても直轄堤防の15%が「安定性が低い」と判断されている現状にある。こうした中、本研究は、物理探査、数値解析、被災履歴の統合システムによる重点強化地点の抽出シナリオと適切な対策・評価技術の提案を目的とし、有効な堤防整備の施策に寄与することを目指すものである。

研究者と堤防管理者とのパイプを繋ぐことで、これまでの研究成果を実務技術に活かすことと、堤防現場でのデータ・情報を研究に活かすこと念頭に、以下の3点を明らかにすることを狙っている。1)広範な粒度分布を有する堤体および基礎地盤材料の力学・浸透特性の評価、2)メカニズムの究明とシミュレータ開発（空気閉塞によるエアブロー現象、進行性破壊、付帯構造物による破壊、対策の効果）、3)物理探査、数値解析、被災履歴の統合システムによる重点強化地点の抽出シナリオの構築、を具体的な目標として取り組んできた。

【平成21年度】これまでの成果を用いた被災履歴からのスクリーニングと堤防の質的評価の比較検討、代表測線の選定と堤防及び基礎地盤調査（モニタリングの実施）。

【平成22年度】原位置調査と力学・浸透特性の評価とメカニズム（閉塞空気、エアブロー現象、目詰まりに起因する浸透破壊、付帯構造物に起因する破壊）に対するシミュレーション解析、モデル実験による安定性の評価技術の提案。

【平成23年度】統合システムによる弱部の抽出と通気性のある防水シートなどの法面覆工技術及びドレーン工など、新たな対策法を含めた効果の検証。



図 1.2.1 研究体制と役割分担

### 1.3 統合システムによる重点化地点の同定の方法

本研究のテーマの一部である「統合システムによる重点化地点の同定」について説明しておく。河川堤防はこれまで経験的構造物、歴史的構造物と呼ばれ、自然条件だけでなく人為的、歴史的な条件を含み、外見からだけでは分からない、延長も非常に長いといった難物であった。これに対して我々人間は、水害から身を守るための必然性からその難物に対して知恵を絞り、被害を小さく抑えることを考えてきた。近年では、科学技術の発達、情報の開示といった社会の変化で様々な分野での技術が開発されている。堤防に関しても統計的因果関係、センサー技術、室内実験、現場実験、数値解析、非破壊調査が発展してきた。本研究は、そうした個々の技術をどのように結びつけていくか、地域課題研究に相応しい産官学が取り組むことで、図 1.3.1 に示す重点化地点の抽出のシナリオを構築していくことを念頭に図 1.3.2 のように研究を遂行してきた。本研究

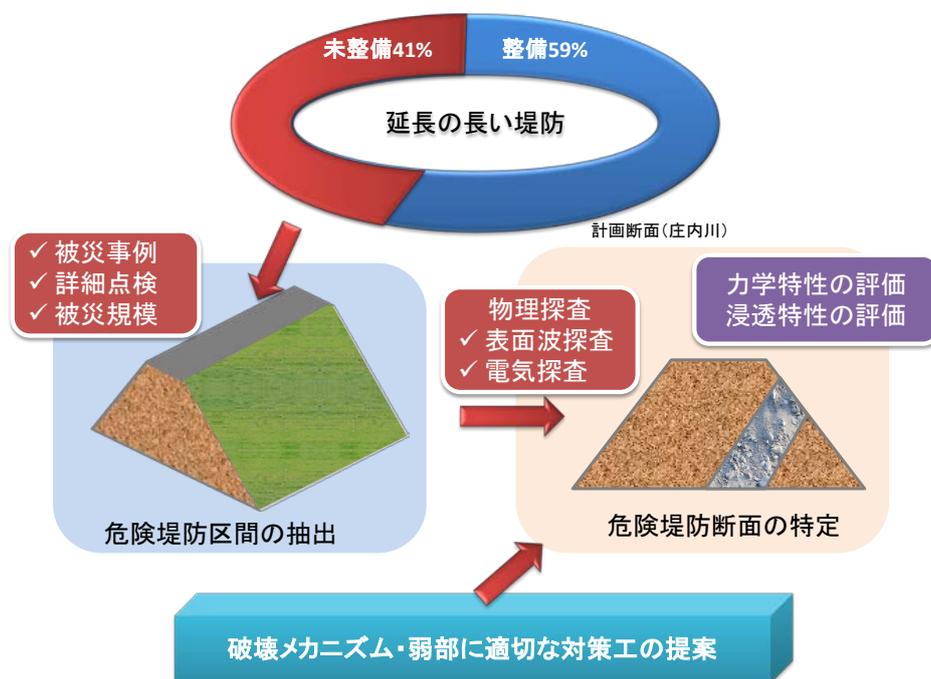


図 1.3.1 難物な対象から抽出シナリオ



図 1.3.2 統合システムによる評価と対策技術の提案

で示す統合システムとは、堤防総延長→区間抽出→断面抽出→安定性評価・現象把握といったシナリオを異なる技術を組み合わせて進めるというシステムを指している。

**【参考文献】**

- 1)名古屋地方気象台：平成23年9月 台風第12号に関する愛知県気象速報
- 2)北本朝展：デジタル台風，国立情報学研究所，HP
- 3)気象庁：日々の天気図，気象統計情報，HP
- 4)建設省中部地方整備局：中部の水害 2000年9月 東海豪雨
- 5)国土交通省中部地方整備局堤防調査委員会資料

## 第2章 河川堤防データベースから被災履歴や破壊規模を考慮した弱部の抽出

### 2.1 総延長から重点区間の抽出

延長の長い堤防の中では、弱部堤防区間の優先順位として表すことが有効である。また、国土交通省はこれまで概略点検、詳細点検等を実施してきているが、すべりに対する安全性やパイピングに対する安全性など破壊メカニズムに対する安定性を評価してきた。しかし、詳細点検において強度定数の取り扱い、ドレーンなどを有する場合の安定解析に用いる石積みによる浸潤前線の低下、擁壁などの効果などが考慮されていない点もいくつか見つかっている。また、すべり計算における場合には、粘着力の小さい影響で非常に薄いすべりによる破壊モードが小さな場合での安全率が使われている場合があり、実際の堤体の安定性の低下には直接寄与するものではないことなどがあり、破壊モードを考慮する必要がある。こうした背景から、いくつかの手法を組み合わせることで危険個所の優先順位をつけようとするものである。

そこで、検討する方法として詳細点検、庄内川堤防の被災実態を考慮して設定した危険度判定、ロジットモデルによる被災確率、破壊規模などが挙げられる。以下に、その概要を示す。

### 2.2 評価手法の概要

#### 2.2.1 現行の評価手法

##### (1) 詳細点検

詳細点検は、1次スクリーニングである概略点検でd判定となった堤防区間において評価される。その中で安全に関して堤防に求められる機能は、耐浸透機能・耐侵食機能・耐震機能である。中でも耐浸透機能は、洪水時の降雨および河川水の浸透により堤防が不安定化することを防止する機能であり全堤防区間で必要とされる。詳細点検では耐浸透機能に関する堤防点検を行われている。堤防点検では、高さ・天端幅・のり勾配等堤防の基本断面形状を満たしている堤防を対象に実施されている。現在の堤防の基本断面形状は長い歴史の中で被災の状況等に応じて河川ごとに経験的に定められてきたものであり、相応の妥当性を有すると考えられる。

詳細点検の概要については参考文献を参照されたし。

##### (2) 庄内川堤防の被災実態を考慮して設定した危険度判定

優先順位は①安全性の限界値に基づく評価、②裏のりすべり安全率を照査基準値で除した値での評価をもとに設定。①については、実現象としては一般的に、 $F_s < 1$ ですべり破壊が発生するといわれている。また $i > 1.0$ でパイピング破壊が発生するといわれているためその値を限界値として設定する。図2.2.1に安全性の限界値に基づく評価を示す。②については、庄内川堤防の被災実態を考慮して設定した。庄内川では裏のりすべり安全率を照査基準で除した値が0.6の時の被災発生件数が最も多いことが明らかになった。図2.2.2に裏のりすべり安全率を照査基準で除した値に対する被災件数を示す。

図2.2.3に危険度判定の手順を示す。危険度判定は、現況堤防の浸透に対する安全性照査において危険と評価されたもののみ適用する。裏すべり安全率が限界値未満の断面では、裏すべり安全率を照査基準値で除した値が0.6を境界に危険度1・2又は危険度3・4に分類。裏すべり安全

率が限界値以上の断面では、裏すべり安全率を照査基準値で除した値が 1.0 を境界に危険度 5・6 又は危険度 7・8 に分類。

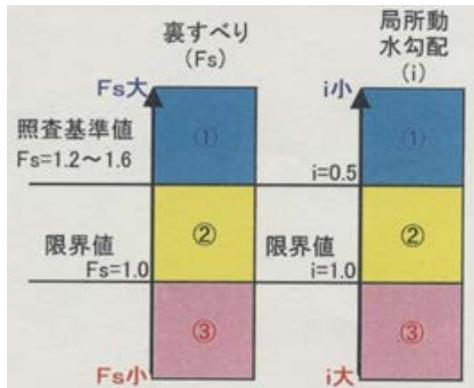


図 2.2.1 安全性の限界値に基づく評価

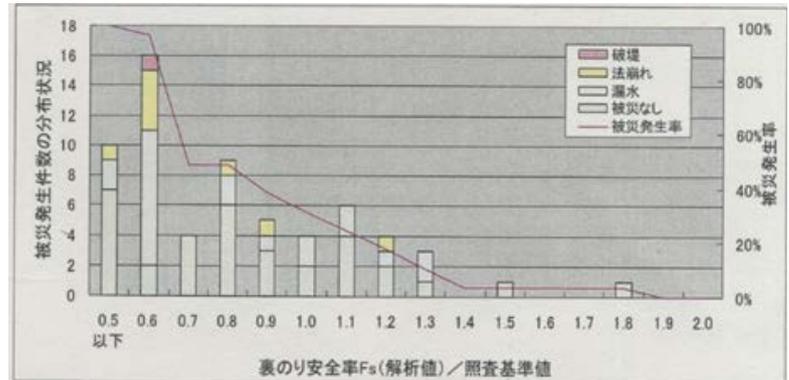


図 2.2.2 裏のりすべり安全率を照査基準で除した値に対する被災件数

【危険度1・2】

$$\frac{\text{裏のり安全率 } F_s}{\text{照査基準値}} < 0.6$$

【危険度3・4】

$$0.6 \leq \frac{\text{裏のり安全率 } F_s}{\text{照査基準値}}$$

【危険度5・6】

$$\frac{\text{裏のり安全率 } F_s}{\text{照査基準値}} < 1.0$$

【危険度7・8】

$$1.0 \leq \frac{\text{裏のり安全率 } F_s}{\text{照査基準値}}$$

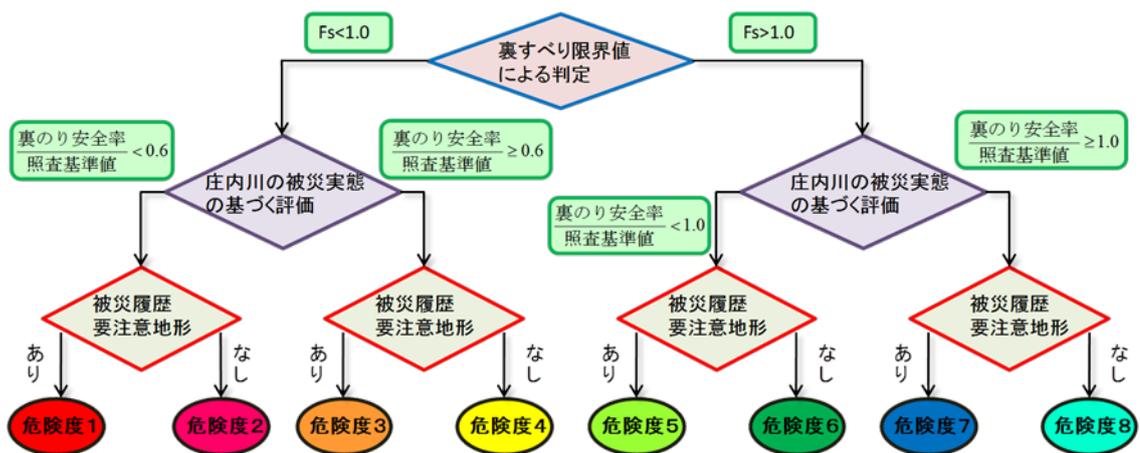


図 2.2.3 危険度判定の手順

## 2.2.2 その他の抽出法

### (1) 崩壊規模

すべり破壊においてすべるとされた部分の表のり・裏のりの崩壊面積を求め、崩壊した場合危険性が高いと考えられる代表断面を抽出する。危険性が高いとされる断面は①崩壊面積が大きい断面、②すべり破壊が天端を含む崩壊であるかどうかである。天端を含む破壊である場合、天端幅が短くなるので破堤してしまう可能性が高くなる。したがって、堤防の整備を進めていくうえでの優先順位は高くなる。図 2.2.4 に面積の算出方法を示す。

- ①すべり円とのり面との接点の 2 点の座標を読み取る。
- ②求めた 2 点の座標の距離を求める。
- ③扇部分の面積を求める。

- ④すべり円の半径と②で求めた直線で囲まれた三角形の面積を求める。
- ⑤③-④でのり面におけるすべり破壊時の崩壊面積を求める

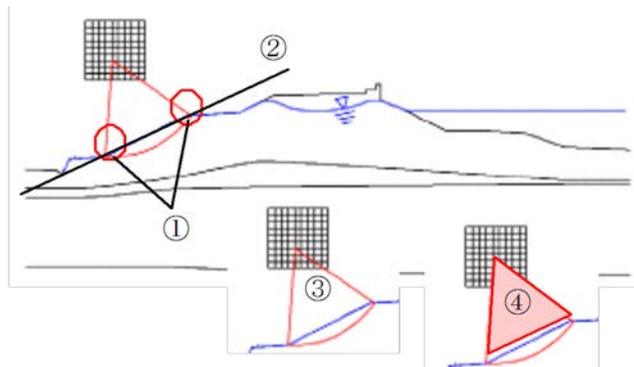


図 2.2.4 崩壊面積の算出方法

## (2) 統計手法（被災確率モデル）を用いた危険度評価

中部大学杉井研究室で、平成 15 年度に構築された二項ロジットモデルを使用する。このモデルは被災確率を導く箇所を堤体被覆状況と堤体基礎地盤とを関連させて被災確率を導いている。堤体被覆状況だけでなく、要因として堤体基礎地盤の種類を追加させたことで、信頼度（t 値）が 95% 以上で平均的中率が 80% と高い結果が得られている。堤体基礎地盤は被災確率に大きく影響を及ぼすと考えられ、堤体被覆状況だけを考慮したモデルより、堤体被覆状況と堤体基礎地盤を結びつけたこのモデルの方が良い結果が得られているためこのモデルを使用した。

以下に使用したモデル式(2.2.1)・(2.2.2)を示す。

$$P_n = \frac{1}{1 + \exp(-V_n)} \quad (2.2.1)$$

$$V_n = \theta_0 + \theta_1 X_{n1} + \theta_2 X_{n2} + \dots + \theta_k X_{nk} \quad (2.2.2)$$

ここに、 $P_n$ :堤防が破堤するか、破堤しないかの被災確率、

$\theta_k$ :最尤推定法により決定される未知のパラメーター

$V_n$ : $\theta$ と $X$ によって定まる確定項、 $X_{nk}$ :堤防 $n$ の特性要因（天端幅、裏のり高・・・）

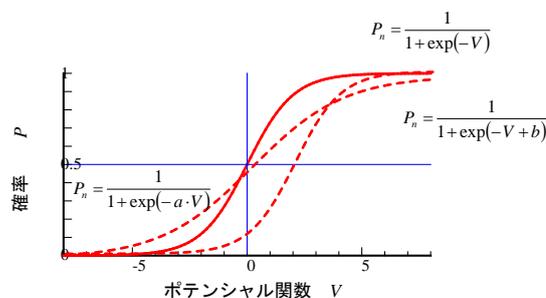


図 2.2.5 Logistic curve の形状と性質

表 2.2.1 庄内川（東海豪雨）モデルの要因パラメータ

番号	組み合わせ	1
0	修正後のパラメーター 選択肢ダミー変数	2.989
1	天端幅	
2	裏法高	
3	堤体断面積	-0.017 [2.146]
4	堤体土質	
5	流下能力 被災時流量	-1.973 [2.082]
6	表法構造	
7	天端舗装	
8	河道状況 蛇行部凹部	
9	河道状況 蛇行部凸部	
10	河道状況 橋梁	
11	漏水あり	
12	自然堤防	
13	旧河道	3.280 [2.666]
14	後背湿地	2.795 [2.120]
15	低位デルタ	
16	高位デルタ	
17	破堤地形	
18	河原	
19	干拓地	
的中率	被災 (%)	85.7
	非被災 (%)	81.3
	平均的中率 (%)	81.5
	データ数	146

[ ]内はt値

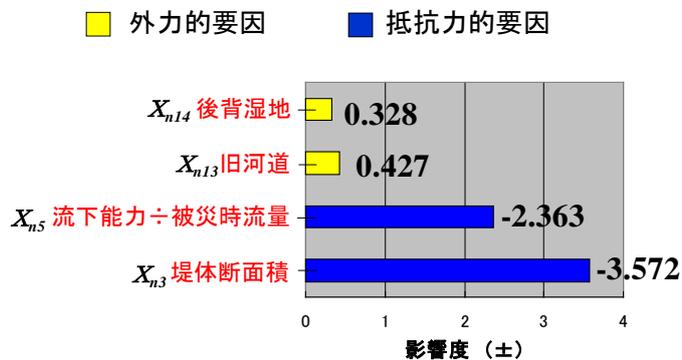


図 2.2.6 堤防要因の影響度（弾性値）

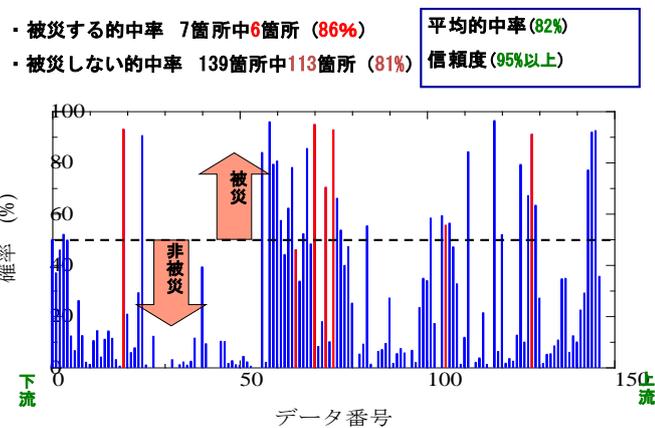


図 2.2.7 庄内川堤防の被災確率モデルの再現

解析で使用する要因は合計 19 個の内、t 検定で信頼度 95%以上の要因パラメータを使用している。その要因としては、堤体断面積、流下能力/被災時流量、旧河道、後背湿地の 4 つがあげられる。よって、式(2.2.2)は以下の式(2.2.3)のようになる。

$$V_n = 2.989 - 0.017X_{n3} - 1.973X_{n5} + 3.280X_{n13} + 2.795X_{n14} \quad (2.2.3)$$

ここに、  
 $X_{n3}$ : 堤体断面積のパラメーター  
 $X_{n5}$ : 流下能力/被災時流量のパラメーター  
 $X_{n13}$ : 旧河道のパラメーター  
 $X_{n14}$ : 後背湿地のパラメーター

パラメータの値が正の場合は被災に起因している。逆に負の場合には被災を抑制することを表している。堤体断面積が大きいほど堤体への浸透時間がかかるため安定にはたらし、流下能力/被災時流量の値が大きいほど水位が低く、堤体に働く水圧も小さくなると考えられる。また、旧河道や後背湿地の堤防は漏水によって破堤しやすいことを表している。

### 2.3 庄内川堤防の評価の検討

被災確率を GIS で可視化する。そうすることで、庄内川の両岸において被災確率の高い場所を明確にし、優先強化地点を絞り込んでいく。また、堤防評価において 1 つで評価を行うより複数のデータを用いて総合的に判断していくのが望ましいため、詳細点検結果、危険度判定結果も載せていき評価する。

#### 2.3.1 詳細点検結果

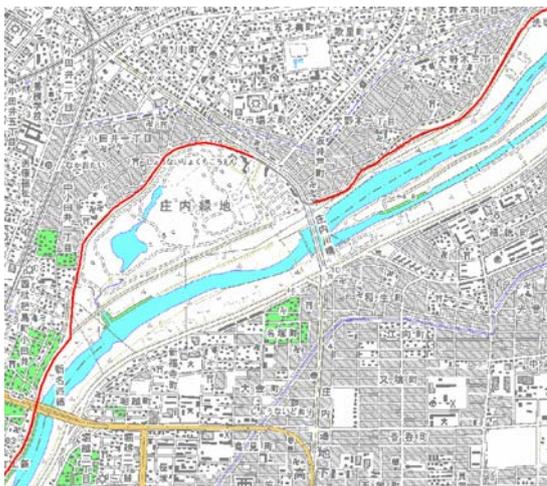


図 2.3.1 詳細点検結果



図 2.3.2 詳細点検結果

図 2.3.1, 図 2.3.2 は詳細点検結果を示したものである。詳細点検ではすべり破壊（表のり、裏のり）と浸透破壊（被覆土あり、又はなし）に対する安全性で評価している。本研究では、評価項目が 4 つ又は 3 つある中で 1 つでも照査基準を満たしていないものがある場合は危険であると

した。危険と評価された場所は赤，安全性が確保されている場所は青，点検対象区間外や掘り込み・山付き区間など点検の行われていない場所については灰色で示した。

### 2.3.2 庄内川堤防の被災実態を考慮して設定した危険度判定

図 2.3.3，図 2.3.4 は危険度判定を行った結果図である。危険度は危険度 1・2 と評価されたものを赤，危険度 3・4 と評価されたものを黄色，危険度 5・6 のものを緑，危険度 7・8 のものを青，安全性が確保されている場所・対策がなされている場所を黒で表示した。



図 2.3.3 危険度判定結果

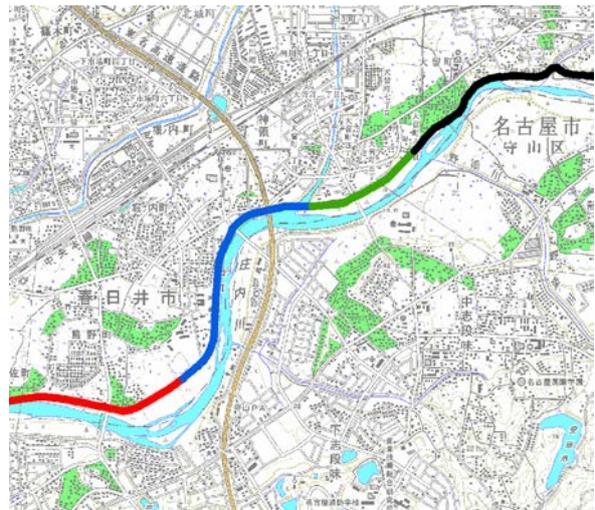


図 2.3.4 危険度判定結果

### 2.3.3 被災確率による結果

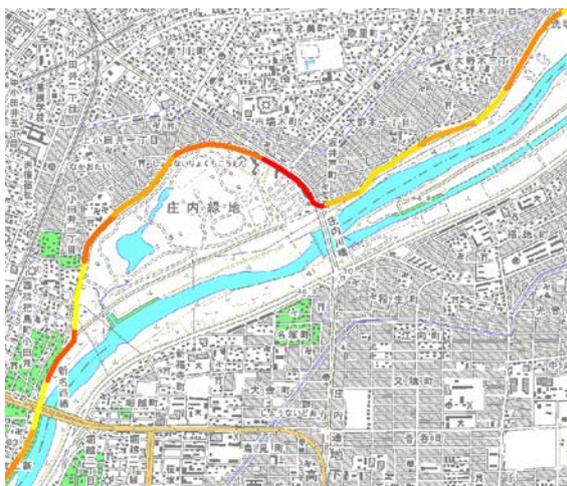


図 2.3.5 被災確率

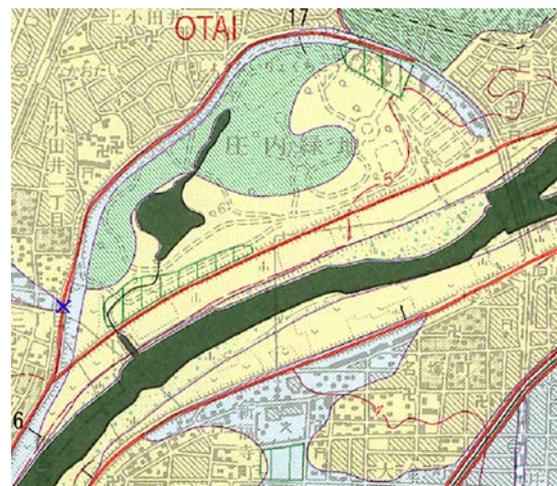


図 2.3.5 治水地形分類図

図 2.3.5 は被災確率を表したものである。被災確率を 10 段階に分け色分けをした。被災確率の低いものが黄色で表示されており，高くなるにつれて赤に変わっていく。より赤に近づくほど崩

壊の危険がある。被災確率は200m毎に表示している。図2.3.6に治水地形分類図を示す。治水地形分類図を見ると現在堤防がある場所に旧河道があるのがわかる。先でも述べたように旧河道がある場所では被災確率が高くなる。しかし、同じ旧河道がある場所においても大きく被災確率が違うのは堤体断面積が大きく違うからである。図2.3.7は庄内川堤防について、被災確率モデルで評価した結果である。

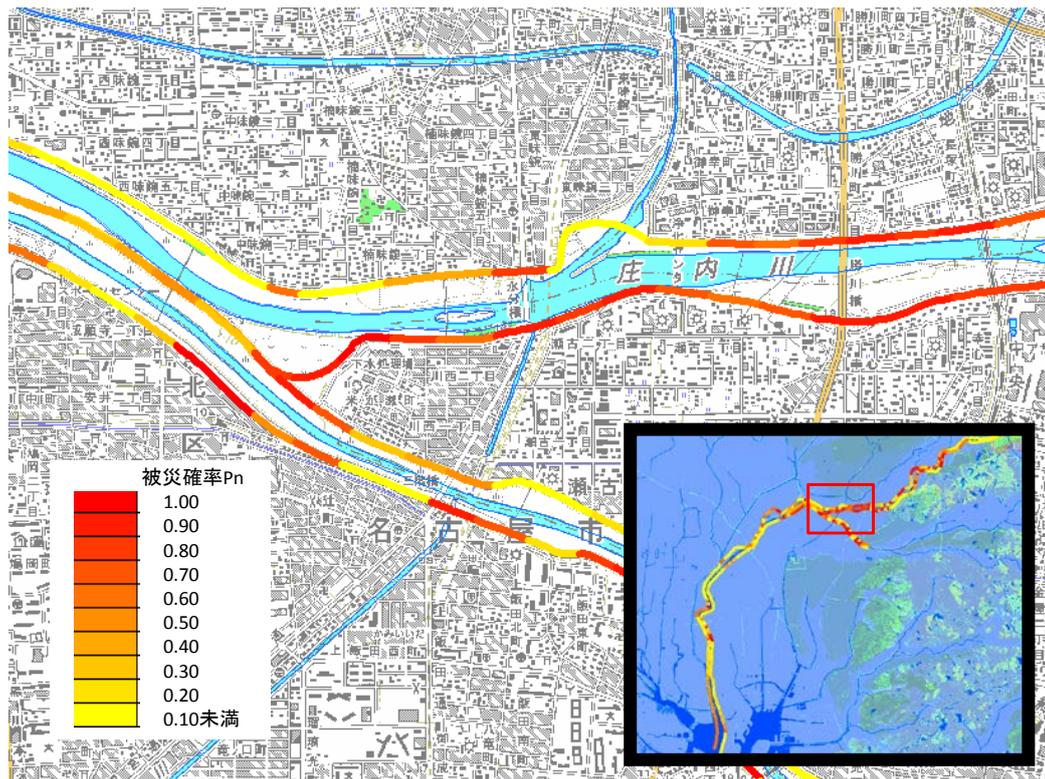
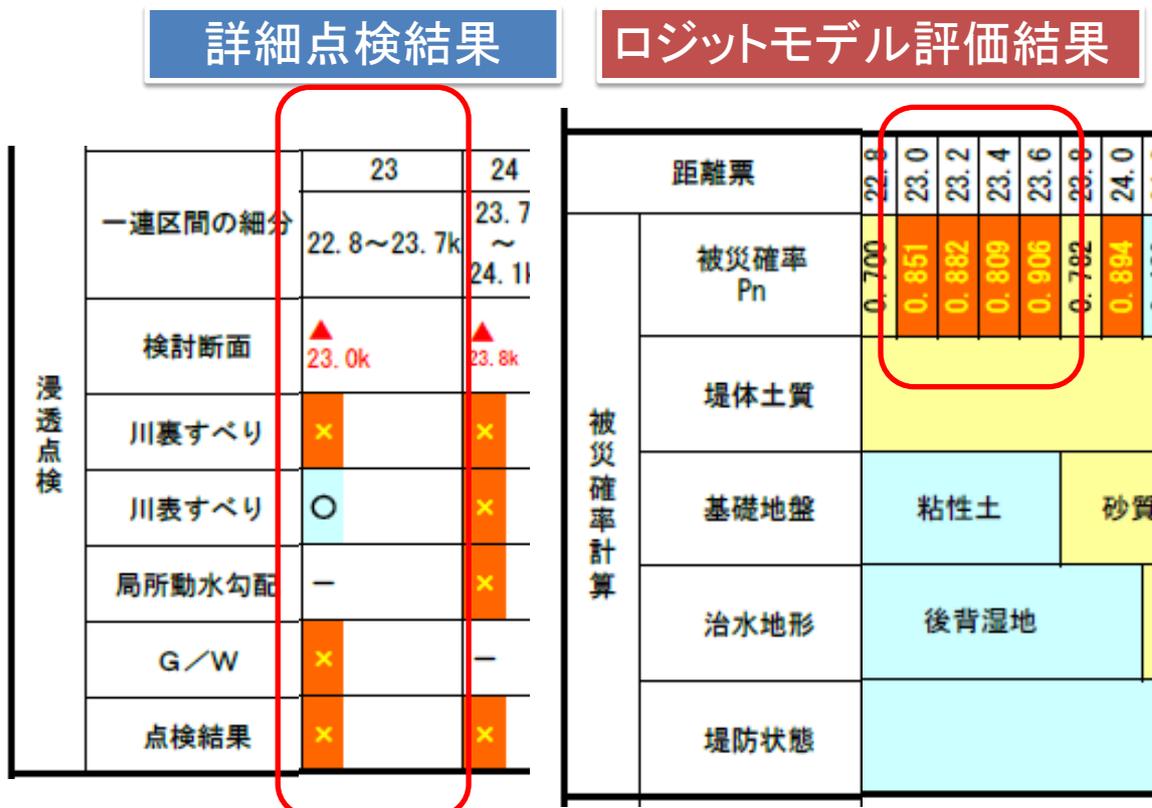
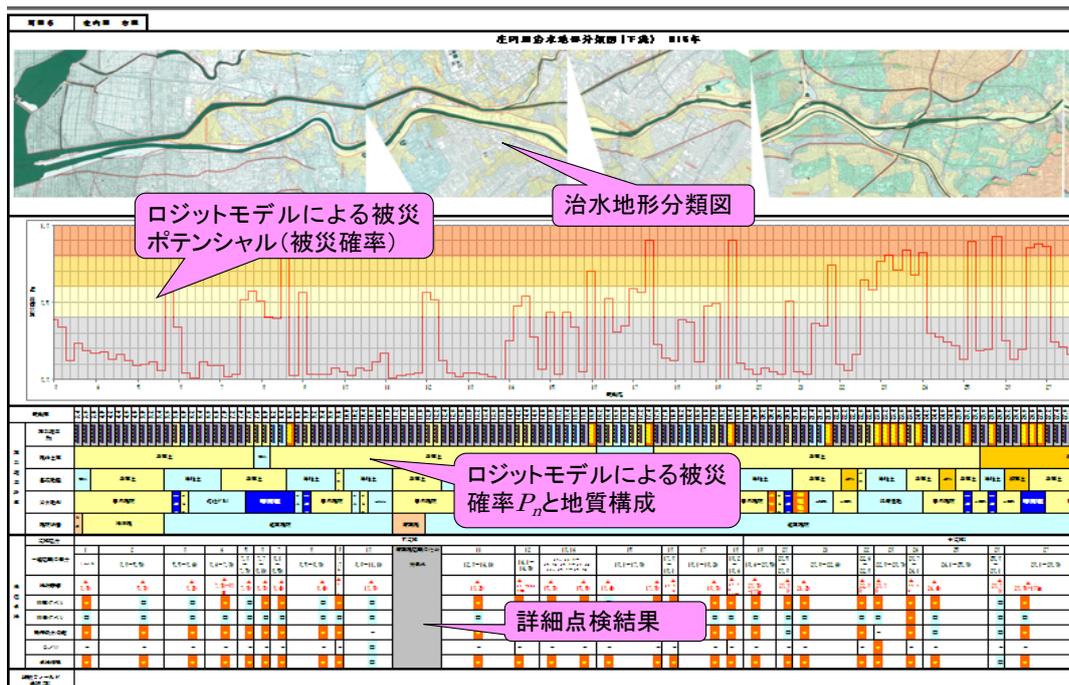


図 2.3.7 庄内川河川堤防の被災確率評価

## 2.4 3つの評価の重ね合わせ

4つの方法について説明してきた。崩壊規模については、庄内川堤防において山付などで崩壊規模を評価できない地点が多くあったため、今回、崩壊規模による評価は除いた。1)詳細点検、2)庄内川堤防の被災実態を考慮して設定した危険度判定、3)被災確率モデルの3つの結果をもとに重ね合わせを行うこととした。まず、庄内川右岸の15kmから18km付近の結果河川堤防の危険区間のそれぞれの評価を行うため、GIS上にデータベースをリンクさせて計算を行い、それぞれで期間箇所の抽出したのが表2.4.1と図2.4.1～2.4.3である。

詳細点検の結果と被災確率モデル（ロジットモデル）の危険度と一致していることがわかる。



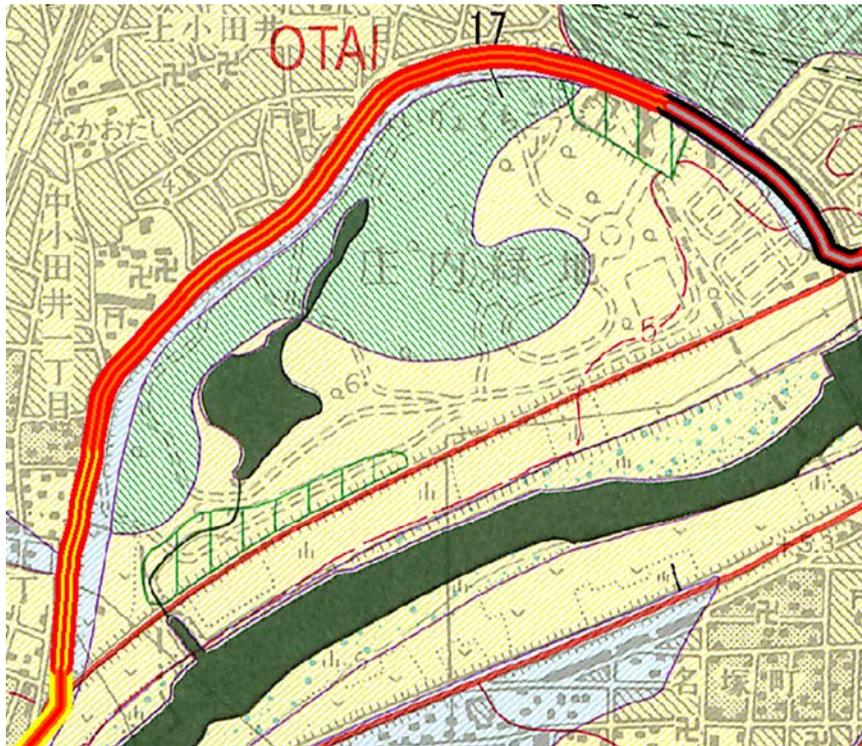


図 2.4.3 庄内川右岸（15km から 18km 付近）

一番外側のラインが危険度判定結果である。その内側に被災確率，中央に詳細点検結果を示している。図 2.8 において危険性が高く優先的に整備を進めていく必要のある区間は青い丸の区間ではないかと言える。3 つの評価すべてにおいて危険と評価されているために優先順位が一番高いと考えられる。一方，緑の丸の区間では被災確率は非常に高い結果になった。しかし，他の 2 つでは安全であるとされているため，比較的優先順位は低いと考えられる。また，優先度が高いとされた区間の中で，破堤した時の経済的損失なども考慮して優先度を定める必要がある。

参考までに，9 月 19 日—20 日越水洗掘した庄内川 31.4k 付近左岸での評価は，図 2.4.4 のように被災確率 0.933 と非常に高い値を示していた。なお，本堤防箇所は，既に平成 24 年 1 月末までに築堤工事に入るところであり，堤防の高さが低かった場所でもある。



写真 2.4.1 2011 年 9 月 20 日越水箇所庄内川 31.4k 付近左岸

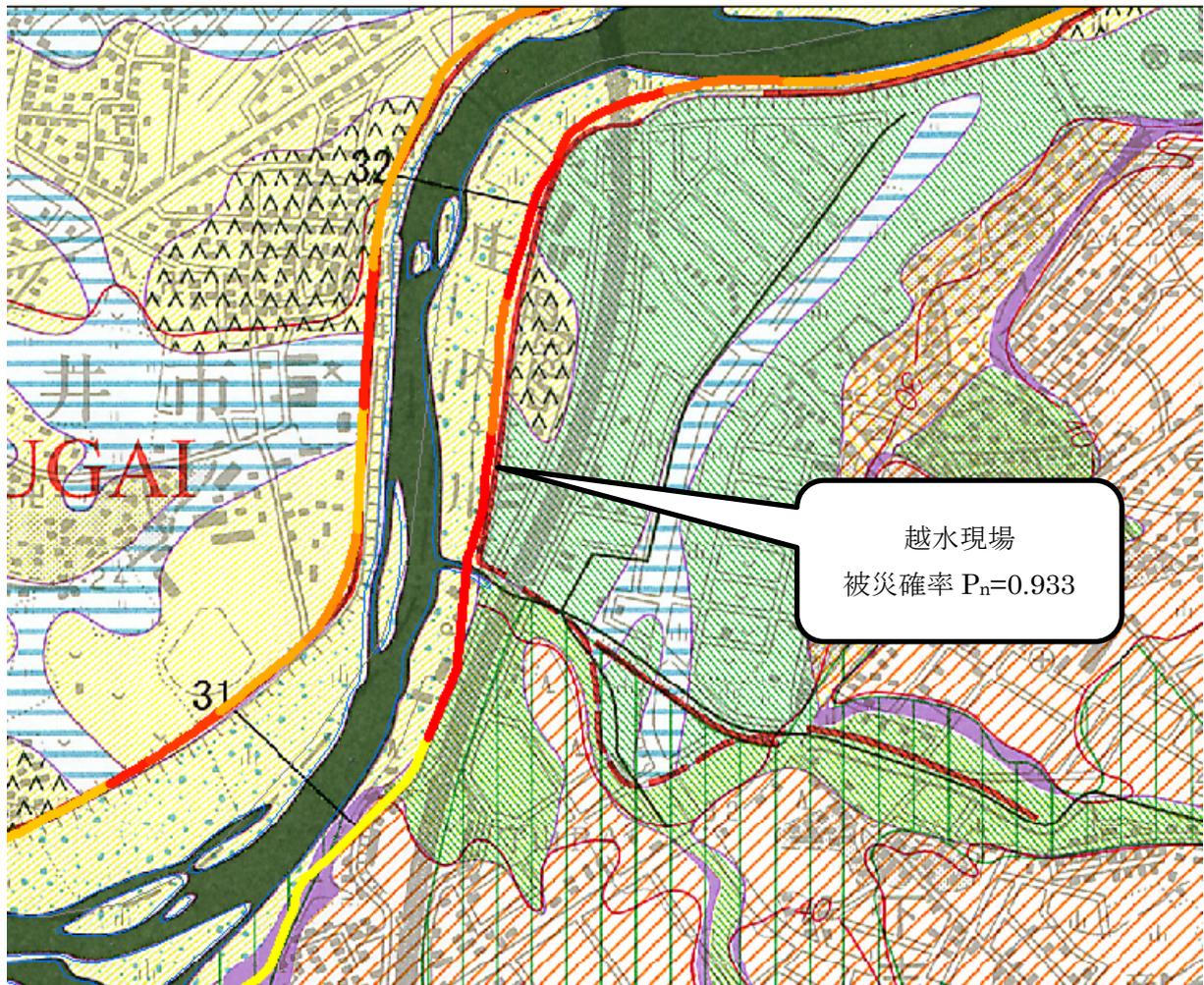


図 2.4.4 2011 年 9 月 20 日の下志段味の越水箇所の評価

【参考文献】

- 1) 国土技術センター：中小河川における堤防点検・対策の手引き, pp.1-7, pp.17-51, 2004.
- 2) 宇野尚雄・杉井俊夫：河川堤防の被災対策と安全性評価-被災確率モデルの効用-, 土と基礎, Vol.38, No.9, pp.129-135, 1990.
- 3) Uno, T., Morisugi, H. and Sugii, T.: Identifying dangerous levee locations, Proc. of 9th Asia Regional Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.1, pp.441-444, 1991.
- 4) 宇野尚雄・森杉壽芳・杉井俊夫・中野雄治：被災事例に基づく河川堤防の安定性評価, 土木学会論文集, No.400/III-10, pp.161-170, 1988.
- 5) 平成 23 年度第 3 回堤防調査委員会資料

## 第3章 堤体の物性の評価法とモニタリング技術の開発

### 3.1 力学特性

#### 3.1.1 概要

2004年に頻発した豪雨災害を契機として、全国の国土交通省の直轄河川において河川堤防の詳細点検が精力的に進められてきた。浸透時のすべり破壊に対する安全性評価として全応力法の円弧すべり解析が実施されるが、使用する強度定数は主に三軸試験によって求められる。2002年に定められた「河川構造の構造検討の手引き」においては、堤防構成土が粘性土であればUU試験、砂質土であればCU試験を適用することとされており、その取り決めにしたがって浸透すべりに関する照査がなされてきており、現段階においてはほぼ照査は完了している。しかし、本節の後半でも示すように、この試験条件の取り決めは現場サイドの実情に合わないことが多く、実務者の判断で試験条件が変更されることも多かった。それを受けて、平成24年2月に改訂された「河川構造の構造検討の手引き（改訂版）」においては、礫質土や砂質土においてはCU試験あるいはCD試験を実施して強度定数を決定することに変更がなされた。この変更により、今後の照査においては、技術者が自らの判断で試験条件を選択できることになったのも同然であり、一層混乱することも危惧される。3.1節では、堤防材料の力学特性の解明が主目的であるが、同時に強度定数を求めるための試験条件についても詳細に検討し、「河川構造の構造検討の手引き」で定める試験条件の妥当性についての検証も行う。

河川堤防は現地発生土で築造されている場合がほとんどであり、礫分から細粒分まで広範な粒度の土で構成されていることが多い。大きな礫を含有している原粒度の土の強度定数を求めるためには、原粒度試料の力学特性を直接評価できるだけの供試体寸法を備えた大型三軸試験を実施することが理想であるが、現実には大きなコストがかかることと大量の実験試料を確保する必要があるため、実務への適用は難しい。そのため、粒度調整試料による室内試験が実施されるが、供試体寸法や供試体密度が、現地の河川堤防の力学特性を適正に評価するものかどうかの検証はほとんどなされていない。さらに、先述のように室内試験時の試験条件（主に排水条件）が現場の判断で適宜変更されることもあり、排水条件と強度定数との関係についての評価も曖昧である。以上の現状より、河川堤防砂礫の変形・強度特性を適正に評価するためには、室内試験の結果に影響を及ぼす因子を整理しておくことが急務である。

3.1節では、比較的大きな礫が混在しながらも、砂質系材料でマトリックスを形成している比較的良配合の河川堤防砂礫を対象とし、その力学特性の評価手法について考察を行う。具体的には、現地堤防で採取した砂礫を用いて、原粒度試料本来の力学特性を取得できる大型三軸試験を実施し、ベンチマークとなる変形・強度特性を求める。その上で、大きな礫を除外した粒度調整試料を用いた小型三軸試験を実施し、大型三軸試験結果と比較検討する。また、再構成供試体作製時の供試体密度と試験時の排水条件が、砂礫の変形・強度特性に及ぼす影響についても、大型および小型三軸試験を通して検討する。

### 3.1.2 試験試料と試験方法

3.1 節では、実際に詳細点検がなされた小鴨川と江の川の2河川で採取した試料を用いて試験を実施した。いずれの河川でも堤防天端近辺の試料であるが、堤体全域がほぼ同材料である。また、1ヶ所の現場から大型三軸試験に必要な量(100kg弱)の試料を確保することが困難であったため、粒度特性が類似した近傍の堤防のいくつかの地点で採取した試料を混合して用いた。

図 3.1.1 に実験試料の粒度分布を示す。原粒度の小鴨川試料は、 $D_{max}=75\text{mm}$ 、 $D_{50}=2.72\text{mm}$ 、 $U_c=144$ の砂礫(GS)であり、原粒度の江の川試料は、 $D_{max}=53\text{mm}$ 、 $D_{50}=1.40\text{mm}$ 、 $U_c=15$ の礫質砂(SG)である。なお、いずれの試験試料も比較的小さな礫は角礫が多いものの、大きな礫は角が取れて丸みのあるものが主であった。

表 3.1.1 に、それぞれの試料における試験の諸元を示す。比較的大きな礫が混在しながらも、砂質系材料でマトリックスを形成している比較的良配合の河川堤防砂礫であることから、直径 30cm の大型三軸試験で、現地堤防砂礫の本来の力学特性が把握できると考えている。

小鴨川試料においては原粒度試料による大型三軸試験と 9.5mm 超の礫分を取り除いた通常粒調試料による小型三軸試験を実施し、江の川試料においては 9.5mm 超の礫分を取り除いた通常粒調試料の小型三軸試験のみ実施した。ここで通常粒調と呼んでいるのは、せん頭粒度調整と呼ばれる通常の粒度調整方法である。また、いずれの試料についても、突固めによる土の締固め試験(JIS A 1210)を実施し、特に河川堤防の実務で用いられるA法による試験結果を参考にして、供試体の乾燥密度(以降、単に供試体密度と呼ぶ)を決定した。すなわち、小鴨川試料においては締固め度 90%、85%に対応するように供試体密度を 1.80、1.70g/cm<sup>3</sup>とし、江の川試料においては締固め度 90、85、80%に対応するように、供試体密度を 1.78、1.66、1.56g/cm<sup>3</sup>とした。小鴨川試料の大型三軸試験では、自然乾燥試料をモールド内で5層ずつ密度管理をしながら、軽く締固めて供試体を作製した。一方、小型三軸試験では、試験機器の都合上、セル外で自立する供試体を準備する必要があったため、含水比 14%の不飽和供試体を5層で静的に締固めて作製した。

供試体の飽和化は、大型三軸試験では二酸化炭素置換法、小型および中型三軸試験では二重負圧法を用い、圧密過程後のB値はすべてのケースで0.95以上となり、完全飽和供試体とみなしている。大型三軸試験では18時間、中型および小型三軸試験ではそれぞれ1.5および1時間、所定の有効拘束圧で等方圧密した後、載荷速度0.1%/minでせん断を実施した。

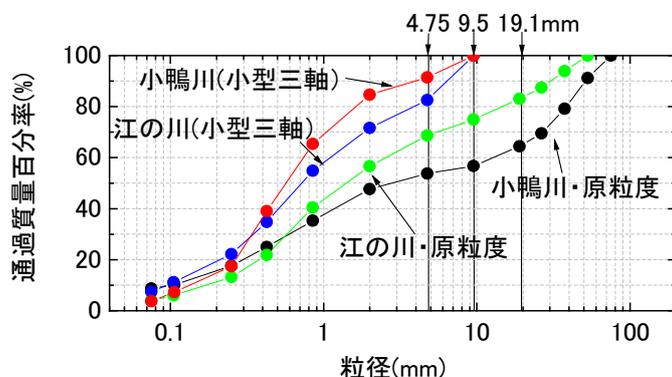


図 3.1.1 小鴨川および江の川試料の粒度分布

表 3.1.1 試験条件 (小鴨川および江の川)

試料名	小鴨川								江の川						
	大型				小型 (通常粒調)				小型 (通常粒調)						
乾燥密度(g/cm <sup>3</sup> )	1.80	1.70	1.80	1.70	1.80	1.70	1.78	1.66	1.56						
締固め度(%)	90	85	90	85	90	85	90	85	80						
試験条件	CU	CD	CU	CD	CU	CD	CU	CD	CU	CD	CU	CD	CU	CD	

### 3.1.3 供試体密度と排水条件の違いによる大型三軸試験結果の比較

2種類の供試体密度の小鴨川試料を用いて、 $\overline{CU}$ とCDの2条件で実施した大型三軸試験の結果を示す。図3.1.2の応力～ひずみ関係より、CD試験では供試体密度(締固め度)や有効拘束圧によって多少の差が見られるものの、軸ひずみ7～8%付近で軸差応力の増加が止まる傾向は共通していることがわかる。一方、 $\overline{CU}$ 試験においては、締固め度90%では軸差応力はせん断終了まで単調増加し続けるのに対し、締固め度85%では軸差応力はせん断初期に増加した後はほぼ一定となり、供試体密度による差が大きい。図3.1.3の有効応力経路より、締固め度90%の試験では、せん断初期にわずかに塑性圧縮し、その後正のダイレイタンスの発現によって軸差応力が大きく増加していることがわかる。およびCD試験の破壊応力比は、それぞれ1.46および1.74であり、排水条件による差が大きい。締固め度85%の試験においては、せん断初期から大きく塑性圧縮し続け、破壊応力比は1.02と極めて小さい。一方、CD試験では、試験とは対照的に、締固め度90%のCD試験の破壊応力比とほぼ同じの1.73となる。これは、せん断中の排水の効果によるものである。また、図3.1.3(c)に示すように、2つの供試体密度を試験結果のみで比較すると、変相までの有効応力経路は近いことがわかる。

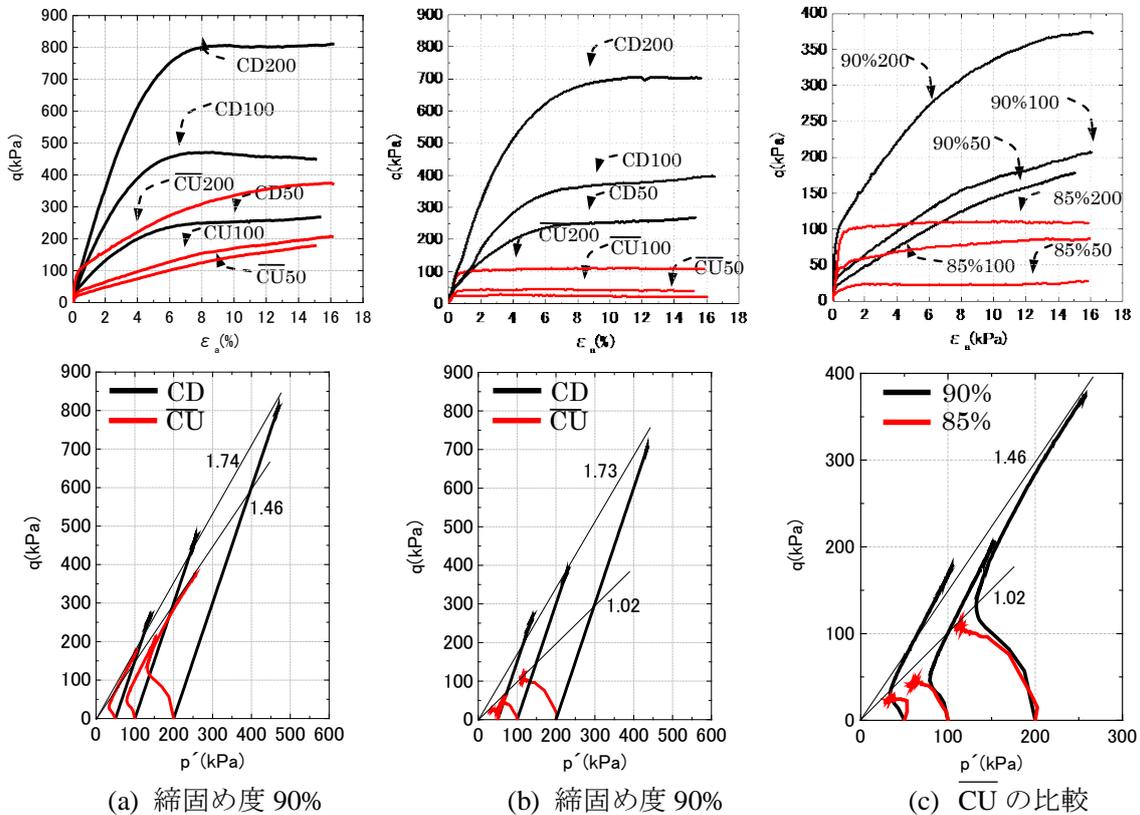
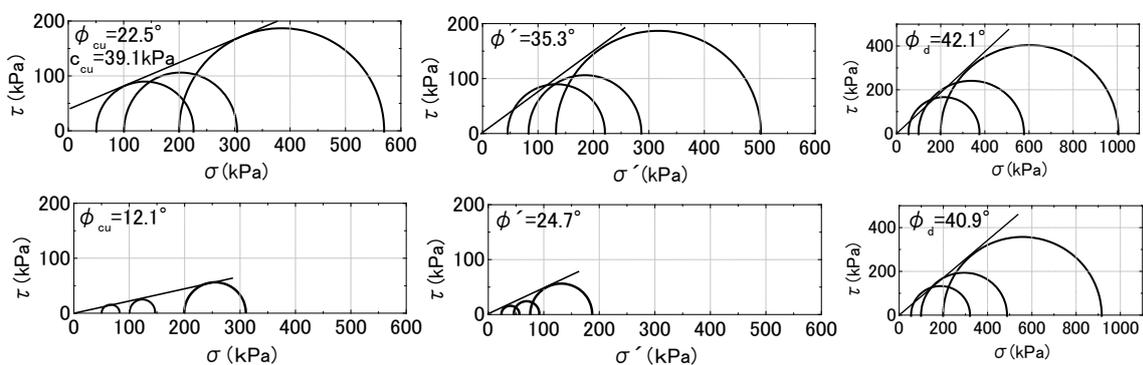


図 3.1.2 大型三軸試験結果 (上：応力～ひずみ関係，下：有効応力経路) (小鴨川・大型三軸)

図 3.1.3 は破壊時のモールの応力円と破壊規準であり、表 3.1.2 に強度定数をまとめて示す。 $\overline{\text{CU}}$ 試験では全応力でも整理し、CU条件としての強度定数も示している。また、 $\overline{\text{CU}}$ とCD試験の粘着力 $c'$ と $c_d$ はいずれもゼロであったために表には示していない。いずれの供試体密度でも、試験条件別の内部摩擦角は $\phi_{cu} < \phi' < \phi_d$ の順となる。全応力のCU条件で整理した場合、密詰め傾向の強い締固め度 90%の供試体では、大きな粘着力が現れるが、締固め度 85%では粘着力は現れない。いずれ試験でも $\phi_{cu}$ は小さな値となるが、緩詰め締固め度 85%の $\phi_{cu}$ は特に小さい。また、締固め度 90%において、試験による $\phi'$ とCD試験による $\phi_d$ を比べると、 $\phi_d$ の方が若干大きい。ただし、有効拘束圧 100kPaの試験の結果のみで $\phi'$ を評価すれば、 $\phi'$ と $\phi_d$ には大きな差はない。しかし、緩詰め締固め度 85%においては、明らかに $\phi'$ と $\phi_d$ には大きな差がある。



(a)  $\overline{\text{CU}}$  試験 (全応力)                      (b)  $\overline{\text{CU}}$  試験 (有効応力)                      (c) CD 試験

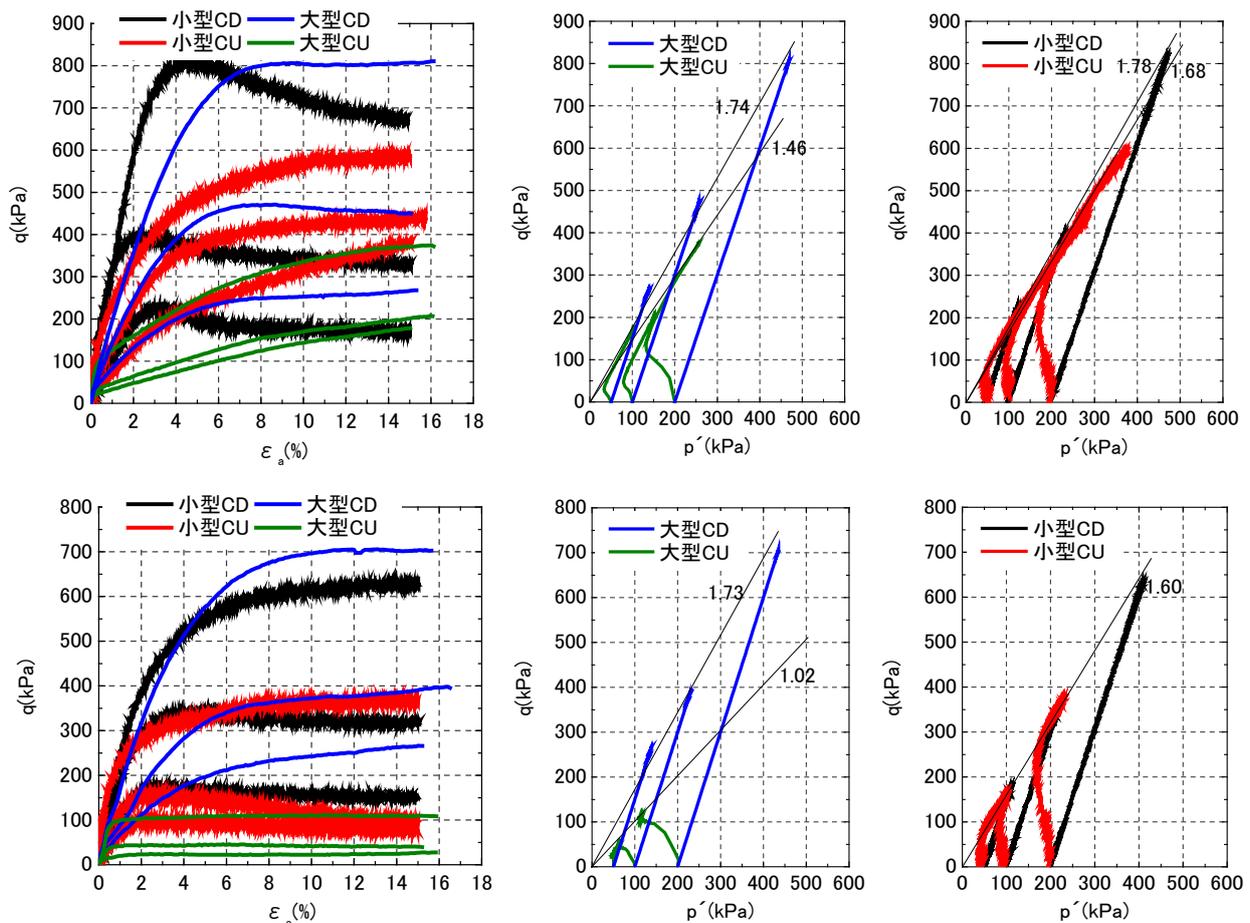
図 3.1.3 モールの応力円 (上: 締固め度 90%, 下: 締固め度 85%) (小鴨川・大型三軸)

表 3.1.2 内部摩擦角と粘着力 (小鴨川・大型三軸)

実験の種類	$\phi_{cu}$ (°)	$c_{cu}$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\phi_d$ (°)
締固め度 90%	22.5	39.1	35.3	42.1
締固め度 85%	12.1	0	24.7	40.9

### 3.1.4 供試体密度と排水条件を考慮した上での供試体寸法の違いによる三軸試験結果の比較

3.1.4 節では、小鴨川試料の小型三軸試験結果を示し、供試体密度と排水条件の影響を考慮した上で、3.1.3 節で示した大型三軸試験結果との比較を行う。図 3.1.4 に締固め度 90%と 85%の供試体における応力～ひずみ関係と有効応力経路を示す。図には 3.1.3 節の大型三軸試験結果を併せて示している。上段の締固め度 90%の供試体における有効応力経路に着目すると、 $\overline{\text{CU}}$ 試験では、小型の方が変相後の軸差応力の増加が大きく、破壊応力比も大きい。一方、CD試験では、破壊応力比に、供試体寸法による大きな差は見られない。下段の締固め度 85%の供試体における有効応力経路に着目すると、 $\overline{\text{CU}}$ 試験の場合、大型ではせん断初期から大きく塑性圧縮したままであるのに対して、小型ではせん断後半に塑性膨張に転じている。また、大型の破壊応力比は小型よりもかなり小さく、大型ではゆる詰め砂の挙動を示している。一方、CD試験による破壊応力比は、大型の方が若干大きい、 $\overline{\text{CU}}$ 試験ほど供試体寸法による差は大きくない。



(a) 応力～ひずみ関係 (b) 有効応力経路 (大型) (c) 有効応力経路 (小型)  
 図 3.1.4 三軸試験結果 (小鴨川) (上：締固め度 90%，下：締固め度 85%)

図 3.1.5 は CD 試験における軸ひずみ～体積ひずみ関係である。上段の締固め度 90%の結果を見ると、いずれもせん断初期に圧縮した後に膨張側に転じているが、小型の方がより早く膨張側に転じている。下段の締固め度 85%では、大型ではどの有効拘束圧でも圧縮したまま試験が終了しているのに対して、小型では有効拘束圧 200kPa の試験を除き、膨張側に転じていることがわかる。

図 3.1.6 は小型三軸試験における破壊時のモールの応力円と破壊規準であり、表 3.1.3 に小鴨川試料の全試験ケースの強度定数を示す。締固め度 90%では大型、小型ともに見かけの粘着力  $c_{cu}$  が現れるのに対し、締固め度 85%では粘着力は現れない。また、締固め度 90%の場合、粘着力  $c_{cu}$  は大型よりも小型の方が大きい。一方、内部摩擦角  $\phi_{cu}$  に着目すると、締固め度 90%では大型と小型ではほとんど差はないのに対し、締固め度 85%では大型の  $\phi_{cu}$  は小型の値よりも小さい。次に、有効応力で整理し、大型と小型の  $\phi'$  を比較すると、締固め度 90%では  $\phi'$  にそれほど差はないが、締固め度 85%では大型の  $\phi'$  は小型の値よりもかなり小さい。また、供試体密度 (締固め度) の違いで比較すると、小型は供試体密度によって  $\phi'$  に差がないのに対し、大型では供試体密度によって  $\phi'$  が大きく異なる。最後に、CD 試験による  $\phi_d$  に着目すると、いずれの実験ケースにおいてもほとんど差は見られない。そのため、 $\phi'$  と  $\phi_d$  を比較すると、大型では両者の差が大きく、特に供試体密度が小さいケースではその差は顕著に現れる。

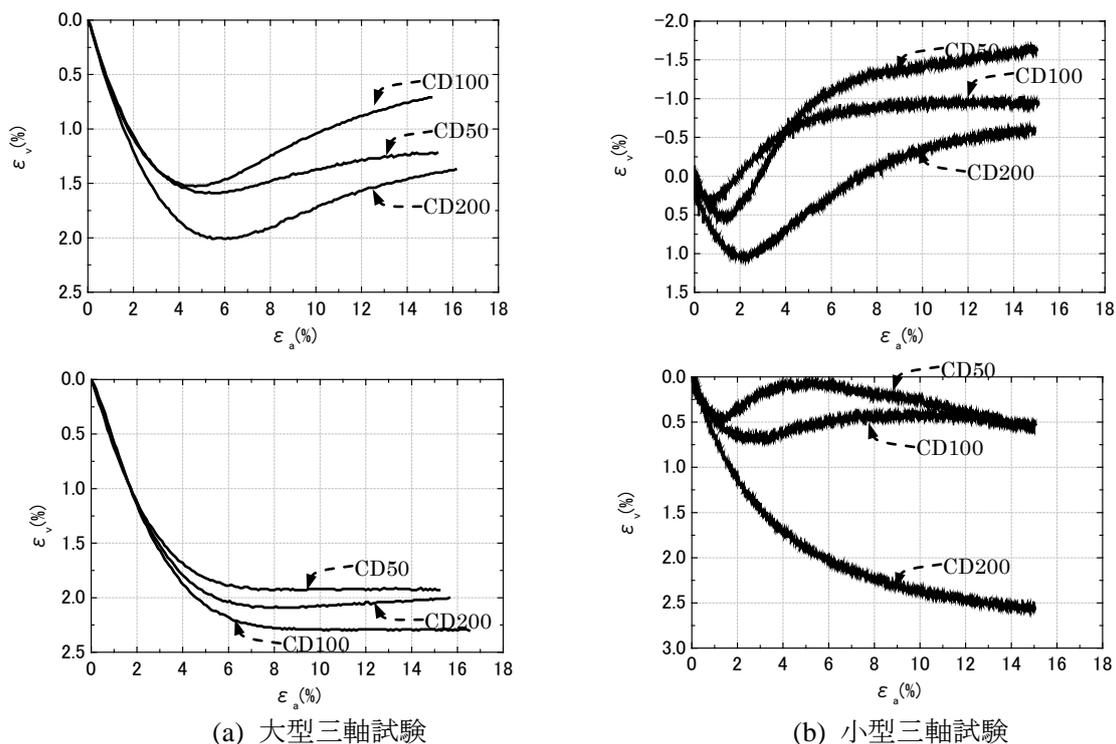


図 3.1.5 軸ひずみ～体積ひずみ関係（小鴨川）（上：締固め度 90%，下：締固め度 85%）

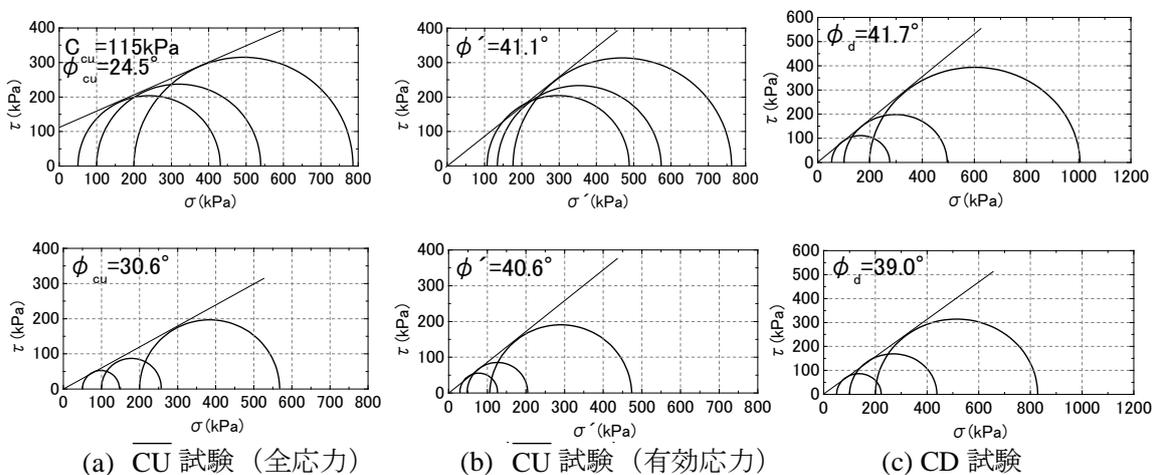


図 3.1.6 モールの応力円（上：締固め度 90%，下：締固め度 85%）（小鴨川・小型三軸）

表 3.1.3 内部摩擦角と粘着力（小鴨川・大型小型三軸）

締固め度	試験	$\phi_{cu}$	$c_{cu}$ (kPa)	$\phi'$	$\phi_d$
90%	大型	22.5°	39.1	35.3°	42.1°
	小型	24.5°	115.0	41.1°	41.7°
85%	大型	12.1°	0	24.7°	40.9°
	小型	30.6°	0	40.6°	39.0°

### 3.1.5 供試体密度と排水条件の違いによる小型三軸試験結果の比較

3.1.3 節と 3.1.4 節で示した供試体密度の影響をさらに系統的に調べるため、供試体密度を 3 種類として、江の川試料の通常粒調試料を用いた小型三軸試験を実施した。図 3.1.7 は供試体密度（締固め度）ごとに、上段には CD 試験における軸差応力～軸ひずみ関係、中段には CD 試験における体積ひずみ～軸ひずみ関係、下段には有効応力経路を示す。軸差応力～軸ひずみ関係において CD 試験に着目すると、締固め度 90% ではピーク強度後にひずみ軟化するのに対し、締固め度 85% と 80% では軸差応力はなだらかに増加し続ける。試験に着目すると、締固め度 90% では軸差応力は単調増加するのに対して、締固め度 85% と 80% ではピーク強度にひずみ軟化を示す。体積ひずみ～軸ひずみ関係では、締固め度 90% ではせん断初期に若干圧縮した後、膨張している。締固め度 85%、80% とゆる詰めになるほど、せん断中の体積ひずみの増加は顕著になり、体積圧縮している。

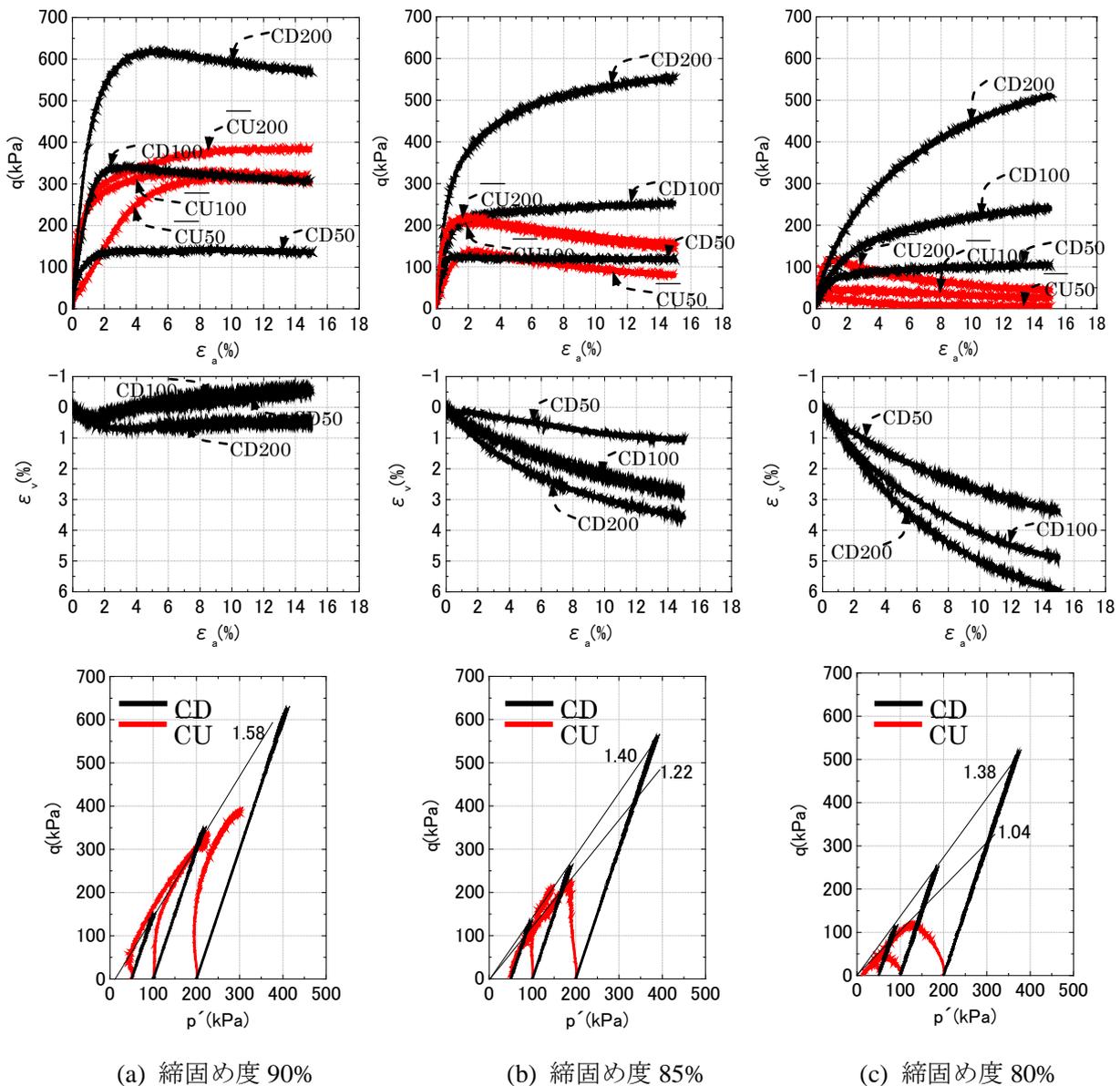


図 3.1.7 供試体密度の違いによる三軸試験結果の違い（江の川）（上：軸差応力～軸ひずみ関係、

中：体積ひずみ～軸ひずみ関係，下：有効応力経路)

図 3.1.7 下段の  $\overline{\text{CU}}$  試験の有効応力経路に着目すると，締固め度 90%では塑性膨張を伴うひずみ硬化を示す典型的な密詰め砂の挙動が見られる。締固め度 80%では，塑性圧縮を伴うひずみ軟化を示す典型的な緩詰め砂の挙動が見られる。中間となる締固め度 85%では，有効拘束圧が小さい場合は塑性膨張を示し，有効拘束圧が大きい場合は塑性圧縮を示している。破壊応力比を見ると，供試体密度（締固め度）が小さくなるにつれて， $\text{CD}$  および  $\overline{\text{CU}}$  試験で得られた破壊応力比に差が生じている。

図 3.1.8 は，江の川試料の小型三軸試験における破壊時のモールの応力円と破壊規準であり，表 3.1.4 に各試験で得られた強度定数をまとめて示す。締固め度 90%および 85%では大きな粘着力  $c_{cu}$  が見られ，締固め度 80%では粘着力が見られないという差があるが，どの供試体密度でも全応力で整理した内部摩擦角  $\phi_{cu}$  は非常に小さい。有効応力で整理した  $\phi'$  は供試体密度の違いによって大きく異なる。 $\text{CD}$  試験による  $\phi_d$  は，供試体密度による差がほとんどなく，大きな値である。どの供試体密度でも，試験条件別の内部摩擦角の大きさは， $\phi_{cu} < \phi' < \phi_d$  の順となる。粘性土での経験から，負のダイレイタンスーを示す地盤材料では， $\text{CD}$  試験の強度定数と  $\overline{\text{CU}}$  試験の有効応力の強度定数はほぼ同一になると考えられがちであるが，今回の試験結果では，供試体密度が小さくなるにつれて  $\phi'$  と  $\phi_d$  には大きな差が生じている。これは，供試体密度が小さいゆる詰め供試体は，図 19 の体積ひずみの変化からもわかるように，排水せん断に伴って密詰めに変化してゆくためであり， $\phi'$  と  $\phi_d$  で評価している土は，実は異なる構造の土であると考えべきである。

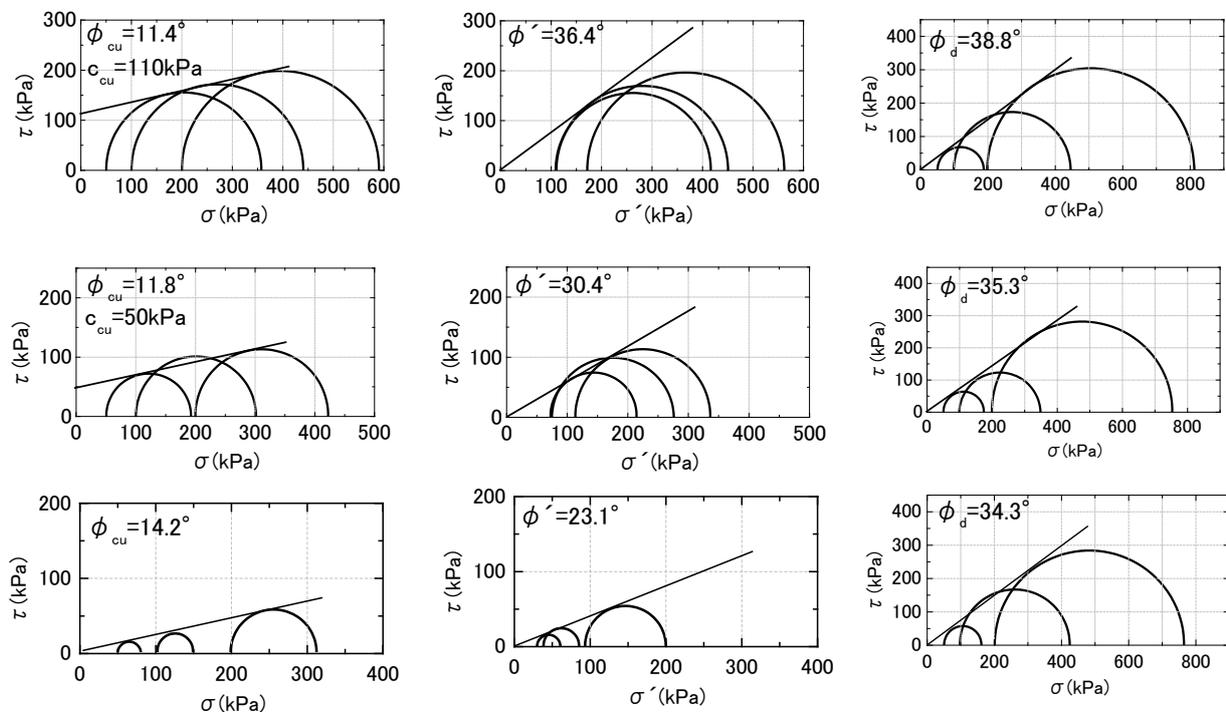


図 3.1.8 モールの応力円（上：締固め度 90%，中：締固め度 85%，下：締固め度 80%，）  
（江の川・小型三軸）

表 3.1.4 内部摩擦角と粘着力（江の川・小型三軸）

実験の種類	$\phi_{cu}$ (°)	$c_{cu}$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\phi_d$ (°)
締固め度 90%	11.4	110	36.4	38.8
締固め度 85%	11.8	50	30.4	35.3
締固め度 80%	14.2	0	23.1	34.3

### 3.1.6 供試体作製時の含水比の違いによる試験結果の違い

本節では、供試体作製時の含水比の違いが、試験結果に及ぼす影響について検討する。試験は小鴨川の通常粒調試料を用いた小型三軸試験である。供試体の締固め度は 80, 85 および 90% とし、供試体作製時の含水比は、自然乾燥状態から、締固め試験を行った際の最適含水比を超えるものまで、0%, 3%, 5%, 10%, 14% の 5 種類とする。いずれの初期含水比の供試体も、三軸試験装置に設置後、二重負圧法によって完全飽和化（B 値 0.95 以上）した。

図 3.1.9 に試験結果を示す。上段の応力～ひずみ関係を見ると、締固め度 80% の場合、供試体作製時の含水比（以下、単に含水比と記す）が 14% と 10% では、軸差応力が最大値に達した後、ひずみ軟化挙動が見られる。含水比 5% では、軸差応力の最大値は 14%, 10% に比べて小さくなっているが、ひずみ軟化の度合いが小さいため、最終的な軸差応力は大きくなっている。含水比 3%, 0% では、ひずみ軟化がごくわずかに見られた後に硬化に転じて、軸差応力が増加する。応力～ひずみ曲線の初期立ち上がりは、供試体作製時の含水比によらずほぼ同一であるが、せん断後半になるにつれて差が顕著になる。この差は、締固め度が高くなるにつれて一層顕著になる。

図 3.1.9 下段の有効応力経路を見ると、締固め度 80% の場合、含水比 14%, 10% では、特にゆる詰め傾向を示していることが分かる。含水比 5% ではひずみ軟化の程度が小さくなり、さらに含水比 3%, 0% となると正のダイレイタンスー挙動が見られる。また、最大軸差応力に至るまでの経路を見ると、含水比が高いほどせん断初期の有効応力経路の増加度合いが大きく、弾性挙動が大きいことがわかる。締固め度 85% の場合には、さらに上述の傾向が顕著になり、含水比 14%, 10% では弾性挙動後に急激な脆性破壊によるひずみ軟化を呈し、含水比 5% 以下では、せん断初期から塑性圧縮が顕著に見られ、含水比 3% と 0% では変相後の正のダイレイタンスーが発現している。締固め度 90% の場合には、いずれの含水比でも密詰め傾向のせん断挙動を示しているが、やはり含水比の高い 14% と 10% では、せん断初期に弾性挙動を示している。

以上のように、供試体作製時の含水比によってせん断挙動が大きく異なることが明らかとなった。この理由として、各供試体が有する骨格構造が関係していると考えられる。そのため、供試体を三軸試験機に設置し、飽和させた後に試験機から取り出し、観察を行った。写真 3.1.1 に含水比 10% と含水比 0% の供試体の全体写真と拡大した写真を示す。供試体の全体写真から、含水比 10% の供試体は均質な表面となっていることがわかる。しかし、含水比 0% の供試体では、礫分が多い所と細粒分が多い所に分かれており、目視でも不均一性が確認できる。拡大写真に着目すると、含水比 10% では礫のまわりに細粒分がついているが、含水比 0% では礫の周りには細粒分が少なく、礫の形がはっきりと見て取れる。含水比 10% の供試体は、あらかじめ含水比調整を行っ

たため、モールドに試料を投入する以前から、サクシヨンの作用によって粗粒分の周りに均一に細粒分が分布するため、比較的卓越した骨格構造が形成されるものと考えられる。一方、含水比0%の供試体では、乾燥試料を自然落下させ、突き固めた際に細粒分と粗粒分との分級が進み、骨格構造が形成されづらいと考えられる。供試体作製時の含水比が高い供試体ほど、締めて供試体を作製する際には強く突き固める必要があったが、これは含水比が高い供試体ほど骨格構造が高位であることと調和的である。

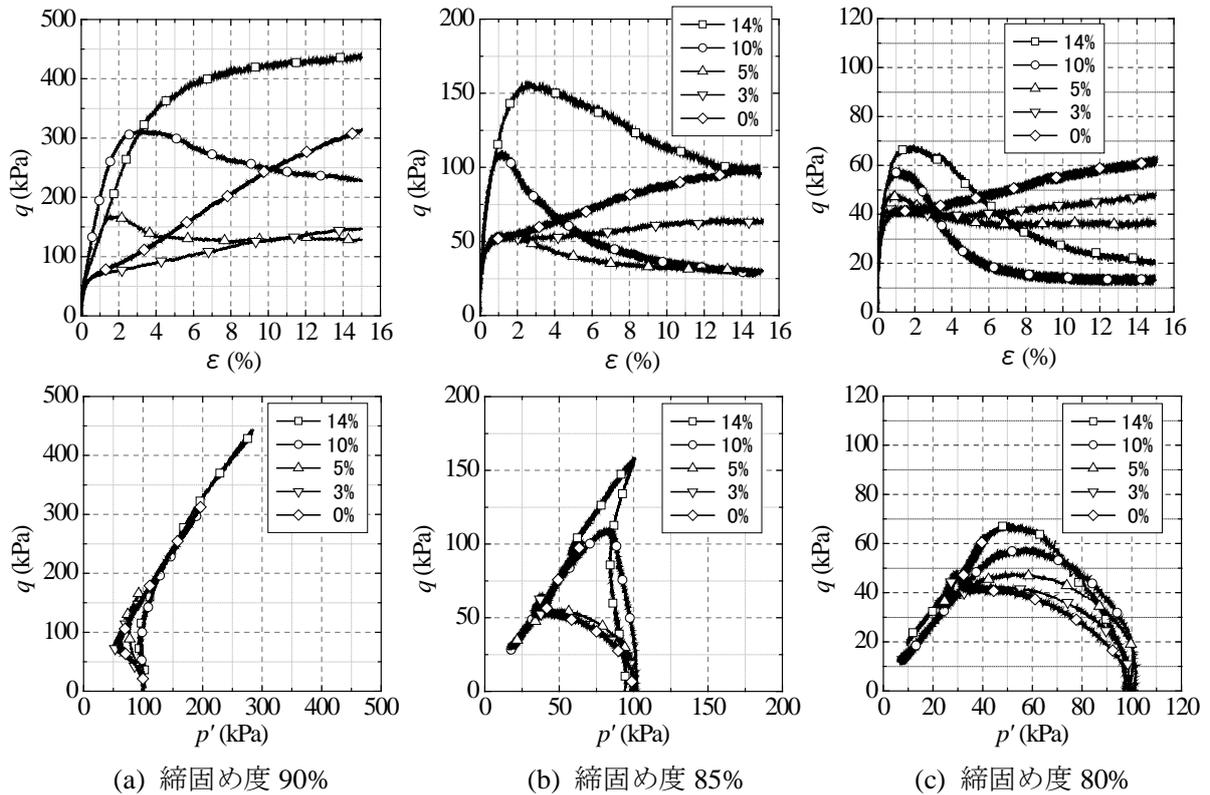


図 3.1.9 供試体作製時の含水比の違いによる三軸試験結果の違い（小鴨川・小型三軸）  
（上：軸差応力～軸ひずみ関係，下：有効応力経路）

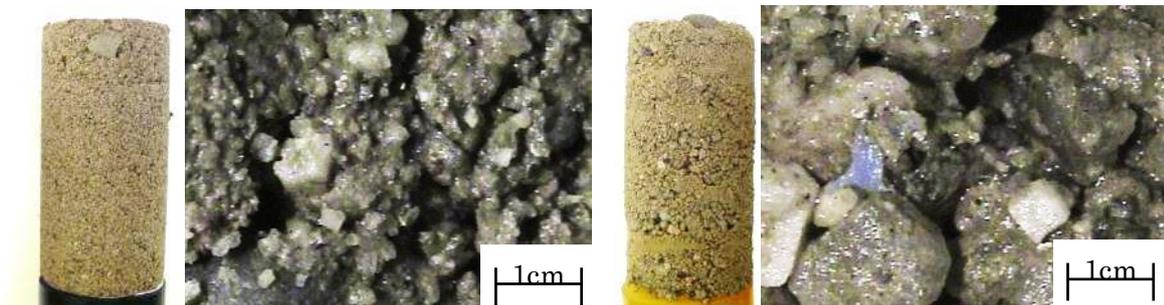


写真 3.1.1 供試体表面の観察結果（左：含水比 10%，右：含水比 0%）

以上より、骨格構造が卓越した含水比 14%と 10%の供試体の単調載荷試験においては、せん断初期に弾性挙動を呈する反面、せん断が進行すると急激な脆性破壊を呈する傾向が強い。一方、高位な骨格構造を持たない含水比 3%と 0%では、せん断初期から塑性的なせん断特性を示したと考えられる。なお、せん断特性の傾向が変わるのは、締固め度にかかわらず供試体作製時の含水

比が5%となっている。

供試体作製時の含水比の違いによって形成する骨格構造が大きく異なり、しかも完全飽和後もその骨格構造が維持される。そのため、試験で得られる力学特性も大きく異なることが示された。不攪乱試料で試験を実施しない限りは、自然乾燥試料を再構成して供試体を作製するのが一般的であるため、空中落下法を用いて供試体作製する場合には、極力分級しないように均一な供試体を作製する必要がある。ただし、河川堤防は湿潤状態で築堤されていることが多く、湿潤締固め法による供試体の高位な構造の形成には締固め時のサクシヨンの効果も寄与しているとも考えられることから、実際の堤防の力学特性を得るためには、供試体作製法によって力学特性が異なることを想定しておく必要がある。

### 3.1.7 試験結果の考察 —河川堤防の詳細点検における留意事項の整理—

我が国の河川堤防の詳細点検は、「河川構造の構造検討の手引き」（以下、「手引き」）を基本に進められてきており、2012年2月の「手引き」改訂までは、浸透時のすべり破壊に対する安定性検討をする場合には、砂質系堤防ではCU試験で得られる強度定数を用いて全応力法の円弧すべり解析が実施されてきた。そこで用いる強度定数のうち、粘着力に関しては室内試験結果に拘わらず、およそ1kPa程度を考慮するのみであるので、実質的には内部摩擦角のみが安定解析に用いられてきた。しかし、2012年2月の「手引き」改訂により、実質的に砂質土や礫質土はCDあるいは $\overline{CU}$ 試験で強度定数を決めることに変更された。3.1.6節では、前節までの試験結果を安定解析に適用することを想定し、その考察を通して河川堤防の詳細点検における留意事項を整理する。

#### (1) 供試体寸法の影響

河川堤防の実務では、粒度調整試料による小型三軸試験で強度定数を決定する。表3.1.3に示す小鴨川試料の試験結果に着目すると、締固め度90%では $\phi_{cu}$ に供試体寸法の影響は見られないが、締固め度85%では供試体寸法の影響が顕著に現れる。しかし、締固め度90%でも粘着力には供試体寸法の影響が大きく現われており、粘着力まで含めて非排水せん断強さを評価すれば、供試体寸法によって当然大きな差が生じる。したがって、粘着力を考慮せずに全応力解析を実施する範囲においては、供試体寸法の影響はほとんど現れないが、有効応力経路（図3.1.4）からもわかるように、小型三軸試験は大型三軸試験よりも常に密詰め傾向を顕著に表し、供試体寸法によって変形・強度特性は大きく異なる。

#### (2) 供試体密度（締固め度）の影響

河川堤防の強度定数を室内試験で求める場合、供試体は原位置堤防の乾燥密度に合わせて再構成される。小鴨川試料の三軸試験結果の表3.1.3を見ると、大型、小型のいずれにおいても、供試体の締固め度（乾燥密度）によって $\phi_{cu}$ に差が見られる。すなわち、大型では締固め度90%の方が $\phi_{cu}$ は大きい、小型では締固め度85%の方が $\phi_{cu}$ は大きい。一見、供試体密度に対して $\phi_{cu}$ の評価が逆転しているが、 $c_{cu}$ の値に着目すれば、締固め度90%では大きな $c_{cu}$ が現れている。このことから、 $\phi_{cu}$ だけでは正確な非排水せん断強さの算定は困難であることが明白である。

次に、江の川試料の小型三軸試験結果である表3.1.4に着目する。供試体密度に拘わらず $\phi_{cu}$ はほぼ同じであるが、 $c_{cu}$ は変動している。この例でも、砂礫の非排水せん断強さを算定する際には、 $\phi_{cu}$ だけでなく $c_{cu}$ をあわせて考慮する必要があることがわかる。

以上は強度定数だけの議論であるが、有効応力経路（図 3.1.2, 図 3.1.4 および 図 3.1.7）を見れば、供試体密度（締固め度）に応じて変形・強度特性が顕著に変わることが明白であり、適正な供試体密度で試験を行うことが河川堤防砂礫の力学特性を評価する上で重要である。

### (3) 試験時の排水条件の影響

3.1 節の一連の試験結果を見る限り、総じて全応力で整理した $\phi_{cu}$ は小さな値となった。ただし、先述のように、供試体密度が大きい場合には、粘着力が大きいために内部摩擦角が小さくても非排水せん断強さそのものが小さいと言う意味ではない。

河川堤防のすべりに対する安全性検討を行う場合には、粘着力は考慮せずに全応力円弧すべり安定計算を行う。そのため、2012 年 2 月の「手引き」改訂までは、建前上、小さな $\phi_{cu}$ を安定解析に用いることになっていた。したがって、たとえ供試体密度が大きい場合でも、算出される安全率は小さな値となる。その安全率は安全側であるが、すべりに対して不適合であると過度に判定される堤防が多発するなどの不都合が生じる。そのような場合には、現場の技術者の判断により、CD試験で得られる $\phi_d$ を強度定数として用いる事例がしばしば見られてきたが、2012 年 2 月の「手引き」改訂により、CD試験を用いることが公に認められる形となった。

しかし、3.1 節の一連の試験結果からも分かるように、供試体密度（締固め度）が小さい場合には、CU、 $\overline{CU}$  および CD 試験でそれぞれ得られる内部摩擦角 $\phi_{cu}$ 、 $\phi$  および $\phi_d$ には大きな差がある。全応力法の円弧すべり解析を実施する場合には、CU試験で得られる強度定数を用いることが合理的であり、改訂前の「手引き」ではそのようにしていた。要するに、現状の堤防土の状態におけるせん断強度を用いて安全率を算定するという理論的な背景に基づいている。しかし、CD試験の強度定数とは、図 3.1.5 および図 3.1.7 で示した体積ひずみ～軸ひずみ関係からわかるように、供試体密度（締固め度）が小さい場合には、せん断中に密度変化が大きく発生した結果として求められているものであり、いわば土骨格が構造破壊した際に発揮するせん断強度を表している。2012 年 2 月の「手引き」改訂では、「透水係数が大きい場合」との注釈付きでCD試験の $\phi_d$ を用いることを推奨することに変更されたが、透水係数がいくら大きくても、現存する土骨格構造を維持したままでの安全率を算定したいのであれば、 $\phi_d$ を用いるべきではない。すなわち、図 3.1.7(c)のゆる詰め供試体のCD試験結果を見てもわかるように、 $\phi_d$ を発揮する時にはひずみは 5%以上発生した状態であり、そのような強度定数を用いることは、すべり破壊した後の堤防の安全率を求めていることと同義である。ただし、供試体密度（締固め度）が大きい場合には、供試体は最初から密詰め構造であるため、透水係数さえ大きければ $\phi_d$ を用いても良い。

一方、 $\overline{CU}$  試験で得られる有効応力で整理した $\phi'$ であるが、現状の安定解析が全応力法であるからには、その解析に $\phi'$ を使用することは合理的ではない。もちろん有効応力解析を実施するならば良いが、その際には破壊時の過剰間隙水圧が必要であり、実質的にそのようなものがあらかじめ求められるわけではない。それでは $\phi'$ と $\phi_d$ を図 3.1.7(c)で比較してみると、CD試験において、 $\phi'$ を用いて評価されるせん断強度を持つためには、軸ひずみが 2~3%発生して若干密詰めに構造変化した状態に相当することがわかる。したがって、2012 年 2 月の「手引き」改訂によって、 $\phi'$ を用いることも許容されるようになったが、理論的に全く不合理である上に、ゆる詰め砂の場合には $\phi_d$ よりは危険側ではないにしても、依然として、ある程度密詰め構造に変化することを前提とした強度定数であるという点では、危険側の評価であることに注意すべきである。ただし、先に

も述べたように、供試体密度が大きい密詰めであれば、 $\phi'$ と $\phi_d$ がほぼ等しくなることからわかるように、透水係数さえ大きければどちらを使用しても大きな問題とはならない。

#### (4) 実務上の強度定数の設定

原位置の河川堤防の乾燥密度を正確に把握したとしても、同一の乾燥密度で再構成した供試体を用いて小型三軸試験を実施すれば、実際の変形・強度特性よりも密詰め傾向が強い試験結果を得る。その理由は、供試体中の礫分含有率に大きく関係している。一般に、礫分が60%以下では礫粒子は集合体の中で個々に存在し、細粒分が混合土の主たる構造を形成していると考えられているが、3.1節の試験で用いた砂礫試料においても、大きな礫粒子は、それ以外の砂やシルトを主体としたマトリックス部分の中に浮いた状態で存在していると考えられる。その場合の砂礫試料の力学特性は、マトリックスの力学特性に強く依存する。図3.1.9は同一の乾燥密度（間隙比）の原粒度試料の大型供試体と通常粒調試料の小型供試体を示相図で模式的に比較したものである。ただし、この図では礫からシルトまでの土粒子密度をすべて同一と簡略化している。土全体としては同じ間隙比であるが、大型供試体と小型供試体とでは、比較的大きな粒径の礫とそれ以外のマトリックスとの構成比が異なる。マトリックス中に浮遊して砂礫全体の力学特性に寄与していない大きな粒径の礫を除外した場合の間隙比（＝間隙の体積÷マトリックスの体積）は、通常粒調試料より原粒度試料の方が大きくなる。そのため、3.1節の一連の三軸試験結果で示したように、原粒度の大型供試体の方がゆる詰め傾向が強く現れることになる。

実務における詳細点検の現場においては、CU試験で得られる強度定数は安定解析に用いるには小さすぎるため、技術者の判断で $\phi'$ と $\phi_d$ が使用されてきた。2012年2月の「手引き」改訂は、この実情を反映したものであろうが、結果として全応力解析の理論背景を無視したものになってしまっている。(3)では、透水係数が大きく、かつ、密詰め構造であれば $\phi'$ と $\phi_d$ を使用しても良いと述べた。しかし、小型三軸試験の結果は、現地堤防のせん断特性よりも「密詰め」傾向に評価されることから、小型三軸試験結果のみを鵜呑みにすると、やはり危険側の判断をする可能性がある。したがって、全応力解析にCD試験の結果を用いる場合には、対象とする堤防砂礫材料が排水条件を仮定して安定解析して良いほど透水性が高い土であることを判断した上で、現地堤防の乾燥密度や予想されるダイレイタンシー特性まで含めて、十分にその地盤材料の力学特性を把握しておく必要がある。2012年2月の「手引き」改訂前から、力学特性も十分に把握しないままに $\phi'$ と $\phi_d$ を安易に使用してきた風潮はあったが、「手引き」改訂により、その風潮がさらに広まること強く危惧される。早急な対応をすべきである。

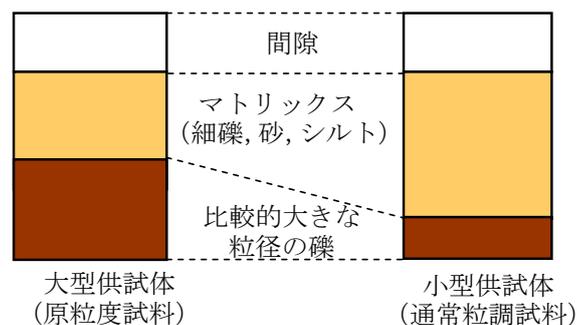


図 3.1.9 供試体寸法による示相図の違い

## (5) 数値解析における課題

現状の堤防の安定性評価では全応力に基づく円弧すべり解析を基本としているが、最近ではより詳細に安定性評価を行うために、有限要素法を用いた浸透と変形を連成した有効応力解析も提案され、実堤防にも適用されてきている。3.1節では、慣用的な河川堤防の安定性評価を念頭に議論してきたが、最先端の有効応力解析であるほど、実はここでの指摘事項がより重要となる。すなわち、解析に必要な土質パラメータを決定する際には、それらが得られた実験条件（供試体密度、供試体寸法、排水条件、供試体作製方法等）を十分考慮した上で、その地盤材料の実堤防での力学特性を正当に評価する必要がある。さもなければ、精密なモデルを用いるほど、実挙動から離れた解析結果を導くことになりかねない。今後は、小型三軸試験の結果を用いて、原地盤の挙動を予測できるように粒度特性、供試体寸法効果を組み入れた構成モデルの構築も必要である。

### 3.1.8 まとめ

3.1節では、河川堤防で採取した砂礫を用いて各種の三軸試験を実施したことにより、以下の知見を得た。

- 1) 小鴨川試料により2種類の締固め度の供試体を用いて、 $\overline{\text{CU}}$ 試験およびCD試験で大型三軸試験を実施した結果、試験では供試体の締固め度によって変形・強度特性に顕著な差が観察されたのに対し、CD試験では、締固め度による差は顕著ではなかった。
- 2) 小鴨川試料による小型三軸試験を、大型三軸試験と同様な条件で実施して両者を比較した結果、締固め度が小さい供試体では、試験の結果に供試体寸法の影響が大きく現れ、小型三軸試験の方が密詰め傾向が強い変形・強度特性を示した。
- 3) 江の川試料により3種類の締固め度の供試体を用いて、 $\overline{\text{CU}}$ 試験およびCD試験で小型三軸試験を実施した結果、供試体の締固め度によって徐々に変化する変形・強度特性を系統的に観察することができた。また、CD試験においては、締固め度が小さい供試体ほど、せん断中体積ひずみが大きく観察され、乾燥密度が増加しながら破壊に近づいてゆく様子が示された。
- 4) 試験結果を全応力で整理して得られる内部摩擦角 $\phi_{cu}$ は、どの条件の供試体であっても小さい値であった。ただし、供試体の締固め度に応じて相当量の粘着力 $c_{cu}$ が発生しているため、締固め度に応じて非排水せん断強さは大きくなっている。
- 5) 試験結果を全応力および有効応力で整理して得られる内部摩擦角 $\phi_{cu}$ および $\phi'$ 、さらにCD試験結果から得られる $\phi_d$ を比較すると、 $\phi_{cu} < \phi' < \phi_d$ の関係が得られる。特に、締固め度が小さいゆる詰め供試体ほど、 $\phi'$ と $\phi_d$ の差が大きく現れる。その理由は、ゆる詰め供試体の場合、CD試験では排水せん断中に体積圧縮するために密詰め構造に変化するが、試験ではゆる詰め構造のまま変化しないためである。2012年2月に「河川構造の構造検討の手引き」が改訂され、CDならびに $\overline{\text{CU}}$ 試験の結果を安定解析に用いることが公に認められることとなったが、ゆる詰め堤防の場合には、危険側の評価になることがあるので、十分に注意すべきである。
- 6) 供試体作製時の含水比の違いによって、供試体内に形成される骨格構造は変わるため、結果として試験で得られる力学挙動も大きく変わることになる。試験結果を用いる解析が、有効応力解析などより詳細になるほど、試験結果の取扱は一層注意しなければならない。

### 3.2 浸透特性

#### 3.2.1 原位置での浸透特性の評価

地盤の透水係数は飽和度によって変化し、原位置では境界条件の違いにより地下水面以下の飽和域にある飽和透水係数と不飽和透水係数、地下水面以上の不飽和領域にある飽和透水係数と不飽和透水係数の4つに分けられる(図 3.2.1)。堤防、斜面や地下水位が深い現場では通常不飽和状態にあるが、豪雨により飽和状態に変わり透水特性が大きく変化するために、原位置における飽和・不飽和土の透水係数はもちろん、水分特性曲線を求める試験法の開発が重要となる。しかし、原位置での不飽和透水試験が高価で特殊な装置となることや、いかに地盤を飽和化させるかが課題となり、実務で有効な手法が開発されていない現状にある。そこで、本研究は通常不飽和状態にある地盤でも透水特性(飽和・不飽和透水係数、水分特性曲線)を評価する試験法の開発を目的としている。本論文は、これまで著者らが提案してきた浸潤時の動態水分分布モデルを利用することにより、浸潤流量と間隙水圧を計測することで飽和透水係数および不飽和透水係数、水分特性曲線を算出することが可能となる新しい手法を提案するものである。

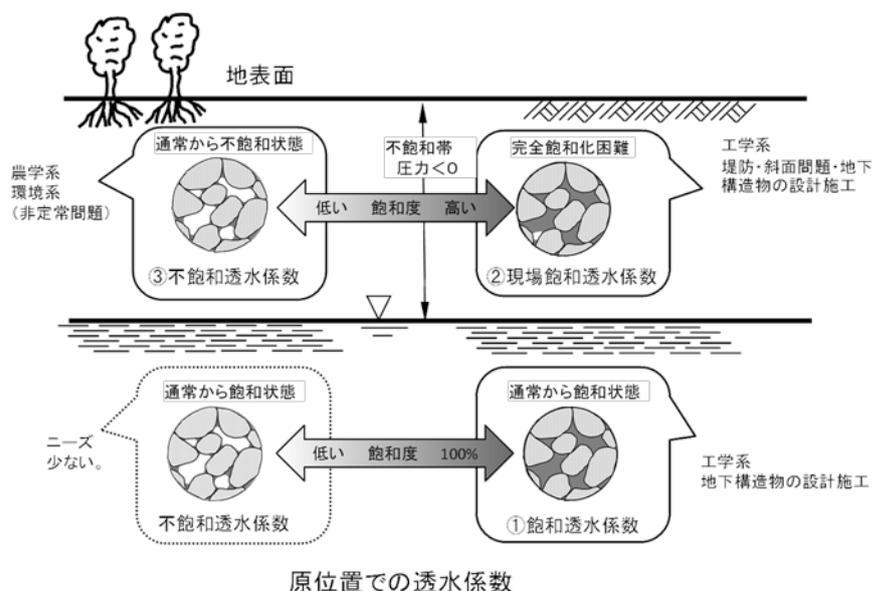


図 3.2.1 原位置での透水係数

#### 3.2.2 浸潤前線と飽和前線深さと時間の関係

原位置での透水特性を測るためには、簡便な試験である必要がある。現在のところ、不飽和地盤の飽和度を変えて計測するには浸潤試験が妥当と考え、図 3.2.2 に示すような浸潤流量と水分分布の関係から検討することを考えた。Yong<sup>1)</sup> は地盤への浸潤時に飽和度が上昇する図 3.2.2 の浸潤前線の進行について、体積変化が生じない場合、浸潤前線の進行距離(深さ)は時間の平方根( $\sqrt{t}$ )に比例することをボルツマン変換の成立を証明するために実験で示している。そこで、著者らは不飽和から飽和した前線を“飽和前線”と定義し、時間の平方根の関数で表現できるか、

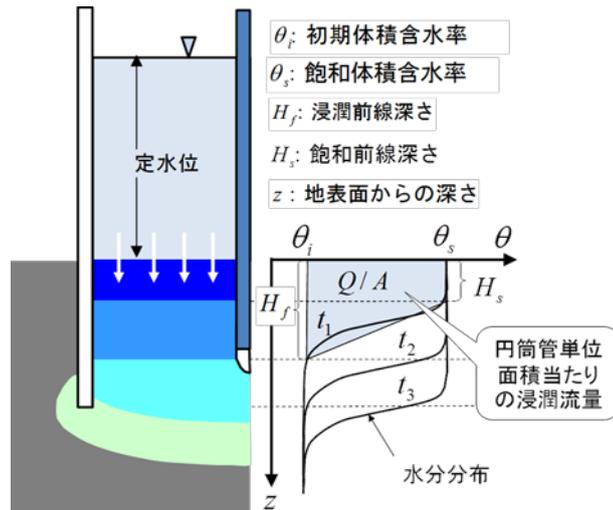


図 3.2.2 浸潤試験における浸潤前線と飽和前線深さ

予め数値実験によって調べた。対象とした土は砂・砂質ローム・粘土質ローム・シルトで浸透特性には van Genuchten - Mualem モデル<sup>2)</sup> を用いて不飽和浸透流解析による数値実験を行った。数値実験から得られた「飽和前線深さ」と $\sqrt{t}$ を整理した図 3.2.3 から、シルトになると後半やや非線形を示したが飽和前線の到達距離も時間の平方根に比例することが得られた。また、4 点水分計を埋設した砂地盤で散水した実験<sup>3)</sup>においても、初期の開始時間のズレはあるものの時間の平方根 ( $\sqrt{t}$ ) に比例することが得られており (図 3.2.4)、 $H_s$  は式(1)で比例定数  $s$  のみで決定できることが得られた。著者らはこの関係を利用して原位置で簡便な浸潤試験が行える装置を考案した。

$$H_s = s\sqrt{t} \quad (3.2.1)$$

ここに、 $H_s$ \* 帆輪前線深さ、 $t$ : 時間、 $s$  フィッティングパラメータである。

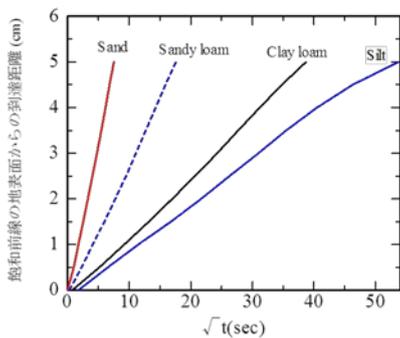


図 3.2.3 飽和前線と時間 (数値実験)

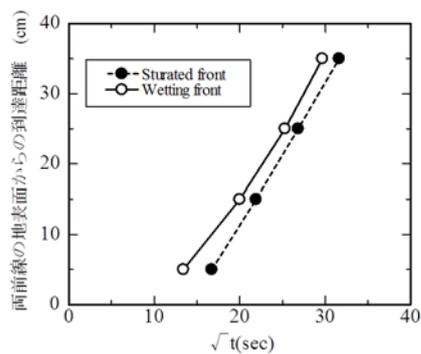


図 3.2.4 飽和前線と浸潤前線との  
(土槽を使った散水実験)

### 3.2.3 浸潤実験の概要

#### (1) 浸潤実験装置と計測量

現場での実験装置を模擬するため、室内に土槽を使って図 3.2.5 の給水とセンサー部をもつ試験

装置（図 3.2.6）を作成し、浸透実験を行った。圧力水頭を一定に保ったまま水を一定量貯め、計測開始と同時に浸透させることのできるようマリOTTタンクおよび透水管の浸透面には栓を取り付けている。水位変化を計測した結果より地盤へ浸透する浸透流量及び、深さ 5cm に設置したテンシオメータより非常計測される間隙水圧を時間ごとに読み取る。すなわち、現場で得られる情報は、浸透流量  $Q$  ( $\text{cm}^3$ )、間隙水圧  $h_p$  (cm)、経過時間  $t$  (sec) の 3 種類である。

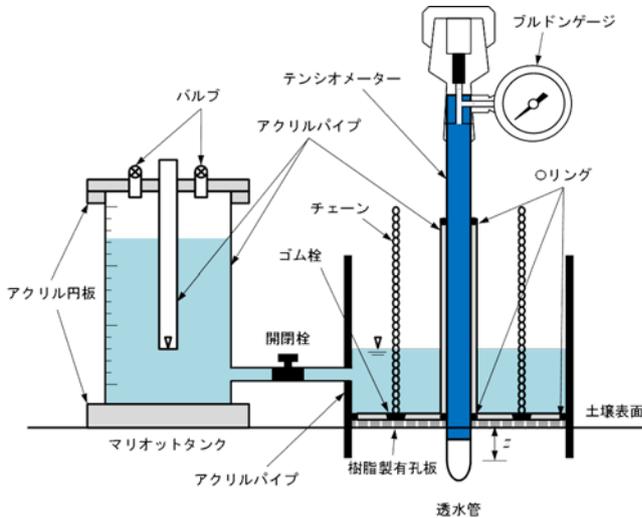


図 3.2.5 実験装置における給水・センサー部

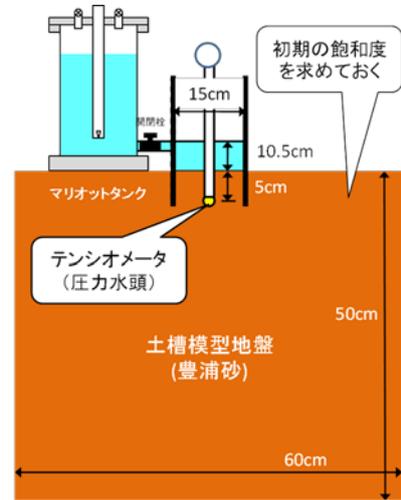


図 3.2.6 浸潤試験の概略図

## (2) 定常状態と飽和透水係数の算出

浸透実験は、乾いた状態の豊浦砂に 10 秒間隔で圧力水頭と浸透深さを計測した。試験を行った結果を図 7 に示す。圧力水頭が変化していく段階では浸透量も曲線を描きながら徐々に増すが、圧力水頭が一定になると浸透量も直線的に増えていくことがわかる。また、圧力水頭が一定になることから、その部分の土が飽和していると判断でき、貯水位による地表面の水頭と土中内で計測される間隙水圧から動水勾配を、また一定となった流速をダルシーの法則を使って飽和の透水係数  $1.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$  が得られた

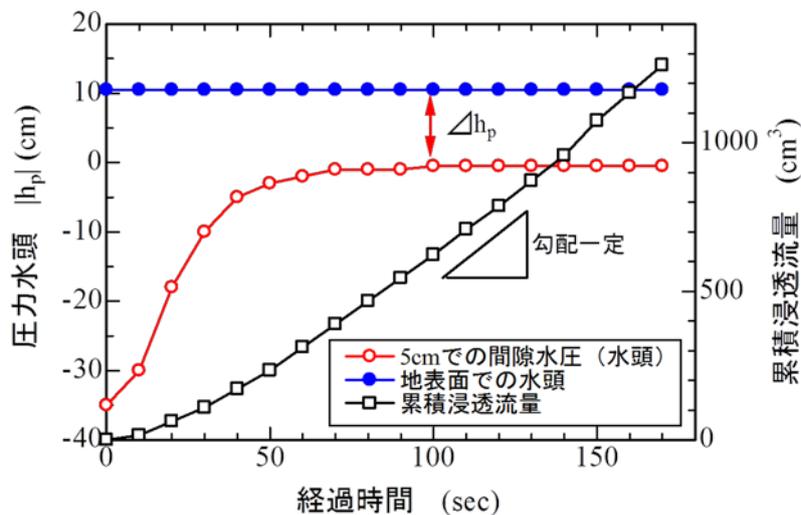


図 3.2.7 浸潤実験における観測量

### 3.2.4 水分分布の推定

#### (1) 台形に仮定した水分分布

飽和透水係数を求めることができたが、不飽和透水特性である不飽和透水係数を求めるには水分量（飽和度）の計測が必要となる。特に、非定常流では深さによって水分量が異なる。そのため、時間ごとの水分分布が必要となる。そこで、著者らは図 3.2.2 および式(1)の関係を利用することで時間ごとの水分分布を推定することを試みた。

まず、浸透流量は地表面からの「飽和前線の深さ」 $H_s$  と「浸潤前線の深さ」 $H_f$  からなる台形分布と仮定し、その断面積がその時刻までの累積浸透流量に等しいとして浸潤前線の深さ  $H_f$  を推定することとした。ある特定点に設置した（今回深さ 5 cm）テンシオメータで間隙水圧がゼロとなる時間を「飽和前線の深さ」 $H_s$  の到達時間と判断し、式 (3.2.1) の比例定数  $s$  を求め、 $t$  時刻後の「飽和前線の深さ」 $H_s$  を決定した。次に、累積浸透量  $Q$  と  $H_s$  と  $H_f$  で形成される台形断面積から「浸潤前線の深さ」 $H_f$  を決定できる。

$$H_f = \frac{8Q}{(\theta_s - \theta_r)\pi D^2} - H_s \quad (3.2.2)$$

ここに、 $A$ : 台形断面積( $\text{cm}^2$ )、 $\theta_s$ : 飽和体積含水率(-)、 $\theta_r$ : 残留体積含水率、 $Q$ : 浸透流量( $\text{cm}^3$ )、 $D$ : 透水円筒管径 (cm)、である。

#### (2) 動態水分分布モデルを使った水分分布の推定

水分分布を台形分布と仮定した場合の水分分布の精度について、数値シミュレーションを使って検証を試みた。その結果を図 3.2.8 に示す。台形分布で推定した水分分布では解析結果と比べて深さによって水分分布の勾配が緩くなっていき、誤差が大きくなることがわかる。また解析結果では、水分が上昇する深さや飽和になる深さが徐々に変化しており、台形分布とのずれが多い

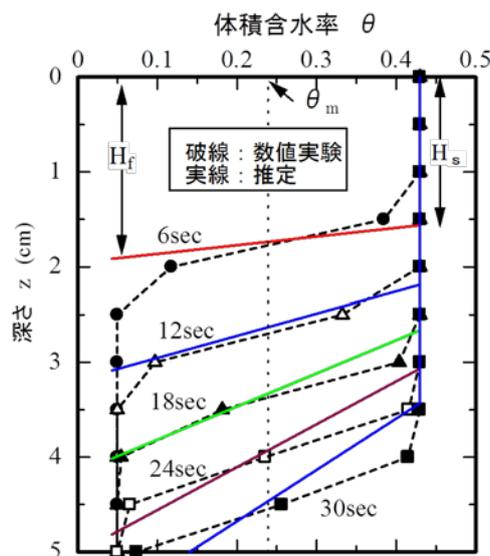


図 3.2.8 数値実験による水分分布と台形分布の検証

ことがわかる。砂のような均等な試料の場合、水分分布の勾配はほぼ一定に浸透していくことを得ており<sup>3)</sup>、明らかに誤差を含んでいることが判断される。一方、中間水分量 ( $H_s$  と  $H_f$  の中間点の水分量) は台形分布、解析値とも一致していることがわかる。そこで、著者らは、動態水分分布モデル<sup>3)</sup>(式(3.2.3)及び図 3.2.9)を取り入れ、水分分布を推定することとした。

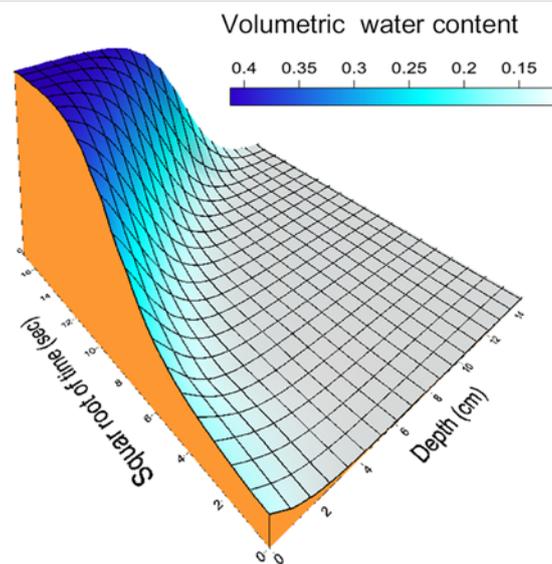


図 3.2.9 動態水分分布モデル<sup>3)</sup>

本モデルで必要となるパラメータは、平均水分量の深さを示すパラメータ  $a$  と水分分布の勾配を示すパラメータ  $b$  である。初期水分量  $\theta_i$  を基準とした平均水分量となる場合は、式(3.2.3)の  $e^0=1$  となるときであり、これより式(3.2.4)が得られる。

$$\theta = \frac{\theta_s - \theta_i}{1 + \exp(a + bz)} + \theta_i \quad (3.2.3)$$

$$a + bz_m = 0 \quad (3.2.4)$$

ここに、 $z_m$  は平均水分量となる地表からの深さを示す。さらに、水分分布の勾配は式(3.2.3)を  $z$  で微分することで式(3.2.5)として得ることができ、 $H_s$  と  $H_f$  を使って表した水分分布の勾配 (式(3.2.6)) とも等しい。

$$\left. \frac{\partial \theta}{\partial z} \right|_{z=z_m} = - \frac{(\theta_s - \theta_i)b \exp(a + bz_m)}{\{1 + \exp(a + bz_m)\}^2} = - \frac{(\theta_s - \theta_i)b}{4} \quad (3.2.5)$$

$$\left. \frac{\partial \theta}{\partial z} \right|_{z=z_m} = \frac{\theta_s - \theta_i}{H_f - H_s} \quad (3.2.6)$$

$H_s$ ,  $H_f$  と式(3.2.5), 式(3.2.6)より, 水分分布の勾配を示すパラメータ  $b$  を求めることができる。さらに, 式(3.2.4)から平均水分量の深さを示すパラメータ  $a$  が求められ, 式(3.2.3)の動態水分分布モデルが同定できる。推定された水分分布曲線と数値実験結果を図 3.2.10 に示す。数値実験では観測点を, 実線が推定された水分分布を示しており、水分分布変化の推定が数値実験値とよく一致していることがわかる。この結果を踏まえて今回の実験結果の推定結果を図 3.2.11 に示した。

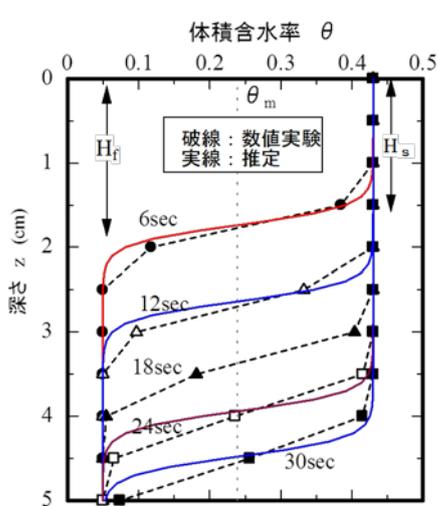


図 3.2.10 動態水分分布モデルを用いた実験時の水分分布推定結果

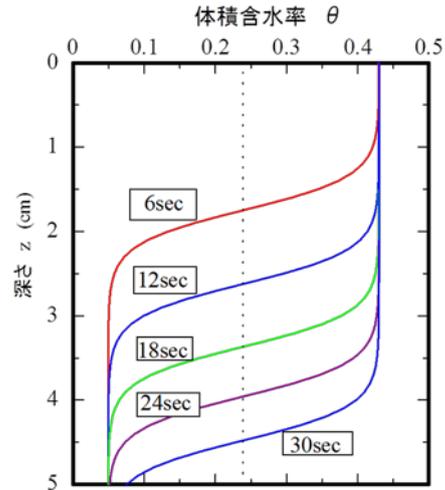


図 3.2.11 動態水分分布モデルを用いた実験時の水分分布推定結果

### 3.2.5 水分分布の推定結果から不飽和透水特性の推定

#### (1) 水分分布から水分特性曲線の推定

時間的な水分分布が推定できたことから, 間隙水圧を計測している深さ 5 cmにおける圧力水頭と式(3.2.3)の動態水分分布モデルから推定される水分量の結果 (図 3.2.12) から水分特性曲線を描いたものを図 3.2.13 に示す。別途加圧法<sup>5)</sup>によって得られた豊浦砂の水分特性曲線も示した。

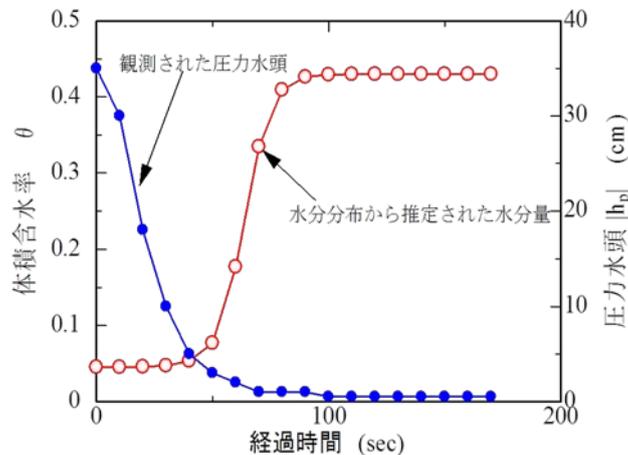


図 3.2.12 推定された深さ 5 cmでの水分量と圧力水頭

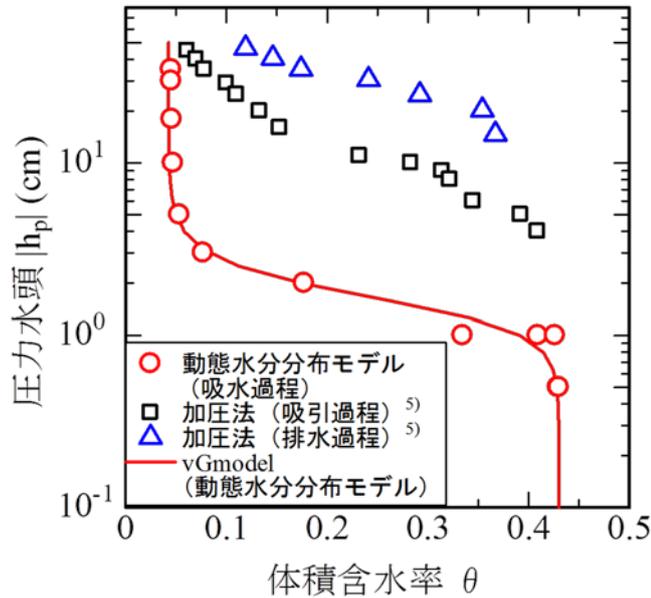


図 3.2.13 水分分布から推定した水分特性曲線他

水分特性曲線には、排水過程と吸水過程ではヒステリシスがあるため、今回の吸水過程の実験では一致しないことは明白であるが、加圧法による吸水過程の実験結果からも圧力水頭が小さい結果となった。これについては、本試験では地表面に一瞬にして水面を作るために、地表面からの空気の置換ができず、間隙空気圧が上昇し正圧側にシフトしたものと推定される。なお、間隙空気圧を考慮しない飽和不飽和浸透流解析コードによる数値実験で同様にチェックした結果ではこのような誤差はないことから間隙空気の影響が考えられた。

## (2) 水分分布から不飽和透水係数の推定

図 3.2.13 の推定された水分特性曲線から式(3.2.7)に示す van Genuchten モデルパラメータを決定し、さらに、実験で得られた飽和透水係数と van Genuchten-Mualem モデル 2) を使って不飽和透水係数推定する。

$$Se = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left\{ 1 + |\alpha h_p|^n \right\}^{-1/n} \quad (3.2.7)$$

$$k = k_s \cdot Se^{0.5} \cdot \left\{ 1 - \left( 1 - Se^{n/(n-1)} \right)^{-1/n} \right\}^2 \quad (3.2.8)$$

ここに、 $Se$  : 有効飽和度、 $k_s$  : 飽和透水係数である。

得られた結果を図 3.2.14 に示す。他の試験法とも十分一致していることが得られた。水分特性曲線がずれていてもその勾配である式(3.2.7)及び式 (3.2.8) の van Genuchten—Mulalem モデルパラメータの  $n$  が正しく評価されているため、透水係数を推定できている。

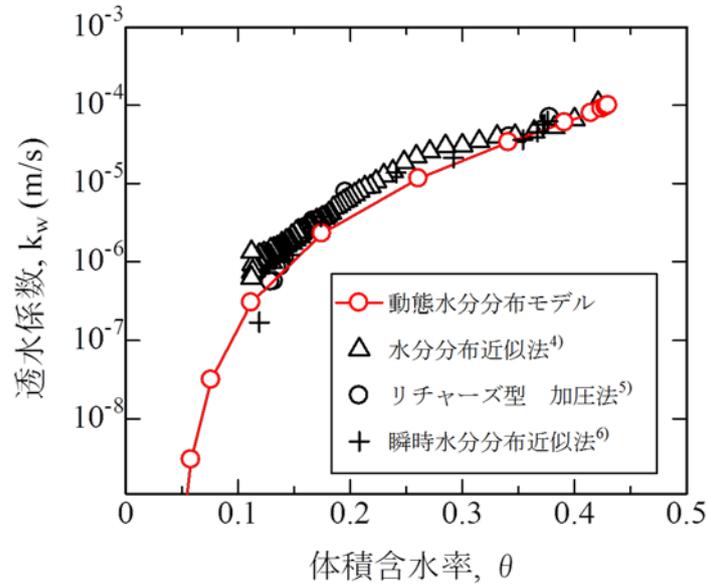


図 3.2.14 動態水分分布モデルを使って得られた不飽和透水係数の他との比較

試験上で負荷する境界面の条件から、推定される水分特性曲線の圧力水頭が間隙空気の影響を受け、正圧にシフトしており、さらなる改善が必要と考えられたともに、深さを考慮するため散水による鉛直一次元流れの生成など、さらなる改良をめざす。

【参考文献】

- 1) Yong, R.N. and Warkentin, B. P. (1975). Soil Properties and behavior, Elsevier Scientific Publishing Co., pp.155-163.
- 2) van Genuchten, M.Th.(1980) A closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Sci Am. J.44, pp.892-893.
- 3) Sugii, T.(2005).Modeling of soil moisture profile during infiltration into vadose zone, Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp.2449-2452.
- 4) Sugii,T., Yamada,K. and Uemura,M.(2000). Measuring hydraulic properties of unsaturated soils with unsteady method, *Proc.of the 2nd Asian Conference on Unsaturated Soils*, 439-444.
- 5) Richards, S. and Weeks, L.(1953). Capillary conductivity values from moisture yield and tension measurements on soil columns, Soil Sci. Am. Proc., 17, pp.206-209.
- 6) Watson, K. K.(1966). An instantaneous profile method for determining the hydraulic conductivity unsaturated porous materials, *Water Resour. Res.*, Vol.2, pp.709-715.

### 3.2.6 不飽和地盤の浸水に伴う間隙空気挙動に関する基礎的検討

河川堤防などの不飽和地盤が降雨等による急激な浸水を受けたときに、間隙空気が封入され、正の間隙空気圧が発生する事態が指摘されている。ここでは、間隙空気挙動のモニタリングに資するべく、砂質土の模型地盤に人工降雨を鉛直一次元方向に浸透させる実験に基づき、浸水時の間隙水と間隙空気のスムーズな置換現象、降雨の湛水現象、間隙水による間隙空気の封入現象のそれぞれを基礎的に考察した。

#### (1) 模型地盤の鉛直一次元降雨浸透実験

図 3.2.15 は、降雨浸透実験装置の概要を示したものである。炉乾燥試料を用いて所定の間隙比  $e$  の試料層を作製する。その試料層に人工降雨装置を用いて所定の降雨量で散水し浸水させた後に放置して、飽和度分布が一定となったものを初期状態とする。そして、所定の降雨量  $R$  (mm/hr) で散水を開始し、散水からの経過時間  $t$  (min)における間隙水圧  $u_w$  (kPa)、間隙空気圧  $u_a$  (kPa)、飽和度  $S_r$  (%)をそれぞれ間隙水圧計、間隙空気圧計、水分計を用いて測定する。なお、各センサーは試料層表面からの深さ  $z = 5, 15, 25, 35, 45$ cm に設置した。

試料には、珪砂 7 号(50%粒径  $D_{50} = 0.188$ mm, 均等係数  $U_c = 1.8$ , 飽和透水係数  $k = 3.6 \times 10^{-2}$ cm/s)と珪砂 8 号( $D_{50} = 0.099$ mm,  $U_c = 3.9$ ,  $k = 3.1 \times 10^{-3}$ cm/s)の 2 種類の砂質土を用いた。実験ケースは表 2.2.1 に示すとおりである。なお、降雨量は、飽和透水係数の 1/10~1 倍程度の範囲で設定した。

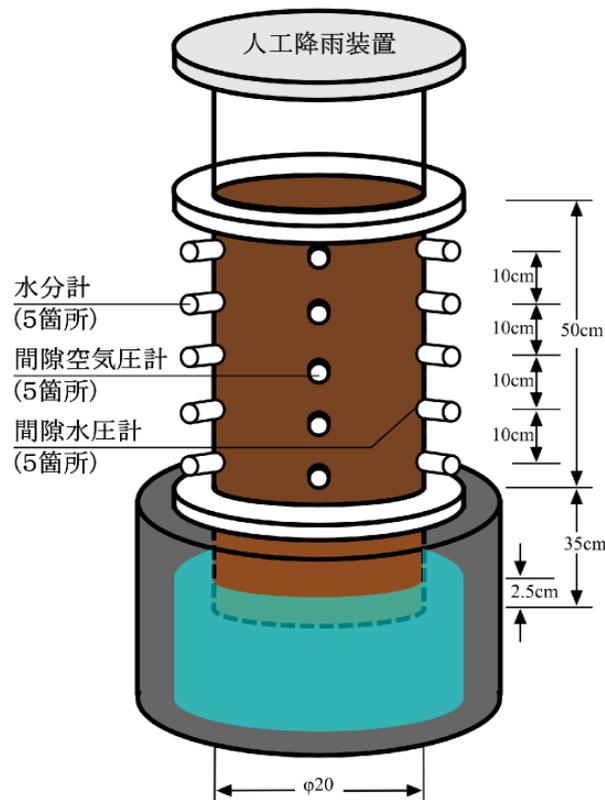


図 3.2.15 降雨浸透実験装置の概要

表 3.2.1 降雨浸透実験のケース

ケース	S-1	S-2	S-3	E-1	E-2	E-3
試料	珪砂 7 号	珪砂 7 号	珪砂 7 号	珪砂 8 号	珪砂 8 号	珪砂 8 号
降雨量 $R$ (mm/hr)	98	331	409	20	44	96
降雨時間 (min)	180	180	180	480	480	480

## (2) 浸水時における間隙水圧・空気圧および飽和度の経時変化

図 3.2.16～図 3.2.21 はそれぞれ、表 3.2.1 に示した実験ケースに区別して、降雨時間と降雨停止後 60 分間を合わせた時間における間隙水圧、間隙空気圧、飽和度の経時変化を示したものである。ケース S-1(図 3.2.16)とケース E-1(図 3.2.19)では、間隙空気圧の顕著な発生が認められず、降雨はスムーズに浸透しているとみられる。ケース S-3(図 3.2.17), ケース E-2(図 3.2.20), ケース E-3(図 3.2.21)では、降雨の途中から試料層表面に湛水が開始され、スムーズな浸透が困難であり、また、内部で間隙空気圧が 2kPa 程度まで上昇した。ケース S-2(図 3.2.17)では、試料層表面での湛水は認められないが、間隙空気が封入され 2kPa 程度の間隙空気圧が発生した。

ケース S-1 と E-1 について、降雨浸透時には試料層内部で 0.01～0.02kPa 程度の僅かな空気圧が確認され、5/1000 程度の動気勾配が生じていて上向きの空気流が生じていることが得られた。一方で、降雨時には、地表付近の飽和度は 80%程度まで上昇した後にそれを維持する傾向にある。図 3.2.22 は、測定した飽和度  $S_r$  (%)と透気係数  $k_a$  (cm/s)の関係を示したものであるが、その飽和度 のとき透気係数は初期の 1/10 程度の大きさである。即ち、地表付近にある程度の透気性が確保されていて、間隙空気が速やかに排出されるため、降雨がスムーズに浸水すると考えられる。なお、これらのケースでの降雨量は飽和透水係数の 1～1.5 割である。

ケース S-1 やケース E-2, E-3 の湛水が生じる場合には、地表付近の飽和度が 90%以上に達している。そのときの地表付近の透水係数は飽和透水係数の 1/10 程度に至る。間隙空気圧は、湛水開始後に上昇した後に横ばいを維持していて、間隙空気は排出できない状態にあったとみられる。なお、これらのケースでの降雨量は飽和透水係数の 3～4 割である。

ケース S-2 の湛水を伴わないが間隙空気が封入し圧力発生する場合には、地表面付近の飽和度の上昇に伴い圧力が発生し始め、試料層全体の飽和度が高まったとき、最大で 2kPa 程度まで圧力が上昇した。そして、試料層全体の飽和度が高まり平衡状態になった後に、試料層内に顕著な動気勾配が生じていて間隙空気の排出によってその圧力が低下する。間隙空気圧が発生するとき、地表付近の飽和度は 85～90%程度にある。図 3.2.22 によれば、そのときの透気係数は初期のものに比べると 1/100 程度の大きさである。間隙水・間隙空気のスムーズな置換が行われた場合に比べて透気性は非常に低く、必要な透気性が確保できていない状態あったとも考えられる。なお、このケースでの降雨量は飽和透水係数の 2.5 割である。この発生間隙空気圧の意味を考えるため、以下に検討した。

ケース S-2 での間隙空気の封入と圧力発生には、降雨の浸水速度と地表付近の境界条件としての透気性が関係していると考え、次の手順によって間隙空気圧の経時変化の再現を試みた。

①ある時間  $t$  から  $t + \Delta t$  の間における試料層内の浸水量  $\Delta Q_w$  (cm<sup>3</sup>/s)を飽和度の変化量から求める。

この浸水量は間隙空気の排出量  $\Delta Q_a$  (cm<sup>3</sup>/s)に等しいとする。

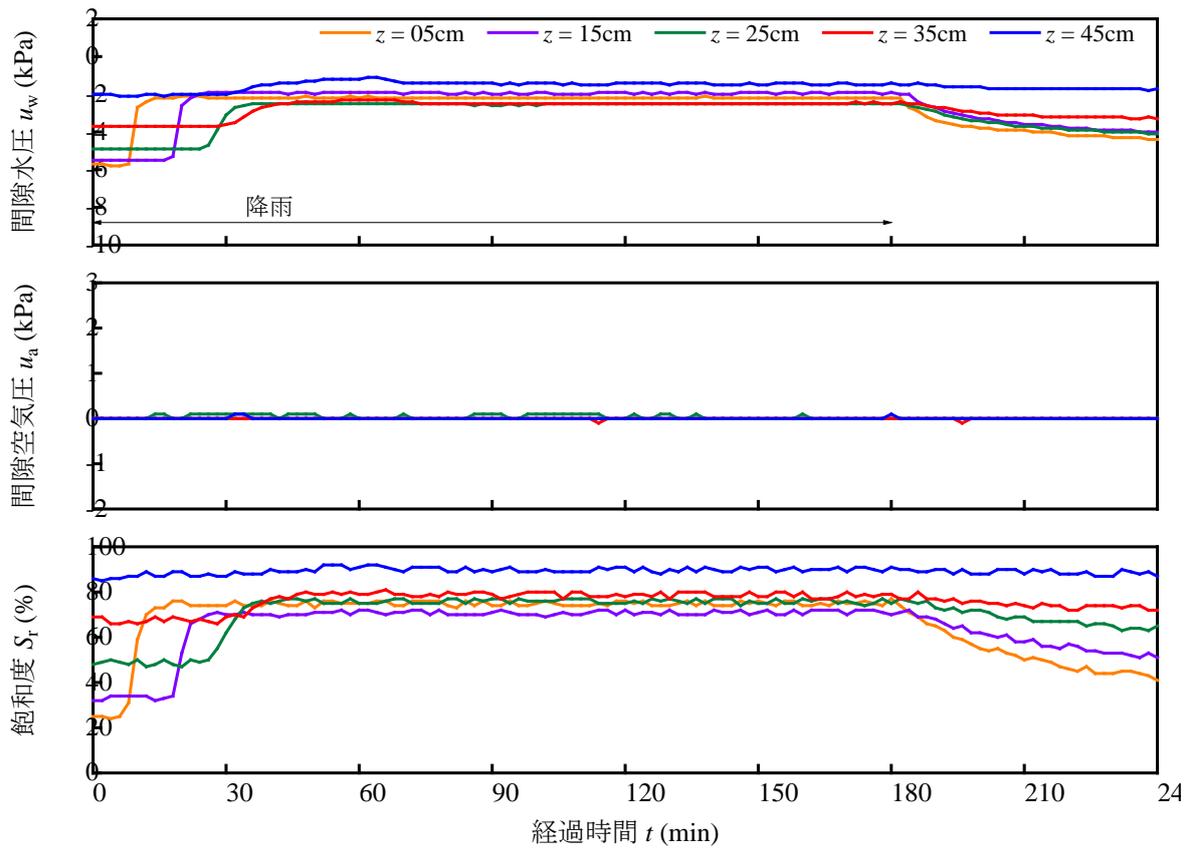


図 3.2.16 間隙水圧，間隙空気圧，飽和度の経時変化(実験ケース：S-1)

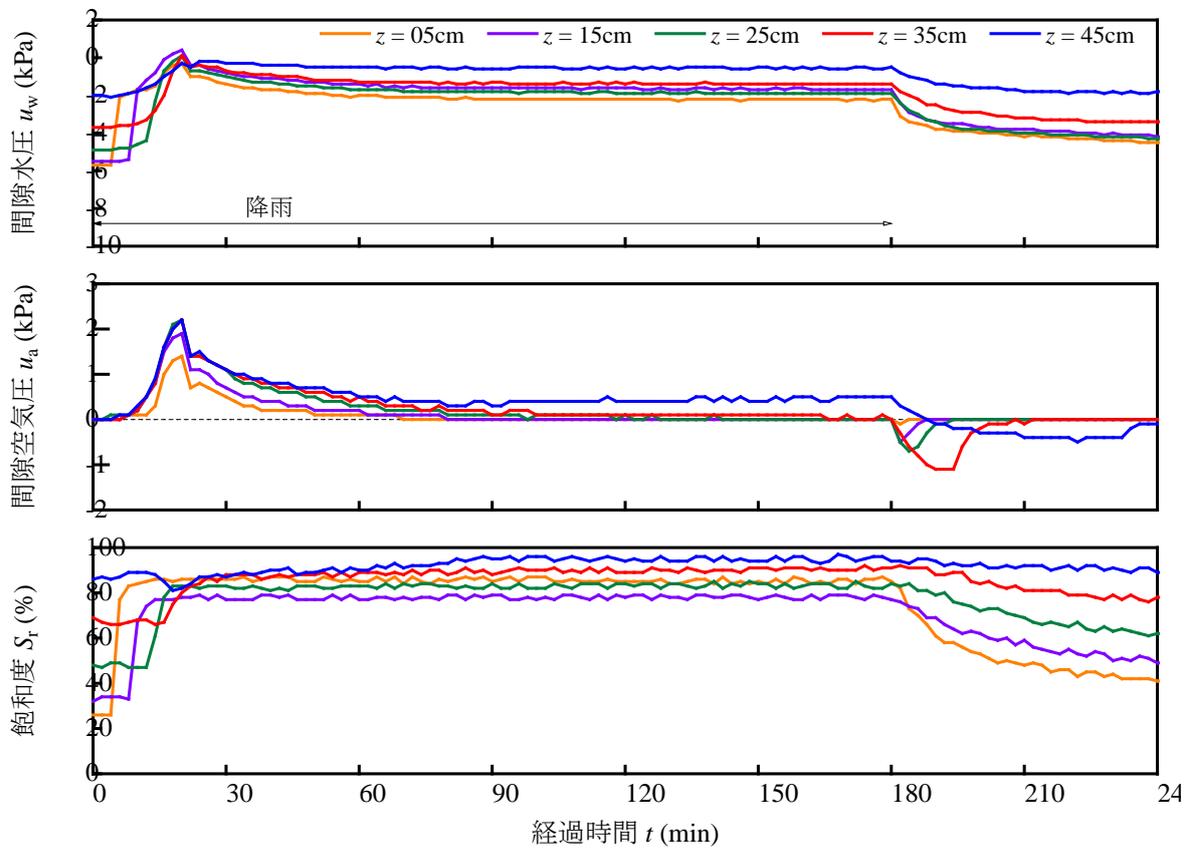


図 3.2.17 間隙水圧，間隙空気圧，飽和度の経時変化(実験ケース：S-2)

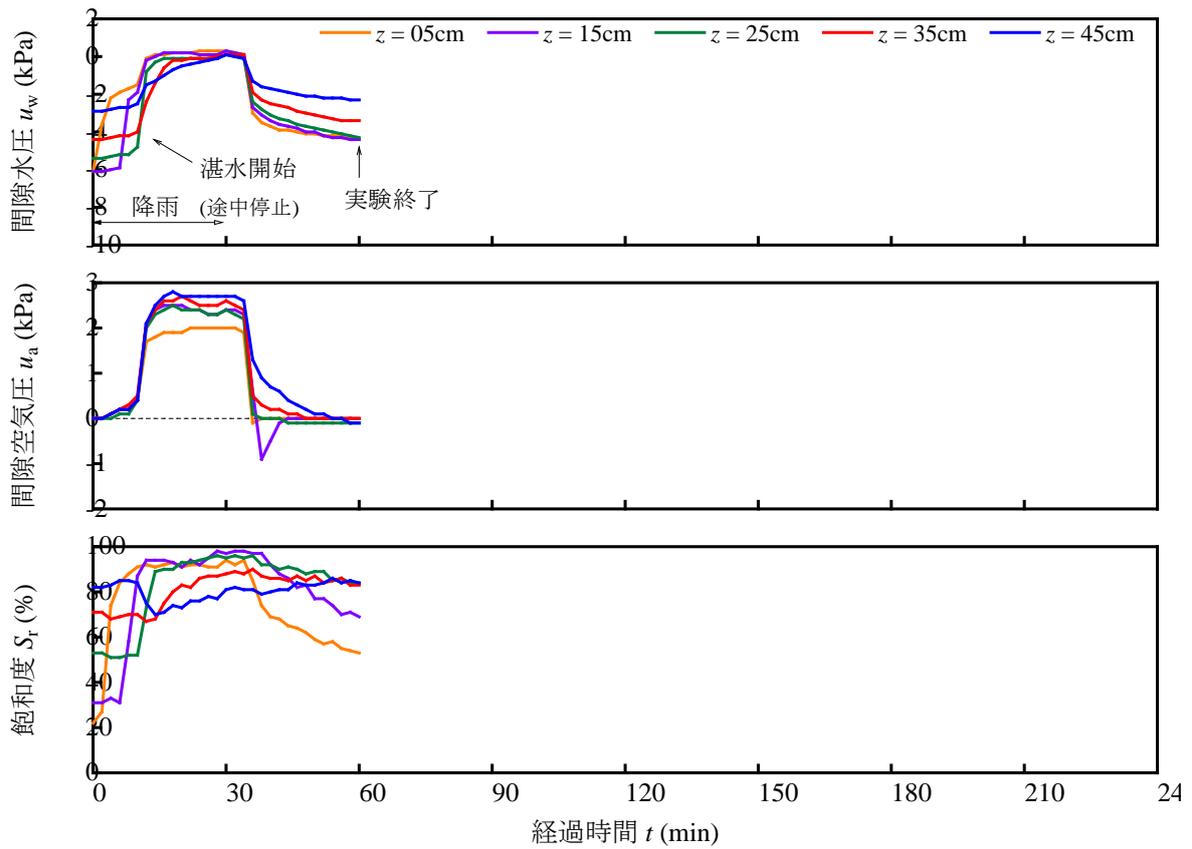


図 3.2.18 間隙水圧，間隙空気圧，飽和度の経時変化(実験ケース：S-3)

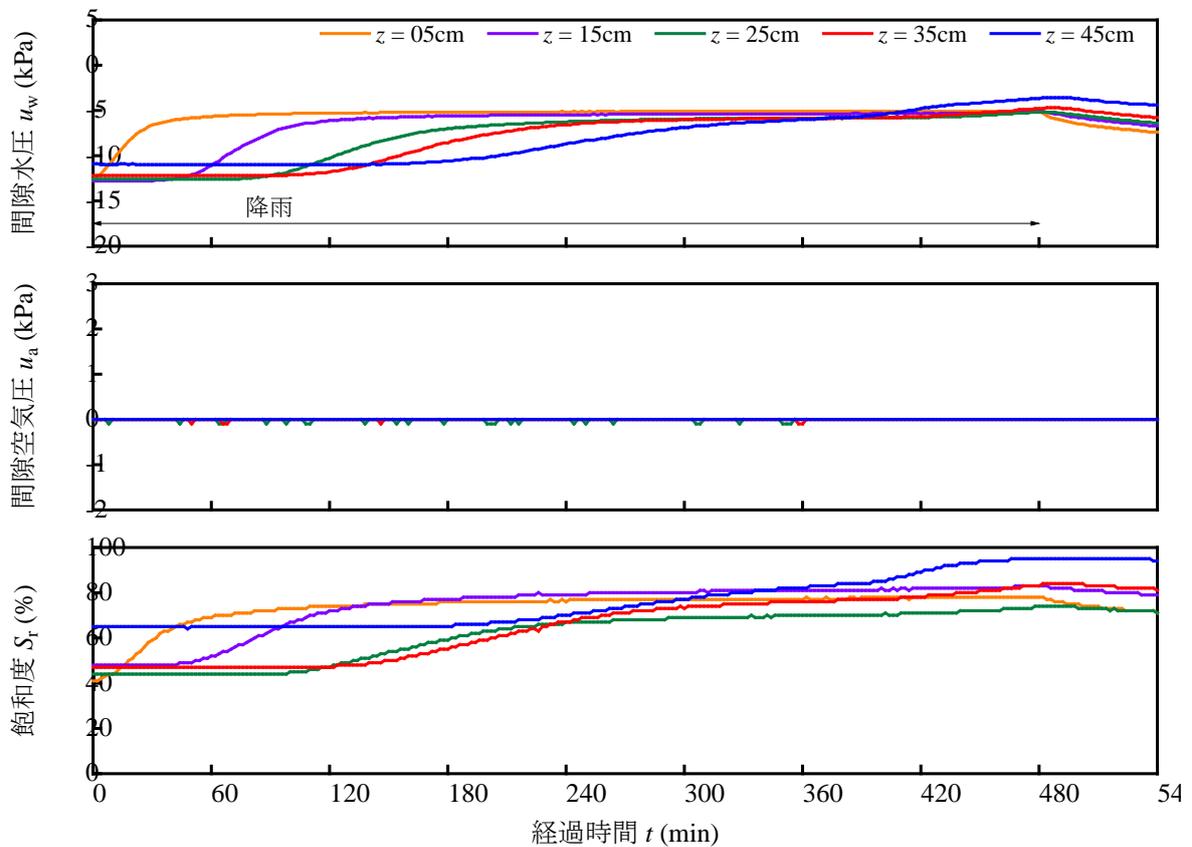


図 3.2.19 間隙水圧，間隙空気圧，飽和度の経時変化(実験ケース：E-1)

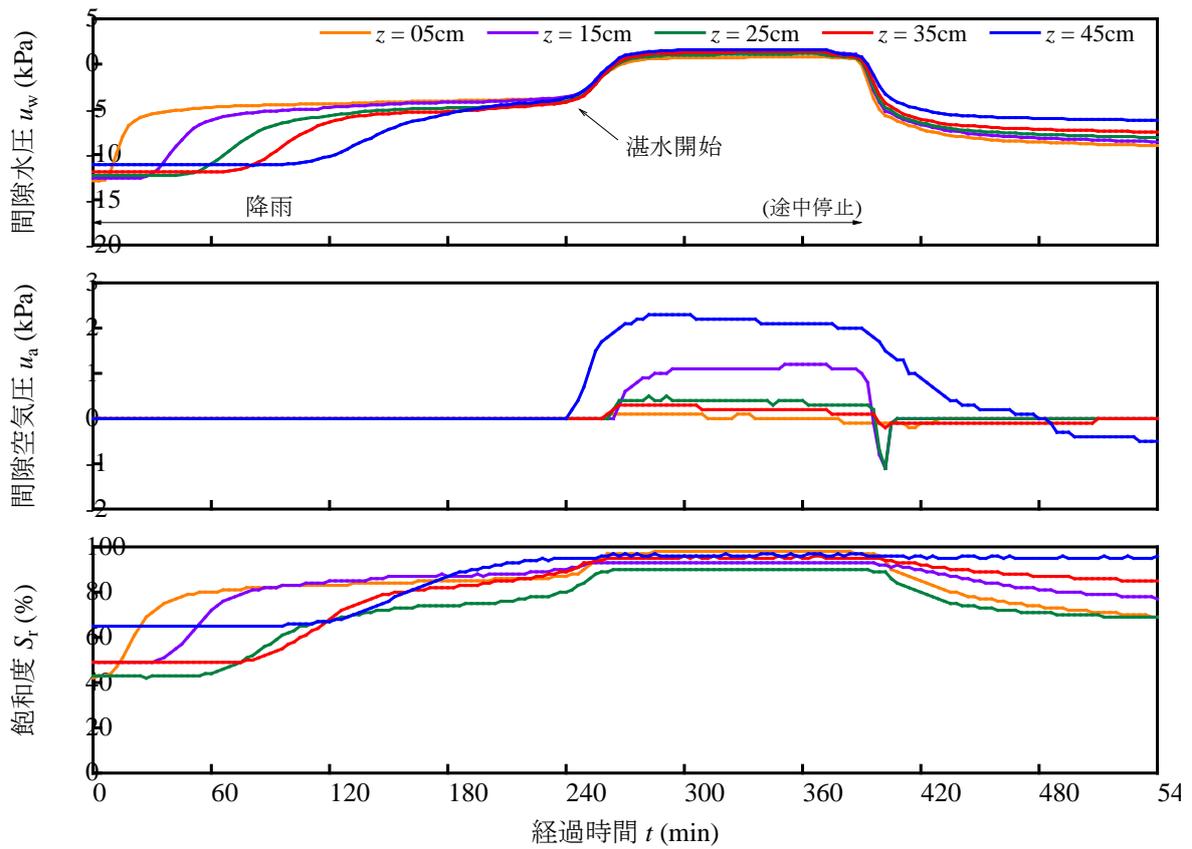


図 3.2.20 間隙水圧，間隙空気圧，飽和度の経時変化(実験ケース : E-2)

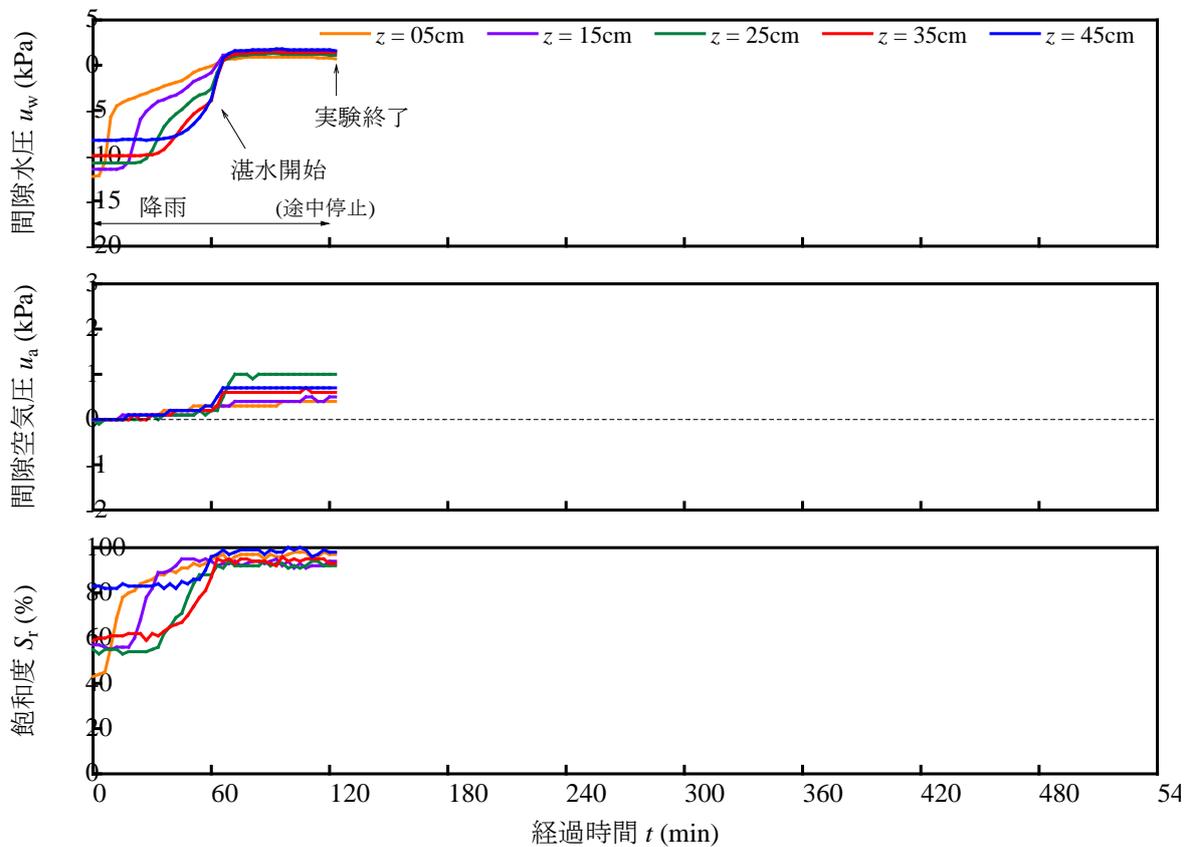


図 3.2.21 間隙水圧，間隙空気圧，飽和度の経時変化(実験ケース : E-3)

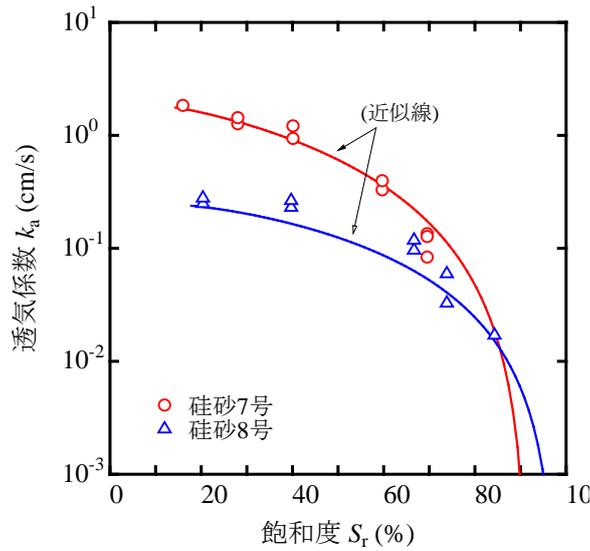


図 3.2.22 飽和度と透気係数の関係

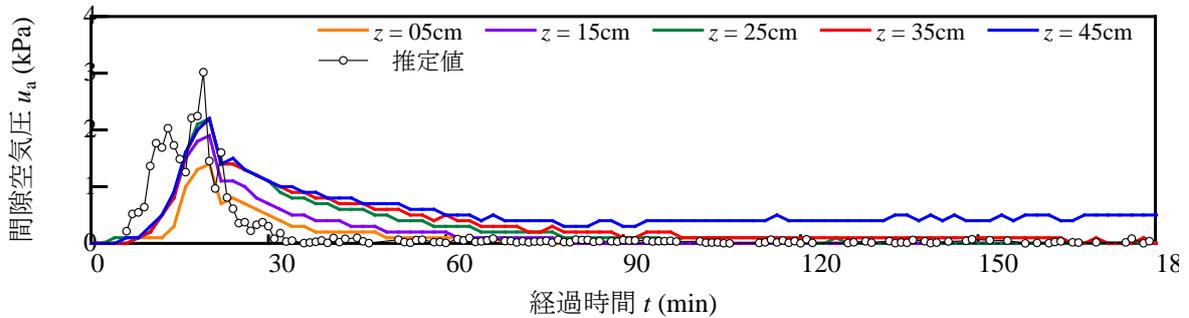


図 3.2.23 間隙空気圧の経時変化の再現計算

②ある時間  $t$  に対応するときの地表付近の飽和度の値から、図 3.2.22 の関係に基づき、透気係数  $k_a$  を求める。

③ダルシー式に従って、 $\Delta Q_a = k_a (u_a / \gamma_w) / \Delta z A$  (ここで、 $\gamma_w$  ( $\text{kN/m}^3$ ) は水の単位体積重量、 $\Delta z$  (m) は地表面から空気圧測定点までの深さ(ここでは地表付近の測定点 0.05m)、 $A$  ( $\text{cm}^2$ ) は試料層断面積)の関係より、上記①の  $\Delta Q_a$  と上記②の  $k_a$  の値を用いて、ある時間  $t$  のときの間隙空気圧  $u_a$  を求める。

図 3.2.23 は、図 3.2.17 の間隙空気圧の経時変化に対比して、上記で推定した間隙空気圧の経時変化を重ね合わせて示したものである。間隙空気圧は比較的良好な関係で再現されていることが得られ、従って、発生空気圧は、降雨浸透時に地表付近で飽和度が増加し透気係数が非常に小さくなったにもかかわらず、浸水に対して必要な透気性(排気性)を確保するため生じることが推察される。

このように、降雨浸透時には、間隙空気が封入され圧力発生する場合があります。今後、間隙空気の挙動による透水性への影響を明らかにする必要があるが、空気挙動をモニタリングする必要性が考えることができる。

### 3.3 浸潤線と圧縮空気のモニタリング技術開発と圧縮空気の可視化

本研究では、河川堤防内の浸潤線と圧縮空気のモニタリング技術の開発と圧縮空気の可視化を目的として、堤防模型実験による比抵抗モニタリング技術の適用性評価を行った。

堤防模型実験は、堤防模型に設置した比抵抗モニタリングシステムを用いて、降雨時および水位上昇時における堤体内部の比抵抗値の経過時間変化をモニタリングし、比抵抗モニタリングシステムの適用性の確認および堤体内部の浸潤線や圧縮空気を可視化すること目的として実施した。

#### 3.3.1 堤防模型実験概要

比抵抗モニタリングは、2極法（比抵抗影画法）による電気探査を繰り返し行い、得られた測定データを用いて見かけ比抵抗変化率を算出して、見かけ比抵抗変化率断面として堤体内部の比抵抗変化を可視化する技術である。見かけ比抵抗変化率断面の経過時間変化をモニタリングすることで、降雨による堤体内部への浸潤の様子や河川水位の上昇による浸潤線の発達過程、さらに気泡のトラップ現象を比抵抗の変化として可視化する。

堤防模型実験の実験装置を図 3.3.1 に示す。

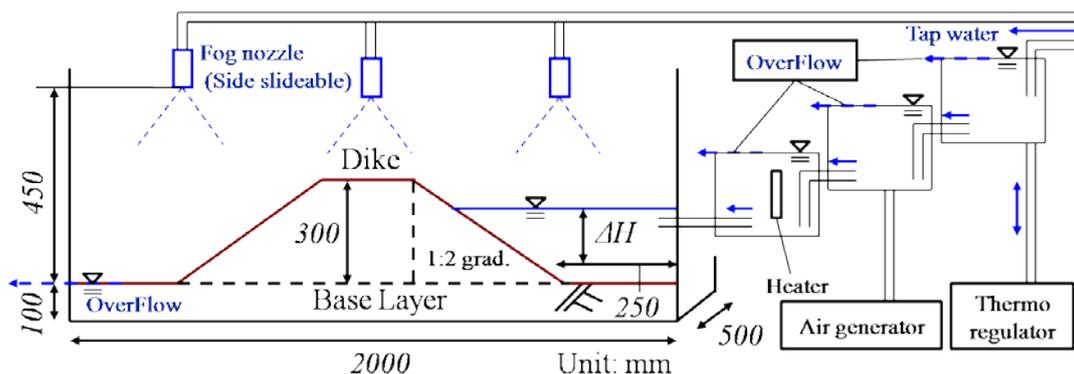


図 3.3.1 実験装置

本実験では、豊浦標準砂を用いた堤体盛土に電気探査測線（堤防を横断する方向の測線）を設置し、堤体盛土の湿潤条件が異なる2ケース（乾燥状態、湿潤状態：5%）の試験を行った。

本実験の試験ケースの概要を表 3.3.1 に示す。

表 3.3.1 試験ケースの概要

盛土条件	基盤浸透	降雨	水位 (150mm)	水位 (250mm)	越流
ケース 1：乾燥	180min	45min	15min	30min	2min
ケース 2：湿潤（5%）	0min	45min	105min	35min	2min

各試験ケースの模型製作状況、および比抵抗モニタリングシステムの外観を図 3.3.2、比抵抗モニタリングの電極配置を図 3.3.3 に示す。

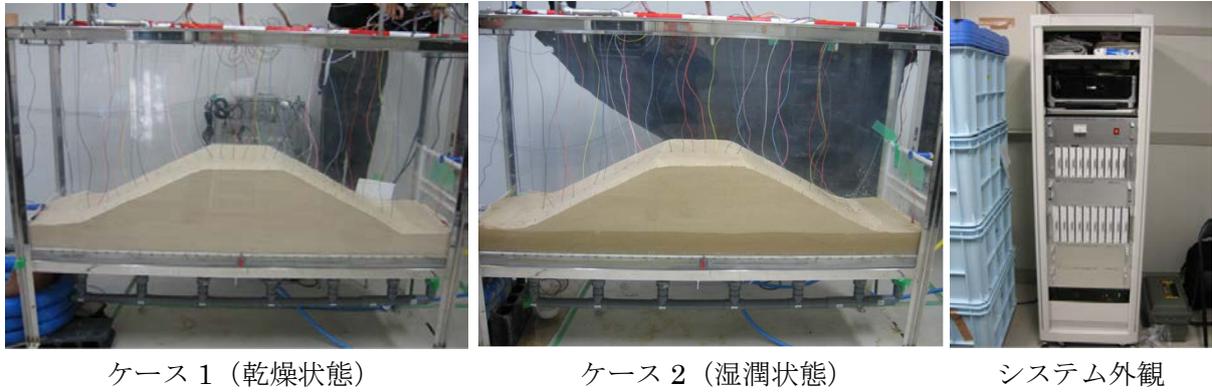


図 3.3.2 各試験ケースの模型製作状況および比抵抗モニタリングシステムの外観

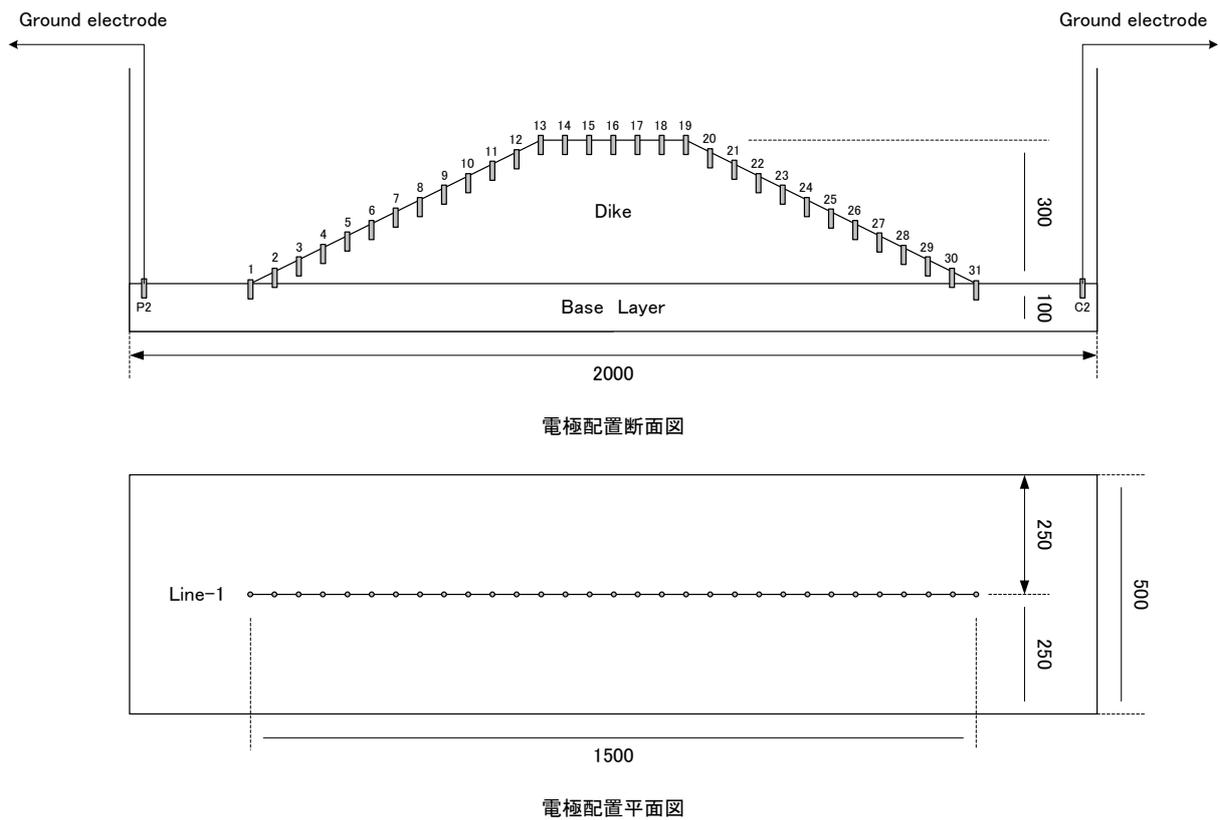


図 3.3.3 比抵抗モニタリングの電極配置  
(測線長：150cm、電極間隔：5cm、電極数：31 個)

ケース 1 では、乾燥した豊浦標準砂を模型内に空中落下させ、層圧 50mm ごとに 7 回/100c m<sup>2</sup> の割合で突き固め、堤体盛土を製作した。試験手順は、堤体盛土に電極及び電極ケーブルを設置した後、比抵抗モニタリングシステムの測定を 4 分毎に繰り返す設定でモニタリングを開始した。その後、基盤層を浸潤させるために堤外側から給水を開始し、基盤層が十分に浸潤した時点で、降雨強度 124mm/hr の降雨を開始し 45 分間継続した。降雨停止後に堤外側を一定流速で給水し、堤外側の水位が 150mm に達したところで一定時間水位を保持し、堤体内への浸潤を待った。再び水位を上昇させ、水位が 250mm に達したところで堤体内部が完全に浸潤するまで保持した。最後に給水の流量を増やし、堤外側から一気に越流させて堤体を崩壊させ、堤体崩壊後に比抵抗モニタリングシステムの測定を停止した。

ケース 2 では、乾燥した豊浦標準砂を水中落下させ 10cm の基盤層を製作した後、水分量 5 % に湿潤させた豊浦標準砂を準備して堤体部分を製作した。試験手順は、堤体盛土に電極及び電極ケーブルを設置した後、比抵抗モニタリングシステムの測定を 3 分毎に繰り返す設定でモニタリングを開始した。その後、降雨強度 124mm/hr の降雨を開始し 45 分間継続した。降雨停止後に堤外側を一定流速で給水し、堤外側の水位が 150mm に達したところで一定時間水位を保持し、堤体内への浸潤を待った。再び水位を上昇させ、水位が 250mm に達したところで堤体内部が完全に浸潤するまで保持した。最後に給水の流量を増やし、堤外側から一気に越流させて堤体を崩壊させ、堤体崩壊後に比抵抗モニタリングシステムの測定を停止した。なお、水位を 250mm に上昇させる際に、給水量と堤内側への浸出量が一致したため水位が上昇せず、流量を増加させて給水を行った。

ケース 1 およびケース 2 の試験状況を、堤防模型の側面からデジタルカメラで撮影 (1 分間隔) し、堤体内部の状況を動画として観察した。

### 3.3.2 堤防模型実験結果

本実験の試験結果を以下にまとめる。

比抵抗モニタリングの試験結果は、試験で得られた測定データから見かけ比抵抗変化率を算出し、見かけ比抵抗変化率断面を作成して、比抵抗変化の有無を確認した。

見かけ比抵抗変化率の算出式 (3.3.1) を以下に示す。

$$\text{変化率 (\%)} = \frac{\text{測定データ} - \text{基準データ}}{\text{基準データ}} \times 100 \quad (3.3.1)$$

## (1) ケース 1

### ○ 降雨時の見かけ比抵抗変化

降雨時の見かけ比抵抗断面の時間変化を図 3.3.4 に示す。

見かけ比抵抗断面の凡例は、暖色系は比抵抗値が高く、寒色系は比抵抗値が低いことを示す。

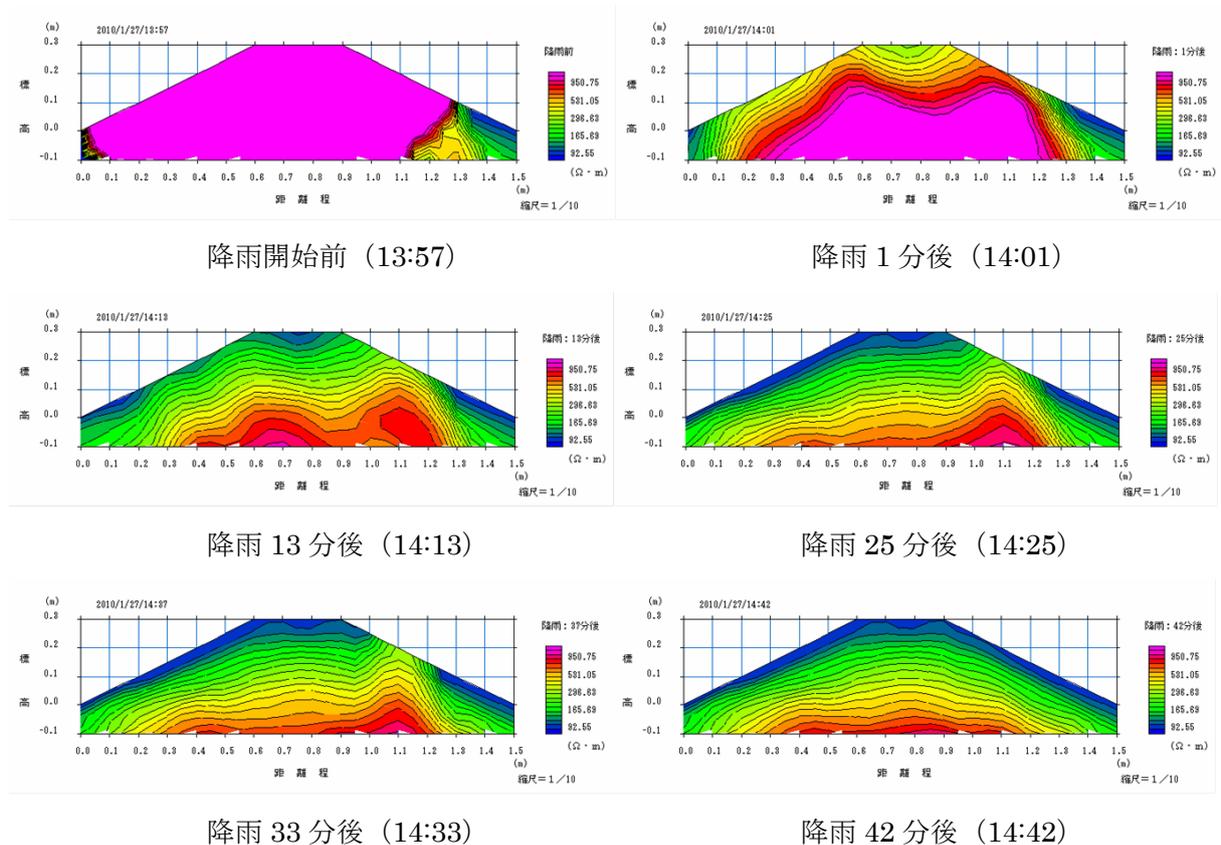


図 3.3.4 降雨時の見かけ比抵抗断面の経過時間変化 (ケース 1)

降雨とともに堤体表面の比抵抗値が徐々に低下する状況、および降雨により堤体表面が湿潤する位置が確認できることから、降雨による比抵抗変化を捉えられていることがわかる。

なお、乾燥した豊浦標準砂は比抵抗値が高く、降雨開始前の測定結果では、湿潤している範囲のデータのみが得られている。

### ○ 降雨後の測定データを基準とした場合の見かけ比抵抗変化率

降雨後の測定データ (14:46) の見かけ比抵抗断面を図 3.3.5 に示す。

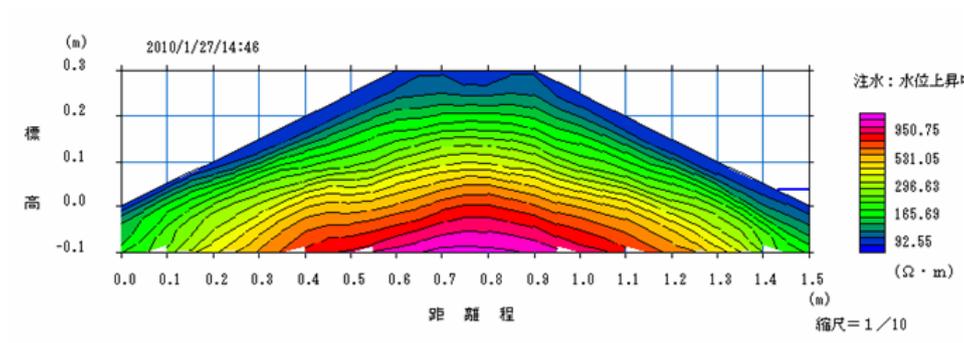


図 3.3.5 降雨後の測定データ (14:46) の見かけ比抵抗断面

降雨後の測定データ (14:46) を基準として算出した見かけ比抵抗変化率断面の経過時間変化を、図 3.3.6 に示す。

見かけ比抵抗変化率断面の凡例は、寒色系は見かけ比抵抗値が減少する変化を示し、暖色系は見かけ比抵抗値が増加する変化を示している。

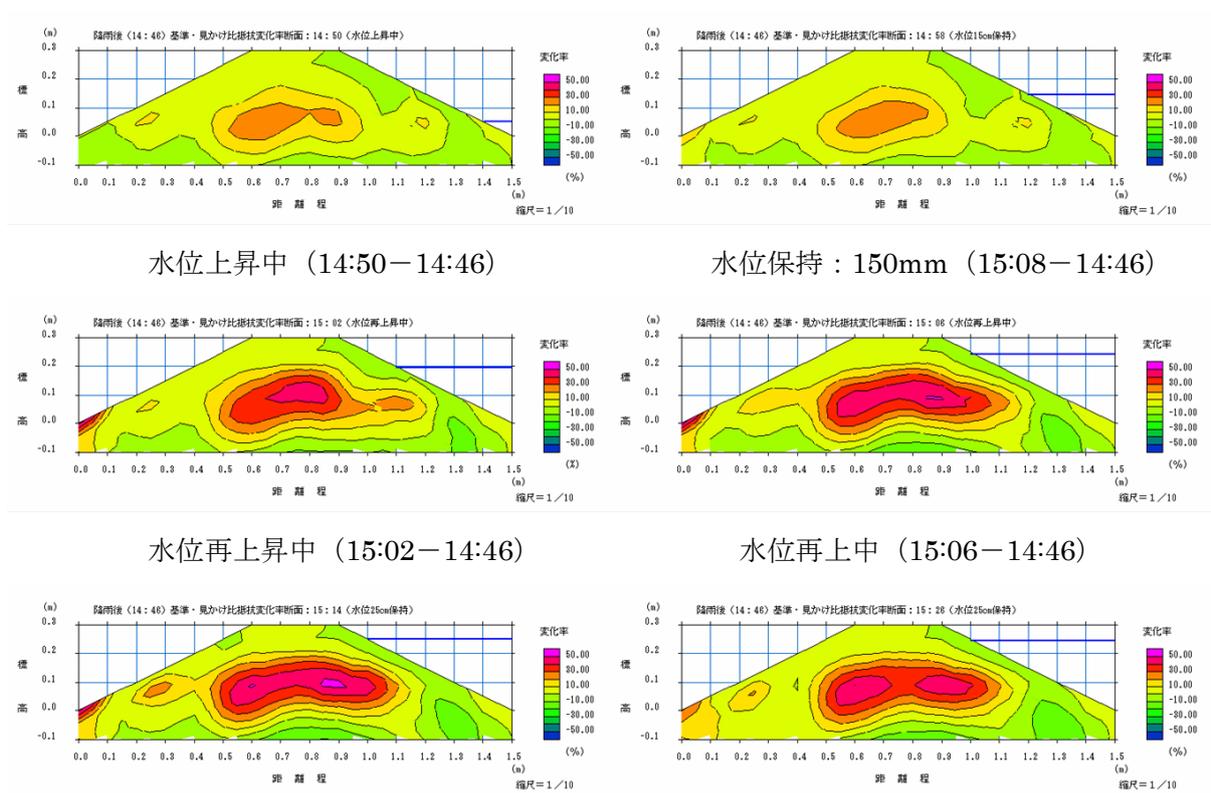


図 3.3.6 降雨後の見かけ比抵抗変化率断面の経過時間変化 (ケース 1)

堤外側の水位を上昇させることにより、堤体内部に比抵抗値が増加する範囲が出現することがわかる。また、その範囲の比抵抗値は、水位上昇中に増加し、水位を保持した場合は変化していないことがわかる。

## (2) ケース 2

### ○降雨時の見かけ比抵抗変化

降雨時の見かけ比抵抗断面の時間変化を図 3.3.7 に示す。

見かけ比抵抗断面の凡例は、暖色系は比抵抗値が高く、寒色系は比抵抗値が低いことを示す。

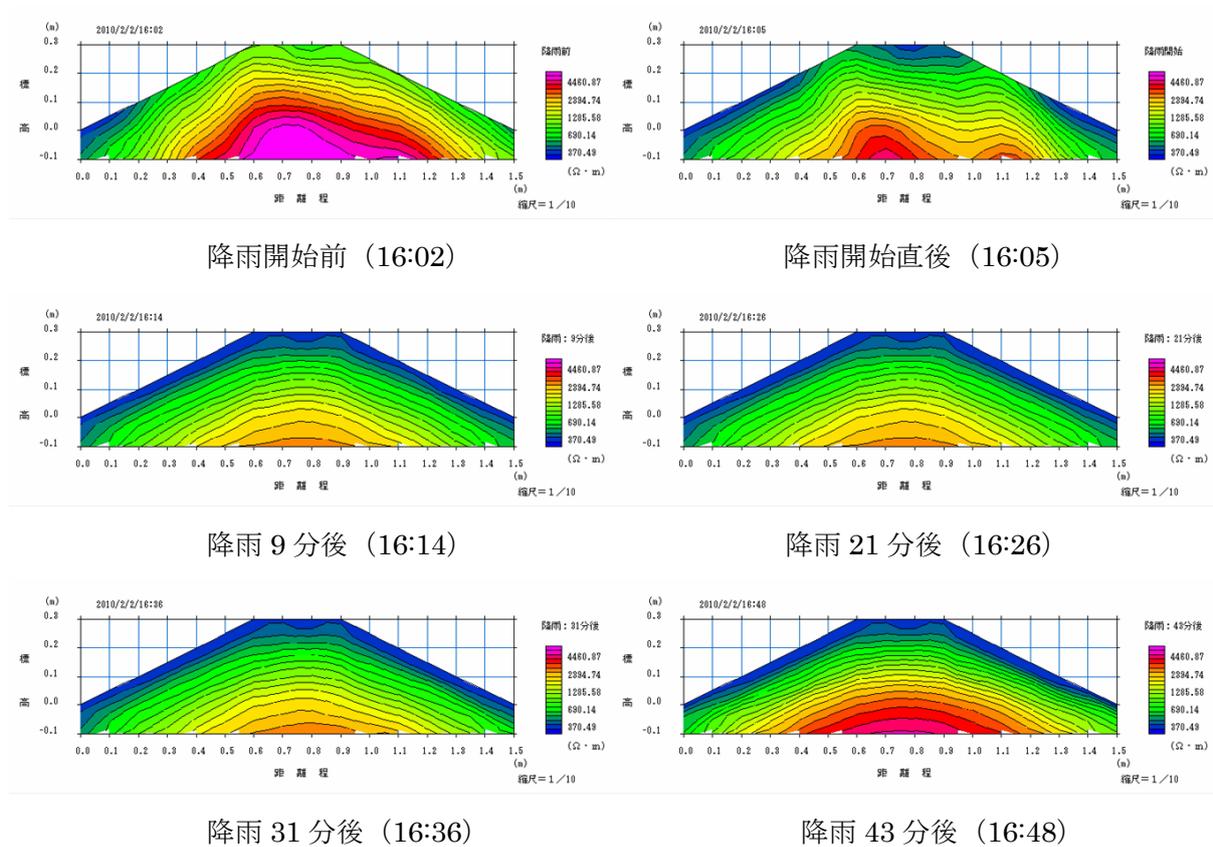


図 3.3.7 降雨時の見かけ比抵抗断面の経過時間変化 (ケース 2)

降雨開始直後から 9 分後にかけて、堤体表面の比抵抗値が低下している状況を確認することができるが、それ以降は、表層の比抵抗値がほとんど変化していないことがわかる。

### ○降雨後の測定データを基準とした場合の見かけ比抵抗変化率

降雨後の測定データ (16 : 48) の見かけ比抵抗断面を図 3.3.8 に示す。

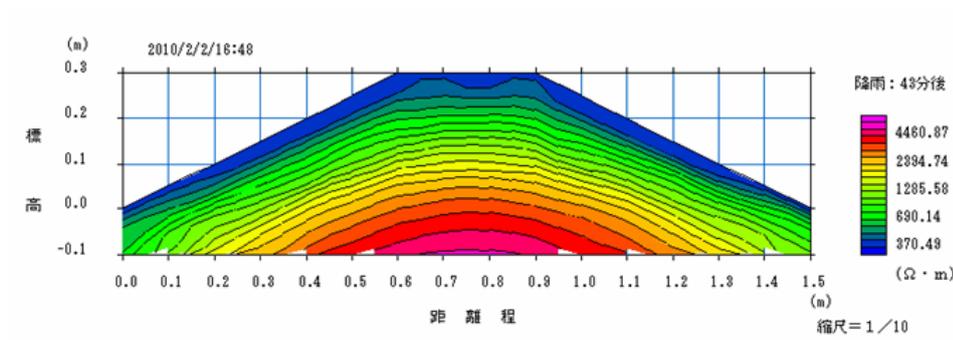


図 3.3.8 降雨後の測定データ (16 : 48) の見かけ比抵抗断面

降雨後の測定データ（16：48）を基準として算出した見かけ比抵抗変化率断面の経過時間変化を、図 3.3.9 に示す。

見かけ比抵抗変化率断面では、寒色系は見かけ比抵抗値が減少する変化を示し、暖色系は見かけ比抵抗値が増加する変化を示している。

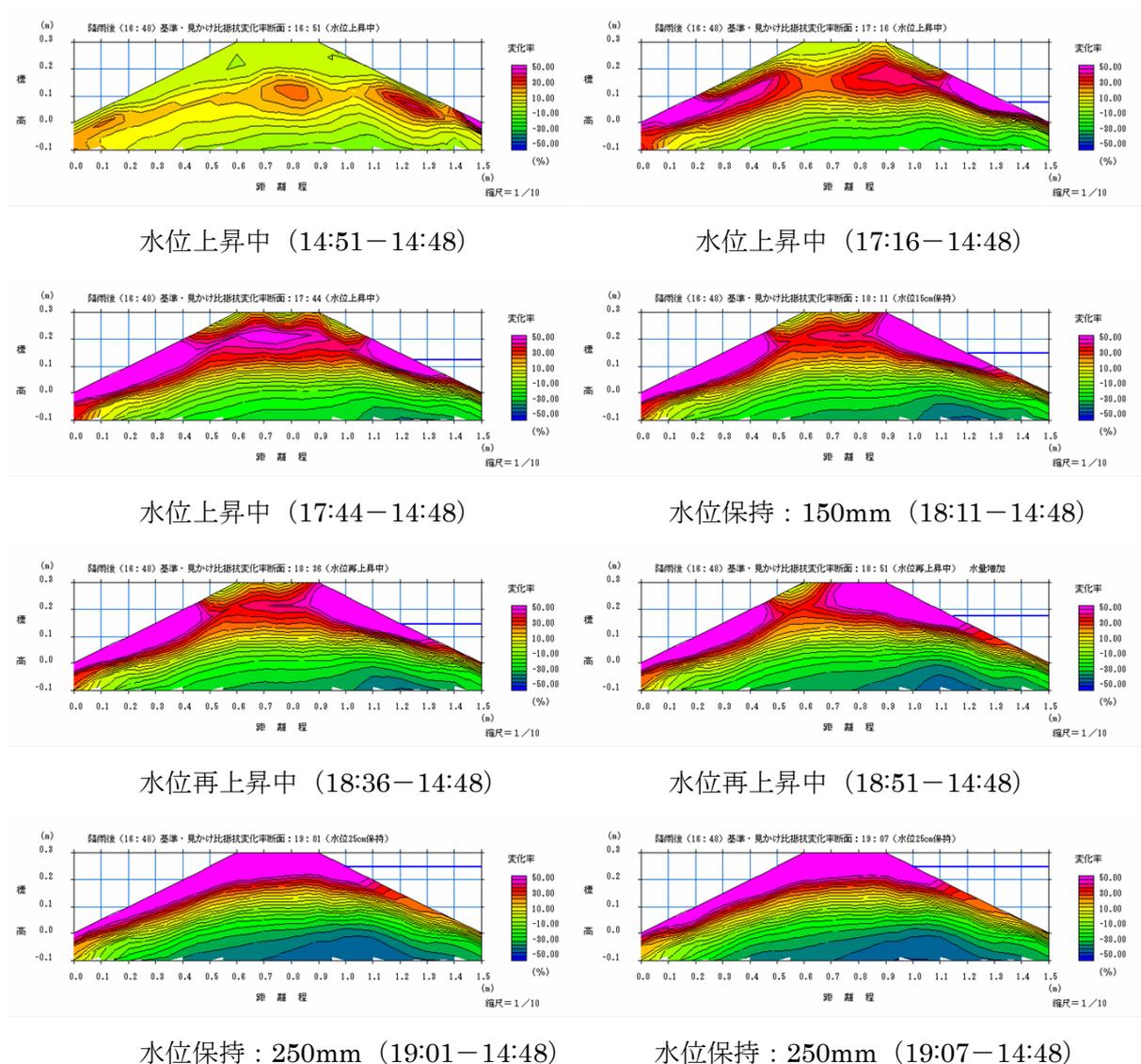


図 3.3.9 降雨後の見かけ比抵抗変化率断面の経過時間変化（ケース 2）

堤外側の水位を上昇させることにより、堤体内部に比抵抗値が増加する範囲が出現することがわかる。また、その範囲の比抵抗値は、水位上昇とともに増加しつつ堤体の表層へ移動していることがわかる。一方、堤体の下部に抵抗値が減少する範囲があり、堤外側から堤内側へ広がっていることがわかる。

### 3.3.3 まとめ

本研究では、河川堤防内の浸潤線と圧縮空気のモニタリング技術の開発と圧縮空気の可視化を目的として、堤防模型実験による比抵抗モニタリング技術の適用性評価を行った。

堤防模型に設置した比抵抗モニタリングシステムを用いて、降雨時および水位上昇時における堤体内部の比抵抗値の経過時間変化をモニタリングした結果を、以下にまとめる。

#### ○堤防模型実験による比抵抗モニタリングの適用性評価

ケース 1、ケース 2 ともに、降雨により堤体表層の比抵抗値が減少する変化を捉えている。堤外側の水位上昇にともない、堤体内部に比抵抗値が増加する範囲が出現する現象を捉えている。

堤体内部の比抵抗値が増加する範囲が、水位上昇および水位保持にともなって変化する状況を捉えている。ケース 2 では、降雨開始直後から堤体中央付近に比抵抗値が増加する層が現れ、時間とともにその範囲が堤体の表層へ上昇している変化を捉えている。

降雨により堤体表層の比抵抗値が減少する変化は、比抵抗値の高い堤体盛土の内部へ比抵抗値の低い雨水が浸透する変化を時間変化として捉えていることを示しており、堤外側の水位上昇にともない、堤体内部に比抵抗値が増加する範囲が出現する現象は、比抵抗値の高い堤体盛土の内部へ比抵抗値の低い雨水が浸透しているにもかかわらず比抵抗値が増加していることから、堤体盛土よりも比抵抗値が高い空気の存在を捉えていることを示している。さらに、比抵抗値が増加する範囲が移動する変化を捉えていることから、堤体内の空気層が移動している状況を捉えていると考える。

以上の結果、比抵抗モニタリングにより、堤体内部への降雨の浸透状況および堤体内の圧縮空気の存在とその動きを捉えることができたことから、比抵抗モニタリングは、河川堤防内の浸潤線と圧縮空気のモニタリング技術として適用可能と評価した。

今後の課題として、実際の河川堤防において比抵抗モニタリングを適用し、堤防内部の水の浸透状況（空気の移動を含む）をモニタリングするとともに、土壌水分量や間隙水圧計（空気圧等）の計測データと比較・検証を行い、堤防内部の空気の存在を明確に把握し、圧縮空気の位置や規模など定量的な評価を行う手法の研究が必要である。

### 3.4 降雨と堤体内水分のモニタリング

#### 3.4.1 河川堤防の水分量変動の予測

豪雨時には河川堤防は、河川からの浸透水だけでなく、天端やのり面からの雨水浸透を伴い、平常に比べて高い水分量を含むこととなる。堤防の重要箇所や整備前の堤防など、豪雨・出水時の堤体内の水分量が遠隔から推定できれば、避難情報や警戒情報の一部としてもなりうる。近年、降雨データは気象庁のレーダー・ナウキャストなど、5分ごとの60分先の降水強度分布予測が可能になってきており、外力変化により60分後の堤体内の水分量予測が可能となる。この技術は、河川堤防だけでなく、斜面災害にも有効と考えられる。23年度には、矢田川・庄内川の背割り堤防に水分計を埋設し、9月19日-20日の台風第15号の通過時のデータを観測する機会を得ることができた。そこで、最終年度であったこともあり、ここでは降水と堤体内の水分量の関係を推定するモデルを考案した。

#### 3.4.2 モニタリング調査概要

調査は矢田川と庄内川の瀬割堤で行っており、図3.4.1のように堤体に穴を開け水分量を測るセンサーを50cm、100cm、200cmの深さに埋め込む。法面、法尻、高水敷にも同様に埋め込み水分量を測定しているが、本研究では降雨の影響に着目し地下水や河川水位の影響を除くため法肩下の調査結果のみを使用する。水分センサーには、安価で誘電率式水分センサー（ECHO-5 Decagon社製）を使用した。

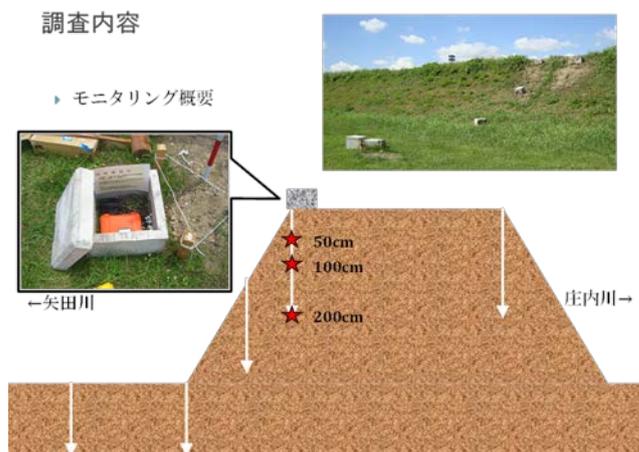


写真 3.4.1 誘電率式土壌水分センサー

図 3.4.1 センサー及びロガー設置断面図

ここで得られた10分ごとの体積含水率の推移データは上限値と下限値から0~1で表した、不飽和浸透特性の表現によく用いられる有効飽和度に式(3.4.1)を用いて変換する。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (3.4.1)$$

ここに、有効飽和度:  $S_e$ (-)  $\theta$ : 体積含水率(-)  $\theta_r$ : 最小体積含水率(-)  $\theta_s$ : 最大体積含水率(-)である。

### 3.4.3 雨量データから実効雨量の算出

雨量のデータは気象庁のホームページから得た 10 分間隔のものを使用し、降雨による水分の残留を降雨強度も考慮して表すため実効雨量の概念を用いる。実効雨量とは、降雨が関係する災害に対してその瞬間に降っていた雨だけでなく、それまでに降った雨も原因の一部であるという考え方を示したもので、式(3.4.2)で表わすことができる。低減係数は雨量の影響が半分になるまでの時間を示した半減期とする。

$$R_w = \sum_{i=1}^n a_i \times R_i = a_1 R_1 + a_2 R_2 + \dots + a_n R_n \quad (3.4.2)$$

ここに、 $R_i$  :  $i$ 時間前の雨量  $a_i = 0.5^{i/T}$  :  $i$ 時間前の低減係数  $T$  : 半減期である。

なお、推定式は数年に 1 度レベルの大雨にも対応できなければ意味を成さないので、断続的な豪雨によって大きな被害をもたらした台風第 15 号の雨量データ(図 3)を比較対照として推定を行う。

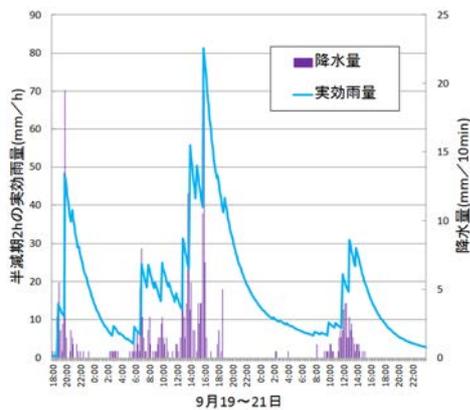


図 3.4.2 台風第 15 号の雨量データ

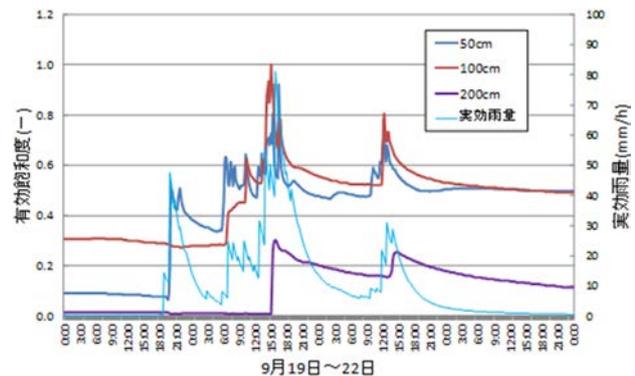


図 3.4.3 有効飽和度の経時変化

### 3.4.4 有効飽和度と実効雨量の関係

深さ 50cm と 100cm では降雨により有効飽和度がピーク値に達した後、5~10 時間ほどで推移が横這い状態に収まる現象が確認できた。図 3.4.4 から分かるように両者とも 0.5 付近に収束する点が存在し、この点まで値が下がると低下のスピードが非常に遅くなる。深さ 100cm では収束点からほとんど減少がみられない場合もある。一方深さ 200cm ではこうした現象はみられず、ピークの低下スピードは、深さ 50cm と 100cm で収束点に達した後の低下スピードよりも若干速い

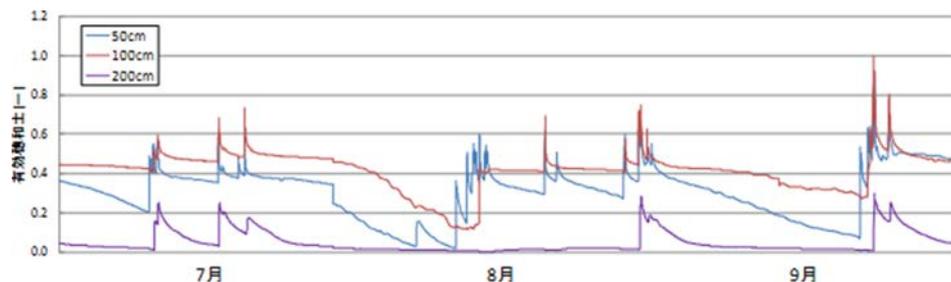


図 3.4.4 有効飽和度の長期的な推移

ク値に達した瞬間からほぼ一定のスピードで低下していき、約5日で0.05以下に収束する。なお、この速さの関係は200cm>50cm>100cmである。

有効飽和度に変化を与える要素は降雨強度だけでなく、有効飽和度自体の初期値も大きく影響している。快晴が続き堤体内の有効飽和度が低い状態だと水分センサーが反応するまで時間を要するが、降雨により有効飽和度が上昇した状態の堤体に再び雨が降ると、あまり強くない雨でも有効飽和度は敏感に上昇してしまう。つまり降雨による有効飽和度の変動を推定するに当たり、有効飽和度の初期値の把握は非常に重要である。

### 3.4.5 有効飽和度の推定

図3.4.2と図3.4.3から有効飽和度と実効雨量の間に相関性があることは明確なため、実効雨量から有効飽和度を推定する。なお実効雨量を変数とし水分量を目的変数とするとき、水分量では最小値から最大値までしか変化しないため、ロジスティック関数式(3.4.3)を用いて有効飽和度の推定値を表すこととした。パラメータ $\alpha$ 、 $\beta$ の同定にはエクセルのソルバーを利用し、観測値と推定値の残差の二乗和が最小になる最適値を導き出していく。今回は有効飽和度の変動のみを推定するため、計算の範囲は有効飽和度の上昇が始まった点から変動が横這いになる収束点までとする。

$$\hat{S}_e = \frac{1}{1 + \exp\{\alpha \times R_w(t) + \beta\}} \quad (3.4.3)$$

ここに、 $\hat{S}_e$ : 推定有効飽和度  $R_w(t)$ : 時刻tの実効雨量  $\alpha$ : 値の勾配に関するパラメータ  
 $\beta$ : 値全体を上下させるパラメータである。

また、半減期もパラメータのひとつとしてパラメータ $\alpha$ 、 $\beta$ と同様に最上二乗法によって変化させる。これにより深さ200cmでの有効飽和度の収束点が存在しない緩やかな下降を表現できる。推定値が観測値を大きく下回らないように、最適値に至る半減期を含むパラメータの微調整は手動で行っていく。これはいち早く危険を察知するには推定値が観測値を上回っていた方が都合がよいからである。フィッティング結果を表3.4.1とフィッティング再現結果を図3.4.5~6に示す。

表 3.4.1 各深度でのパラメータ

深さ	50cm	100cm	200cm
パラメータ $\alpha$	-0.036	-0.020	-0.020
パラメータ $\beta$	0.392	1.700	5.000
半減期(h)	1.5	20	60

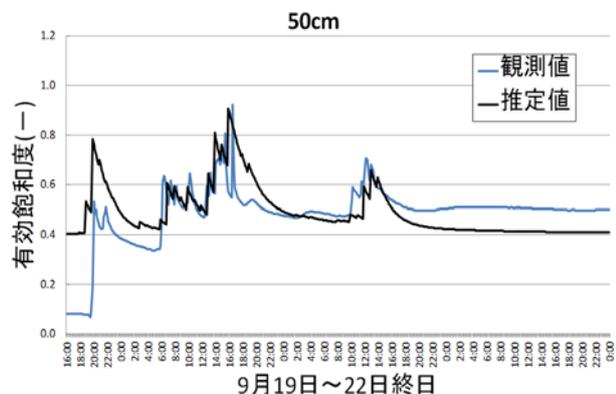


図 3.4.5 深さ 50cm のフィッティング結果

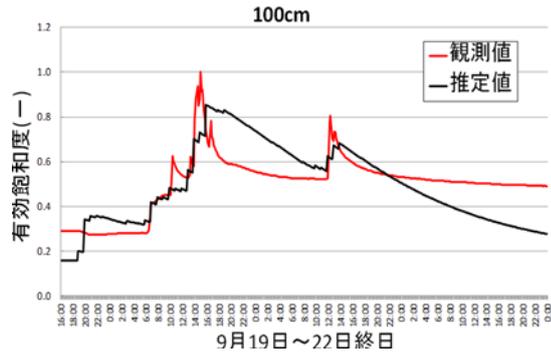


図 3.4.6 深さ 100 cm でのフィッティング結果

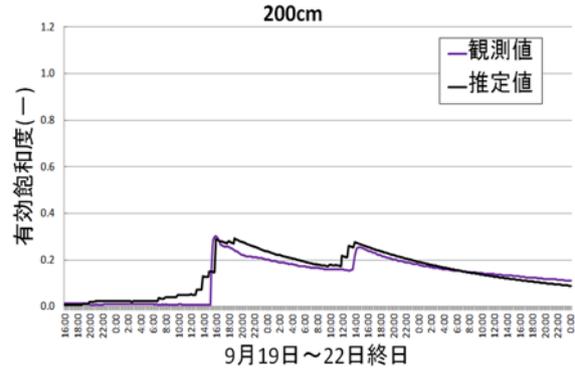


図 3.4.7 深さ 200 cm でのフィッティング結果

### 3.4.6 推定式の検証

推定式についてフィッティングパラメータ確かなものかどうか、他の降雨について推定パラメータを用いて水分量を推定し、観測値との比較により検証を行った結果を図 3.4.8 に示す。

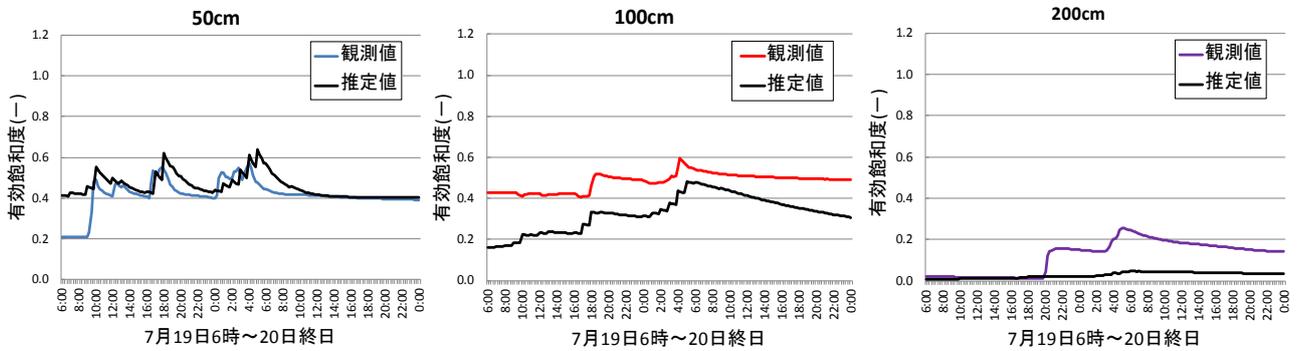


図 3.4.8 推定式の検証

深さ 50cm では 3 つの雨の山による有効飽和度の変化に対してそれぞれ観測値に則した推定値を示すことができている。しかし深さ 100cm では推移の形は似ているものの、推定値が観測値を大きく下回っている。深さ 200cm に至っては数値の変化がほとんど見られず横這い状態となっている。これはおそらく半減期を長くしたために実効雨量の性質が連続雨量に近いものとなり、台風 15 号で観測されたような断続的な非常に強い雨でないと数値に反応が出にくくなったと考えられる。推定値全体を上下させるパラメータ  $\beta$  を深さ 100cm では 1.0、深さ 200cm では 3.0 に意図的に下げた (図 3.4.9) と観測値に則した推定値に近づく。降雨の強さと深度によって適したパラメータ  $\beta$  の値が変動すると考えられ、今後の検討課題である。

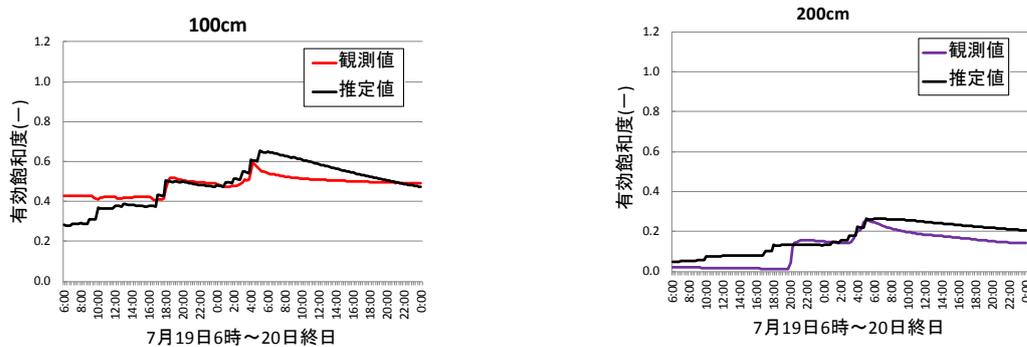


図 3.4.9 推定式の検証

## 第4章 物理探査による堤体構造の推定

### 4.1 堤体の物理探査による断面調査

物理探査手法の堤体断面調査への適応性を検討することを目的として、庄内川右岸堤防 23k 地点（平成 21 年度実施）、矢田川背割堤防 22km 付近（平成 23 年度実施）において、表面波探査と電気探査を実施した。

表面波探査は、地盤の地表付近を伝わる表面波（レイリー波）を測定して解析することにより、地盤の S 波速度構造を求めることができる物理探査手法である。一方、電気探査は、地中に流した電流に応答する電位を測定して解析することにより、地盤の比抵抗構造（単位体積当たりの電気抵抗）を求めることができる物理探査手法である。

従来の物理探査では、表面波探査結果として得られる S 波速度構造、および電気探査結果として得られる比抵抗構造をおのおの分析して、堤体内部の土質構造を推定していた。今回は S 波速度と比抵抗の相関関係を解析的に求め、2つの異なる断面の物性値をクロスプロットして、堤体内部の土質構造を客観的に推定するクロスプロット解析を実施した。

#### 4.1.1 物理探査概要

##### (1) 庄内川右岸堤防 23km 地点

表面波探査は、堤防天端と川裏側小段において、堤防の縦断方向にそれぞれ測線長 50m 測線を設定した。測定仕様として、受振点間隔は 1m、起振点間隔は 2m とし、起振方法はかけやによる打撃とした。

電気探査は、堤防天端と川裏側小段において堤防の縦断方向にそれぞれ測線長 50m 測線を設定し、川裏側法面において堤防の横断方向に測線長 20m の測線を設定した。測定仕様として、縦断測線は電極間隔 1m、探査深度は 15m とした。

物理探査結果として、表面波探査の結果から S 波速度断面図、電気探査の結果から比抵抗断面図を作成し、クロスプロット解析を実施して堤体内部の土質構造を推定した。

##### (2) 矢田川背割堤防 22km 付近

表面波探査は、堤防天端と矢田川側小段において堤防の縦断方向にそれぞれ測線長 50m 測線を設定した。測定仕様として、受振点間隔は 1m、起振点間隔は 2m とし、起振方法はかけやによる打撃とした。

電気探査は、堤防天端と矢田川側小段において堤防の縦断方向にそれぞれ測線長 50m 測線を設定し、矢田川側小段部端部を始点として庄内川側法面までの堤防の横断方向に測線長 32m の測線を設定した。測定仕様として、縦断測線は電極間隔 1m、探査深度は 15m とした。

物理探査結果として、表面波探査の結果から S 波速度断面図、電気探査の結果から比抵抗断面図を作成し、クロスプロット解析を実施して堤体内部の土質構造を推定した。

## 4.1.2 物理探査結果

### (1) 庄内川右岸堤防 23km 地点

以下に堤防天端と川裏側小段における探査結果について述べる。堤防天端の表面波探査の結果、電気探査の結果およびクロスプロット解析結果を図 4.1.1、川裏側小段の表面波探査の結果、電気探査の結果およびクロスプロット解析結果を図 4.1.2 に示す。

#### ○堤防天端（天端測線）

既往資料より、堤体－基礎地盤の境界を深度 5.9m、地下水位を深度 6.4m 付近とした。

#### <表面波探査結果：図 4.1.1 上図>

地表付近から深度 2m 付近まで、周囲と比較して S 波速度が速い（200～250m/s 程度）ゾーンが帯状に認められる。この部分は地表部付近の締め固められた箇所と相当すると推定される。

起点から距離程 34m 付近の深度 2～4m 付近に、周囲と比較して S 波速度が遅い（110～160m/s 程度）ゾーンが認められる。この部分以深では S 波速度は 180～220m/s となっている。

距離程 34m 付近から測線終点にかけては、深度 2m 以深で S 波速度がやや遅い（150～170 m/s 程度）ゾーンが認められる。

#### <電気探査結果：図 4.1.1 中図>

起点から距離程 36m 付近の深度 4m 程度より浅い部分に、局所的に比抵抗値が高いゾーンが点在している。これは堤体内の土質や含水、締め固めの違い等によるものと推定される

距離程 36m 付近から測線終点における堤体部は、測線前半と比較して全体に比抵抗がやや低い。深度 6m 付近以深については、地下水位以下であることから相対的にやや低い比抵抗値を示し、場所（距離程）による変化が乏しい。

#### <クロスプロット解析結果：図 4.1.1 下図>

- ・ 閾値の設定（S 波速度）：表面波探査結果において、深度 2～4m 付近や距離程 34m 以降などの S 波速度の遅い部分では、概ね 160～170m/s 未満であることから、閾値は 165m/s とした。  
165m/s 以上＝締まった(固い)地盤，165m/s 以下＝緩い(軟らかい)地盤と区分
- ・ 閾値の設定（比抵抗）：電気探査結果において、堤体内の局所的な高比抵抗ゾーンにおける比抵抗値は概ね 500 Ω・m 以上であり、測線終点付近の相対的に比抵抗がやや低いゾーンの比抵抗値は概ね 400 Ω・m 程度以下であることから、閾値は 450 Ω・m とした。  
450 Ω・m 以上＝砂質土，450 Ω・m 以下＝粘性土と区分
- ・ クロスプロット解析の結果、堤体は距離程 30m 付近までが緩い砂質土と締まった砂質土で構成され、距離程 30m 以降は軟らかい粘性土および固い粘性土で構成されていると推定される。基礎地盤は概ね固い粘性土で構成されていると推定される。

○川裏側小段（川裏側小段測線）

既往資料より，堤体－基礎地盤の境界を深度 3.8m，地下水位を深度 4m 付近とした。

<表面波探査結果：図 4.1.2 上図>

深度 3.8m 以浅の堤体部の S 波速度は 110～160m/s 程度であり，全体に変化が乏しい。

深度 3.8m 以深の基礎地盤では，深度 7～8m 付近までは堤体とほぼ同様の S 波速度 110～160m/s 程度である。

深度 7～8m 付近以深では，S 波速度は 200～230m/s に増加している。

<電気探査結果：図 4.1.2 中図>

深度 2m 付近以浅は，全体に高比抵抗ゾーンとなっている。

深度 4m 付近以深（地下水位以下）では，地下水の比抵抗を反映して全体に低比抵抗となっている。

天端測線の解析結果と比較すると，地下水位以深の比抵抗値が低い傾向にある。

<クロスプロット解析結果：図 4.1.2 下図>

電気探査結果より，地下水位以下では地下水の比抵抗を反映し，全体に低比抵抗で変化が少ないことから，地下水位以浅は S 波速度と比抵抗を用いてクロスプロット解析を実施して，土質の推定をおこない，地下水位以下については S 波速度のみで土質の推定を行うこととした。

- ・ 閾値の設定（S 波速度）：表面波探査結果において，深度 8m 付近以深の S 波速度の速い部分は概ね 200m/s 以上，堤体部の S 波速度は概ね 160m/s 以下であることから，天端測線と同様に閾値を 165m/s とした。

地下水位以浅：165m/s以上＝締まった(固い)地盤，165m/s以下＝緩い(軟らかい)地盤と区分

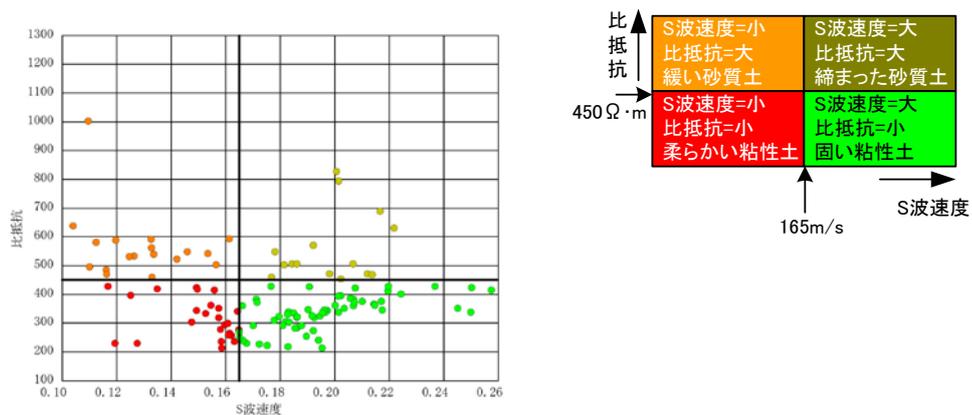
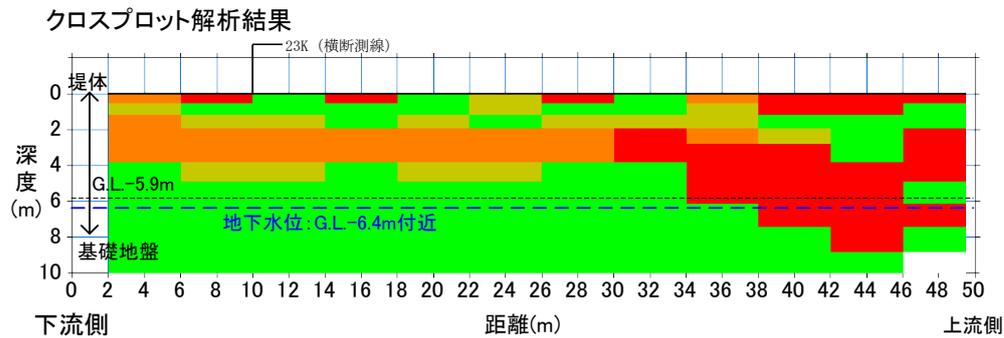
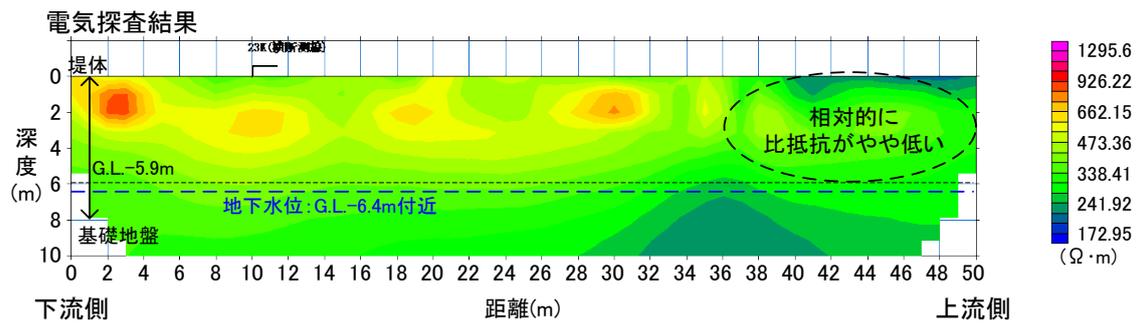
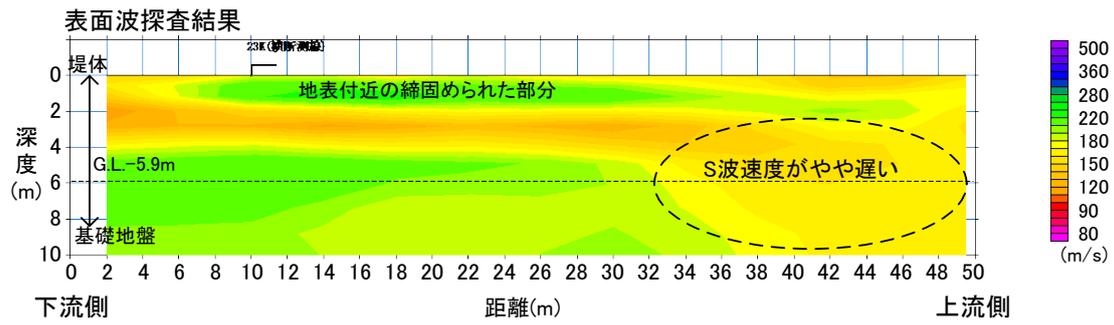
地下水位以深：165m/s以上＝砂質土，165m/s以下＝粘性土地盤と区分

- ・ 閾値の設定（比抵抗）：電気探査結果において，堤体内の深度 2m 付近以浅に認められる高比抵抗ゾーンの比抵抗値が概ね 600  $\Omega \cdot m$  以上，これ以深で地下水位（深度 4m 付近）までの比抵抗値が概ね 450  $\Omega \cdot m$  程度以下であることから，地下水位以浅の閾値は天端測線と同様に 450  $\Omega \cdot m$  とした。

地下水位以浅：450  $\Omega \cdot m$ 以上＝砂質土，450  $\Omega \cdot m$ 以下＝粘性土と区分

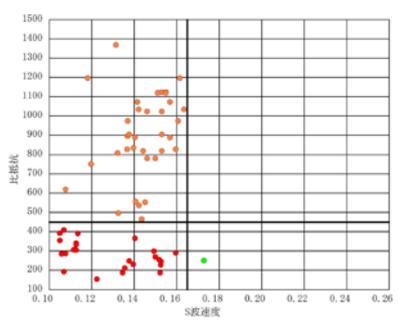
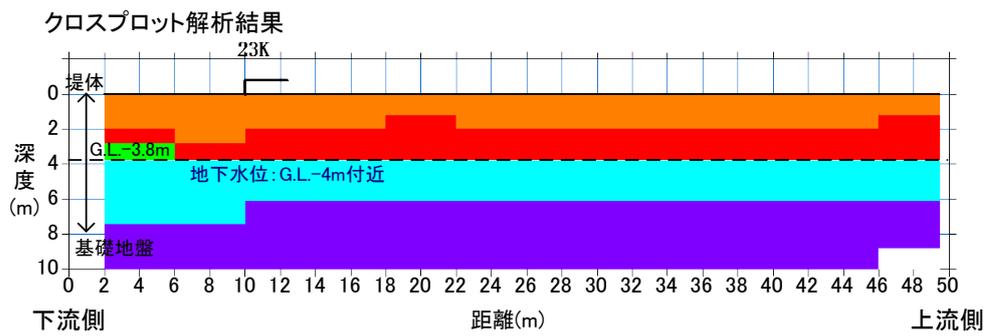
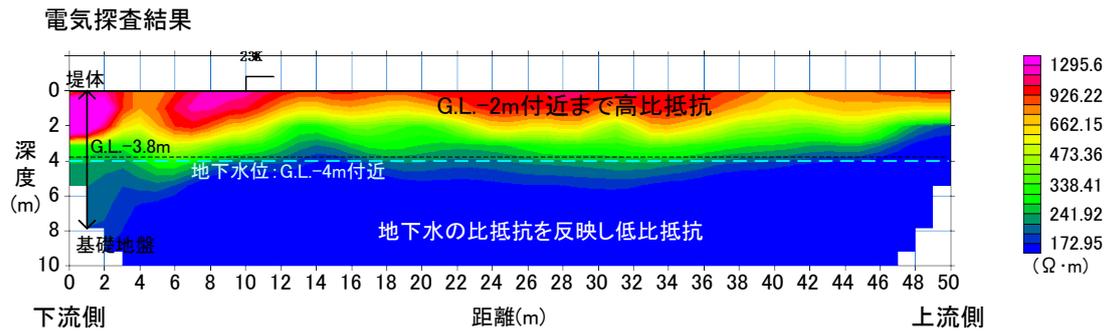
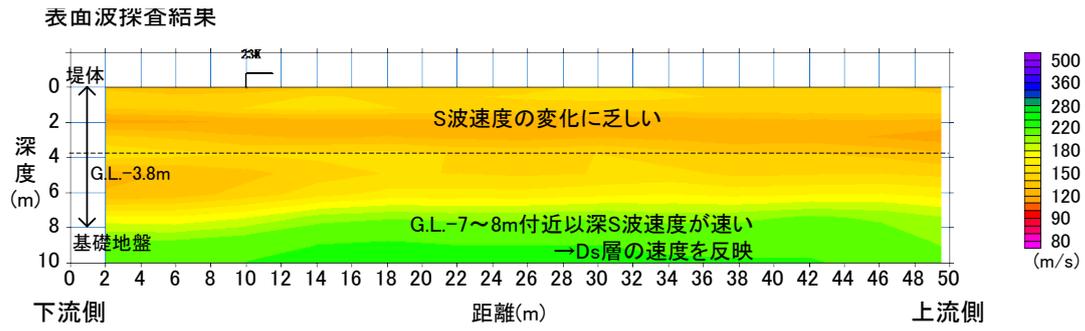
- ・ クロスプロット解析の結果，堤体は深度 2～3m 付近までは緩い砂質土，それ以深は軟らかい粘性土で構成されていると推定される。

基礎地盤は深度 6～7m 付近までは粘性土，それ以深は砂質土で構成されていると推定される。

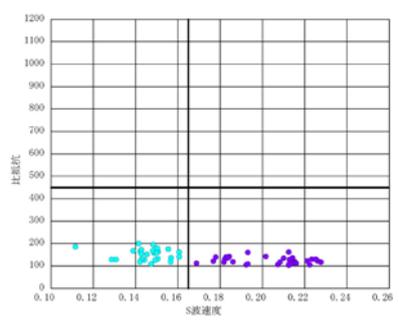


クロスプロット解析図

図 4.1.1 天端測線における探査結果



クロスプロット解析図  
(地下水水位以浅: 堤体)



クロスプロット解析図  
(地下水水位以深: 基礎地盤)

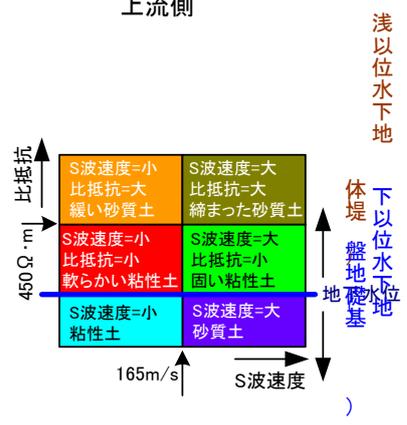


図 4.1.2 川裏側小段測線におけるクロスプロット結果

## (2) 矢田川背割堤防 22km 付近

以下に堤防天端と矢田川側小段における探査結果について述べる。堤防天端の表面波探査の結果、電気探査の結果およびクロスプロット解析結果を図 4.1.3、矢田川側小段の表面波探査の結果、電気探査の結果およびクロスプロット解析結果を図 4.1.4 に示す。

### ○堤防天端（天端測線）

地下水位観測結果より、地下水位を深度 7.1m 付近とした。

#### <表面波探査結果：図 4.1.3 上図>

地表付近～深度 2m 付近まで、S 波速度が速い（190～210m/s 程度）ゾーンが帯状に認められる。この部分は地表部付近の締固められた箇所と相当すると推定される。

深度 2m～7m 付近まで、S 波速度が遅い（150～170m/s 程度）ゾーンが帯状に認められる。この部分以深では S 波速度は 170～280m/s となっている。

始点～距離程 18m 付近では、深度 7m～12m にかけて S 波速度が遅い（150～170 m/s 程度）ゾーンが認められ、距離程とともに厚さが薄くなっている。

#### <電気探査結果：図 4.1.3 中図>

地表付近～深度 2m 付近まで、比抵抗値が低い（250～450ohm・m 程度）ゾーンが帯状に認められる。この部分は地表部付近の締固められた箇所と一致する。

深度 2m～7m 付近まで、比抵抗値が高い（500～900ohm・m 程度）ゾーンが帯状に認められる。

始点～距離程 18m 付近では、深度 2m～12m にかけて比抵抗が高い（600～900ohm・m 程度）ゾーンが認められ、距離程とともに厚さが薄くなっている。

距離程 18m 付近～終点までの深度 7m 付近以深については、地下水位以下であることから、低い比抵抗値（250～450ohm・m 程度）を示している。

#### <クロスプロット解析結果：図 4.1.3 下図>

- ・ 閾値の設定（S 波速度）：表面波探査結果において、深度 2～7m 付近や始点～距離程 18m までの深度 7m～12m 付近の S 波速度の遅い部分では、S 波速度が概ね 150～170m/s 程度であることから、閾値は 165m/s とした。

165m/s 以上＝締まった(固い)地盤、165m/s 以下＝緩い(軟らかい)地盤と区分

- ・ 閾値の設定（比抵抗）：電気探査結果において、深度 2～7m 付近や始点～距離程 18m までの深度 2m～12m 付近の比抵抗値の高い部分では、比抵抗値が概ね 450Ω・m 程度以上であり、地表付近～深度 2m 付近までと地下水位以深の比抵抗が低い部分では、比抵抗値が概ね 450Ω・m 程度以下であることから、閾値は 450Ω・m とした。

450Ω・m 以上＝砂質土、450Ω・m 以下＝粘性土と区分

なお、地表付近の土質は、粘性土混じり砂質土であることを掘削時に確認している。

- ・ クロスプロット解析の結果、地表から 2m 程度までは固い粘性土（粘性土混じり砂質土）、深度 2m～4m 程度までは締まった砂質土、深度 4m～7m 程度までと始点～距離程 8m の深度 10m～12m 付近は緩い砂質土、深度 7m 以深は締まった砂質土と固い粘性土で構成されていると推定される。始点～距離程 18m 付近の深度 2m～12m 程度までは緩い砂質土が厚く分布していると推定される。締まった砂質土（固い粘性土を含む）で構成される基礎地盤と、固い粘性土混じり砂質土で構成されている堤体の間に、緩い砂質土が堆積している構造であると推定される。

○矢田川側小段（矢田川側小段測線）

地下水位観測結果より、地下水位を深度 3.2m 付近とした。

<表面波探査結果：図 4.1.4 上図>

地表付近～深度 6m 付近までは、S 波速度が遅い（110～180m/s 程度）。

深度 6m 以深は、S 波速度が速い（180～290m/s 程度）。

<電気探査結果：図 4.1.4 中図>

地表付近～深度 3m 付近までは、比抵抗値が高い（500～2000ohm・m 程度）。特に、距離程 2m～16m 付近に、比抵抗値が非常に高い（1000ohm・m 以上）ゾーンが認められる。

深度 3m 以深は、比抵抗値が低く（50～450ohm・m 程度）になっており、測線の中央付近は 100ohm・m 以下となっている。

始点～終点までの深度 3m 付近以深については、地下水位以下であることから、低い比抵抗値（50～450ohm・m 程度）となっている。

<クロスプロット解析結果：図 4.1.4 下図>

・ 閾値の設定（S 波速度）

表面波探査結果において、地表～深度 6m 付近までの S 波速度の遅い部分では、S 波速度が概ね 110～180m/s 程度であることから、閾値は 165m/s とした。

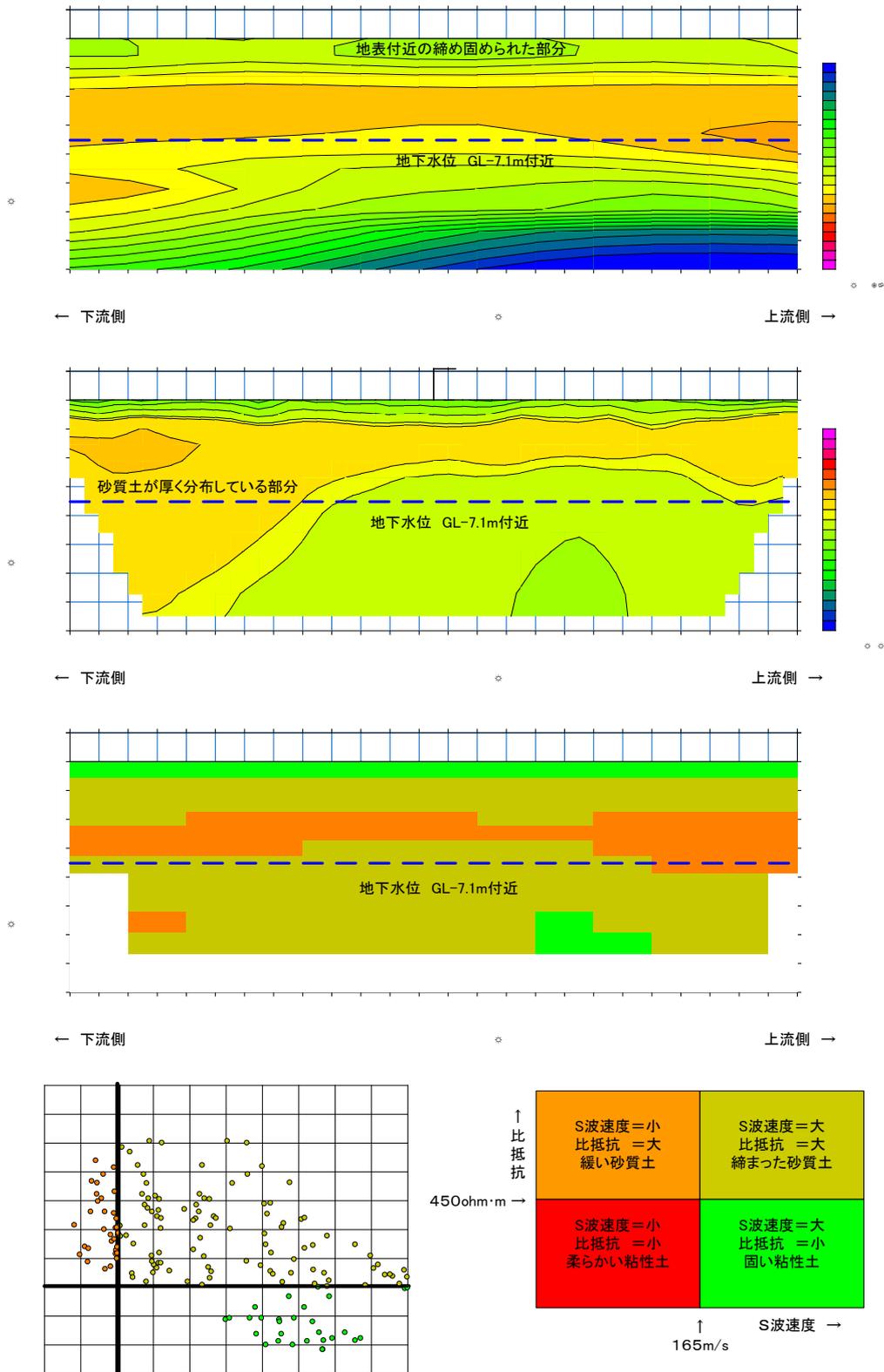
165m/s以上＝締まった(固い)地盤、165m/s以下＝緩い(軟らかい)地盤と区分

・ 閾値の設定（比抵抗）

電気探査結果において、地表～深度 3m 付近の比抵抗値の高い部分では、比抵抗値が概ね 450 Ω・m 程度以上であり、深度 3m 付近の地下水位以深の比抵抗が低い部分では、比抵抗値が概ね 450 Ω・m 程度以下であることから、閾値は 450 Ω・m とした。

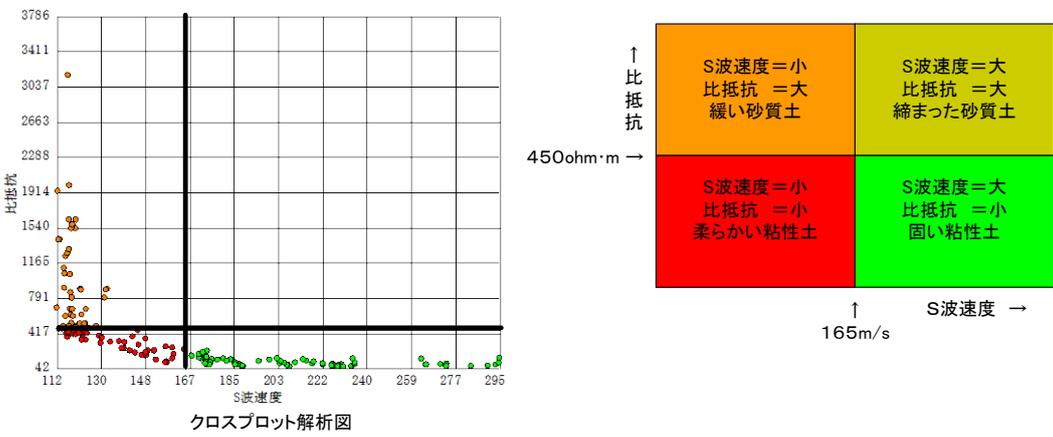
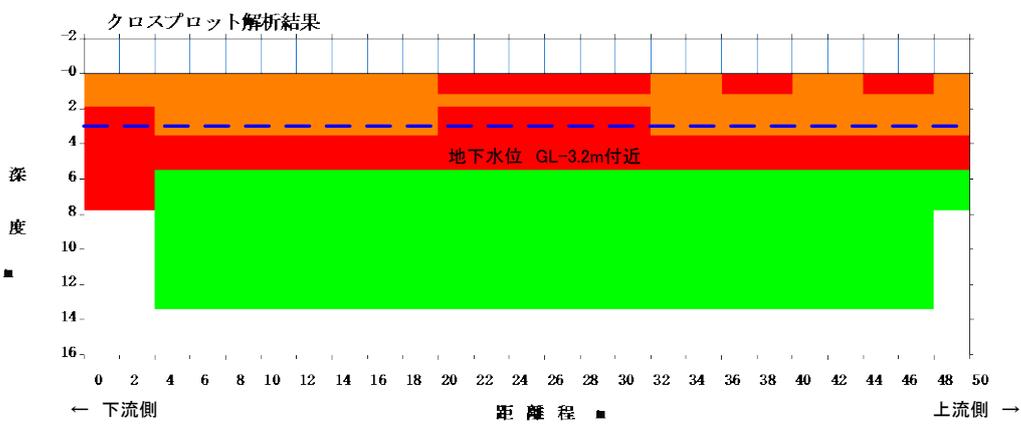
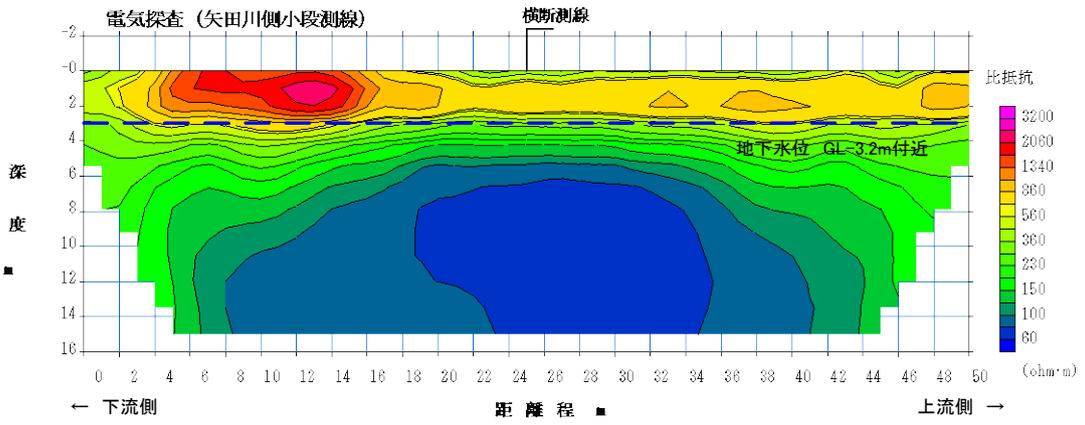
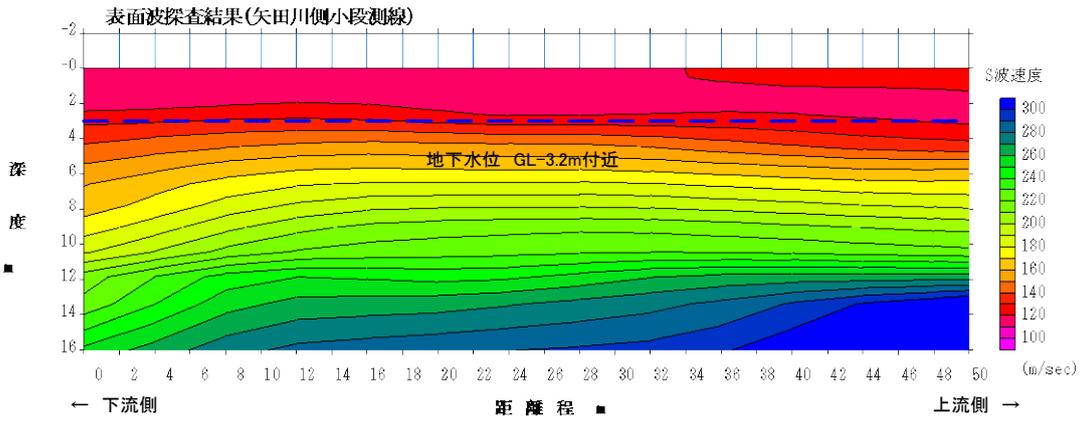
450 Ω・m以上＝砂質土、450 Ω・m以下＝粘性土と区分

- ・ クロスプロット解析の結果、地表から 4m 程度までは緩い砂質土（砂礫を含む）、深度 4m～6m 程度までは柔らかい粘性土（水分を含んだ砂質土を含む）、深度 6m 以深は固い粘性土で構成されていると推定される。基礎地盤は固い粘性土で構成され、その上に緩い砂質土が堆積している構造であると推定される。



クロスプロット解析図

図 4.1.3 天端測線における探査結果



4.1.4 矢田川側小段測線における探査結果

### 4.1.3 堤体内構造の推定

#### (1) 庄内川右岸堤防 23km 地点

物理探査結果をもとに推定した堤体内構造を以下にまとめる。

##### ・堤防天端

距離程 30m 付近までの堤体は砂質土が主体で、30m 付近以降は粘性土が主体と推定される。基礎地盤は概ね粘性土と推定される。

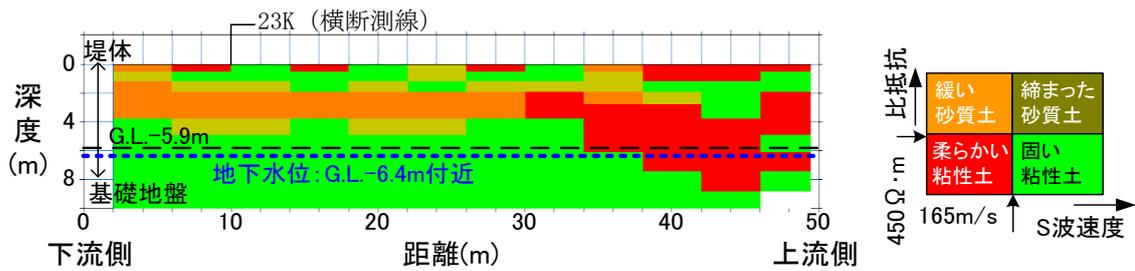


図 4.1.5 天端測線におけるクロスプロット結果

##### ・川裏側小段

堤体は深度 2m 付近まで緩い砂質土、深度 2m 以深は柔らかい粘性土を主体とする推定される。基礎地盤は深度 8m 付近までは粘性土、深度 8m 以深は砂質土と推定される。

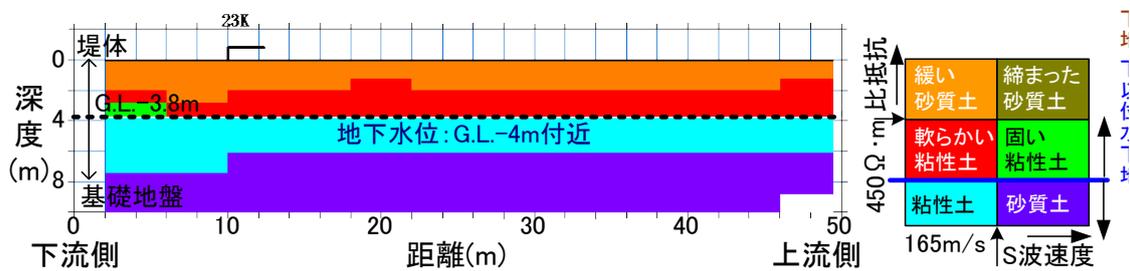


図 4.1.6 川裏側小段測線におけるクロスプロット結果

## (2) 矢田川背割堤防 22km 付近

物理探査結果をもとに推定した堤体内構造を以下にまとめる。

### ・堤防天端

地表から 2m 程度までは固い粘性土（粘性土混じり砂質土），深度 2m～4m 程度までは締まった砂質土，深度 4m～7m 程度までと始点～距離程 8m の深度 10m～12m 付近は緩い砂質土，深度 7m 以深は締まった砂質土と固い粘性土で構成されていると推定される。始点～距離程 18m 付近の深度 2m～12m 程度までは緩い砂質土が厚く分布していると推定される。締まった砂質土（固い粘性土を含む）で構成されている基礎地盤と，固い粘性土混じり砂質土で構成される堤体の間に，緩い砂質土が堆積している構造であると推定される。

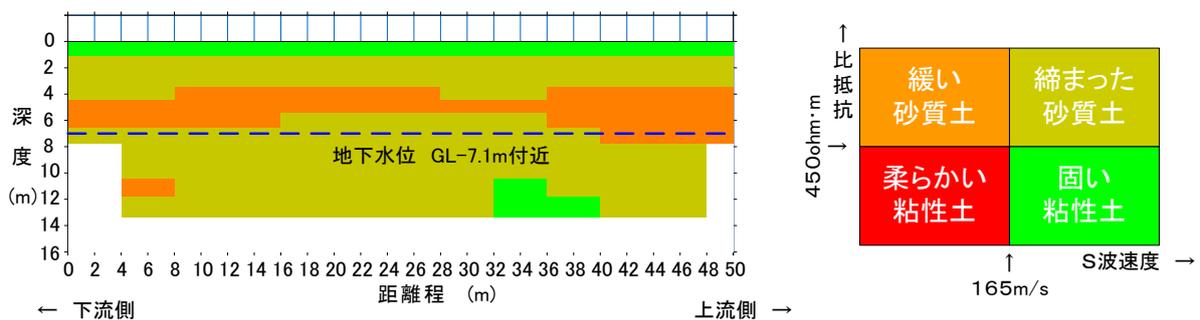


図 4.1.7 天端測線におけるクロスプロット結果

### ・矢田川側小段

地表から 4m 程度までは緩い砂質土（砂礫，粘性土を含む），深度 4m～6m 程度までは柔らかい粘性土（水分を含んだ砂質土を含む），深度 6m 以深は固い粘性土で構成されていると推定される。基礎地盤は固い粘性土で構成され，その上に緩い砂質土が堆積している構造であると推定される。

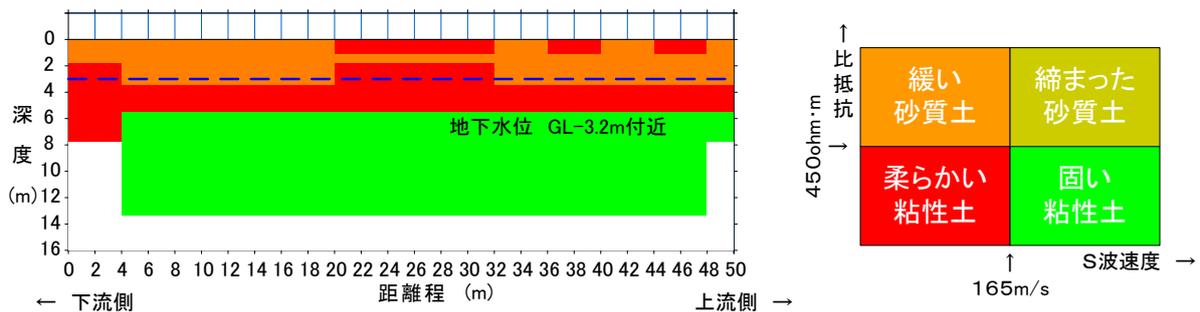


図 4.1.8 矢田川側小段測線におけるクロスプロット結果

#### 4.2.3 物理探査手法の適応性と課題

物理探査手法の堤体断面調査への適応性を検討することを目的として、庄内川右岸堤防 23k 地点（平成 21 年度実施）、矢田川背割堤防 22km 付近（平成 23 年度実施）において、表面波探査と電気探査を実施した。

以下に物理探査手法（表面波探査，電気探査）の堤体断面探査への適用性と課題をまとめる。

- ・庄内川右岸堤防および矢田川背割堤防は比較的単純な構造であり，物理探査手法のみで堤体内部の構造を把握することができたことから，今回と同等の条件では物理探査手法の適応性は高いといえる。
- ・表面波探査と比抵抗探査を併用して，2つの物性値（S 波速度，比抵抗）を用いたクロスプロット解析を実施することにより，地盤の強度と土質の違い（飽和・不飽和状態の違い）を組み合わせて表現することが可能となり，堤体内部の構造を客観的に把握することができた。
- ・今後の課題としては，物理探査結果（クロスプロット）と既往資料や小型貫入試験結果を組合わせた総合的な解釈方法の構築が必要であり，適切な調査計画の立案と探査効率の向上も調査を実施する上で検討が必要な課題である。
- ・今回のような適用事例を数多く集めることによって，堤体の内部構造を的確に把握することが可能となり，対策範囲の決定や堤体弱部の抽出などに活用し，物理探査手法の適用範囲を広げていきたい。

## 4.2 土中の圧縮空気可視化システムの実堤防への適応性

平成 21 年に実施した浸潤線と圧縮空気のモニタリング技術開発成果である、土中の圧縮空気可視化システム（比抵抗モニタリングシステム）の実堤防への適応性を検討することを目的として、庄内川右岸堤防 23k 地点（平成 21 年度実施）において、簡易散水実験を実施した。

### 4.2.1 実験概要

簡易散水実験の概要を以下にまとめる。

- ・比抵抗モニタリング：散水実験 川裏側法面 横断方向 1 測線 延長 20 m
- ・計測時間：散水 20 分前～散水停止（1 時間 30 分）、散水停止～3 時間
- ・実施数量：実施数量を表 4.2.1 に示す。

表 4.2.1 試験数量

測定内容	測線数	測線長	電極間隔	電極数
比抵抗モニタリング	1	20m	50cm	38

散水実験における比抵抗モニタリングの電極配置を、図 4.2.1 に示す。

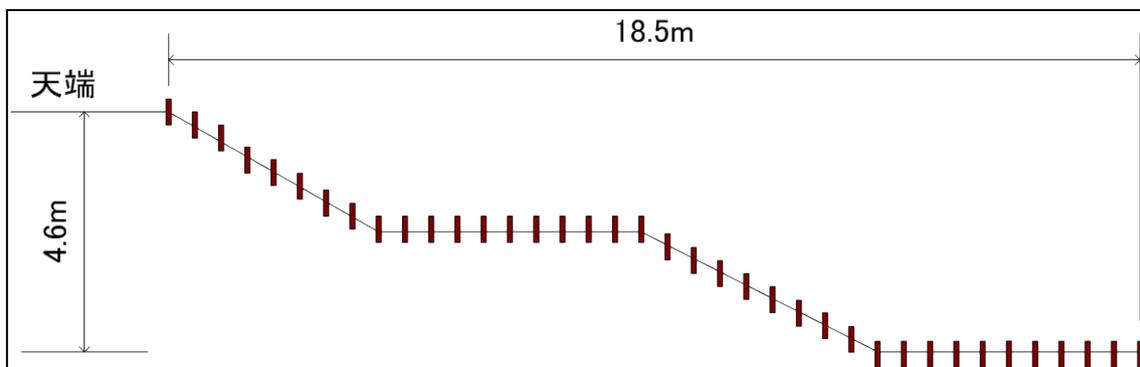


図 4.2.1 比抵抗モニタリングの電極配置  
測線長 20m（水平距離：18.5m）、測定電極数 38 個

上記の測線において、散水 20 分前から散水停止までの 1 時間 30 分の間、および散水停止後～3 時間の間、2 極法（比抵抗影像法）による電気探査を 4 分毎に繰り返し行い、比抵抗変化をモニタリングした。

散水実験のタイムスケジュールを表 4.2.2 に示す。

表 4.2.2 タイムスケジュール

時間	試験内容
9 : 30	測定、電極、電極ケーブル設置、システム接続
10 : 30	比抵抗モニタリング開始
10 : 51	散水開始
11 : 51	散水停止
11 : 57	固定位置散水開始（小段）
12 : 07	散水停止
15 : 07	比抵抗モニタリング停止
15 : 10	撤収作業

簡易散水実験（比抵抗モニタリング）の手順を以下に記す。

- ① 測定  
測定電極の設置位置を巻尺などで基準点から測定。
- ② 測定電極の設置  
測定位置に電極を設置。
- ③ 電極ケーブル接続  
電極と電極ケーブルを接続し、比抵抗モニタリングシステムに接続。
- ④ 遠電極の設置  
遠電極と電極ケーブルを接続し、比抵抗モニタリングシステムに接続。
- ⑤ 導通確認  
各電極の導通をテスターで確認。
- ⑥ 比抵抗モニタリングの開始  
比抵抗モニタリングシステムを稼動し、比抵抗測定を開始。  
比抵抗測定を 4 分毎に繰り返し実施した。
- ⑦ 散水  
河川水を水中ポンプでくみ上げ、ホースを使用してモニタリング測線に散水した。  
測線への散水は 1 時間実施し、固定位置（小段）で 10 分間散水を行った。
- ⑧ 浸透  
散水後、水の浸透状況を確認するため、比抵抗測定を 3 時間実施した。
- ⑨ 比抵抗モニタリングの停止
- ⑩ 撤収

○計測システムの仕様

比抵抗モニタリングシステムの概観図を図 4.2.2 に、システムの仕様を、表 4.2.3 にそれぞれ示す。

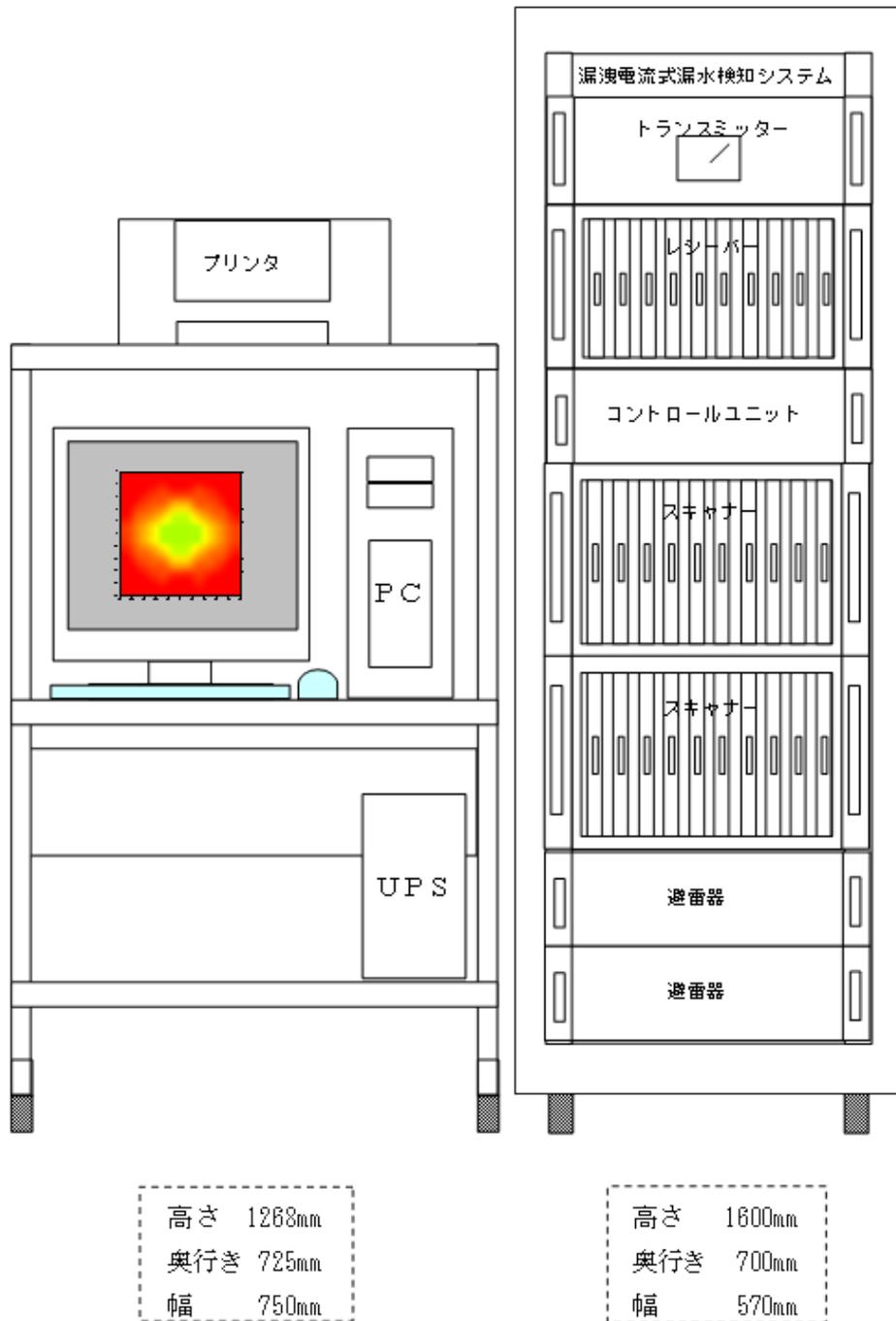


図 4.2.2 計測システムの外観

設置面積：奥行き 1.0m×幅 1.5m

表 4.2.3(1) <比抵抗モニタリングシステム仕様>

○電気探査装置仕様		
トランスミッター ユニット	最大電圧	±200V (400Vp-p)
	電流	最大 100mA (自動設定)
	通電周期	400~8000msec (1msec 単位任意設定可能)
	制御部	Renesas H8S
	通信インターフェース	RS-485
	電源入力	AC85~264V
	電源出力	DC12V・13A (レシーバーユニットへ供給)
	外形寸法	(W)482.5×(H)132.5×(D)480mm
レシーバー ユニット	入力インピーダンス	9.4MΩ
	入力成分数	20ch (20ch 同時測定可)
	入力電圧範囲	±10V
	制御部	Renesas H8S
	通信インターフェース	RS-485
	電源入力	DC12V
	外形寸法	(W)482.5×(H)177×(D)500mm
避雷器ユニット (信号線用)	回路数	47 (1ユニット)
	保護素子	バリスタ、アレスタ、ヒューズ
	外形寸法	(W)482.5×(H)132.5×(D)480mm
○システムラック仕様		
規格	19 インチ EIA	
材質	アルミ	
外形寸法	(W)570×(H)1850×(D)700mm	
○パーソナルコンピュータ部仕様		
PC 部	OS	Windows XP
	メモリ	256MB 以上
○ディスプレイ	液晶 17 インチ	
○プリンタ	カラーインクジェットプリンタ	
○無停電電源 (UPS) 仕様		
入力	入力電圧、周波数	AC100V、50/60Hz (自動切換)
出力	出力電圧、周波数	AC100V、50/60Hz±0.1
	最大出力容量	1500VA

表 4.2.3(2) <比抵抗モニタリングシステム仕様>

○電極切換装置仕様		
スキャナー コントロール ユニット	制御部	Renesas H8S
	通信インターフェース	RS-485×4 RS232C×1
	表示器	モノクロ LCD
	電源入力	AC85~264V
	電源出力	DC12V・13A (スキャナーユニットへ供給)
	外形寸法	(W)482.5×(H)132.5×(D)480mm
スキャナー ユニット	電極数	1 ユニット最大 200 極 (20 極単位で設定可)
	切換素子	電流極：メカニカルリレー 電位極：フォトモスリレー
	制御部	Renesas H8S
	通信インターフェース	RS-485
	電源入力	DC12V
	外形寸法	(W)482.5×(H)221.5×(D)600mm
避雷器ユニット (電極用)	回路数	120 (1 ユニット)
	保護素子	バリスタ、アレスタ、ヒューズ
	外形寸法	(W)482.5×(H)132.5×(D)480mm
避雷器ユニット (信号線用)	回路数	47 (1 ユニット)
	保護素子	バリスタ、アレスタ、ヒューズ
	外形寸法	(W)482.5×(H)132.5×(D)480mm



図 4.2.3 散水実験状況 (左：比抵抗モニタリング測線、右：散水状況)

#### 4.2.2 実験結果

比抵抗モニタリングの測定データから見かけ比抵抗変化率を算出し、見かけ比抵抗変化率断面を作成した。見かけ比抵抗変化率の算出式（4.3.1）を以下に示す。

$$\text{変化率 (\%)} = \frac{\text{測定データ} - \text{基準データ}}{\text{基準データ}} \times 100 \quad (4.3.1)$$

##### (1) 散水前の測定データを基準データとした場合の見かけ比抵抗変化率

散水前の測定データ（10：31）の見かけ比抵抗断面を、図 4.2.4 に示す。

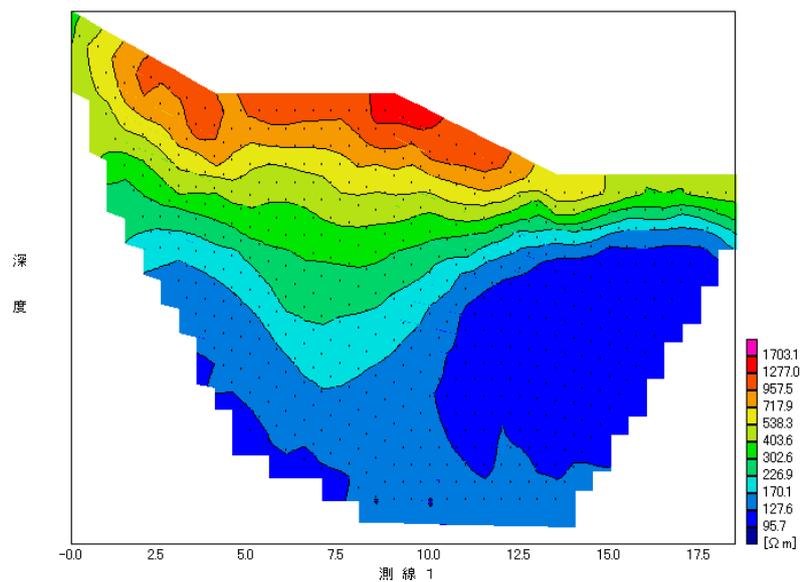
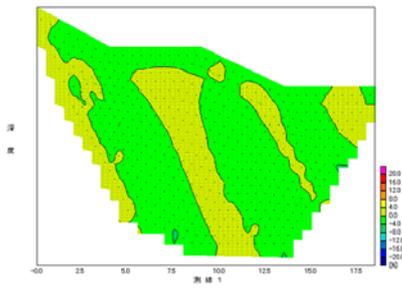


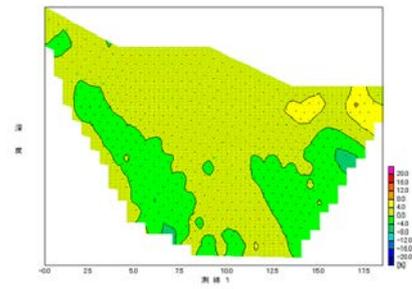
図 4.2.4 散水前の測定データ（10：31）の見かけ比抵抗断面

散水前の測定データ（10：31）基準として算出した見かけ比抵抗変化率断面の経過時間変化を、図 4.4.5～4.4.7 に示す。

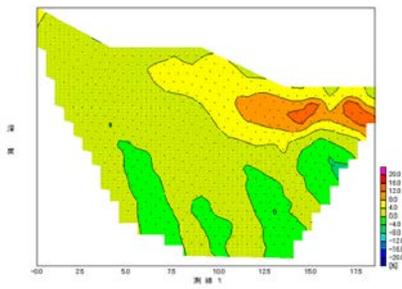
なお、見かけ比抵抗変化率断面では、寒色（青色）系は見かけ比抵抗値が減少する変化を示し、暖色（赤）系は見かけ比抵抗値が増加する変化を示している。



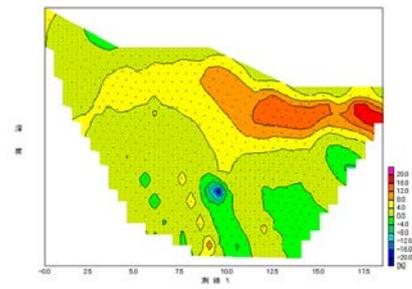
10 : 47 - 10 : 31



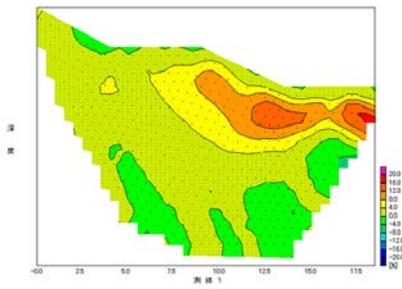
10 : 51 - 10 : 31  
散水開始



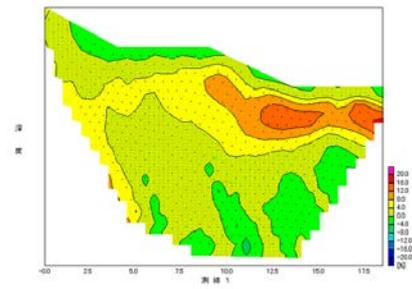
10 : 55 - 10 : 31



11 : 00 - 10 : 31



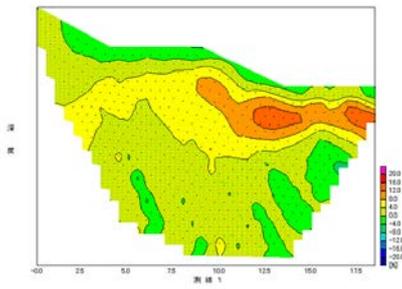
11 : 04 - 10 : 31



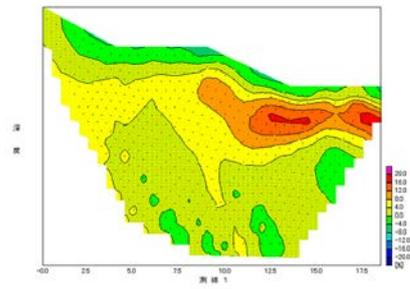
11 : 08 - 10 : 31

図 4.2.5 見かけ比抵抗変化率断面 (散水前の測定データを基準データとした場合)

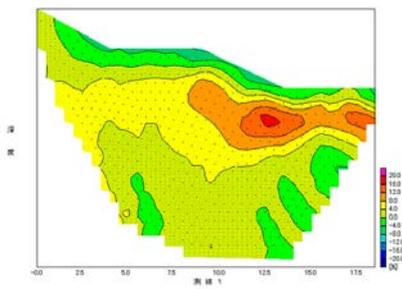
散水開始直後から法尻付近に比抵抗が増加する範囲が現れ、時間とともにその範囲が天端の方へ広がっていることがわかる。



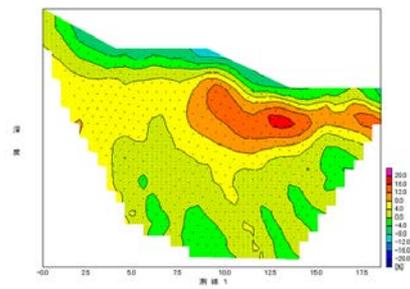
11 : 12 — 10 : 31



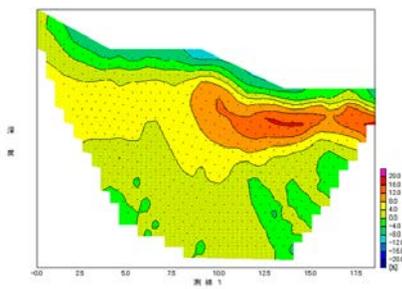
11 : 16 — 10 : 31



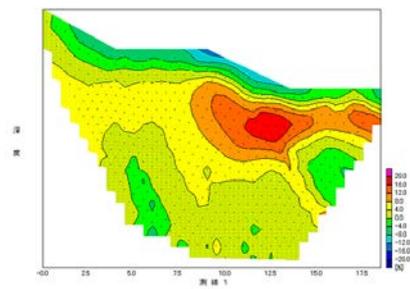
11 : 20 — 10 : 31



11 : 24 — 10 : 31



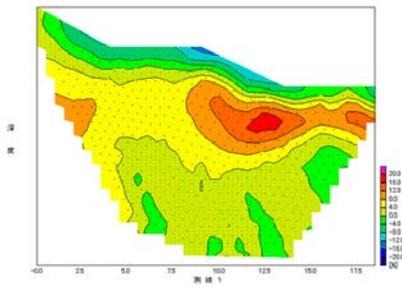
11 : 28 — 10 : 31



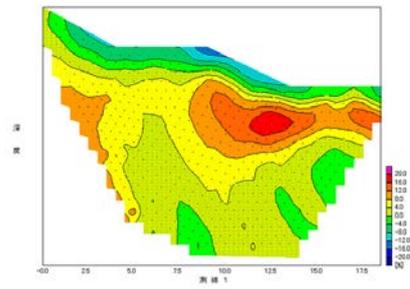
11 : 32 — 10 : 31

図 4.2.6 見かけ比抵抗変化率断面（散水前の測定データを基準データとした場合）

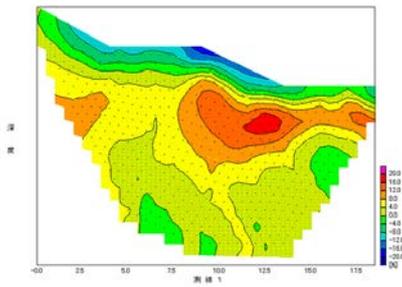
時間とともに表層の比抵抗が低下しており、その下に比抵抗が増加している層があることがわかる。



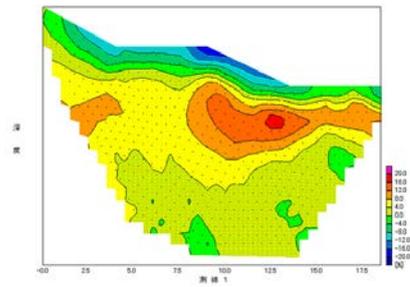
11 : 36 — 10 : 31



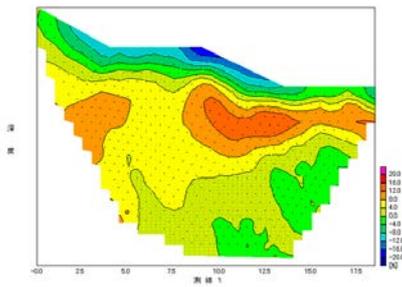
11 : 40 — 10 : 31



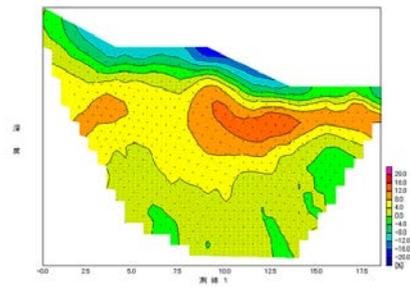
11 : 57 — 10 : 31  
固定位置散水開始



12 : 01 — 10 : 31



12 : 05 — 10 : 31



12 : 09 — 10 : 31  
固定位置散水停止

図 4.2.7 見かけ比抵抗変化率断面（散水前の測定データを基準データとした場合）

散水により、表層の比抵抗が低下する状況が明瞭にわかる。

(2)散水後の測定データを基準データとした場合の見かけ比抵抗変化率

散水後の測定データ（12：09）の見かけ比抵抗断面を、図 4.2.8 に示す。

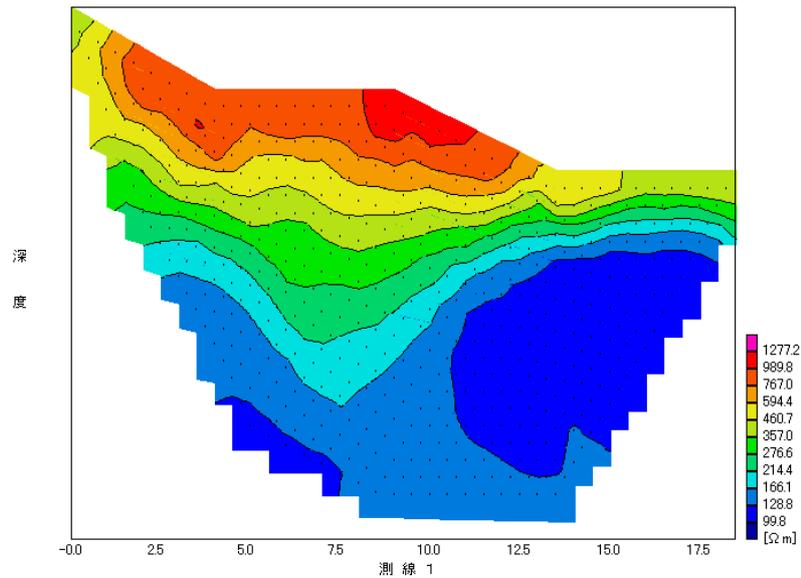
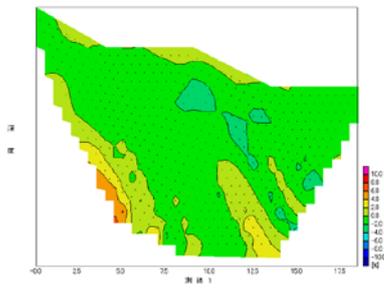
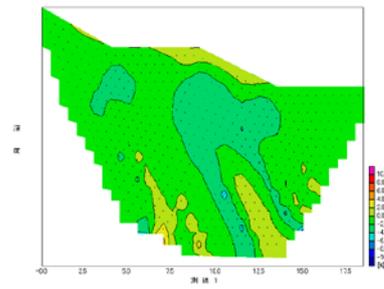


図 4.2.8 散水後の測定データ（12：09）の見かけ比抵抗断面

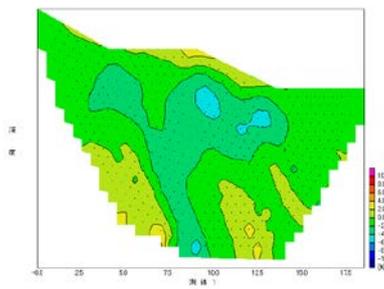
散水後の測定データ（12：09）を基準として算出した見かけ比抵抗変化率断面の経過時間変化を、図 4.2.9～4.2.10 に示す。



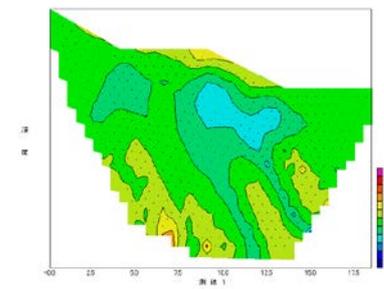
12 : 30 — 12 : 09



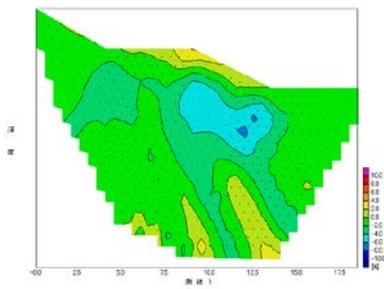
12 : 50 — 12 : 09



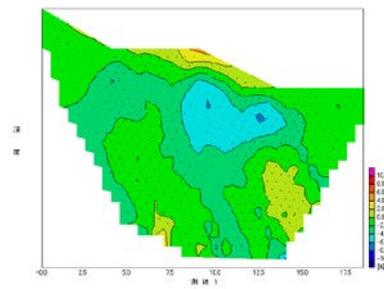
13 : 11 — 12 : 09



13 : 30 — 12 : 09



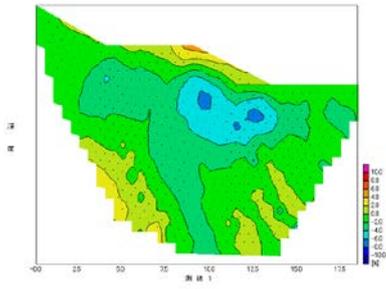
13 : 51 — 12 : 09



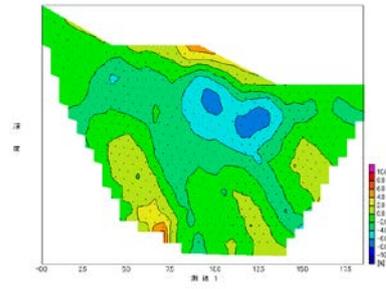
14 : 11 — 12 : 09

図 4.2.9 見かけ比抵抗変化率断面（散水後の測定データを基準データとした場合）

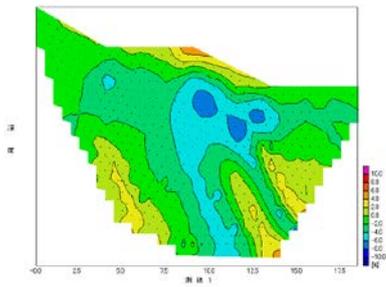
小段付近の表層の比抵抗が徐々に増加しており、その下に比抵抗が低下する層があることがわかる。



14 : 32 — 12 : 09



14 : 52 — 12 : 09



15 : 08 — 12 : 09

図 4.2.10 見かけ比抵抗変化率断面（散水後の測定データを基準データとした場合）

小段付近の表層の比抵抗が明瞭に増加しており、その下の層では比抵抗が明瞭に低下していることがわかる。

#### 4.2.3 まとめ

土中の圧縮空気可視化システム（比抵抗モニタリングシステム）の実堤防への適応性を検討することを目的として、庄内川右岸堤防 23k 地点（平成 21 年度実施）において、簡易散水実験を実施した。

以下に、土中の圧縮空気可視化システム（比抵抗モニタリングシステム）の実堤防への適応性をまとめる。

##### (1) 散水前から散水後までの比抵抗モニタリング

- ・散水により表層の比抵抗が減少する状況を明瞭に捉えた。
- ・散水開始直後から法尻付近に比抵抗が増加する層が現れ、時間とともに天端方向へ拡大した。
- ・散水による地盤内の空気層の移動状況を捉えている可能性があることがわかった。
- ・上記結果は堤防模型実験(豊浦標準砂)での結果と調和的である。

##### (2) 散水後の比抵抗モニタリング

- ・表層が乾燥（表層の水分が地盤内に浸透）することにより、比抵抗が増加する状況を明瞭に捉えた。
- ・表層から浸透した水分により比抵抗が減少する層（範囲）があり、地盤内の水分の移動を捉えている可能性があることがわかった。

◎堤防で比抵抗モニタリングを行うことで、堤防内部の水の浸透状況（空気の移動を含む）を可視化できる可能性があることがわかった。

◎今後、土壌水分計（土壌水分）や間隙水圧計（水圧・空気圧）等の計測データと比較・検証を行い、より定量的な評価を行う必要がある。

◎実際の降雨時や堤体構造が異なる場所において比抵抗モニタリングを実施し、今回捉えられた現象を多角的に分析することが重要である。

今回、比抵抗モニタリングシステムを実堤防に適用し、実堤防スケールでの散水実験を試みた。堤防の横断方向の測線で簡易な散水実験であったが、堤防表層部の水分量変化を明瞭なレスポンスをもって捉えられており、実堤防に対しても十分な適応性があることを確認した。

### 4.3 可動式軽量盛土（EPS）を用いた堤防横断面の調査

堤体の非破壊調査法としてS波速度から地盤の剛性を調べる表面波探査<sup>1)</sup>が実施されているが、これまで平坦な場所にしか適用されなかったため、主に縦断方向の計測となり、縦断方向に密に実施し繋ぎ合わせることをしなければ堤体断面を測ることができなかった。またS波と電気探査の比抵抗分布とのクロスプロット<sup>2)</sup>により、堤体内の地盤構成をも把握できることから、堤体横断面で計測可能な電気探査に対応する堤体横断面の表面波探査が望まれていた。本報告では堤防断面構造の弱部を把握するために、EPSステージを用い仮設盛土を設置して平坦化し、堤防横断面の表面波探査を行った結果を報告する。

#### 4.3.1 芝生上でのEPSを用いた予備試験

堤防においてEPSステージを仮設することで、懸念されるのがEPS自体による表面波の減衰およびEPSと地面の接触部分の芝生による減衰が懸念される。そこで、事前に中部大学キャンパス内の芝生上でEPSを重ねて表面波探査試験を実施した。試験ケースを図4.3.1、4.3.2に示す。

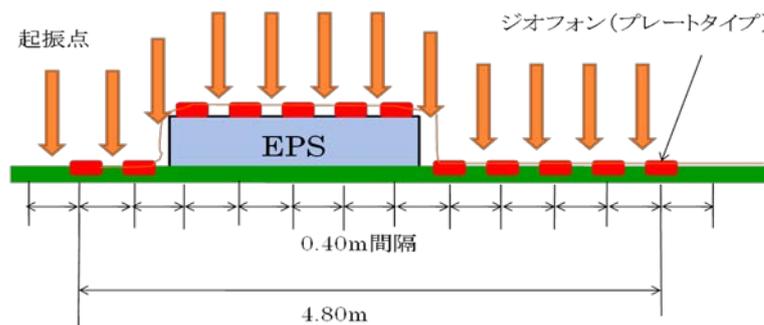


図 4.3.1 CASE-1 EPS上を起振する場合

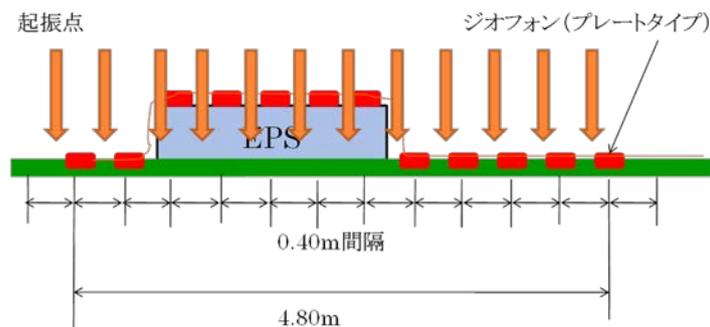


図 4.3.2 CASE-2 地表面上を起振する場合

CASE1 では EPS 上を起振しながら計測する方法、CASE2 では起振点をずらし地表免状を起振する方法の 2 通りで行った。また、得られた結果を静的貫入試験（リバーテクノロジー）により、先端抵抗  $q_c$  を計測した。CASE1 と CASE2 の場合の S 波速度の分布と先端抵抗をそれぞれ図 4.3.3 ~ 4.3.5 に示した。CASE1 と CASE2 を比較してみるとおおよその傾向は西側が緩んでいて東側が締まっている結果となっている。しかし、CASE1 では深さ方向には変化が少ない。EPS 上を起振する際に、受信器が、EPS 上で浮き上がることがあったためその影響があったと推察される。また、図 4.3.5 の先端抵抗をみてみると西側表層が緩く、東側が深度とともにすぐに締まっている傾向にある。芝生は 10 cm ほどの長さがあり、西洋芝の上に EPS およびプレートタイプの受信器をおいて計測したため、減衰は大きいと考えられるが、図 4.3.3 に示すように結果についてはおおむね計測できているものと判断できる。今回の予備実験の結果、設置についての密着方法の検討やスパイクタイプの受信器（ピンタイプ）の使用などの改善の必要性を得た。

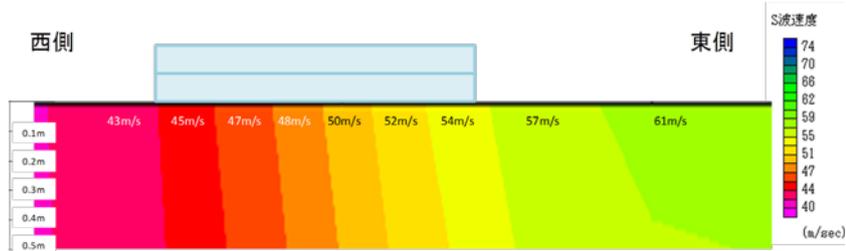


図 4.3.3 CASE1 の場合の S 波速度分布

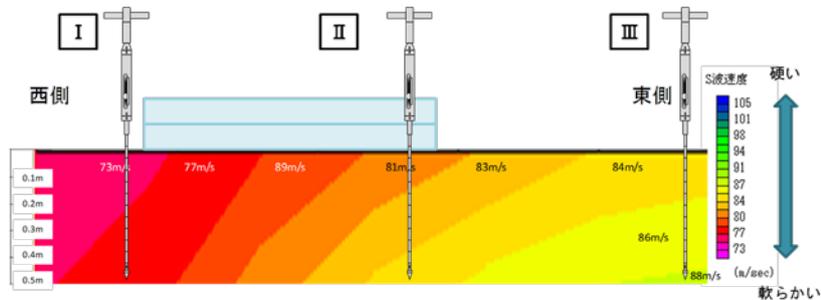


図 4.3.4 CASE1 の場合の S 波速度分布

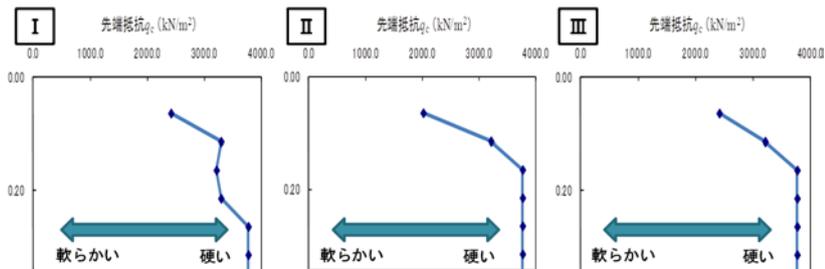


図 4.3.5 CASE2 場合の S 波速度の分布と先端抵抗  $q_c$

#### 4.3.2 現地堤防と EPS ステージ施工

##### (1) 対象堤防の概要

対象とした堤防は国土交通省中部地方整備局が管理する庄内川 23km 右岸堤防で、図 4.3.6 に断面図を示すように堤内地からの高さが 4.6m、小段高 2.4m でセグメント 2-1 礫床区間で Ac 層の上に盛土された堤防となっている。また、既往のボーリング資料より、地下水面は堤内地盤から 1.5m 下程度にあると推定される堤防である。予め、23km 地点を横切る縦断方向の表面波探査

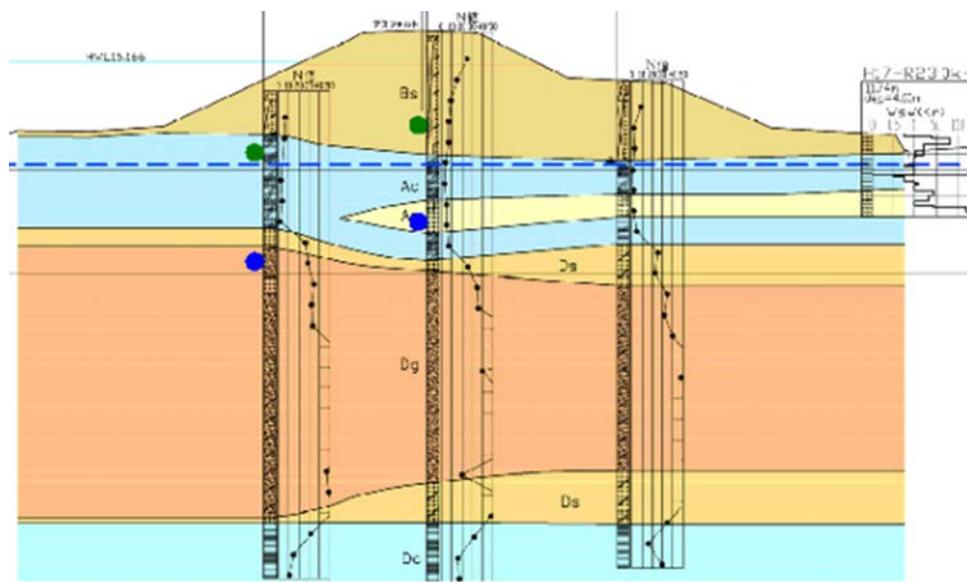


図 4.3.6 堤防断面

および電気探査を実施している。表面波探査・電気探査の結果の組み合わせのクロスプロットの結果から、3.8m 以深の基礎地盤では、S 波速度 110~160m/s 程度で Ac 層、深度 7~8m 付近以深では、S 波速度 200~230m/s に増加し Ds 層と示されている深度と判断されている（4.1 節の図 4.1.1、図 4.1.2 参照）。

## (2) 表面波探査の横断面への適用

これまで表面波探査は、比較的情報量も多いが平坦部しか適用できなかった。とくに、精度を上げるため比抵抗法との組み合わせによるクロスプロットする際にも、横断面での表面波探査が望まれる。従来の平坦での適用では堤体部断面の内部構造の把握をするには、縦断を繰り返す必要あり、被災時の即時診断、付帯構造物周りの診断に不向きであることから、EPS による仮設ステージを用いて平坦部を作り出すことで堤体横断面の計測を試みることにした。

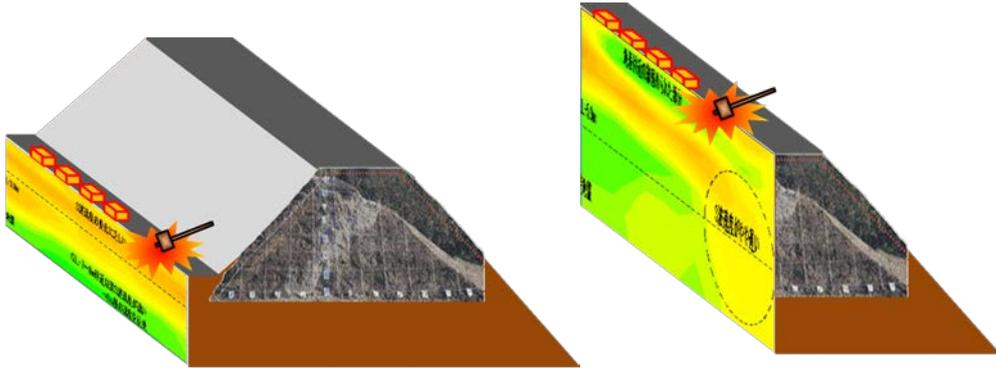


図 4.3.7 縦断面から横断面への適用

## (3) EPS の設置と表面波探査の概要

堤防断面を平坦化するために、EPS 板を（ダウ化工製 DX35 (2m×1m×0.1m)）を緊結金具で地盤と EPS ごとをつなぎ、のり面では土のうに砂を積めて隙間を埋めながら仮設ステージを施工した。小段での計測が終わると上部へ移設する形で EPS を再利用した（図 4.3.8）。

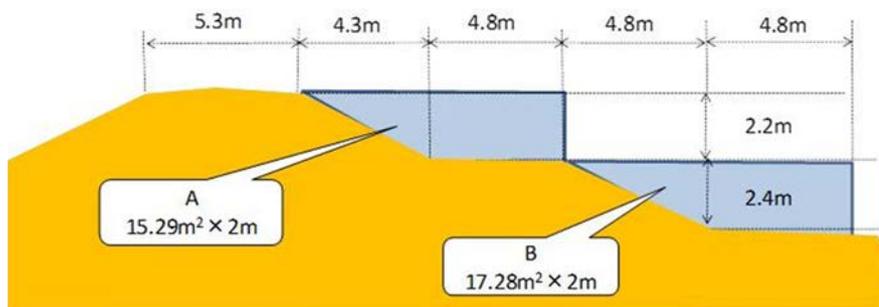


図 4.3.8 EPS 仮設ステージ

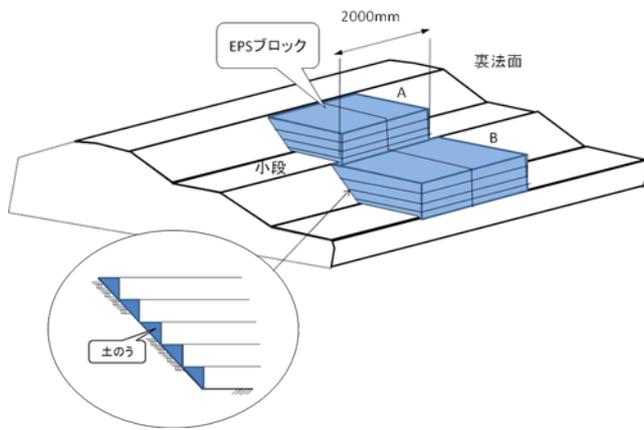


図 4.3.9 EPS 仮設ステージと土のうによる目地詰め



写真 4.3.1 表面波探査（小段）

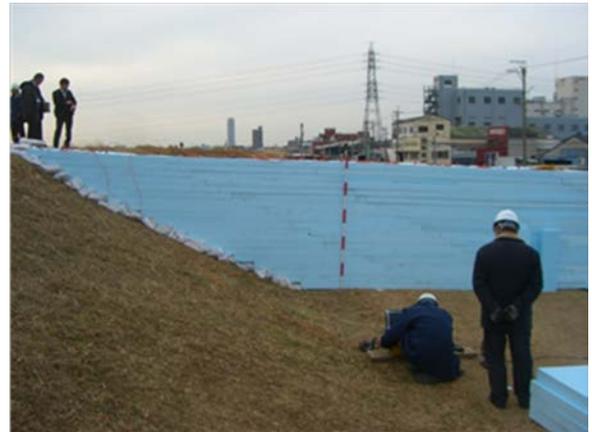


写真 4.3.2 表面波探査（天端）

#### 4.3.2 EPS ステージを用いた堤防断面の表面波探査

小段側の表面波探査における起振（写真 4.3.3）と観測波形を図 4.3.11、4.3.12 に示す。EPS 側からの起振した場合②では EPS を伝わる波が速く伝わっていることがこれよりわかる。また結果である S 波速度分布の小段での縦断面方向を図 4.3.13 に示した。EPS を通じて堤体内の S 波の伝搬があることがわかる。

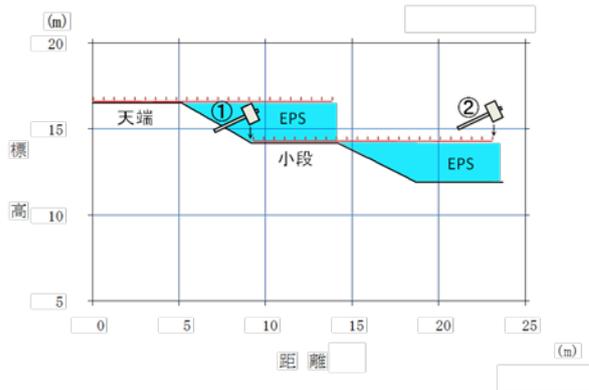


図 4.3.10 表面波探査における起振

写真 4.3.3 起振の風景

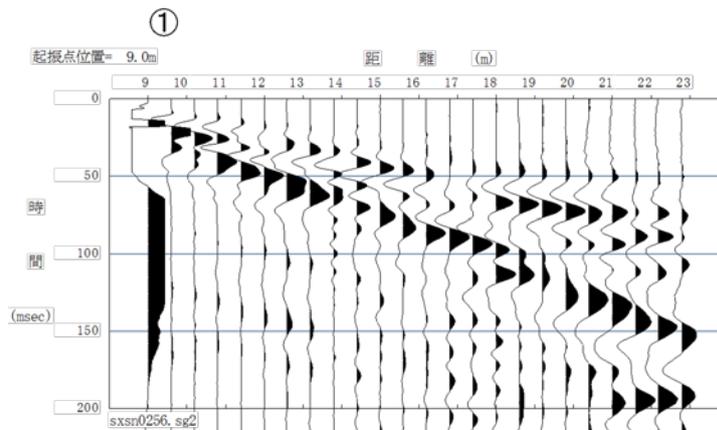


図 4.3.11 表面波探査における計測波形（その 1）

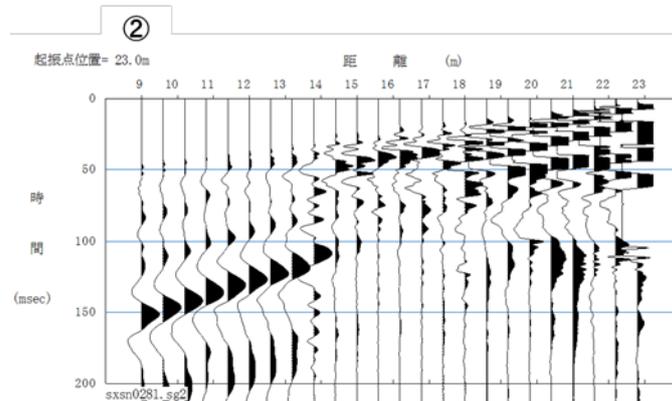


図 4.3.12 表面波探査における計測波形（その 2）

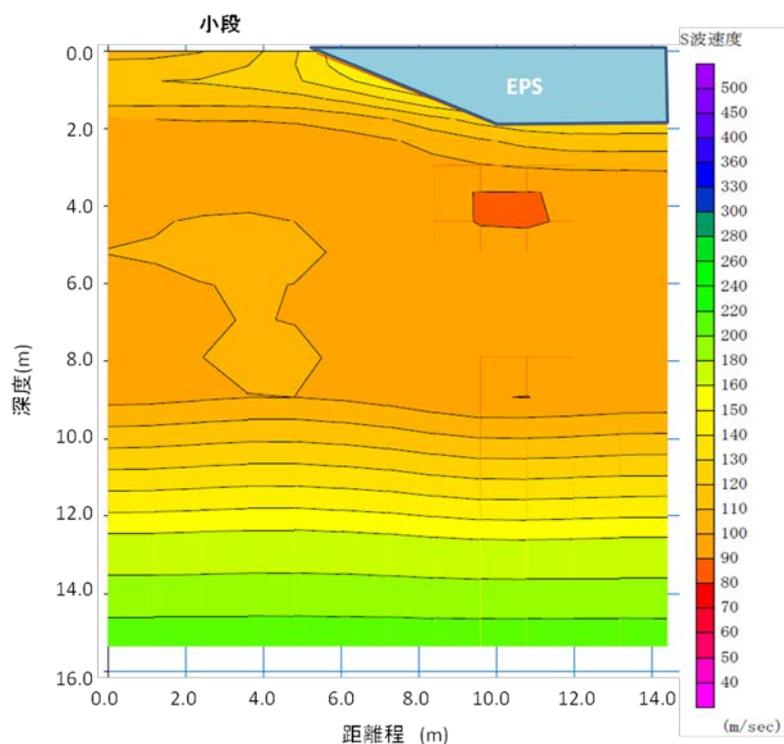


図 4.3.13 EPS を用いた堤体横断面の表面波探査結果

### 4.3.3 横断面表面波探査結果の検討

#### (1) 検証の方法

表面波探査の結果の検証に、既存ボーリングデータの他に、昨年度同時期に実施した横断面比抵抗探査結果、また、のり面中央部での①動的簡易貫入試験の実施、新たに空洞調査などに用いられる②地下レーダーを実施した。

##### ① 簡易動的コーン貫入試験

質量  $5 \pm 0.05 \text{kg}$  のハンマーを  $50 \pm 1 \text{ cm}$  の高さから自由落下させて、ロッド頭部に取り付けたノッキングブロックを打撃し、ロッドの先端に取り付けたコーンを  $10 \text{ cm}$  貫入させるのに要する打撃回数  $N_d$  を測定する。今回は  $3 \text{ m}$  の深さまでとした。

##### ② 地下レーダー

1組の送信アンテナと受信アンテナの間隔を一定に保ち、測線上を少しずつ移動させながら測定するプロフィール測定を標準とする。測定断面に現れる特徴的な反射パターンから空洞、埋設物および地中構造物の位置や深さを探査する。埋設物や構造物の物性の定量的な評価はできない。



写真 4.3.4 簡易動的コーン貫入試験の様子



写真 4.3.5 地下レーダーの様子

## (2) 縦断面との比較

縦断面図を図 4.3.14 に、横断面を図 4.3.15 に示した。赤い波線が縦断と横断が重なる線である。また、図 4.3.15 中の青色線で囲った右端上部が EPS ステージ部で、EPS ステージ部である。図 4.3.14 と図 4.3.15 を比較してみると、0-2m 深さまで 130-160m/s 程度の比較的締まっており、2-4m 深さでは緩い状態が得られ、一致していることが分かった。横断面 (図 4.3.15) では 180m/s となる層の深度がやや深くなっているが、図 4.3.14 の N 値分布の傾向と一致しているといえる。また、横断面での S 波速度の結果から、小段法肩部からのり面に向かって S 波速度が高い部分 (黄色) が確認され、動的簡易貫入試験の結果と一致している。これらの結果から、小段のり面も含めて表層 2m-1m は締まった状態あるいは砂質土で構成していることが推察される。小段のり尻下部 2m 下部 (赤い部分) についてわずかに S 波速度が小さくなっていることが図よりわかる。

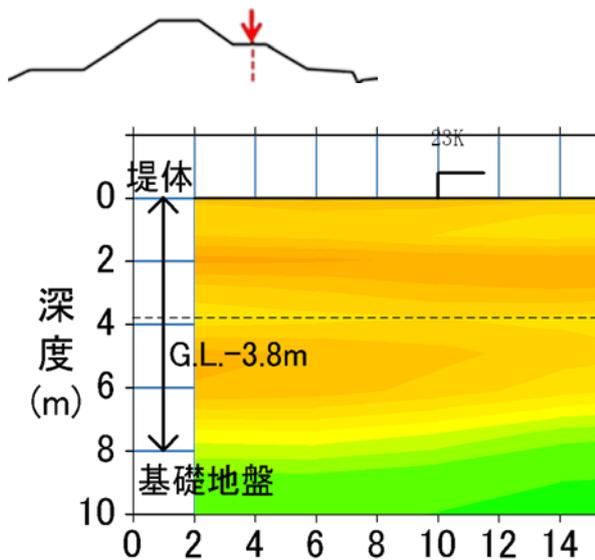


図 4.3.14 上の縦断方向での表面波探査結果

EPS ステージ(右側上部)を用いた横断面

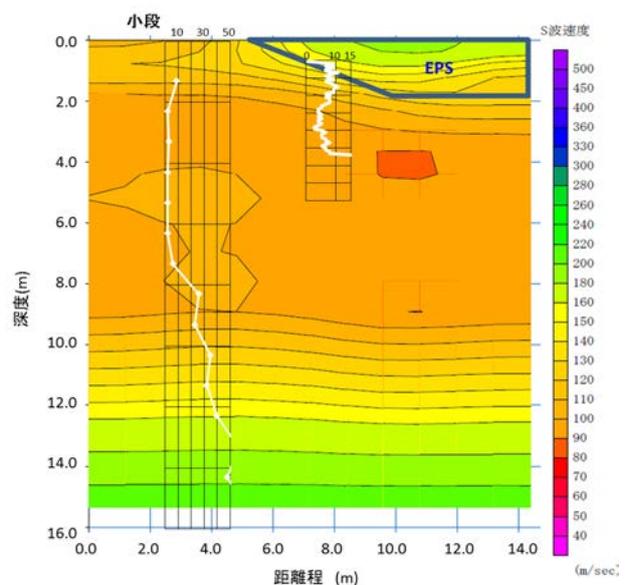


図 4.3.15 EPS ステージを用いた表面波探査

### (3) 地下レーダーおよび比抵抗値の結果

図 4.3.16 の上には地下レーダーの横断面の結果と、下には電気探査による比抵抗値（抵抗の大きさ）を示している。電気探査結果では赤くなるほど抵抗が大きく、砂質土・砂礫または水分が少なく、青くなるほど抵抗が小さく、粘性土または水分量が多いと判断される。表層の盛土の境界が明瞭に捉えられており、法面部の簡易貫入試験の結果（ゆるみ範囲）と、電気探査の高比抵抗部および地下レーダー探査の反射強度が強い範囲（明色）が一致していることがわかる。また、法面に腹付けされた盛土の境界も捉えられている。

地下レーダー探査の結果では、埋設管がある部分にお皿をひっくり返した反射パターンが現れ、一方、電気探査では、保護管はポリエチレン製で電流が流れにくいいため、高比抵抗として検出される。図 4.3.16 より地下レーダー探査で埋設管の位置を正しく捕らえていると判断される（埋設深度は 30cm～50cm 程度）。下段法面の法尻下部に見られる低比抵抗は、地下水位以下の粘性土を捕らえていると考えられ、地下レーダー探査の結果でも、深度 1 m 以深では電磁波が減衰して反射波が小さく（黒色）なっていることから、地下水位以下は比抵抗が低いことと一致している。

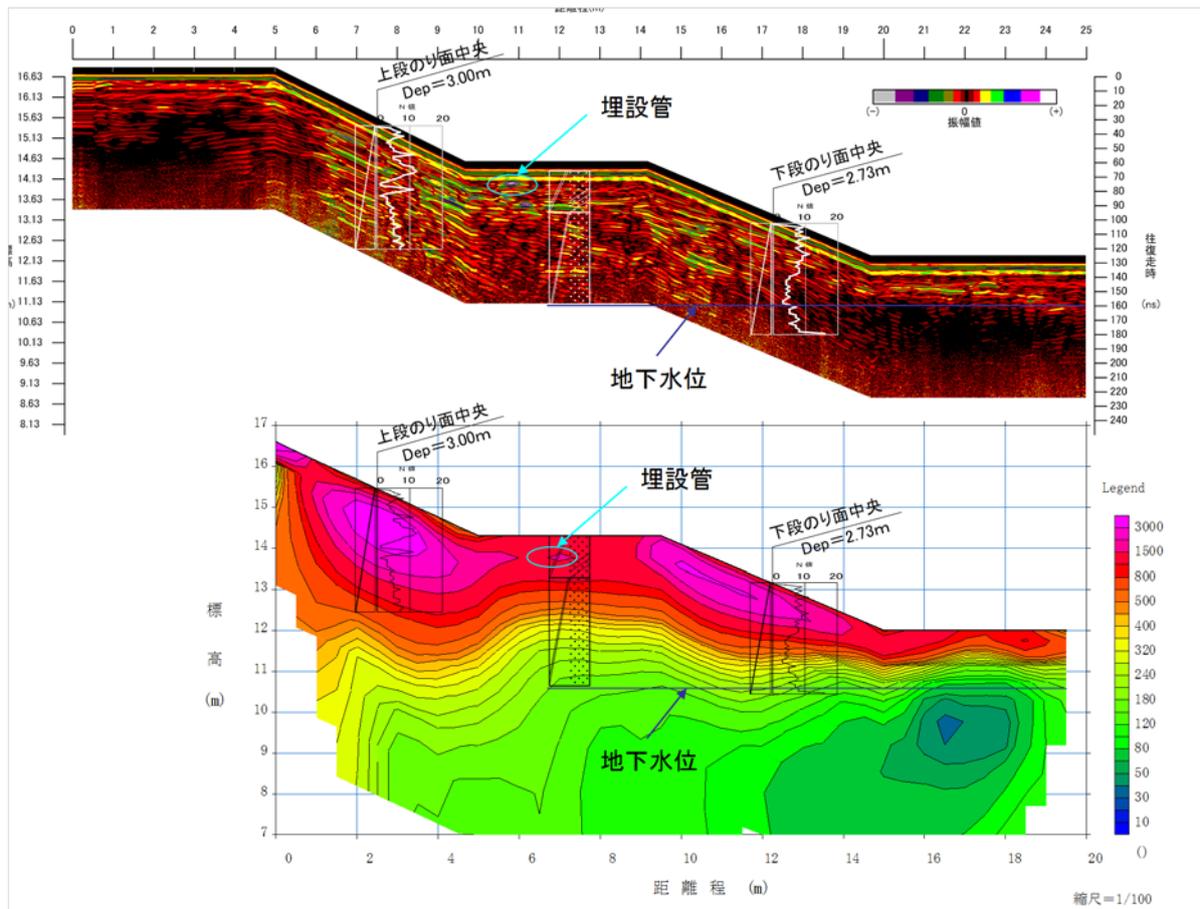


図 4.3.16 庄内川右岸 2 3 K 地下レーダー探査・電気探査結果（横断測線）

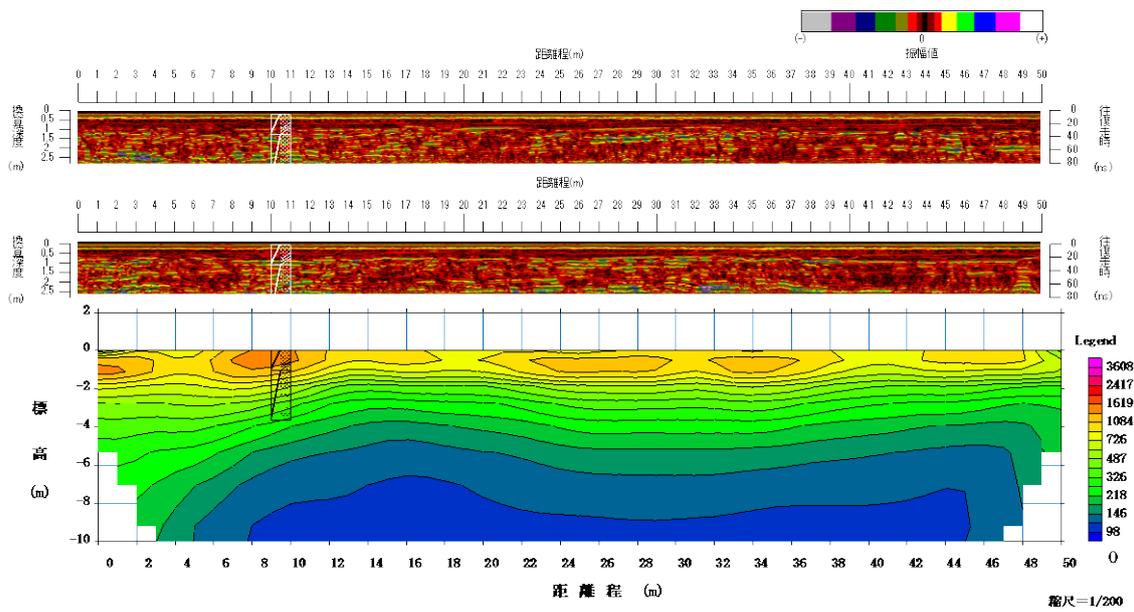


図 4.3.17 庄内川右岸 2 3 k 地下レーダー探査結果と比抵抗結果（縦断測線）

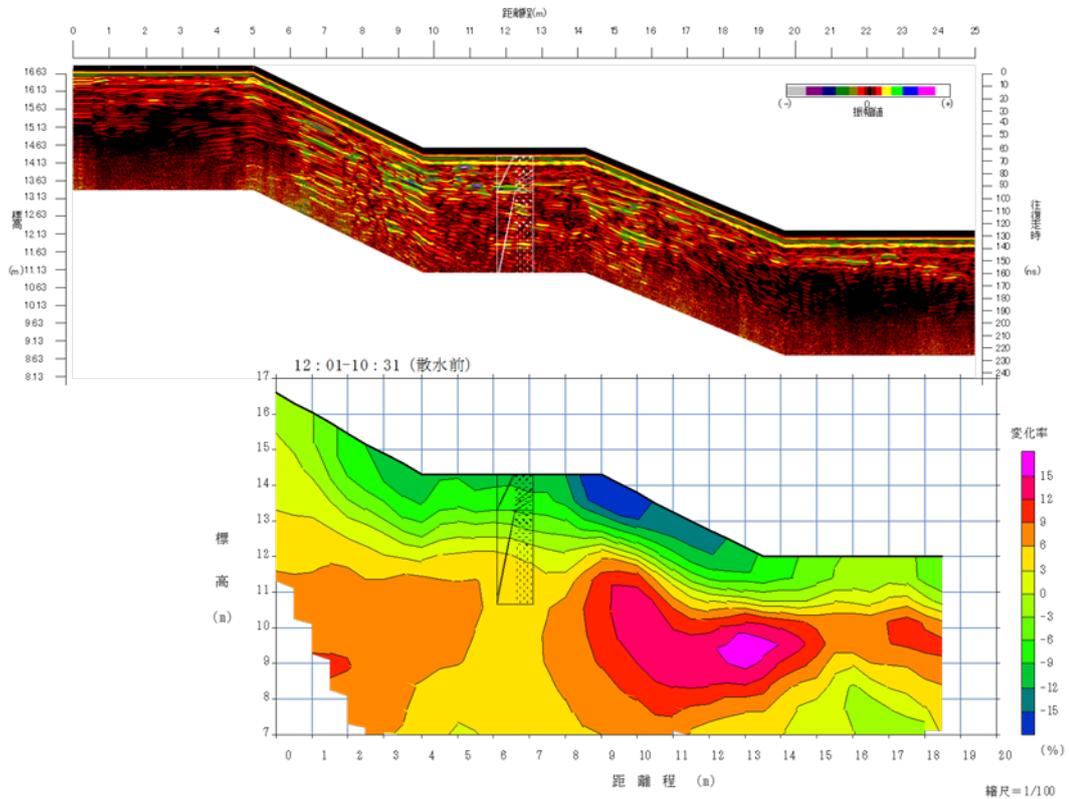


図 4.3.18 地下レーダー探査結果と比抵抗モニタリング結果との比較

図 4.3.17 は縦断測線の結果を示しているが、表層の盛土の境界が明瞭に捉えられている。電気探査の結果において、表層から深度 1～2 m の盛土部が比抵抗の高い層（黄～橙色）として捉えられており、その中でも比抵抗の高い範囲（橙色）は、地下レーダー探査の反射強度の強い範囲（明色）とよく一致している。

図 4.3.18 の下図は、散水前の測定データを基準データとした場合の見かけ比抵抗変化率(式(4.3.1))を示している。

$$\text{変化率(\%)} = \frac{\text{測定データ} - \text{基準データ}}{\text{基準データ}} \times 100 \quad (4.3.1)$$

散水開始前を基準として、散水中の比抵抗変化を見ると、散水により表層の盛土部（層厚 1 m）の比抵抗が低下（青～緑色）していることがわかる。また、表層の盛土部より 1 m 下の盛土（細砂）部において、比抵抗が増加（赤～赤紫色）していることがわかる。

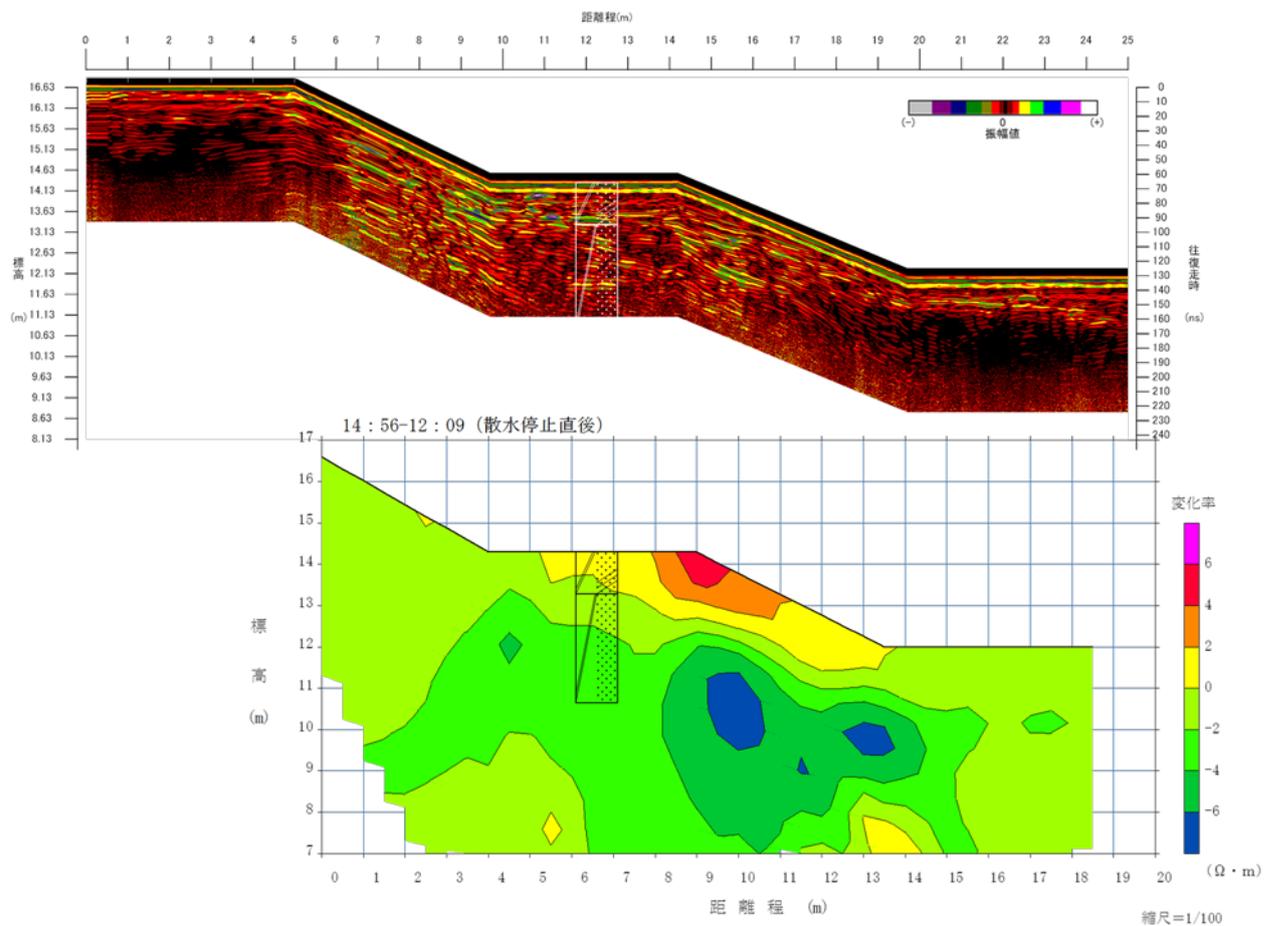


図 4.3.19 地下レーダー探査結果と比抵抗モニタリング結果との比較

#### (4) 比抵抗値との比較検証

図 4.3.20 と図 4.3.21 から、比較してみると小段肩およびのり面の浅層部が硬く（図 4.3.20 黄色部、図 4.3.21 赤色部）、深くなると軟らかい層が比抵抗探査結果からもわかり、築堤における盛土部の様子が表れているものと推察される。のり尻部 2m 以下に S 波のやや遅い部分が表れているが、見かけの比抵抗値においても比抵抗の小さい部分があり、緩い土質の可能性が得られている。

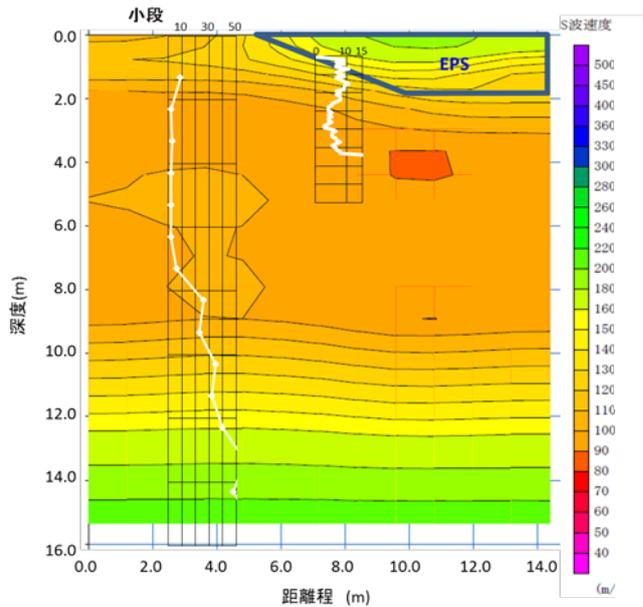


図 4.3.20 横断面の S 波速度

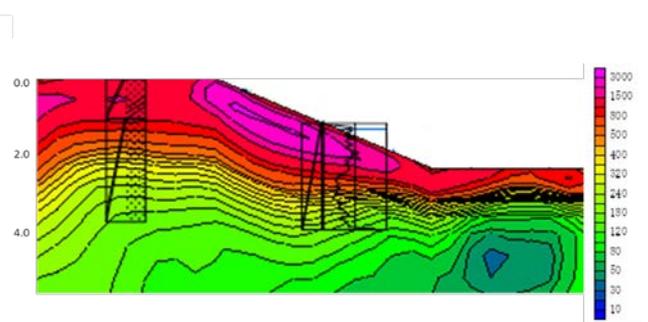


図 4.3.21 見かけの比抵抗値（初期）

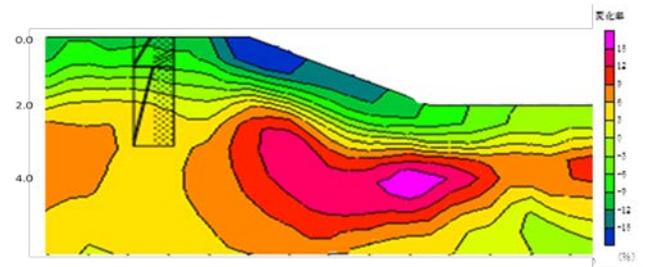


図 4.3.22 比抵抗変化率（散水開始を基準）

図 4.3.20 と図 4.3.22 とを比較しても同様に、法肩部およびのり面の浅層部には変化率がマイナスとなっており、散水によって抵抗値が下がることから水分上昇がしやすいことを示しており、砂質または砂礫で硬い層であることがわかる。さらに、小段法尻下部 2m の S 波速度が遅い部分については間隙空気の移動境界に重なっていることがわかり、周辺の土質に比べて異なっている可能性を示している。

#### 4.3.4 簡易貫入試験による地盤の硬軟の検証

EPS ステージを用いた堤防横断面の表面波探査および電気探査の結果、第小段の裏法尻下部（犬走り上）、約 2m 弱の深さに、周辺よりもやわらかい層らしいものが検知されている。電気探査では低比抵抗値が得られており、散水時の比抵抗値の変化ではその手前、天端寄りに変化が多いがその反対では変化率が低く、浸透水の流れが妨げられているように見える箇所がある。そこで、横断面の表面波探査の結果の妥当性を検証するために、犬走り上の簡易貫入試験を実施する。上の小段には、光ケーブルが埋設されているのを確認しているが、今回の犬走りにおいては埋設物の調査の結果、特になんかを確認している。

そこで深さ 4m 弱までの貫入試験を 1m 間隔で 4 本を、次に示す SH 型貫入試験装置（中部大学

現有) を用いた。

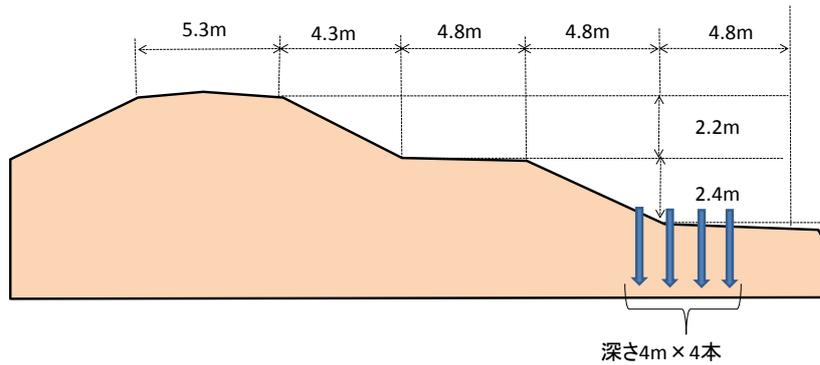


図 4.3.23 S 型 H 貫入試験施工箇所

### (1) SH 型貫入試験

① 試験機本体と平行に設けた目盛付きのガイドポールから 1 打撃ごとの貫入量を読み取ることも可能であるが、ガイドリング上部に装着したデータロガーにより、個人差による誤差なく、連続した精度の良いデータが取得でき、土層構造を詳細に把握することで、表層崩壊の危険性のある深さや、樹木の根系が進入する深さ等を効率的かつ精度良く解析できる。

② ハンマーを簡易貫入試験の 5kg から 3kg+2kg (着脱式) としたことにより、3kg ハンマーでは表層の軟らかい土層においても分解能が簡易貫入試験よりも大きく、敏感に土層構造を把握することが可能である。また、2kg ハンマーを付加し 5kg とすることで、簡易貫入試験と同じ貫入能力で測定が可能である。SH 型貫入試験機を図-1 に示す。



写真 4.3.6 SH 型貫入試験現場

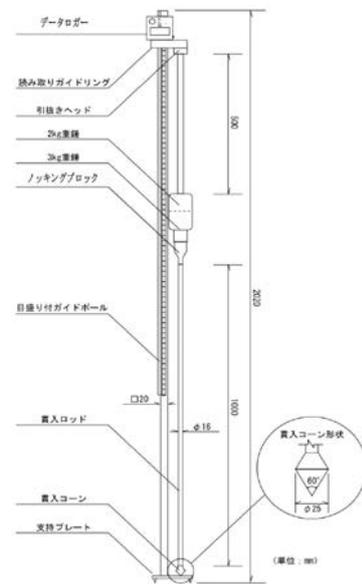


図-1 SH 型貫入試験機

図 4.3.24 SH 型貫入試験機

### (2) 試験結果の整理

打撃ごとの貫入深さから貫入抵抗  $Nd/drop$  値を求め、深度との関係を整理する。試験開始時に自重沈下があった場合には貫入深さを記録する。

### ①Nd/drop 値

Nd/drop 値とは、質量 5kg のハンマーを 500±10mm の高さから自由落下させ、コーンを 100mm 貫入させるのに要する打撃回数である。この試験では次式を用いて 1 打撃ごとに Nd/drop 値を求める。

$$\text{Nd/drop} = \frac{1}{3\text{kg} + 2\text{kgハンマー1打撃におけるコーン貫入量(mm)}} \times 100(\text{mm}) \quad (4.3.2)$$

### ②Nd'/drop 値

Nd'/drop 値とは、質量 3kg のハンマーを 500±10mm の高さから自由落下させ、コーンを 100mm 貫入させるのに要する打撃回数である。この試験では次式を用いて 1 打撃ごとに Nd' /drop 値を求める。

$$\text{Nd'/drop} = \frac{1}{3\text{kgハンマー1打撃におけるコーン貫入量(mm)}} \times 100(\text{mm}) \quad (4.3.3)$$

### ③Nd/drop 値と Nd'/drop 値の関係

Nd/drop 値と Nd' /drop 値の関係は、次式が示されている。

$$\text{Nd/drop} = 0.5\text{Nd'/drop} \quad (4.3.4)$$

上の式により、3kg ハンマー打撃時の緩急抵抗 Nd'/drop 値を、3+2kg ハンマー打撃時の貫入抵抗 Nd/drop 値に変換したうえで、同じグラフ上で、一貫した基準で測定値を解析することができる。なお、SH 型貫入試験値と標準貫入試験試験の N 値とは、Nd/drop<10 以下の柔らかかな土層では、Nd/drop 値が最小となる深度での貫入抵抗値 (Nd/drop) min=N の関係がほぼ成り立つとされている。

### (3) 比較検証

今回、1m 間隔で実施する予定であったが、礫等にあたったため、のり尻から 0 cm、150 cm、350 cm 堤内側へ、またのり尻から堤外側へ約 90 cm の地点で SH 貫入試験を実施した。その結果を、図 4.3.25 に示す。

試験結果より、表層 50 cm までは礫などが混じり、抵抗が大きくなっているが 50 cm 以深では全体的に軟らかい層が現れている。特に、のり尻部では深さ 80 cm 以深で非常に軟らかい部分が現れ、約 180 cm 以深から硬くなっていくことがわかる。また、堤内側へ行くほど、軟らかい部分が硬くなっていく傾向にあることが得られた。この結果は、EPS 盛土を用いた表面波探査や比抵抗探査の結果とも一致していることがいえる。

次に、4 本の貫入抵抗値(Nd/drop)を使用して、この間の Nd・drop 値のコンターマップを作製した。コンター作成には、Kriging 法を用いている。その結果を図 4.3.26 に示した。

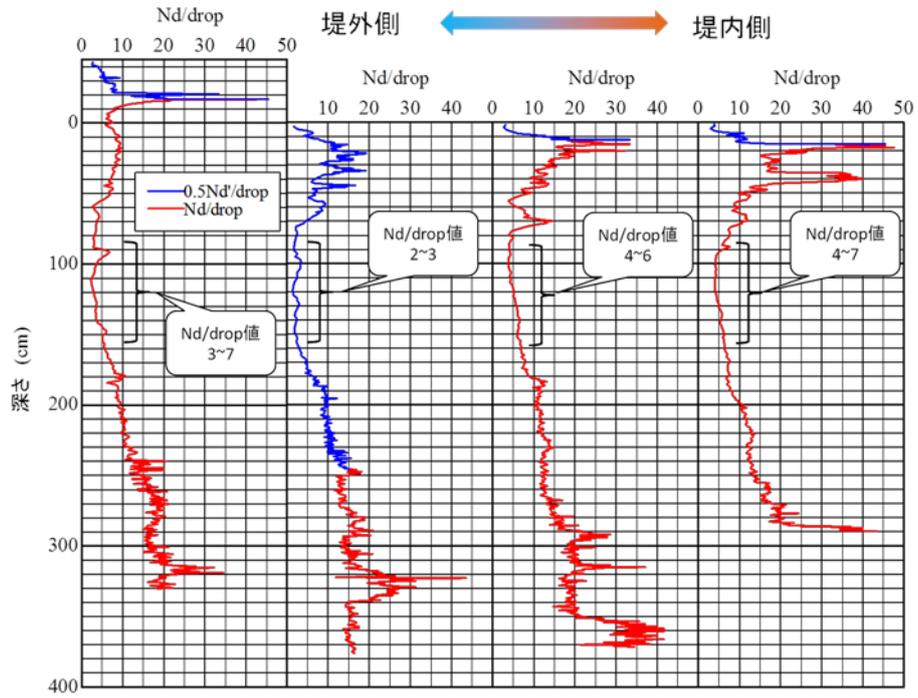


図 4.3.25 SH 貫入試験結果

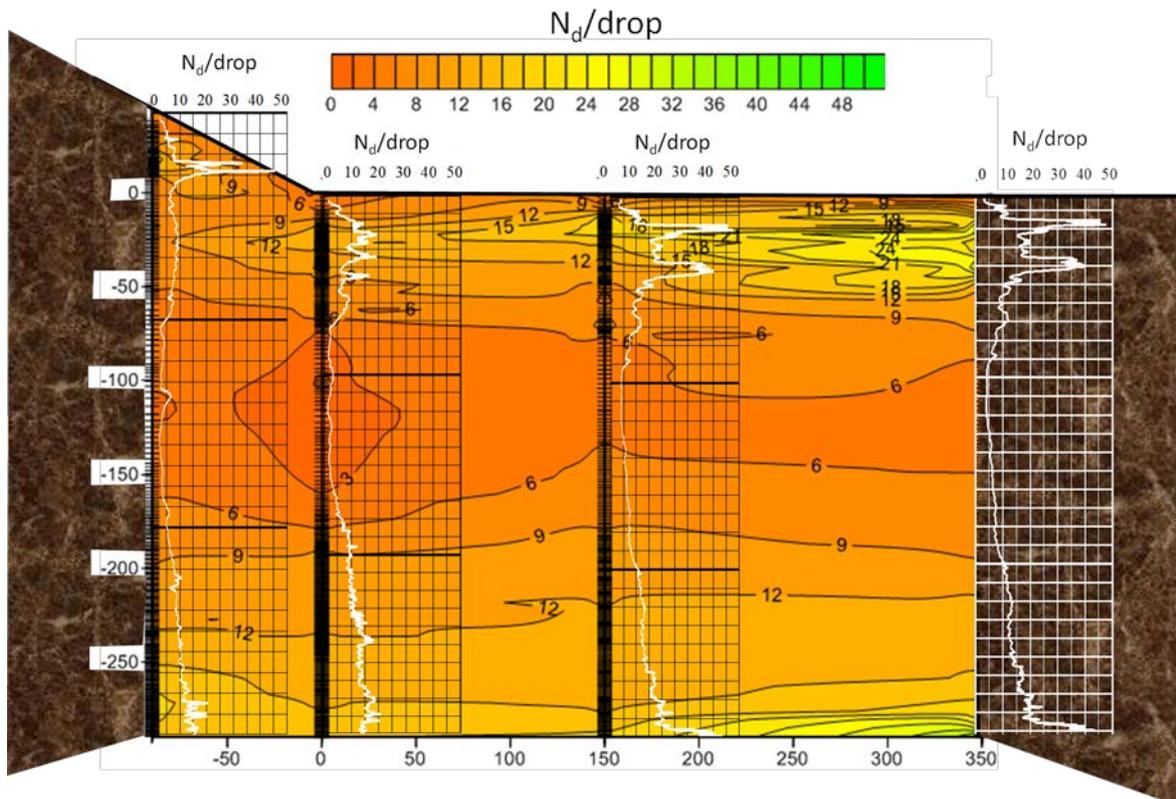


図 4.3.26 Nd/drop のコンターマップ

貫入試験の深さが違うため、深さ 290 cmまでのデータを用いている。表層は、堤内側へ行くほど、礫にあたったためかばらつきが大きくコンターが複雑になっているが、100 cm~15cm 付近で軟らかい層が見える。

また、EPS 盛土を用いた表面波探査の結果では、180~350 cm深さ、のり尻から堤内側に 200 cmに S 波速度が小さい軟らかい部分があったが、やや位置的なズレはあるが確かに軟らかい部分が存在していることが SH 貫入試験結果からも得ることができた。今後は、EPS 板でなく、EPS のブロック状で板間の干渉を低減することで精度を上げることができるものを考えられる。

#### 【参考文献】

- 1)地盤工学への物理探査技術の適用と事例，地盤工学会，pp.351-388，2001.
- 2)土木研究所・物理探査学会：河川堤防安全性評価のための統合物理探査適用の手引き（案），4.1-4.41，2010.

## 第5章 間隙空気圧の堤体破壊への影響と対策

### 5.1 降雨浸透模型実験と数値シミュレータによるエアブロー発生条件の解明

#### 5.1.1 背景および目的

局所的な集中豪雨が引き起こす河川堤防の損傷には、堤防表層部から浸透水による堤体の飽和化と堤体内浸潤線の上昇に伴い、間隙空気が浸潤線に取り囲まれ圧縮し、その後の堤体から押し出されるといったブローする現象（以下、エアブローと呼ぶ）が関与していることが数値解析で想定されている。2000年の東海豪雨水害の際には、名古屋市内を流れる新川の堤防が決壊し河川沿いに甚大な被害を及ぼした。この決壊過程を目撃証言が新聞に掲載されており、「堤防を斜めに横断する形で幅1メートルほどの亀裂が入り、白い泡状の水が噴き出した。その後、亀裂は3時間ほどかけてゆっくりと広がっていった。」と浸透破壊に間隙空気が関与を思わせることが報告されている。このような決壊時に堤防から空気が噴発する現象は、「ガマが吹く」と言われ、少なからず昔から目撃談があるようである。しかし、間隙空気のブローが堤体強度に影響するのかどうか、影響するとすればどのようなメカニズムなのか、ということは未だ明らかにされていないのが現状である。堤体を効率的に補強するためには、集中豪雨時の堤体内の間隙空気の挙動や堤体強度に及ぼす間隙空気の影響について検討が必要と考えられる。

一方、都市が発達する下流部の河川堤防は細粒分を含む砂質土や透水性のやや良い砂から構成された堤体が多いと考えられる。礫質材のような水や空気の流れが良い高透水材の場合や粘土のように極めて透水性が低く浸潤線の進行が極めて遅い場合には、エアブローが発生する可能性は極めて低いと判断される。つまり、河川の下流域の沖積平野の堤防において、エアブロー発生の可能性が最も高く、急激な降雨浸透によって都市部の堤体強度の低下を助長すると考えられる。

そこで、本研究では、降雨発生装置を備えた模型堤防実験により、砂質土で構成された堤防における降雨浸透や河川水位の上昇に伴う間隙空気塊の挙動の把握することを試みた。降雨浸透や河川水位の上昇によりエアブロー現象の観察や空気圧の測定を行った。

### 5.1.2 試験方法および試験条件

降雨および河川の水位上昇が堤防に作用するときの堤防への浸透の様子から河川水が越流し堤防が破壊するまでの様子を観察するために、図 5.1.1 のような降雨発生装置を有し、底面以外は透明なアクリル面を有する土槽（幅 2000mm、深さ 550mm、奥行き 500mm）を作製し用いた。土槽の底面は樹脂製のポーラスの有無によって排水および非排水条件を設定できる。本稿では、堤防の基盤層以下を非排水条件に設定する。試験試料は豊浦砂およびまさ土を用いる。豊浦砂は山口県産（豊浦硅石鉱業株式会社）、まさ土は山口県産（山徳砂利株式会社）から入手した。それぞれの試料について力学試験および物理試験を実施し、その物性値を表 5.5.1 に示す。降雨は水道水を用いて 11 本の噴霧ノズルから設定する降雨強度に合わせて発生させ、土槽内に様な降雨量となるためにノズルを長手方向に一定速度で往復運動させた。また、堤体の外部からは様々な方向から写真・ビデオ撮影を行うことで浸潤線を観測するとともに、図 5.1.1 の裏面からアクリル面に約 30 箇所の開孔を設けて、堤体の奥行き中央に水分計やテンシオメータなどを埋設できるようにした。水分計および間隙水圧計の設置位置を図 5.1.2 に示す。以下に模型堤防の作製手順を述べる。また、本試験ケースを表 5.5.2 に示す。

#### (1) 模型堤防作製方法（豊浦砂を用いる場合）

##### 【基盤層】

- 土槽内に水位 100mm まで水道水を給水する。
- 炉乾燥させた試料を水中落下により高さ 50mm とする。
- 突き棒を用いて、7 回/1×100mm<sup>2</sup>/層の要領で地盤を締固める。
- つぎに、試料を水中落下させ基盤層の厚さ 100mm とする。
- 再び、突き棒を用いて所定の要領（7 回/1×100cm<sup>2</sup>/層）で地盤を締固める。
- 刷毛を使用して基盤層の表面を水平に仕上げ、その際に余分な水を取り除く。

##### 【堤体部】

- 炉乾燥させた試料、または含水比 0.03 に調節した湿潤試料を空中落下させ、堤体部を作製する。その際に、対策を実施する場合には無対策の場合と比べて 50mm 小さく作製する。
- 堤体部の層厚が 50mm となったとき、突き棒を用いて所定の要領（7 回/1×100mm<sup>2</sup>/層）で地盤を締固める。
- つぎに、試料を空中落下法により所定の密度に管理した地盤面の上に積み上げる。
- 以上の(1)、(2)、(3)の作業工程を無対策の場合には堤体高さ 300mm、対策をする場合には堤体高さ 250mm となるまで繰り返す。なお、模型堤防の形状は土槽の背面の印に従い、各種シートを用いる場合には赤線、無対策の場合には白線に従う。
- 無対策の堤防は以上で施工完了となる。シートを用い、対策を行う場合には 50mm 小さく施工した堤防の表面に透気遮水シートあるいは、不透気遮水シート設置する。その際に、土槽とシートの境界は完全に止水する。

## (2) 模型堤防作製方法（まさ土を用いる場合）

### 【基盤層】

- 炉乾燥させた試料を最適含水比 0.13 に調整する。
- 最適含水比 0.13 に調整した試料を土槽内に地盤高さ 50mm となるまで空中落下法により積み上げる。
- 突き棒を用いて、5回/1×100mm<sup>2</sup>/層の割合で地盤を締め、相対密度 80%以上に管理する。
- つぎに、締められた地盤の上に再び最適含水比 0.13 に調整した試料を土槽内に地盤高さ 100mm となるまで空中落下法により積み上げる。
- 再び、突き棒を用いて 5回/1×100mm<sup>2</sup>/層の割合で地盤を締める。
- 水平器と刷毛を使用して基盤層の表面を水平に仕上げる。

### 【堤体部】

- 炉乾燥させた試料を空中落下させ、層厚が 50mm となったとき、突き棒を用いて 5回/1×100mm<sup>2</sup>/層の割合で地盤を締め、相対密度 80%に管理する。なお、法面勾配は 1 対 2 としている。
- つぎに、試料を空中落下法により所定の密度に管理した地盤面の上に積み上げる。
- 以上の作業工程を堤体高さ 300mm になるまで繰り返す。なお、模型堤防の形状は土槽の背面の印に従い、模型堤防は幾何学的に再現性が確保されている。
- 以上で模型堤防は施工完了となる。

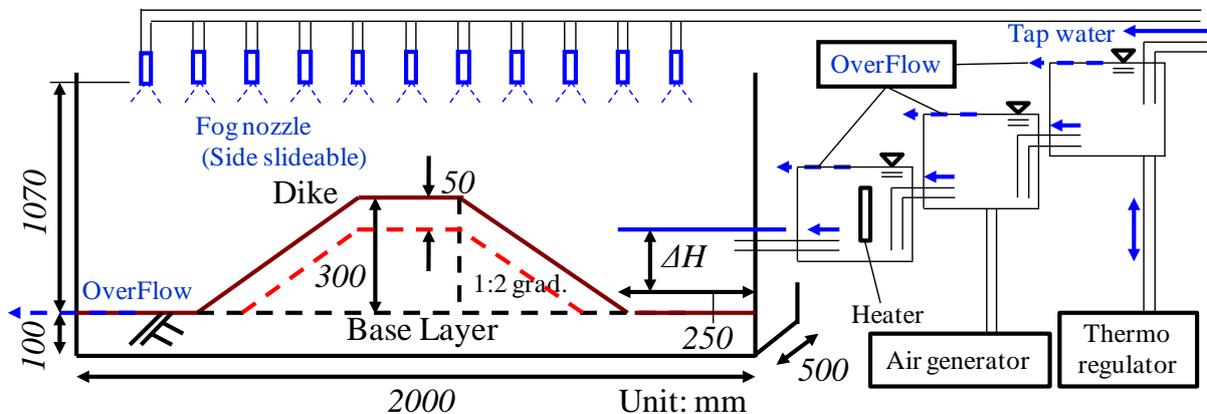


図 5.1.1 模型堤防試験装置概要

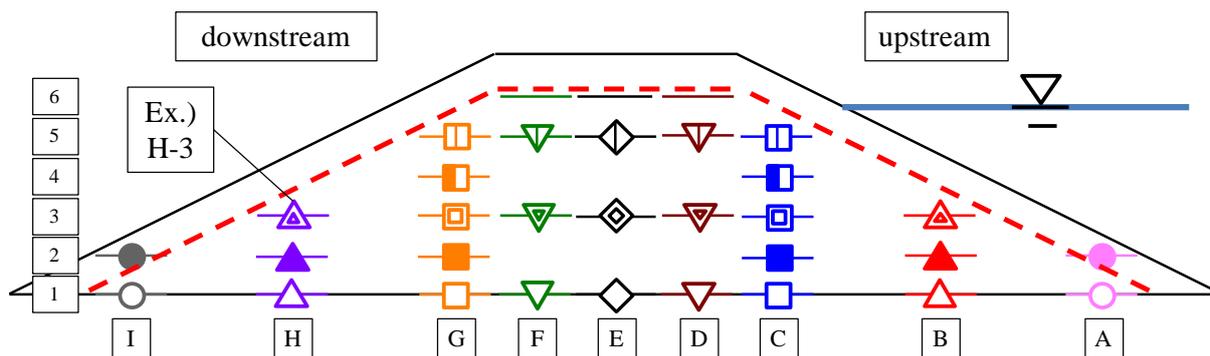


図 5.1.2 水分計，間隙水圧計および間隙空気圧計の埋設位置

表 5.5.1 試験試料の物性値（豊浦砂とまさ土）

parameters	Masa soil	Toyoura sand
dry density	1.489	1.572
soil fraction density	2.644	2.641
void ratio	0.7758	0.6796
relative density	0.8	0.7
soil ratio	2.644	2.641
maximum void ratio	1.231	0.978
minimum void ratio	0.662	0.605
hydraulic conductivity (cm/s)	$2.29 \times 10^{-3}$	$3.22 \times 10^{-2}$

表 5.5.2 試験ケース

Case(No.)	soil	Water content	Intensity of rainfall (mm/hr)	Water level raising	Counter-measure sheet
Case(1)	Masa	0	-	yes	-
Case(2)	Masa	0	30	-	-
Case(3)	Masa	0	90	-	-

### 5.1.3 試験結果および考察

#### (1) 河川水の浸透

河川が増水した場合の堤体の浸透挙動を観察する。図 5.1.3 に示すように、外力は降雨なし、堤外側の水位を上昇させた場合 (case(1)) の堤体内浸透挙動の経時変化を図 5.1.4 および図 5.1.5 に示す。河川水位を 0mm から 300mm に到達する間の浸潤の様子を観察するために、初期状態が乾燥した堤体を用いている。図 5.1.4 により、河川水位の上昇とともに河裏の法先へ浸潤前線が進行していることが分かる。堤体内 (図 5.1.5) を観察しても分かるように、堤体内の浸透方向は堤外側から堤内側、基盤層から堤体表層へ浸潤前線が進むため、水分量の急激な減少は確認されない。よって、堤体内に間隙空気は閉じ込められず、雨が降り始める前に先に河川水が上昇する場合には、エアブローは発生しないことが考えられる。ただし、図 5.1.4 に示すように、浸潤線によって色が異なる場所は必ずしも飽和度の高い浸潤域ではなく、毛管現象によって浸潤の進行方向に寄っていることが分かる。しかし観察の容易さから、このような水分量の違いによる色の異なる箇所を浸潤の前線と見なすとともに、水分計による水分量変化の両方の結果を用いて考察する。

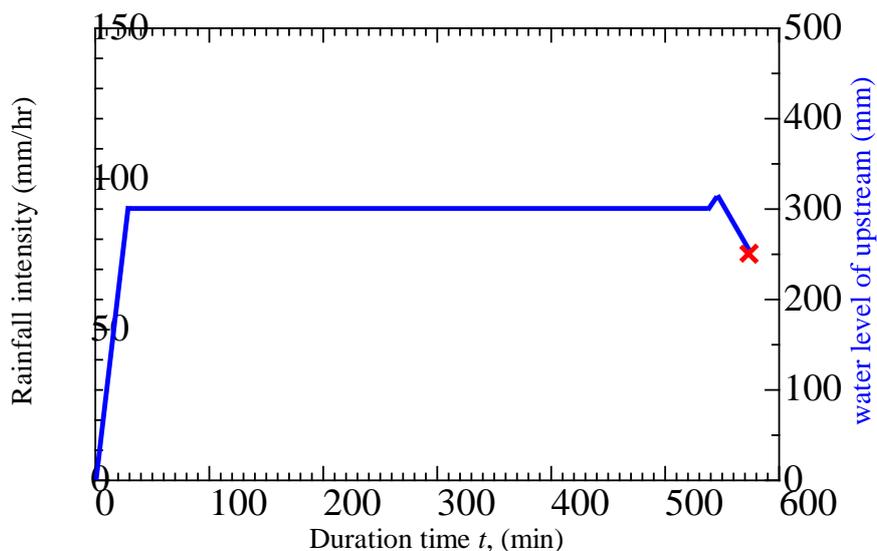


図 5.1.3 外力の経時変化 (case(1))

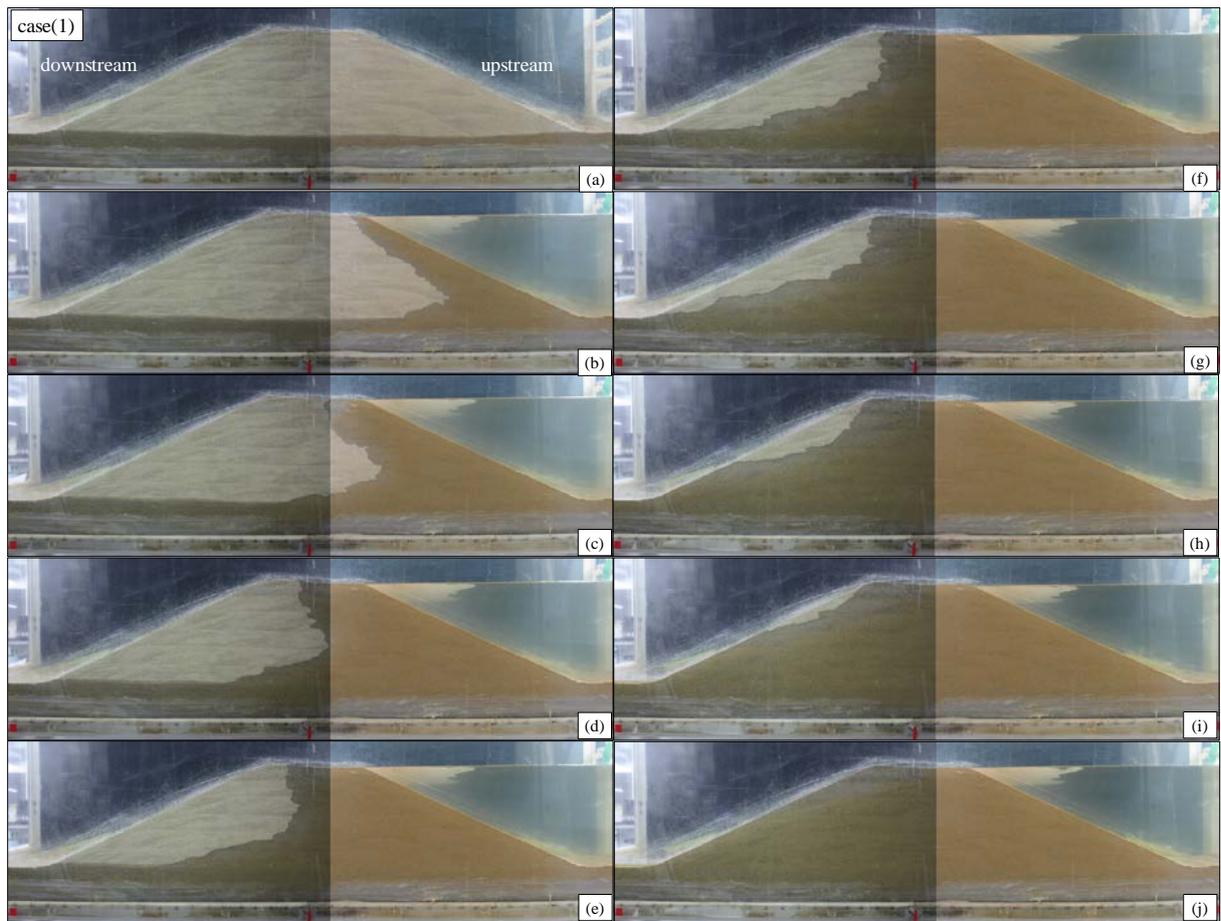


図 5.1.4 河川水上昇時の浸透挙動 (case(1))

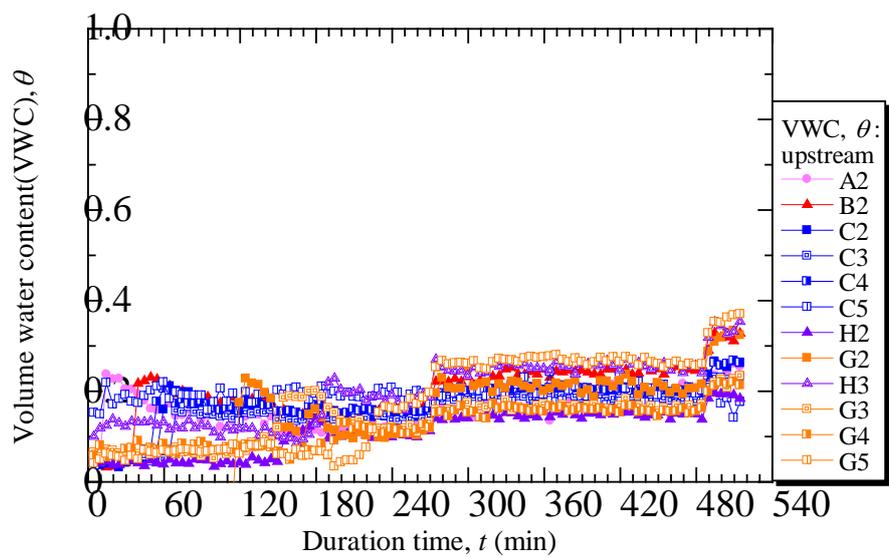


図 5.1.5 堤体内水分量の変化 (case(1))

## (2) 通用降雨の浸透

本試験では降雨浸透のメカニズムについて実験的観点から検討を行う。外力は降雨強度 30mm/hr を設定する (図 5.1.6)。降雨浸透の様子を観察するために、乾燥試料を用いて模型堤防を作製し、堤体内の浸潤線の発達を観察するとともに、堤体内に埋設した水分計による浸透挙動の検討を行う。このときの堤体内の水分量の変化を図 5.1.7 に示す。堤体内の浸透の様子を観察すると、堤体の上部層から下層へ向かい浸透していることが分かる。特に、それぞれの水分計の示す水分量の変化は単調増加傾向にあり、間隙空気に影響されていないことを意味している。よって、降雨強度 30mm/hr 程度の外力では間隙空気は閉じ込められず、このとき降雨に伴い河川が増水してもエアブローは生じないと言える。

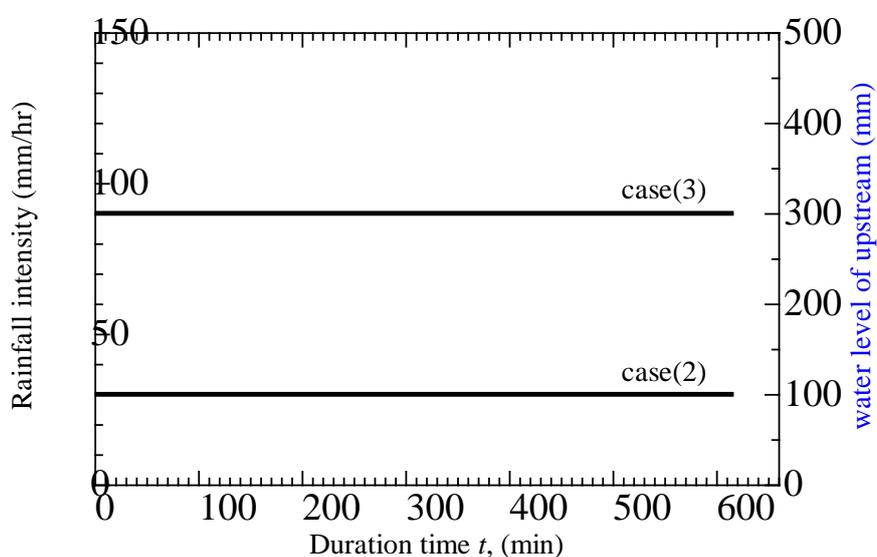


図 5.1.6 外力の経時変化 (case(2)と case(3))

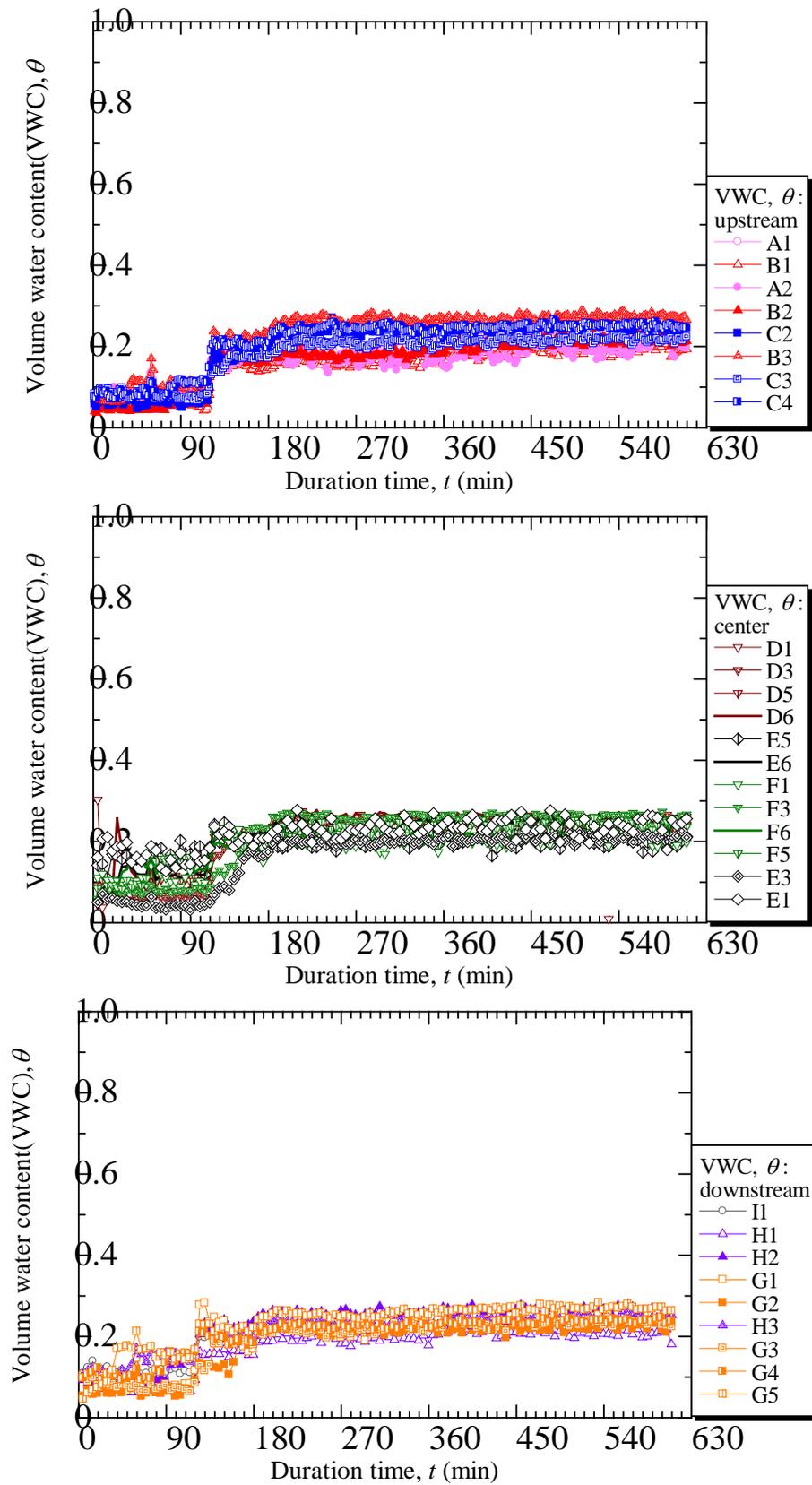


図 5.1.7 堤体内水分量の変化 (case(2))

### (3) 豪雨浸透

豪雨（90mm/hr）に相当する猛烈な雨の場合についての浸透挙動について実験的検討を行った。土槽壁面で堤体断面の浸透挙動を定点撮影した写真を図 5.1.8 に示す。堤体内の水分量の変化を図 5.1.9 に示す。豪雨浸透は堤体表層を浸潤化した後、法先および法尻から堤体内の方向への浸透が卓越し、乾燥領域が閉じ込められている様子が分かる。このときの堤体内の浸透挙動は、堤体表層の体積含水率が増加し、法先および法尻から堤体内へ浸透が進んだ後に、堤体表層の水分量は現象に転じている。これは、堤体表層が浸潤化した後、法先および法尻から堤体内へ向かい浸潤線が進行するため、閉じ込められた気相が堤体上部に圧縮されながら移動し圧縮空気が堤体表層に影響を与えていることを意味している。したがって、堤体内に間隙空気が封入される浸透現象が作用していることが分かる。以上より、豪雨に相当する外力が作用した場合、間隙空気が閉じ込められるような浸透現象が生じ、豪雨浸透により堤体断面全体が浸潤化された後においても堤体内の水分量は一定値となることから、封入された間隙空気を放出させず、この状態を維持する作用もあることが考えられる。

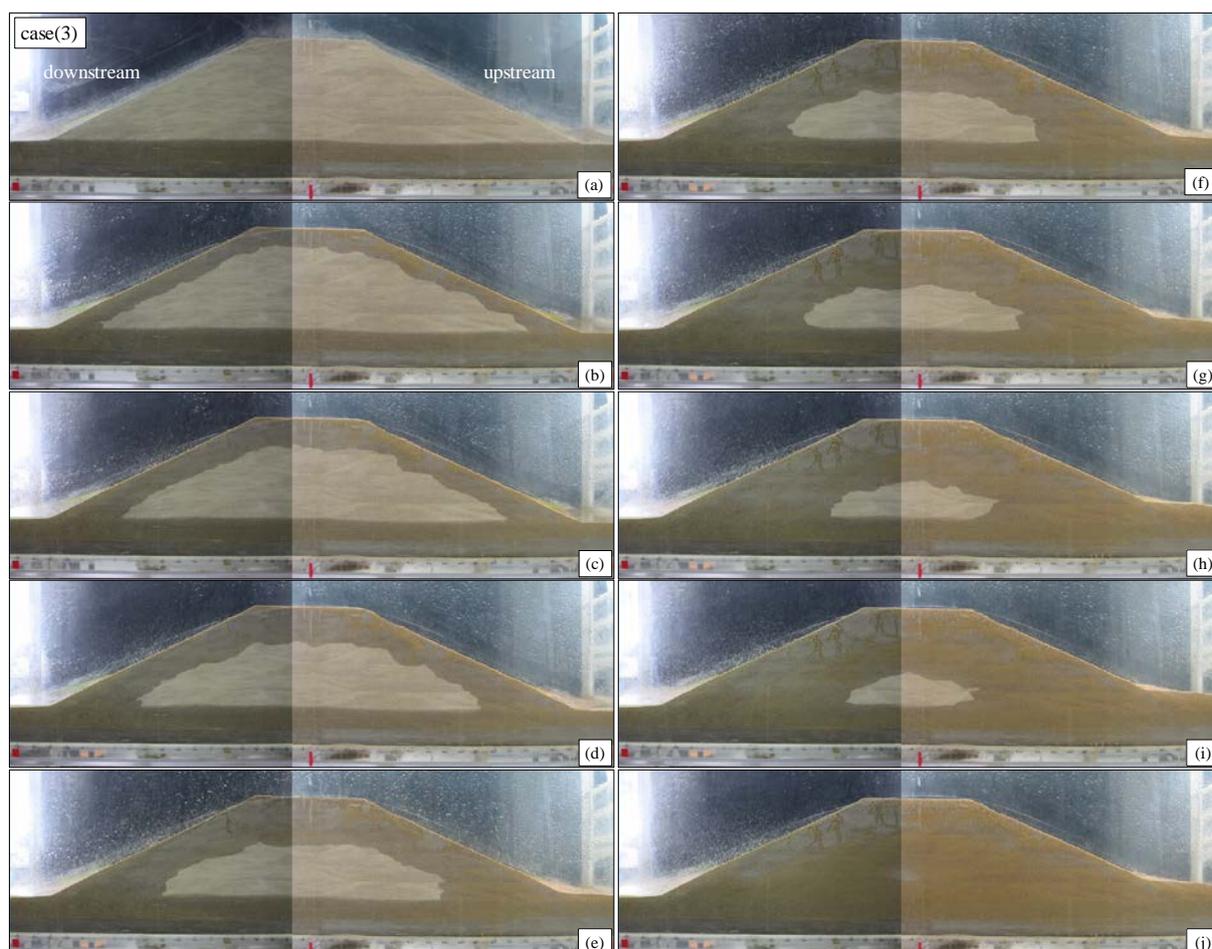


図 5.1.8 堤体断面の浸透挙動

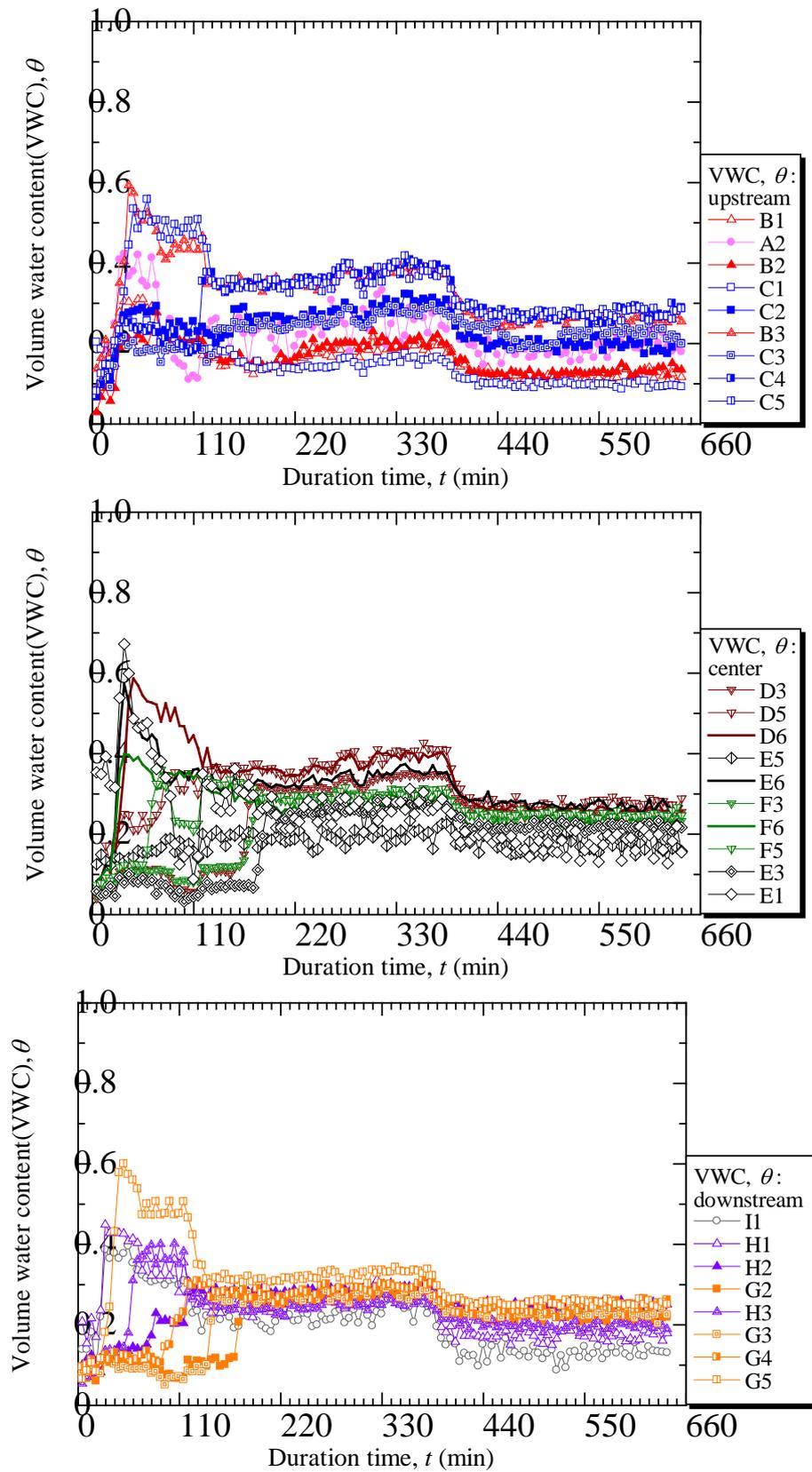


図 5.1.9 堤体内の体積含水率の変化

## 5.2 透気性のある遮水シートの耐豪雨・耐越流性能についての模型実験

### 5.2.1 試験方法および試験条件

5.1 節により、降雨のみ、河川の増水をそれぞれ単一の外力としてその作用を検討すると、間隙空気が閉じ込められていく様子は明らかになったが、実際に間隙空気がブローする現象を観察することはできなかった。よって、集中豪雨時の実現象のように、豪雨に伴い河川が増水する場合について検討を行う。すなわち、降雨と堤外側の水位に関する水理条件としては図 5.2.1 のように設定する。また、試験ケースを表 5.2.1 に示す。

本試験では、降雨浸透および河川水位の上昇によりエアブロー現象の観察や空気圧の測定を行った。この結果を踏まえ、不透気遮水シート（水も空気も透さないシート）を用い（図 5.1.1 赤破線）、アスファルトフェイシングを模擬して一般的な越流対策を実施した。このときに使用した不透気遮水シートは厚さ 0.5mm の塩化ビニル製のシートを用いた（図 5.2.2(a)）。また、シートに透気性を持たせた透気遮水シート（図 5.2.2(b)）を敷設し、設置効果を検討した。ここで用いたシートは、スポーツウェアや雨具などの衣料品では一般的となっている透湿防水布と同質の性能を期待できるようにジオシンセティック用途として開発された透気遮水シートである。本試験の堤体は実堤防の 1/30 程度であるため、堤体内に発生する間隙空気圧も低く透気し難いと考え、直径 0.2-0.3mm の穴を 1-15 個/cm<sup>2</sup> に設置することにする。透気遮水シートの開孔率は、シートの単位面積当たりの孔数によって定義される。開孔率が大きいほど単位面積当たりの孔数が多いことを意味する。シートの端部は図 5.2.3 のように粘着テープなどを用いて極力固定した。これによる堤防側面の変形の自由度は若干失われるが、シートと試験土槽側面のアクリル壁面の間から水や空気が浸入したり抜けることが無いように水や空気に関する境界条件を明確にした。

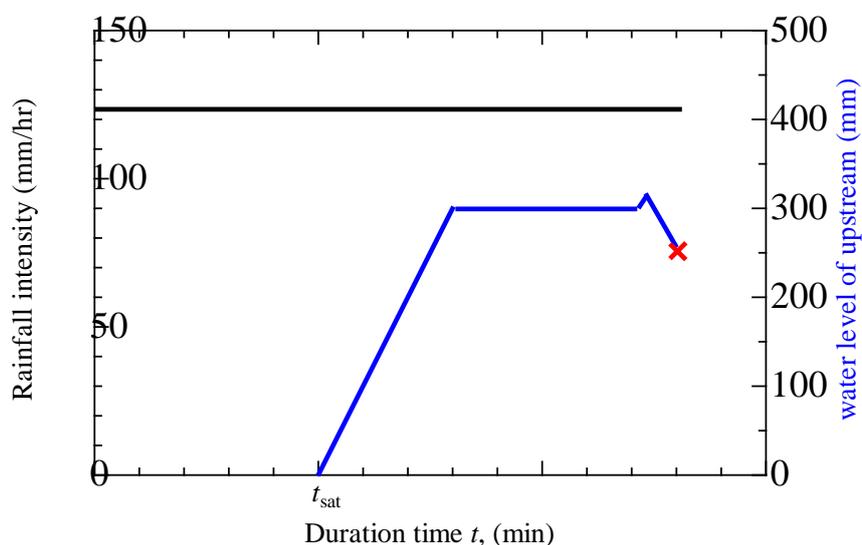


図 5.2.1 降雨と堤外側の水位に関する水理条件

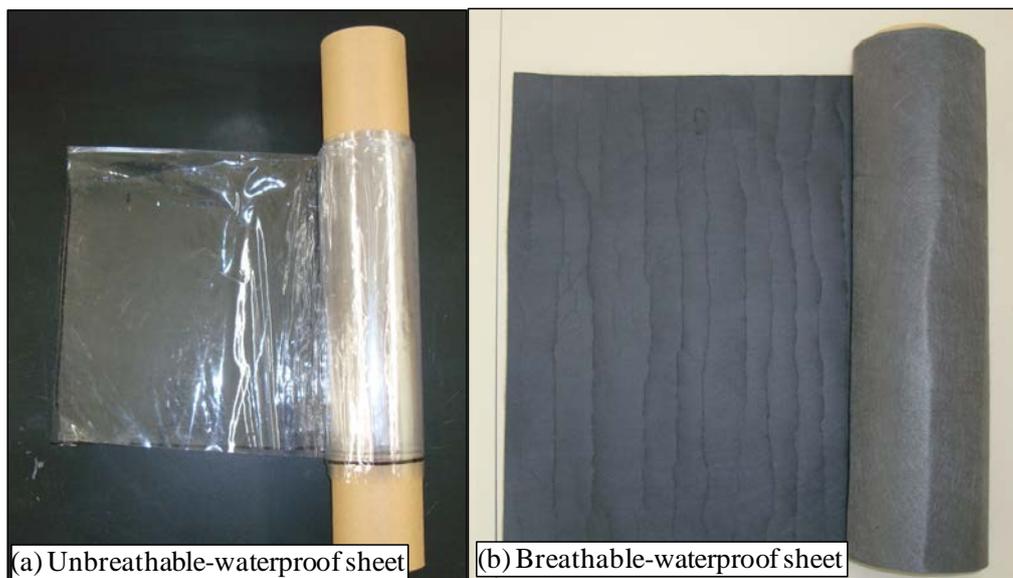


図 5.2.2 対策工に用いたシート状のジオシンセティックス

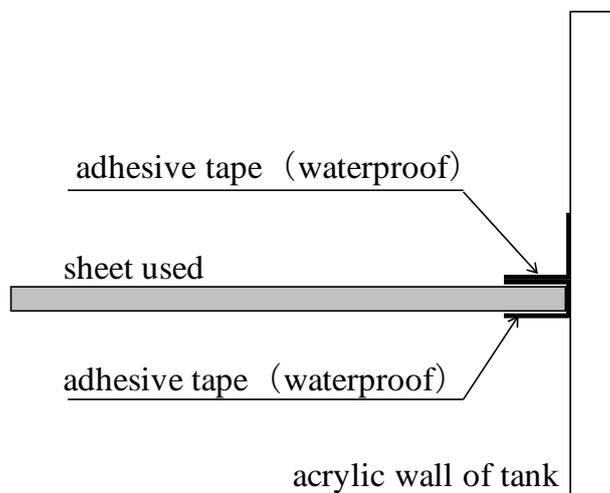


図 5.2.3 シートと土槽壁面の結合方法

表 5.2.1 試験ケース

Case(No.)	soil	water content	intensity of rainfall (mm/hr)	water level raising	counter-measure sheet
case(4)	Toyoura	0	120	yes	-
case(5)	Toyoura	0	120	yes	unbreathable waterproof sheet
case(6)	Toyoura	0	120	yes	breathable waterproof sheet

## 5.2.2 試験結果および考察

### (1) 無対策時

土槽壁面で定点撮影された堤体断面の経時変化（図 5.2.4）を観察すると、無対策の堤防は堤体内部の浸潤化が早く、河川水が低水位のときにすでに堤内側法面で水位上昇による崩壊を始めているため、早期の決壊を招く恐れがあり危険である。さらに河川が高水位となると、水位上昇とともに浸透流による堤内側の表層崩壊が進行している。また、堤体内における浸透の様子を図 5.2.5 に示す。試験開始 30 分程度は降雨浸透により、堤体内の水分量が増加しているが、その後降雨を継続しているにもかかわらず体積含水率の値が低下し始め、湿潤していた基盤層と降雨の浸潤線に取り囲まれた領域では初期状態と同値を示している。さらに、堤外側の水位を上昇させ始めた時となっても、体積含水率の値は低下し続け、越流崩壊するまでの約 135 分の間、低値を保持している。降雨による浸潤によって堤体内に閉じ込められた空気塊に起因することが考えられる。

また、試験中に堤防の表面からも特徴的な現象を観察することができた。まず、試験開始 15 分経過後、図 5.2.6(a)に示すように、堤防の法面にトラップされた間隙空気による腫れ物を観察することができた。試験開始 125 分後には、図 5.2.6(b)に示すように、天端でエアブローの発生を確認するとともに、堤外側の法肩で引張り亀裂のような変状が見られた。さらに、図 5.2.6(c)に示すように越流直前には、堤体内においても間隙空気塊の発生を目視できた。以上のことから、降雨と河川水位の上昇が生じると、浸潤線の進行によって空気塊が閉じ込められていくとともに、堤内側や天端の体積含水率が顕著に低いことから、閉じ込められた空気塊が圧縮されていることがわかる。この結果、空気塊が地表面に押し出されることでエアブローが生じるとともに亀裂が生じる等の損傷を堤体に与えることが分かった。越流時には、閉じ込められた圧縮空気塊に揚力が作用することからも堤体の破壊を助長することが想像される。また、越水すると、激しく浸食され基盤層近くまで洗掘された。よって、無対策の堤防は越流に対しても非常に弱いことが言える。

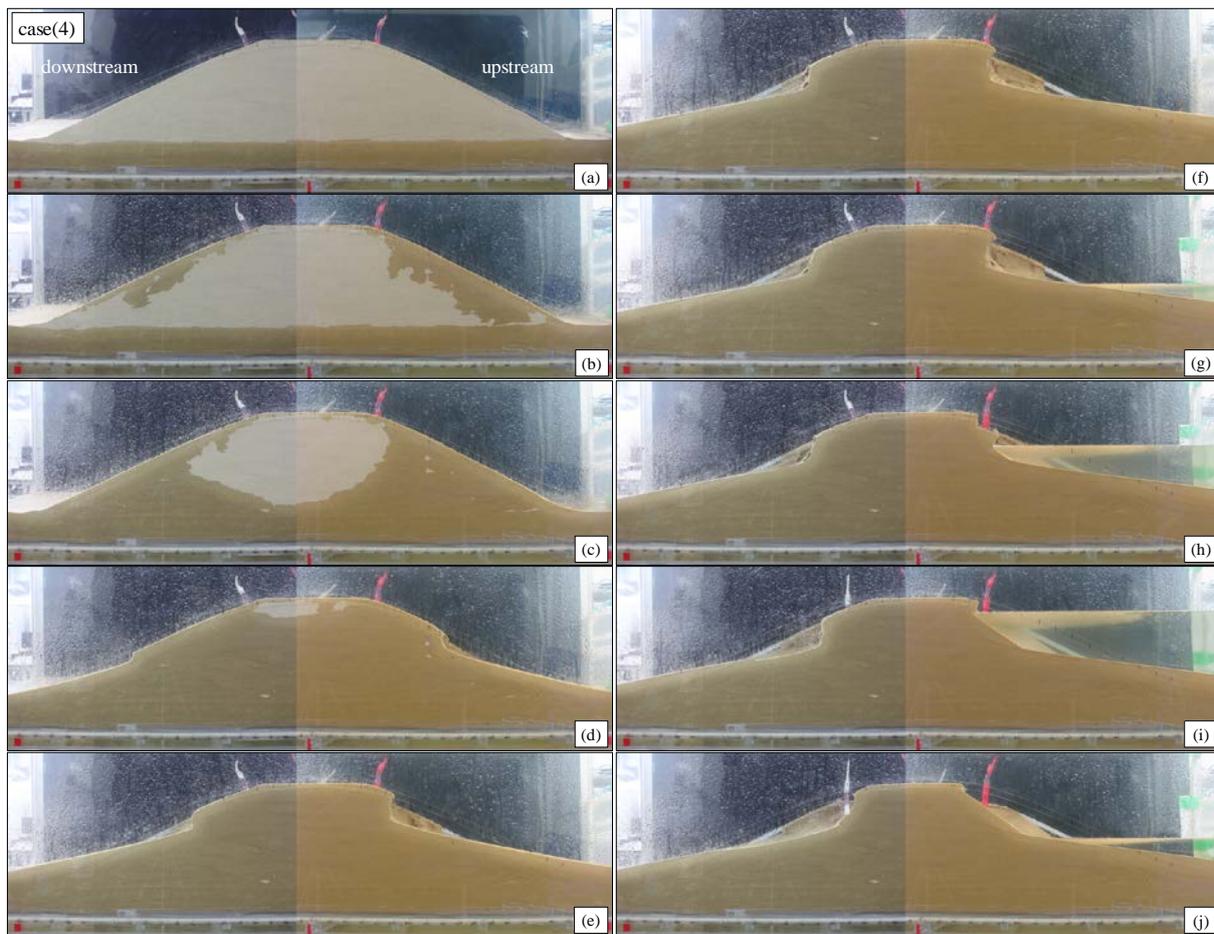


図 5.2.4 土槽壁面で定点撮影された堤体断面の経時変化

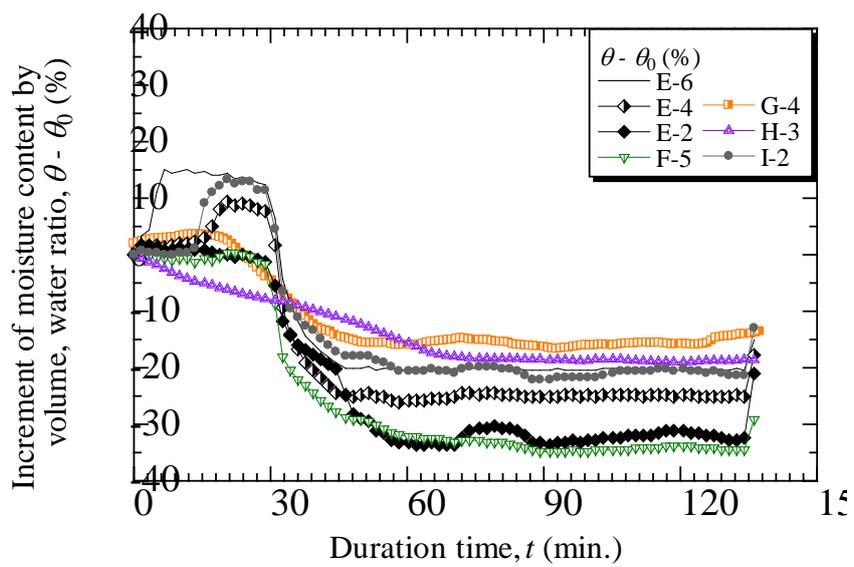
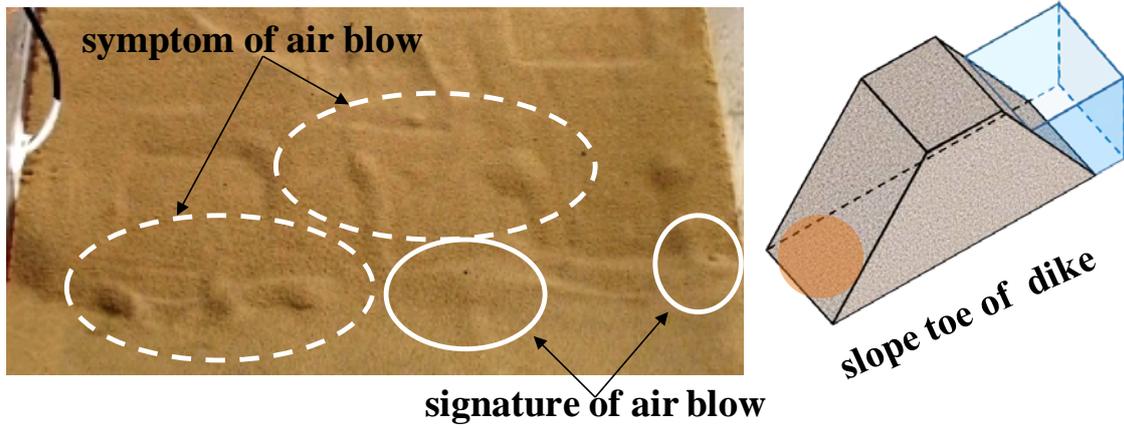
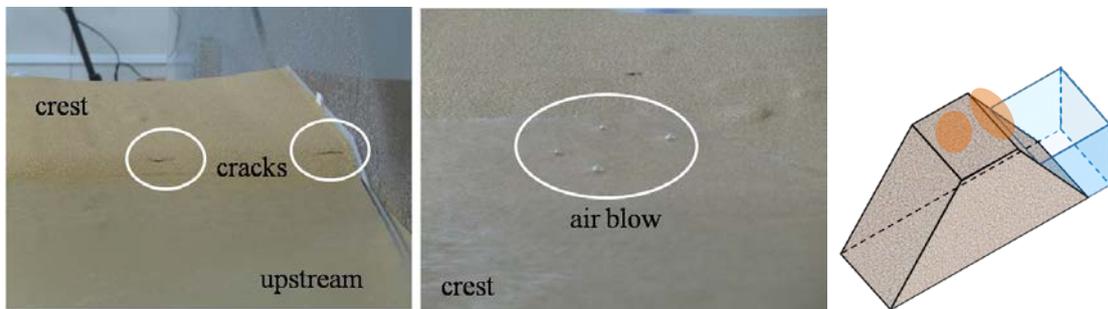


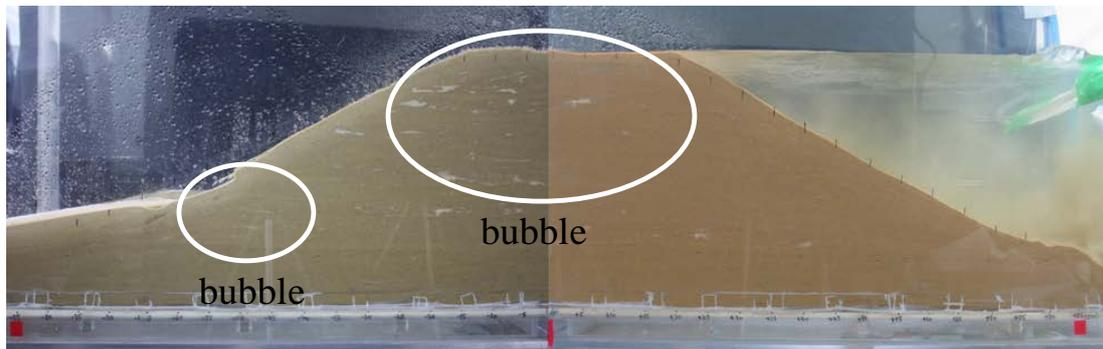
図 5.2.5 堤体内における浸透の様子



(a)法先でのエアブローおよびその兆候としての表面の膨れ



(b)天端でエアブローの発生およびクラックの発生



(c)越流直前の天端で観察された間隙空気

図 5.2.6 堤体の変状の様子

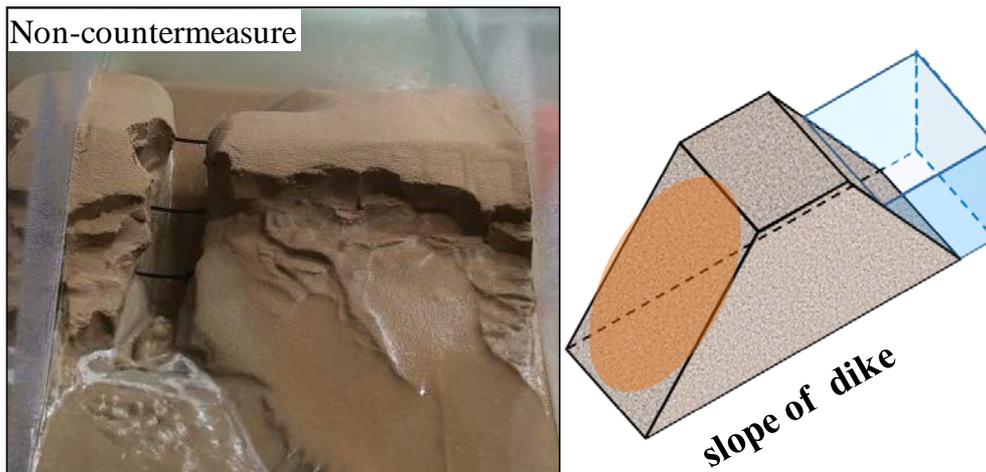


図 5.2.7 越流後の堤体の様子

(2) アスファルトフェイシング時（不透気遮水シート：水も空気も透さないシート）

5.2.2 項(1)において無対策の堤防は、豪雨浸透に伴い圧縮された間隙空気がブローする現象と同時に堤体が損傷する場合や河川水が堤防を溢れ越水すると、激しく洗掘され越流崩壊することが分かった。そこで、一般的な越流対策として越流堤のようなコンクリートやアスファルトで河川堤防を被覆し越流水から保護する対策工を試みる。

土槽壁面で撮影した浸透挙動を図 5.2.8 に示す。図 5.2.4 と比べて、堤体内の浸透は遅く、特にシート内部の浸潤前線の発達が非常に複雑に進行している。そのため、シート内の浸透が進むと、大きな不飽和領域が形成されていることが分かる。このように基盤層から堤体表層の方向への浸透がもっとも遅いので、シート内の天端に圧縮された間隙空気が閉じ込められ堤体の浸潤化を妨げていることが原因と考えられる。また、実堤防への施工を想定すると、河川が増水した場合、シートの繋ぎ目から圧縮された間隙空気がブローする現象が生じる可能性が考えられる。

堤体内の浸透挙動を図 5.2.9 に示す。試験開始直後は降雨による堤体内の体積含水率が上昇することがないが、降雨開始 20 経過すると、天端のシート直下で計測している空気圧は上昇をはじめ。その後、体積含水率が低下する領域が現われ、圧縮された間隙空気は移動し空気圧は低下する。河川水位が 150mm 以下のときは体積含水率には若干の変化が現われるものの、間隙空気には変化が現われない。河川水位が 250mm に達すると、体積含水率の減少と間隙空気圧の上昇が連動している。よって大きな間隙空気が発生するとともに、河川水位が上昇することにより、空気圧が上昇することになる。さらに河川水位が上昇し、越流時になると、シートに大きな揚圧力が掛かることが考えられ、シートが剥がれる際には堤体に大きな損傷を与えることになることが予想される。

また、試験終了後に不透気遮水シート内を観察すると、大量の気泡を確認することができた。したがって、アスファルトフェイシング時には下部に閉じ込められた間隙空気の影響で堤体が損傷する可能性を示唆している。

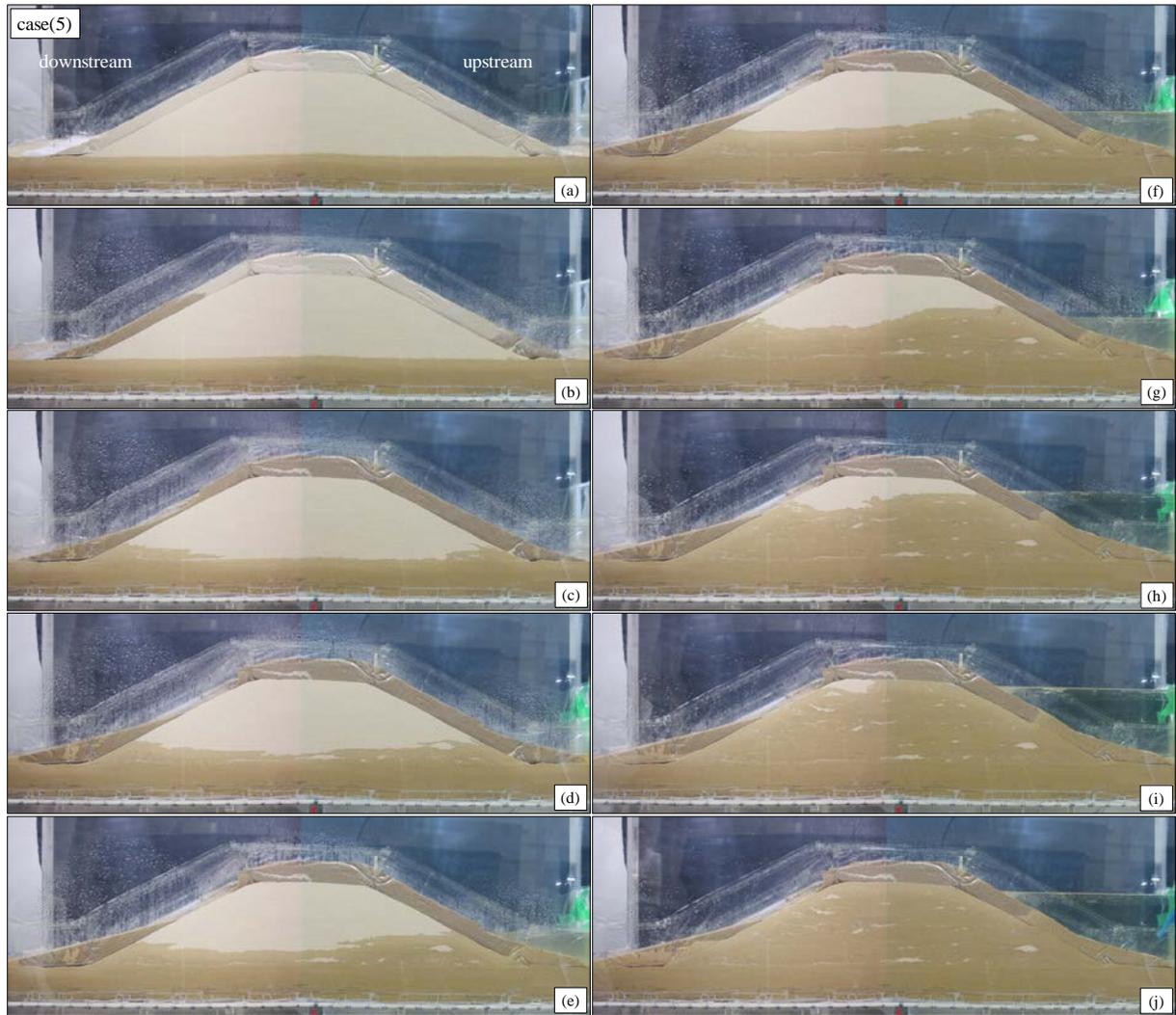


図 5.2.8 土槽壁面で撮影した浸透挙動

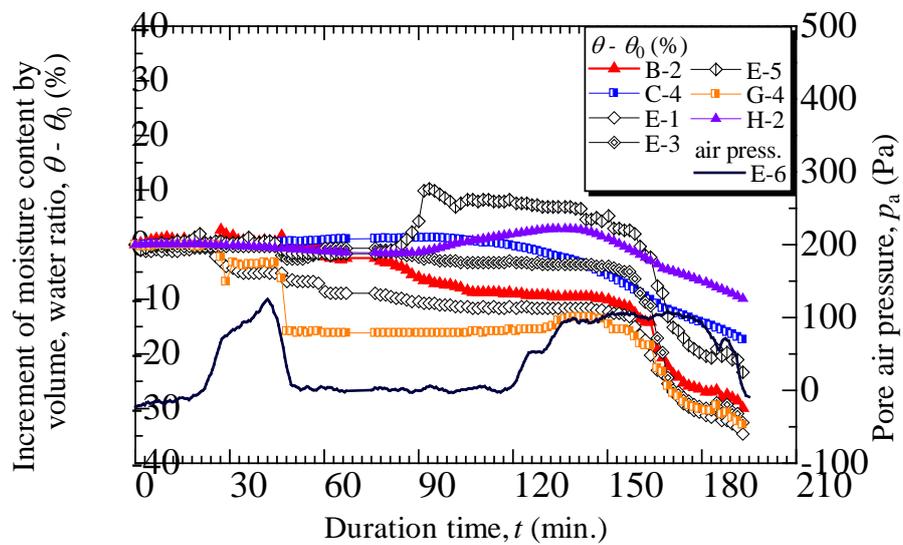


図 5.2.9 堤体内の浸透の様子

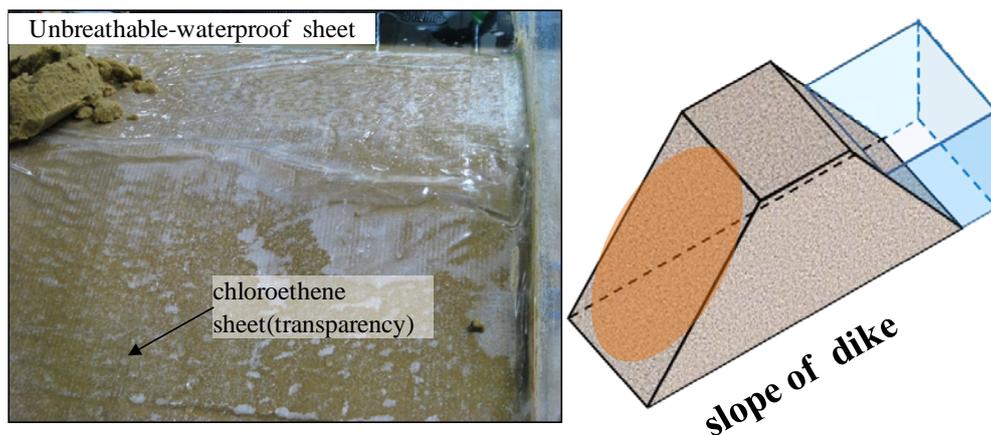


図 5.2.10 試験終了後のシート内の様子

### (3) 透気遮水シート敷設時 (透気遮水シート：空気は透すが水は透さないシート)

5.3.2 項(1)および(2)の結果を踏まえると、河川が増水し高水位となったときに圧縮された間隙空気による影響を十分に考慮しなければならないことが分かる。したがって、越流による洗堀の保護に加えて、シート内部の間隙空気を排気することが重要となる。そこで 5.3.2 項(2)と同様の位置に透気遮水シート (水は透さないが空気は透すシート) を敷設し、その効果を検証する。

土槽壁面で撮影した浸透の様子 (図 5.2.11) を観察すると、不透気遮水シート敷設時と比較して浸潤前線の発達が滑らかであり、大きな不飽和領域を形成することもなく浸透している様子が分かる。また、堤体内の浸透挙動 (図 5.2.12) を観察すると、降雨開始 30 分経過後、堤体の下層から浸透が始まり、無対策時およびアスファルトフェイシング時のように顕著な減少を示すことなく、堤体内の水分量の増加傾向が保持されている。このようなシート内の浸透挙動を裏付ける現象が堤防の表面において観察された。図 5.2.13 に示すように、無対策時と同様に法面において、エアブローの兆候と考えられるような表面の膨れが観察されることから、シートの透気性によって堤体内の空気が抜け、浸潤線の浸入を助けたことが分かる。また、河川水が越水する場合、越流崩壊することなく堤体本体は完全に保護された (図 5.2.14)。

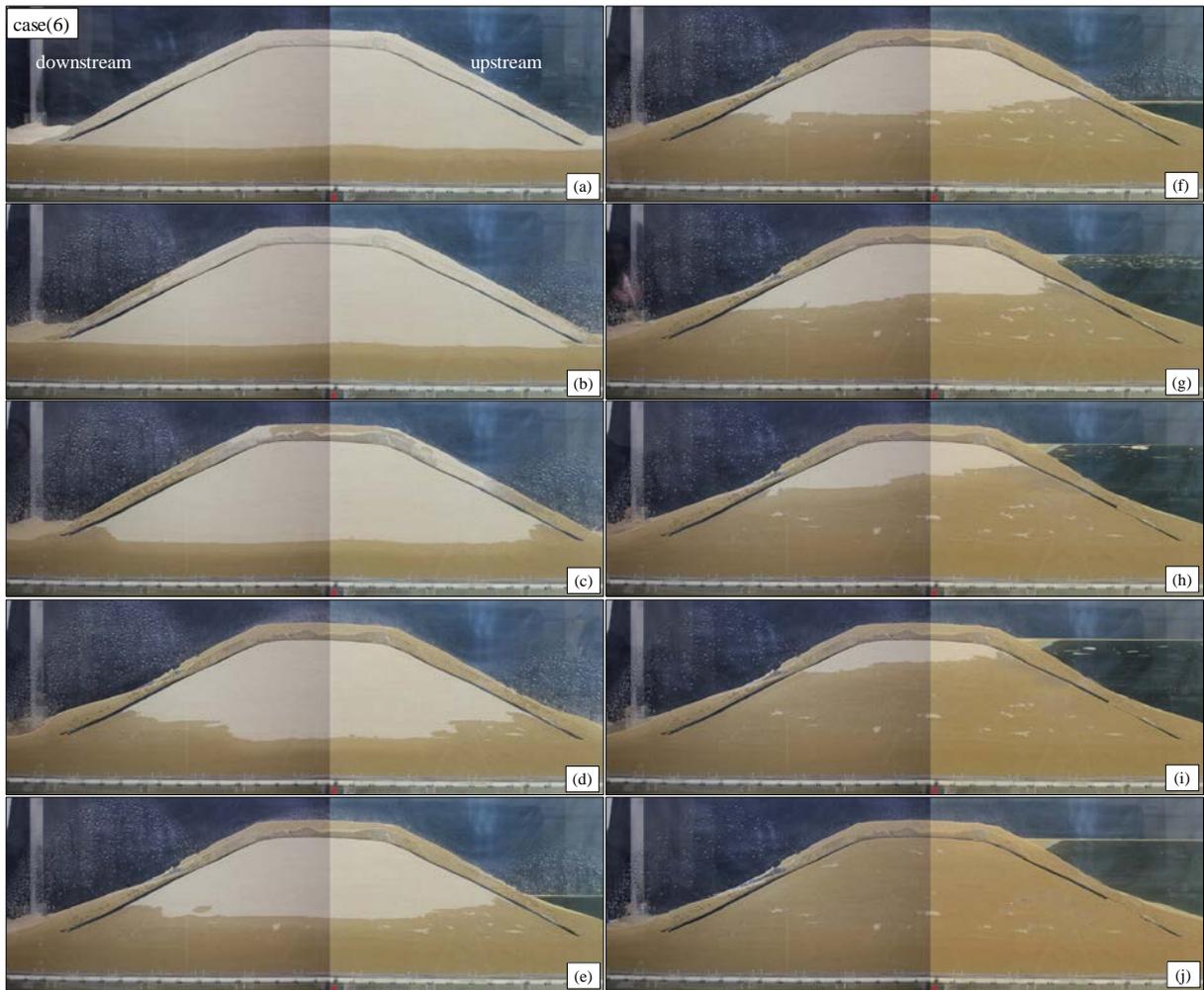


図 5.2.11 土槽壁面で撮影した浸透の様子

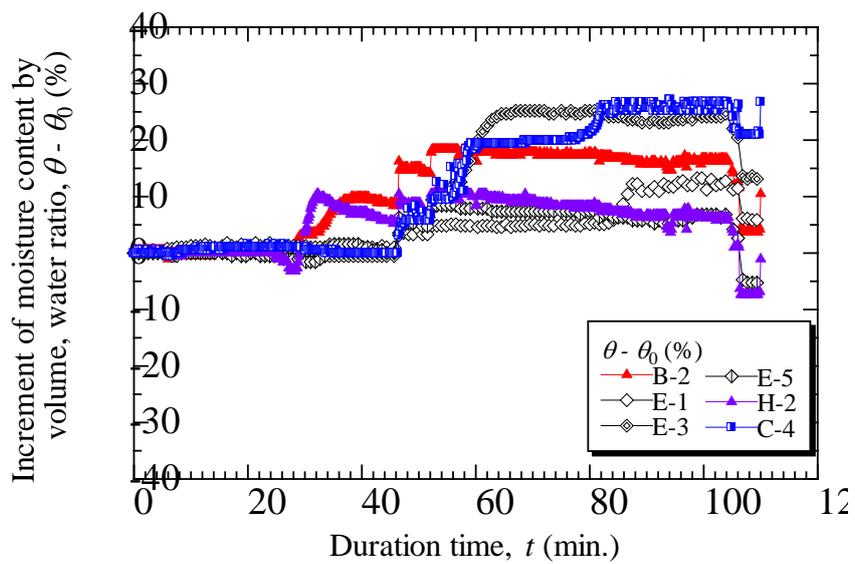


図 5.2.12 堤体内の浸透挙動

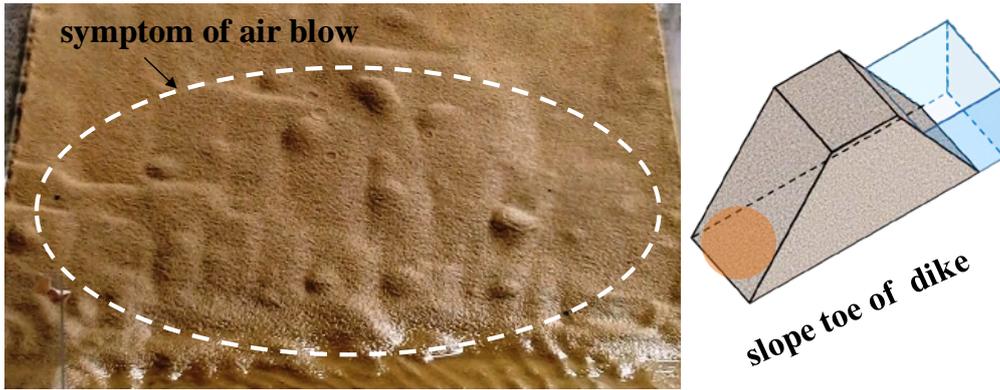


図 5.2.13 透気を裏付ける堤体表面の膨れ物

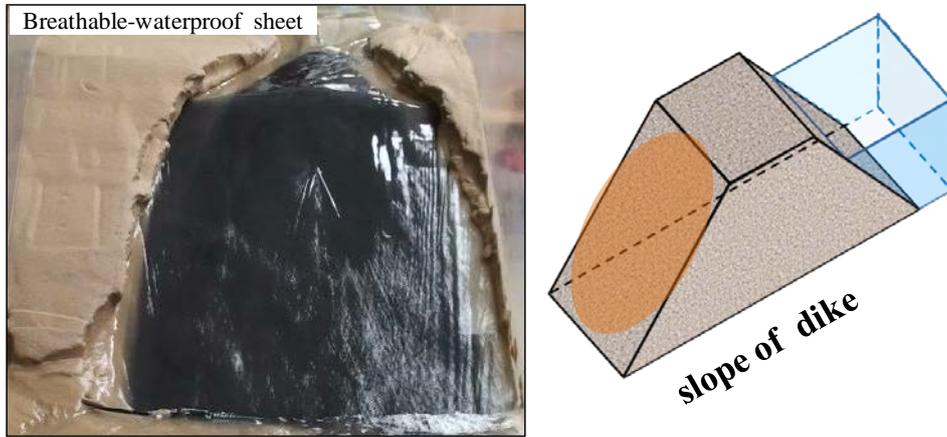


図 5.2.14 越流後の堤体の様子

### 5.3 透気遮水シートの実用性の確認

#### 5.3.1 試験方法と試験条件

5.2 節に示したように、模型堤防試験のように均一な試料（まさ土および豊浦砂）を用いた場合には透気遮水シート敷設による有用性を確認することができた。そこで、実際の河川堤防のうち主に砂質土で構成された堤防を選定し、その敷設効果を検討する。本研究では、表面波探査、地中レーダおよび電気探査により実堤防の横断面および縦断面を把握し、その結果、矢田川 2.2K 地点の河川堤防を選定した。まず、無対策時の降雨浸透を検討するために、実堤防内に模型堤防試験と同様に計測器を設置する必要がある。図 5.3.1 に示すように、水分計、水位計および比抵抗モニタリング装置を埋設し、平成 23 年 6 月からモニタリングを実施している。これにより、自然降雨時における堤体内の浸透挙動を把握するとともに、人工的に降雨を発生させ、散水試験を実施し、透気遮水シート敷設有無の影響を検討した。

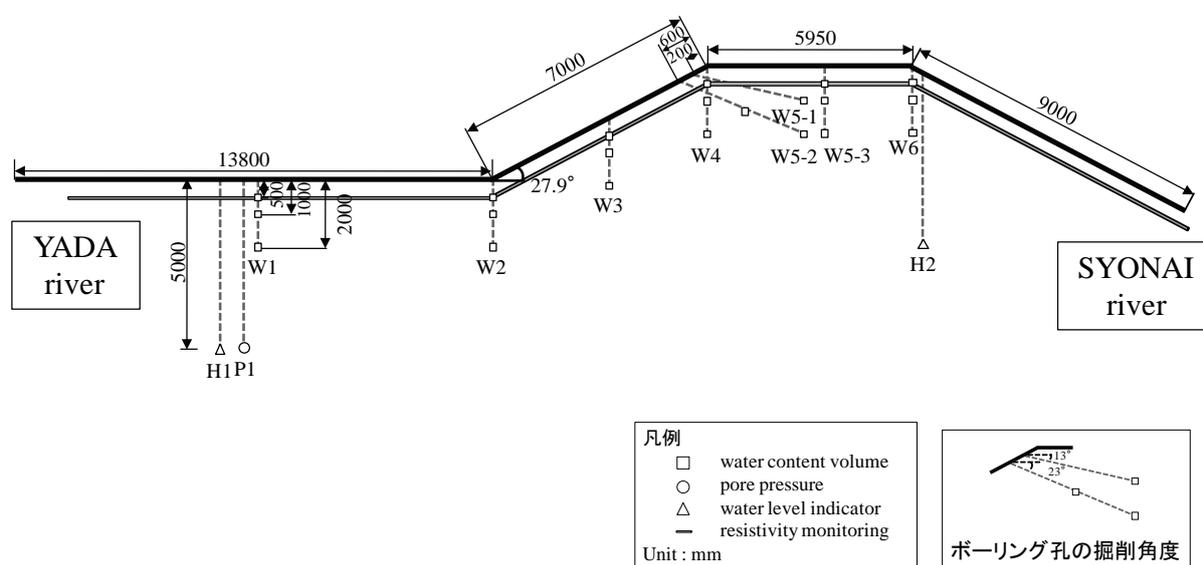


図 5.3.1 実堤防内に埋設した計測器

#### 5.3.2 自然降雨時のモニタリング結果および考察

5.2 節の模型堤防試験では、外力による影響の観察を簡単化するために、降雨は経時的に変化せず、常に一定値を取るよう設定し、その影響についての考察も降雨強度（mm/hr）により場合分けを行った。しかし、自然降雨時には、本降雨の前後に事前降雨および事後降雨が存在するため、必ずしも降雨強度による場合分けは困難である。そこで、総降雨量（mm）による場合分けを行い、降雨強度の影響については、等しい総降雨量のときに、より短時間により多量の降雨量を計測した場合を考察する。

(1) 総降雨量 10mm の場合

堤体内の浸透挙動には、ほとんど変化が見られないことが分かる。このように非常に弱い雨の場合、堤体内に浸透するには長い時間、降雨が作用しなければならないと言える。

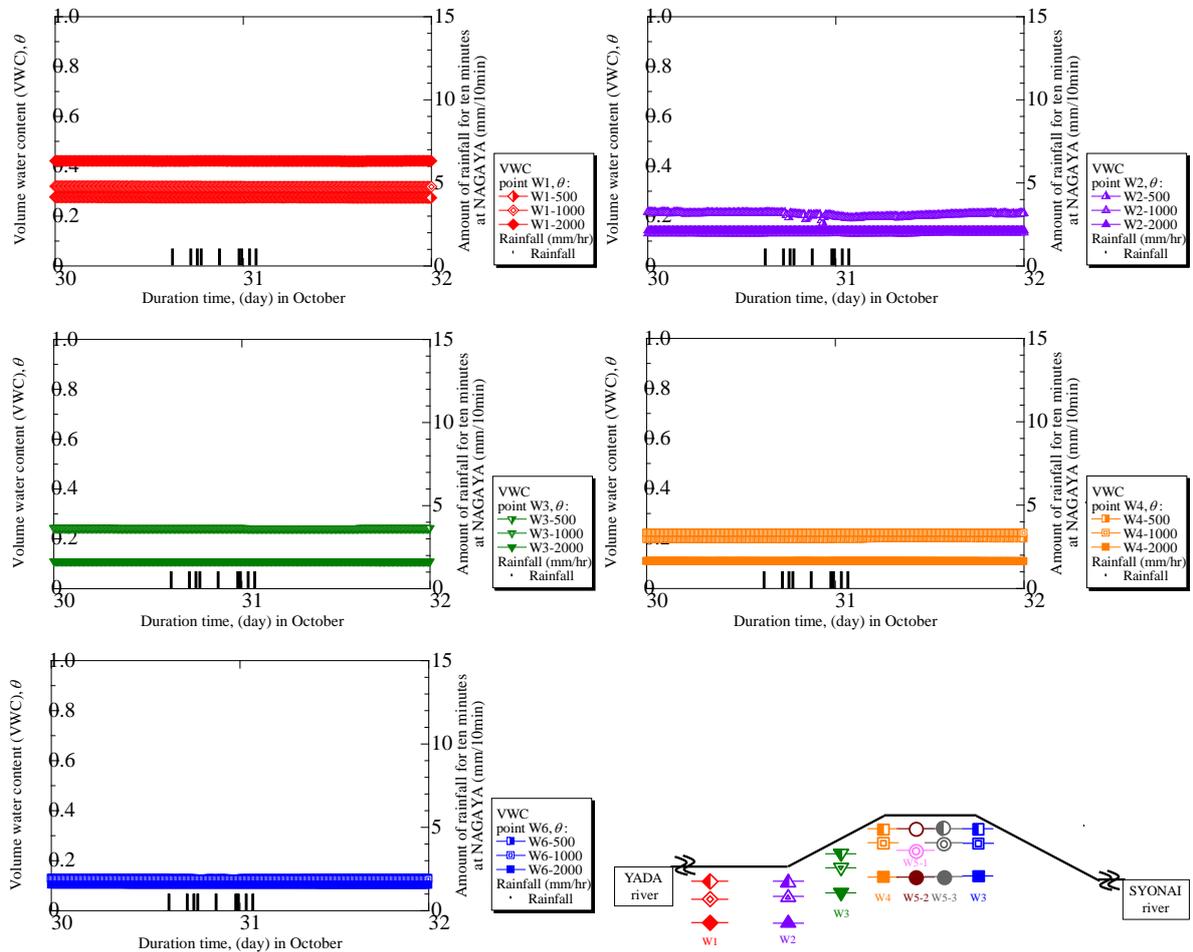


図 5.3.2 総降雨量 9mm (1mm/10min) : 平成 23 年 10 月 30 日から 10 月 31 日までの堤体内の浸透の様子を示す。

## (2) 総降雨量 50mm の場合

総降雨量が 50mm 程度の降雨となると、堤体内の体積含水率に経時変化が現われ、浸透現象が観察される。図 5.3.3 に示す場合では、2mm/10min (単純に考えれば 12mm/hr) の降雨量の積算であり、堤体内の浸透は緩やかに増加し、模型堤防試験のように急激な水分量の増減はない。よって、非常に弱い降雨が数 10 時間継続しても堤体内の間隙空気の影響はないことが言える。ただし、図 5.3.4 に示すように、最大で 9mm/10min (単純に考えれば 54mm/hr) の降雨量が生じている場合には、前者のケースとは異なり、水分量の急激な増減現象が見られる。したがって、総降雨量が等しい場合でもより短時間に多降雨量が発生する場合のほうが堤体内の間隙空気の影響が顕著に現われることが分かる。また、砂質土により構成される河川堤防内の浸透現象は都市型集中豪雨のときに、より不安定になることは明らかである。

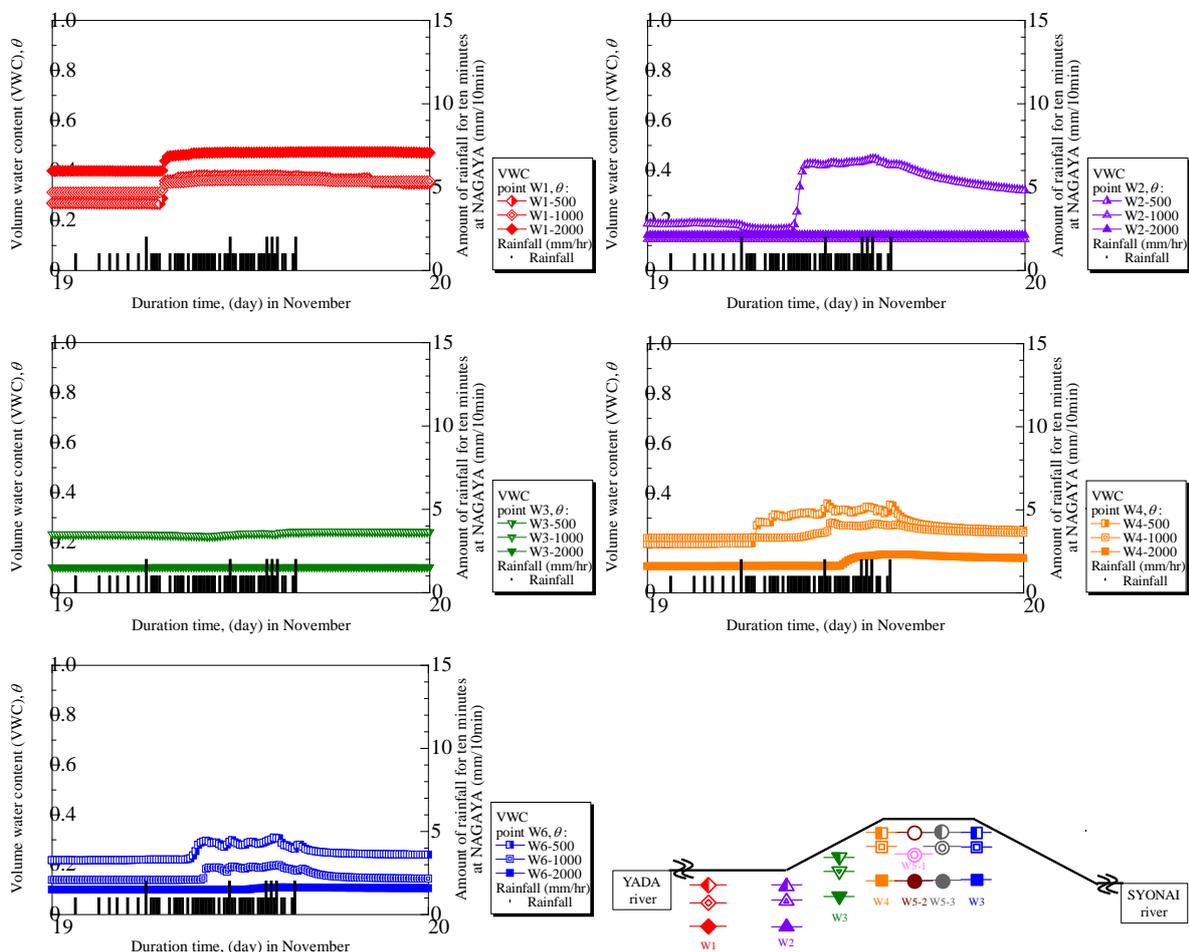


図 5.3.3 総降雨量 57mm (2mm/10min) : 平成 23 年 11 月 19 日から 11 月 20 日までの堤体内の浸透の様子を示す。

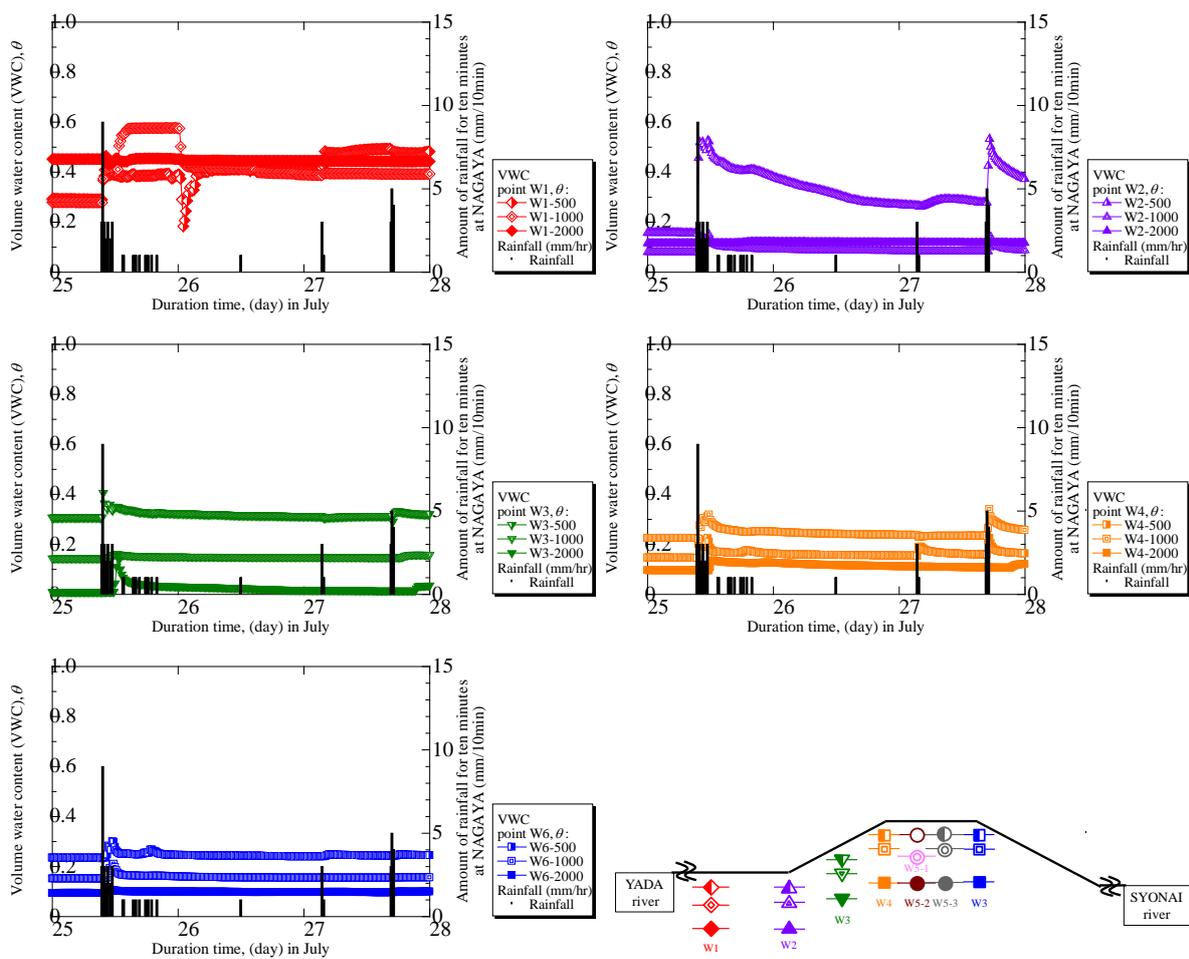


図 5.3.4 総降雨量 58mm (9mm/10min) : 平成 23 年 7 月 25 日から 7 月 27 日までの堤体内の浸透の様子を示す。

### (3) 総降雨量 90mm の場合

5.3.2(2)項と比較して総降雨量は多いが、この結果の場合は最大で 5mm/10min であり、単純に考えれば 30mm/hr の降雨が作用したことになる。図 5.3.4 では、9mm/10min (単純に考えれば 54mm/hr) の降雨量が発生したときにすべての水分計が体積含水率の減少を示しているが、このときの堤体内の体積含水率の変化 (図 5.3.5) は、同じ外力が作用したときに増減現象が現われていない箇所がある。よって、模型堤防試験と同様に 30mm/hr が発生しても間隙空気を閉じ込めるような浸透作用はないことが分かる。また、総降雨量が多い場合よりも短時間に多くの雨が降ったほうが間隙空気の影響が現われることが言える。

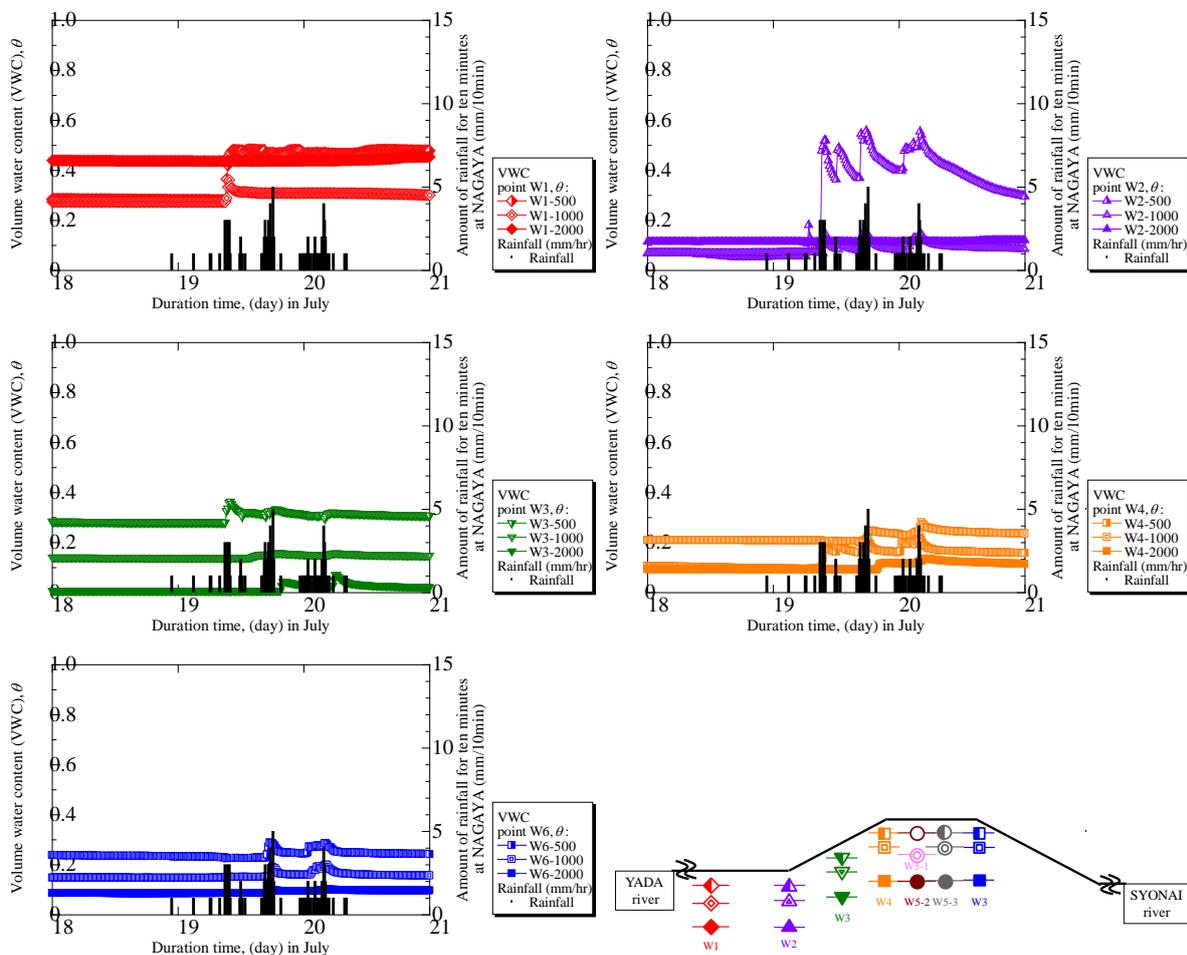


図 5.3.5 総降雨量 94mm (5mm/10min) : 平成 23 年 7 月 18 日から 7 月 20 日までの堤体内の浸透の様子を示す。

#### (4) 総降雨量 200mm の場合

平成23年9月台風15号来襲時には総降雨量195mm, 最大の10分間雨量は13mm/10minであり, 単純計算で78mm/hrの降雨強度が作用したことになる。これは気象庁の定義によれば豪雨相当の外力である。このとき, 図5.3.6に示すように, 堤体内では特に表層に埋設している水分計が急激に低下している様子が分かる。したがって, 模型堤防試験で示した結果と同様に, 豪雨相当の外力が作用すると, 閉じ込められた間隙空気の影響に支配的な浸透挙動を示すことが言える。

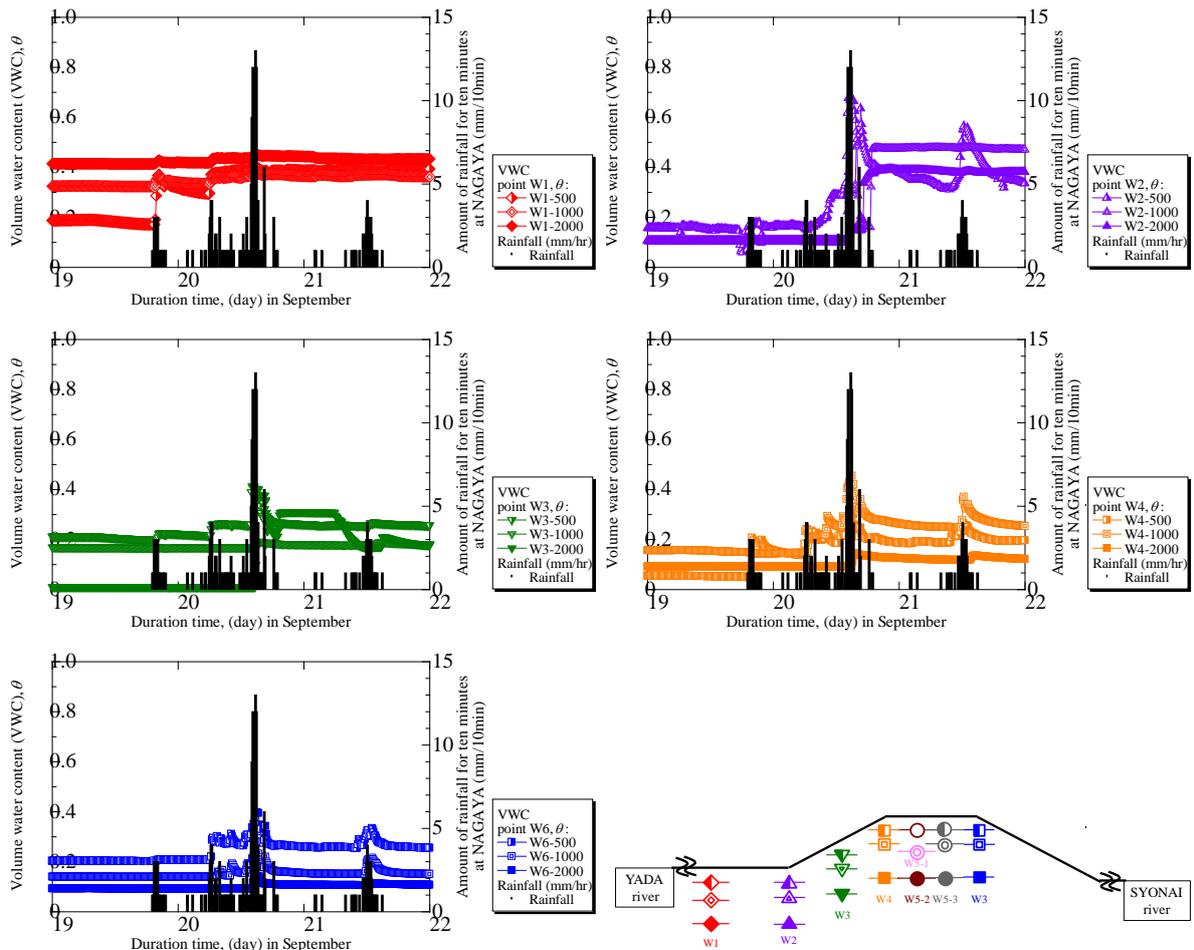


図 5.3.6 総降雨量 195mm (13mm/10min) : 平成 23 年 9 月 19 日から 9 月 21 日まで (台風 15 号来襲時) の堤体内の浸透の様子を示す。

### 5.3.3 無対策時における散水試験

#### (1) 試験概要

透気遮水シートの敷設効果を検討するために、無対策時においても同じ外力条件、初期条件で散水試験を実施する。試験日時は平成24年2月15日（水曜）の10時30分から16時30分の6時間とした。試験地は図5.3.1に示す矢田川2.2K地点の河川堤防断面である。

#### (2) 試験外力

外力は50mm/hrの降雨強度を6時間継続し、総降雨量300mmを与え、降雨開始5時間経過後に河川が増水し水位が上昇した場合を模擬して、直径100mm、長さ1000mmの塩ビ管を法肩に設置し、定水位透水試験を実施した（図5.3.7）。本来、河川水が上昇すると水圧が法面に面的に作用するが、本試験で用いた河川堤防は、天端を道路としての機能も持つため、実験によりこれらの機能を失うことが無いように、外力を調整した。降雨は実際に雨を発生させるのではなく、図5.3.8に示すように、スプリンクラーを配置し、降雨を発生させた。降雨強度は流量により管理する。また、法肩における塩ビ管の定水位透水試験は降雨浸透後の堤体内の浸透挙動に刺激を与え閉じ込められた間隙空気の挙動を観察する目的で行う。散水試験の概略図を図5.3.9に示す。

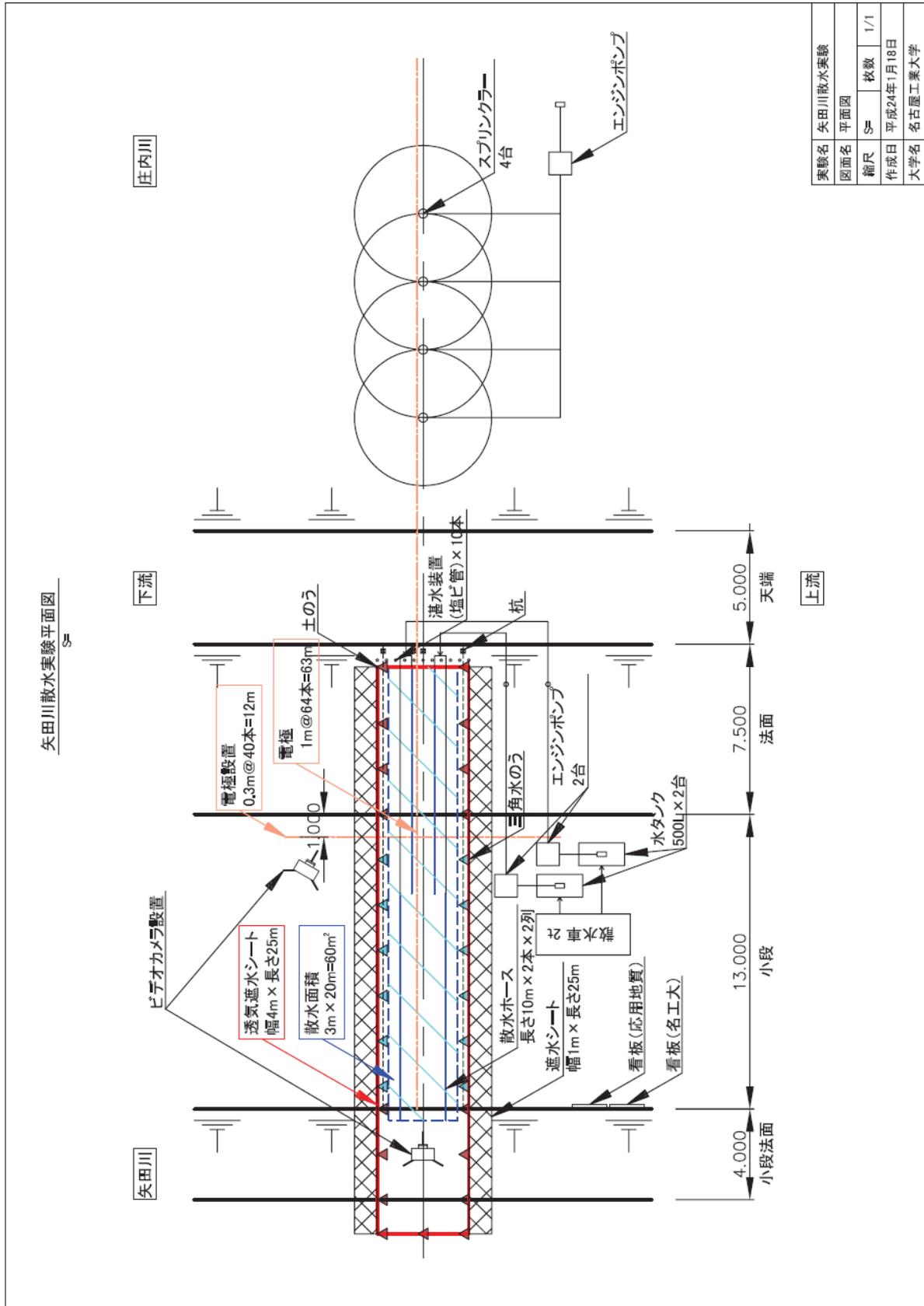
堤体の初期条件は試験日の前日（2月13日）と前々日（2月14日）に降雨があり、両日合わせて総降雨量11mmの降雨があったが、5.3.2(1)項で述べたように、堤体内の浸透挙動に影響はないと判断し試験を実施した。



図 5.3.7 堤防法肩における定水位等試験の様子



図 5.3.8 降雨発生装置



実験名	矢田川散水実験		
図面名	平面図		
縮尺	S=	枚数	1/1
作成日	平成24年1月18日		
大学名	名古屋工業大学		

図 5.3.9 散水試験の概略図

### (3) 試験結果および考察

試験経過を図 5.3.10 に示したように、試験中に堤体の変状は観察されなかった。試験前に堤体内の初期状態を比抵抗モニタリングにより計測した結果を図 5.3.11 に示す。凡例は暖色系ほど乾燥状態、寒色系ほど湿潤状態を示している。試験日の前日および前々日の降雨量 (11mm) の影響で、堤体の法面表層が湿潤化していることが分かる。これを踏まえ、堤体内の降雨浸透の様子 (図 5.3.12) は、堤体表層で体積含水率の増加が観察されるものの、模型堤防試験のように急激な水分量の減少は現われていない。また、自然降雨時のモニタリング結果 (図 5.3.4) の場合と比較すると、外力の作用とともに堤体表層 (W2-500, W3-500) の体積含水率が増加し、水分量の低下は観察されない。また、堤体下層 (W1-2000, W3-2000) の浸透は事前降雨の影響により堤体があらかじめ湿潤し、水みちが形成されていたと考えられる。したがって、堤体内間隙空気の挙動が顕著に現われる場所は水みち以外となる。そこで、比抵抗モニタリングによる堤体内浸透現象 (図 5.3.13) を観察すると、事前降雨により湿潤していた法先から下層へ向かい降雨が浸透を始めるが、その先に比抵抗値の高い領域が生じ、浸透流は高比抵抗領域を避けるようにして進行している様子が分かる。高比抵抗領域に設置している水分計の応答を確認すると、体積含水率は一定値を示し、外力による影響を受けていない。すなわち、粘土等の透水係数の低い材料で構成された領域もしくは、この領域に間隙空気が閉じ込められていることが考えられる。ここで、比抵抗変化率断面の経時変化の意味を考えると、計測の度に高比抵抗領域が現われ続けるためには、変化し続ける必要があり、その様子が可視化されている。よって、この高比抵抗領域には、間隙空気の存在が示唆される。

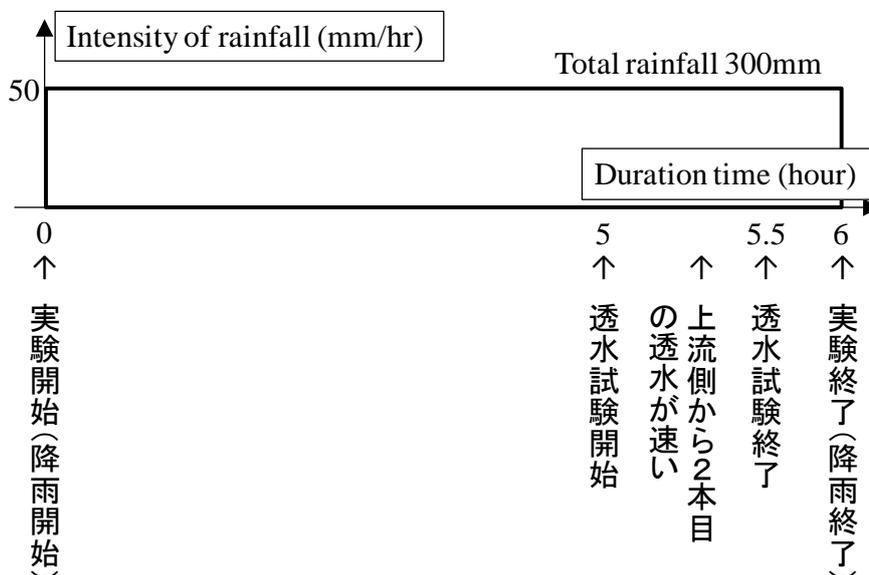


図 5.3.10 試験経過

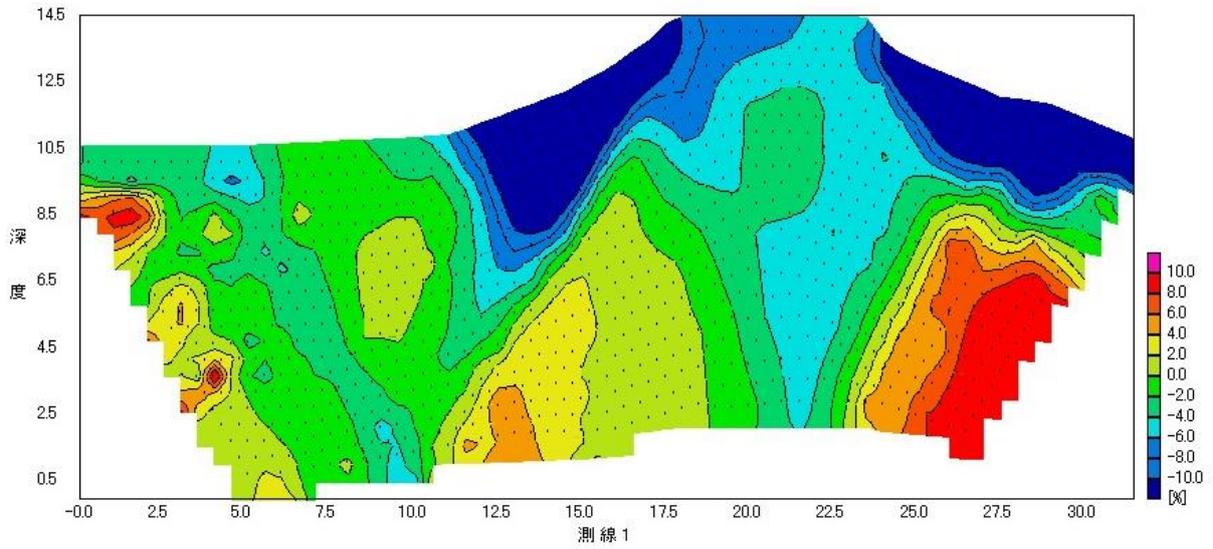


図 5.3.11 散水試験前の堤体内の初期状態：凡例は比抵抗値が高いほど暖色系，小さいほど寒色系（言い換えると，乾燥領域が暖色系，湿潤領域が寒色系）を意味している。

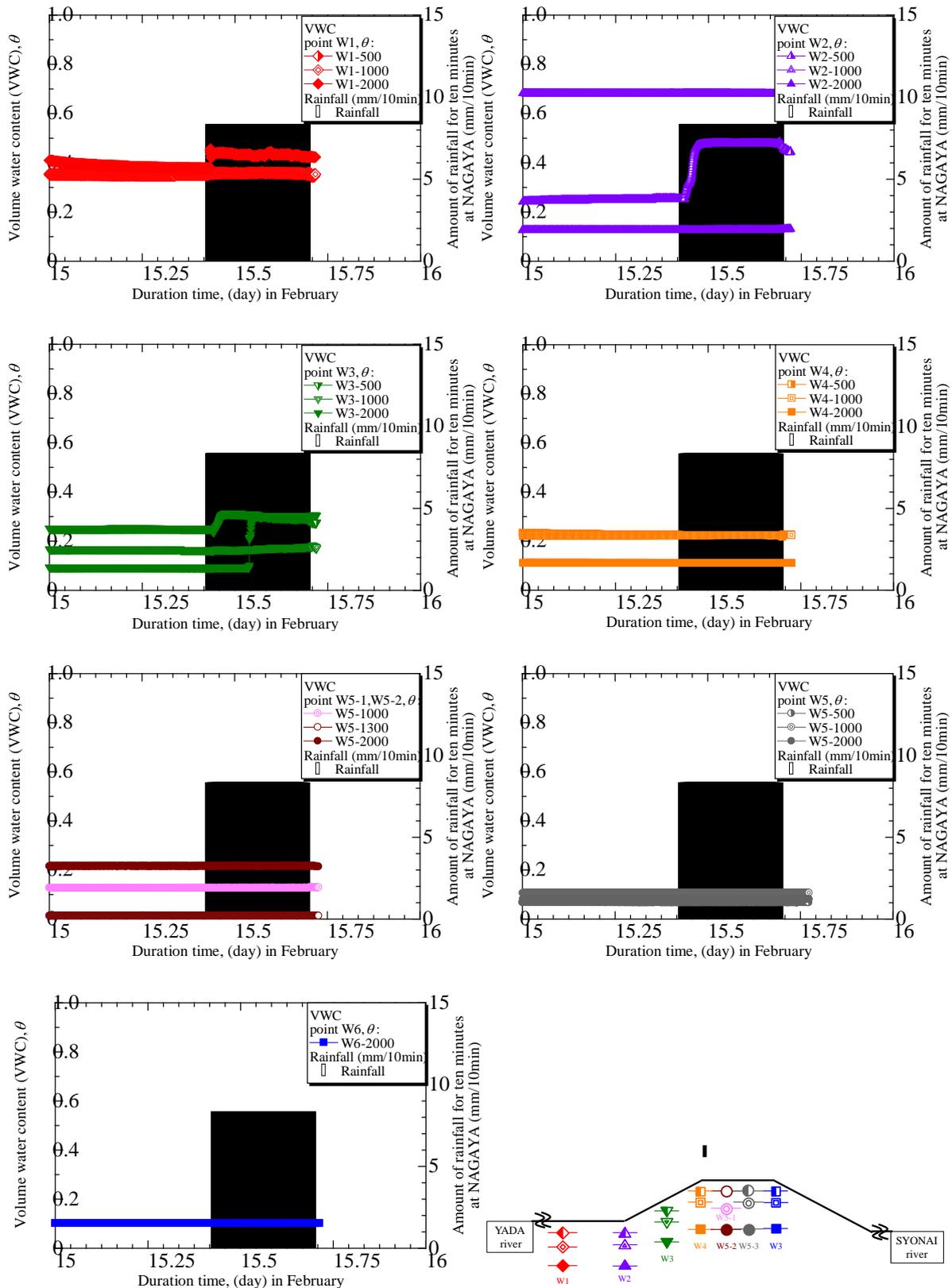


図 5.3.12 散水試験時の体積含水率の変化

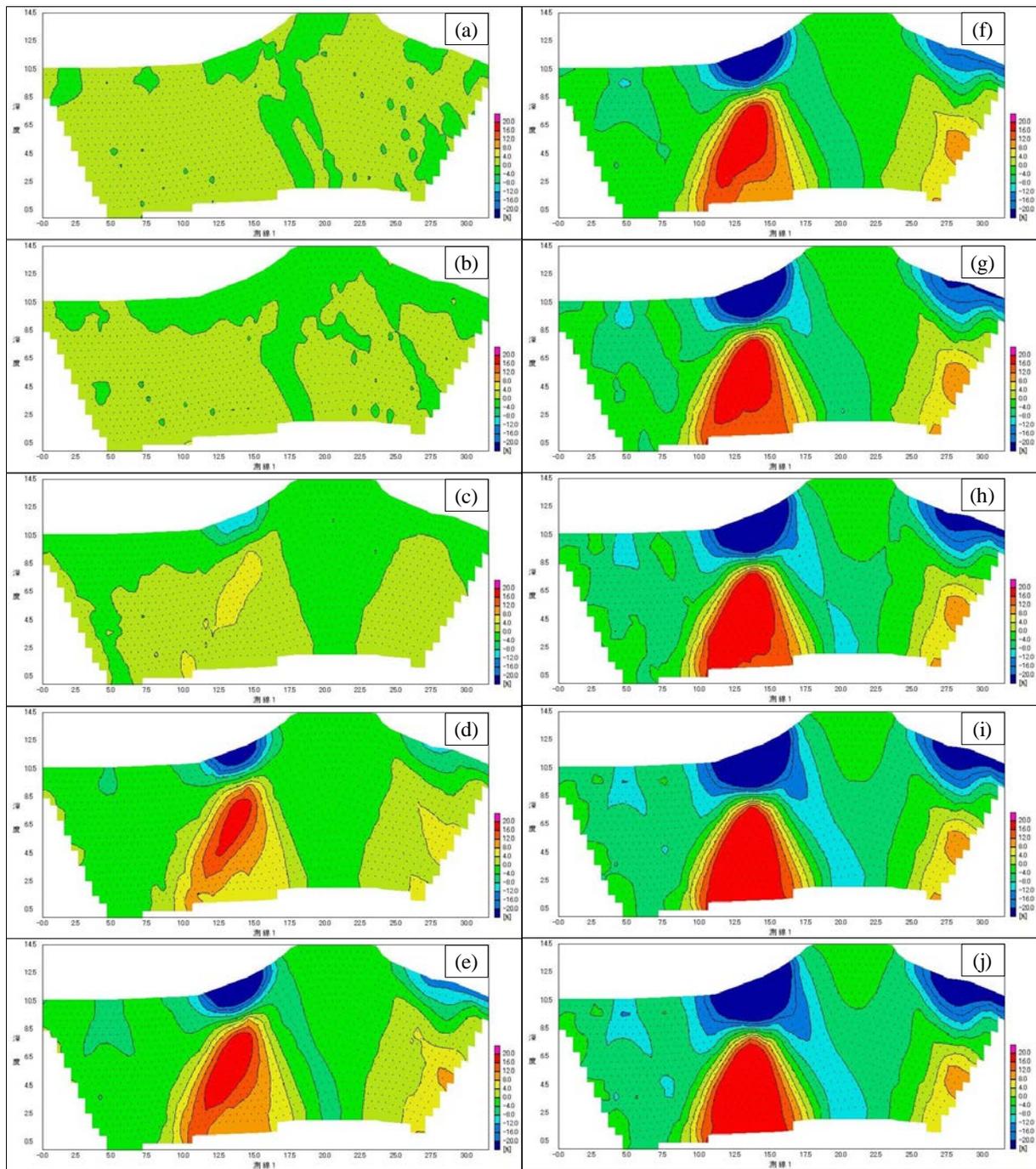


図 5.3.13 比抵抗モニタリングによる堤体内浸透挙動の可視化散水試験前の堤体内の初期状態：凡例は比抵抗値が高いほど暖色系、小さいほど寒色系（言い換えると、乾燥領域が暖色系、湿潤領域が寒色系）を意味している。

### 5.3.4 透気遮水シート敷設時の散水試験結果および考察

#### (1) 試験概要

透気遮水シートの敷設効果を検討するために、透気遮水シートを設置し無対策時と同じ外力条件、初期条件で散水試験を実施する。試験日時は平成 24 年 2 月 1 日（水曜）の 9 時 40 分から 15 時 40 分の 6 時間とした。試験地は図 5.3.1 に示す矢田川 2.2K 地点の河川堤防断面である。透気遮水シート敷設状況を図 5.3.14 に示す。



図 5.3.14 透気遮水シート敷設状況

#### (2) 試験外力

5.3.3(2)と同様に外力は 50mm/hr の降雨強度を 6 時間継続し、総降雨量 300mm を与え、降雨開始 5 時間経過後に河川が増水し水位が上昇した場合を模擬して、直径 100mm、長さ 1000mm の塩ビ管を法肩に設置し、定水位透水試験を実施する（図 5.3.14）。本来、河川水が上昇すると水圧が法面に面的に作用するが、本試験で用いた河川堤防は、天端を道路としての機能も持つため、実験によりこれらの機能を失うことが無いように、外力を調整した。降雨は実際に雨を発生させるのではなく、図 5.3.15 に示すように、法面上を這うようにホース配置し、ホースに開いた微細な孔から水を噴水させ、降雨強度は流量により管理した。また、法肩における塩ビ管の定水位透水試験は降雨浸透後の堤体内の浸透挙動に刺激を与え堤体内間隙空気の挙動を観察する目的で行う。



図 5.3.15 降雨発生状況

### (3) 試験結果および考察

試験経過を図 5.3.16 に示したように、試験中に堤体の変状は観察されなかった。試験前に堤体内の初期状態を比抵抗モニタリングにより計測した結果を図 5.3.17 に示す。試験日の前には 10 間程度、雨は降っておらず、堤体は乾燥状態である。堤体内の浸透の様子（図 5.3.18）を観察すると、シートの設置効果により降雨浸透が抑制され、堤体表層が湿潤化していないことが分かる。また、比抵抗モニタリングによると、降雨はシートを設置していない庄内川側の法面および矢田川小段から浸透し、透気遮水シートを回り込むようにして進んでいることで透気遮水シート下部は間隙空気が閉じ込められず、浸透していることが分かる。

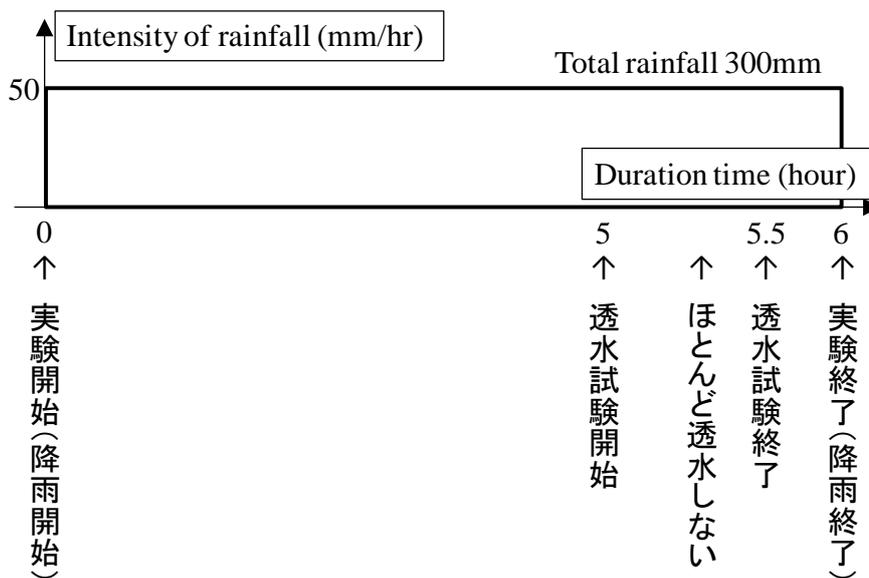


図 5.3.16 試験経過

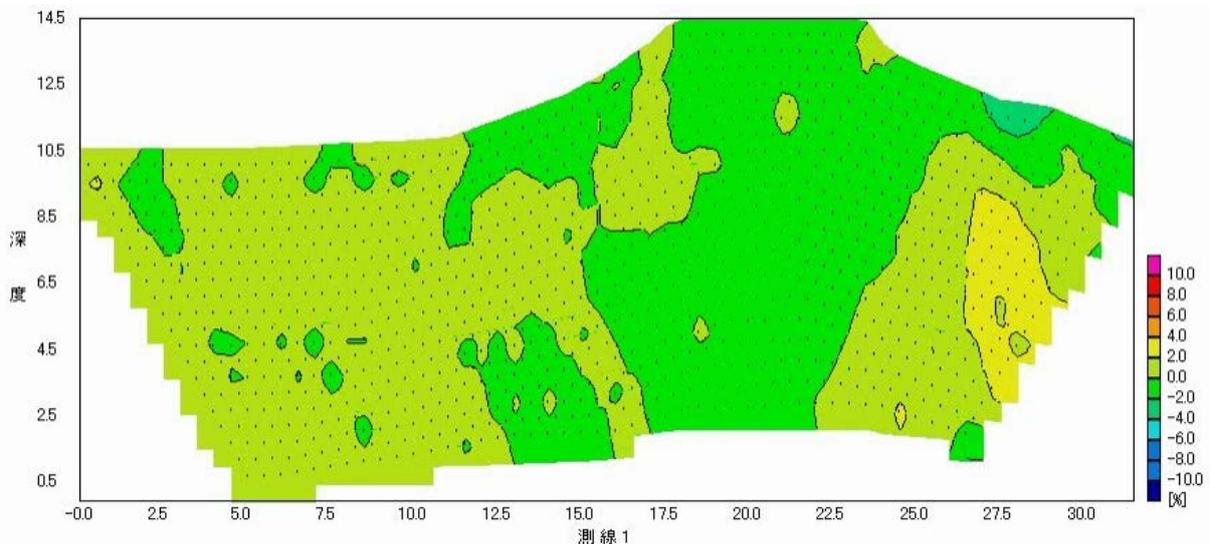


図 5.3.17 散水試験前の堤体内の初期断面

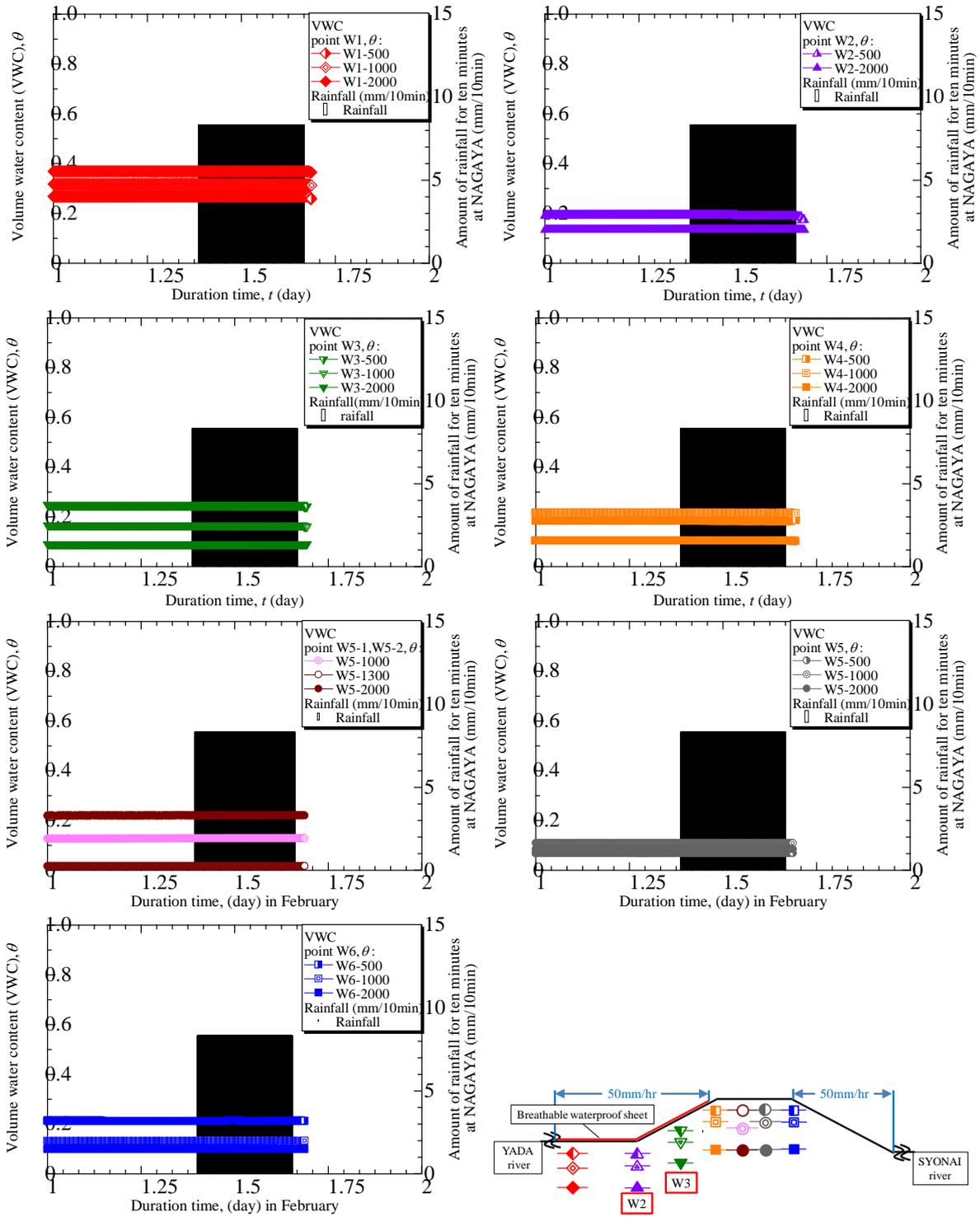


図 5.3.18 散水試験時の体積含水率の変化

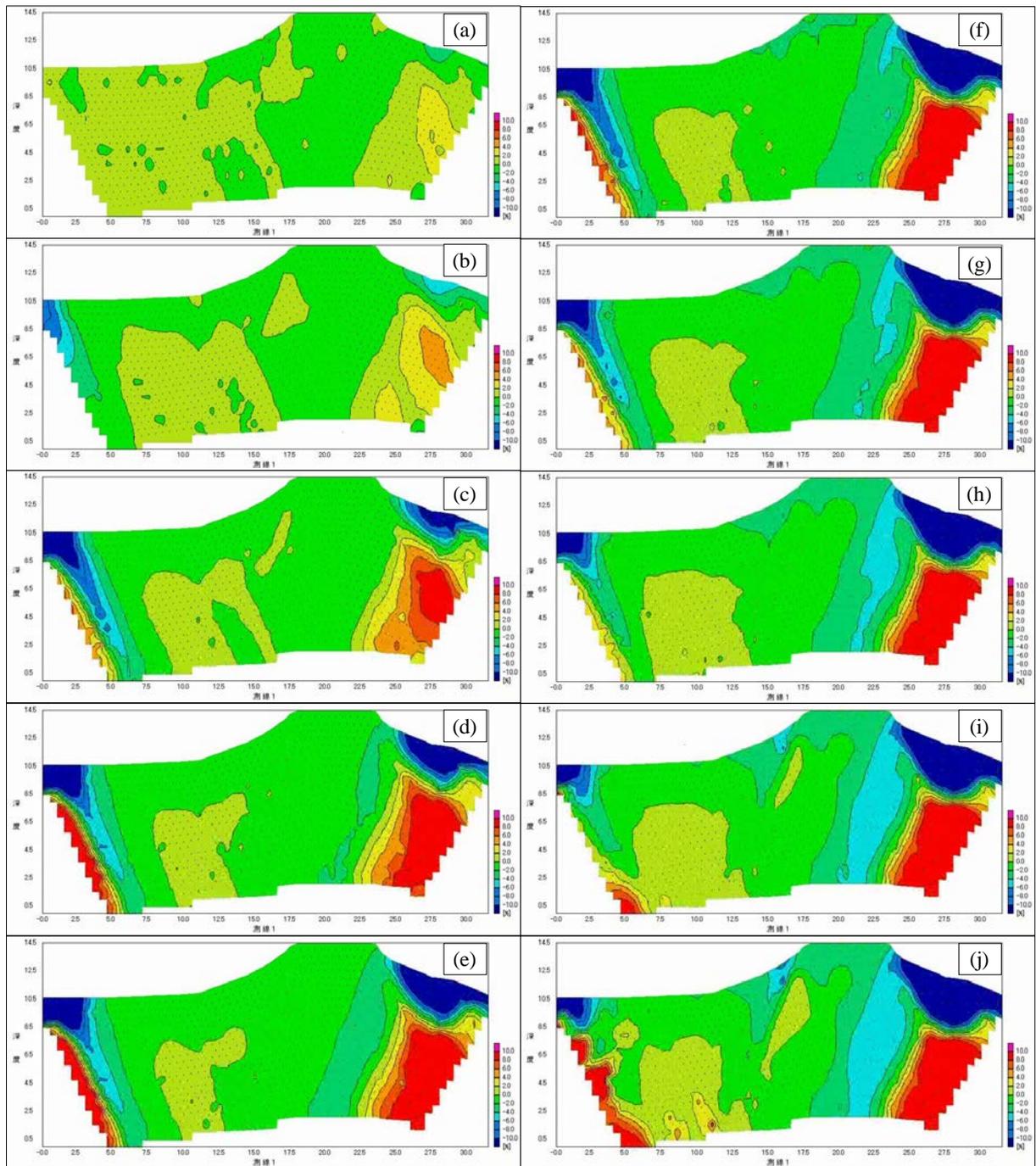


図 5.3.19 散水試験前の堤体内の初期状態：凡例は比抵抗値が高いほど暖色系、小さいほど寒色系（言い換えると、乾燥領域が暖色系、湿潤領域が寒色系）を意味している。

## 第6章 結論

各章ごとでの結論をここにまとめる。

第1章では、本研究期間に発生した堤防の被害と東海豪雨との比較を行うと同時に、本研究の進め方のベースについて説明した。中部では、秋雨前線と迷走台風が刺激しあい豪雨をもたらし、水害が発生するパターンが典型的であるが、降雨量の多い地域によって堤防の損傷箇所が異なってくる。また、東海豪雨のような豪雨を経験し、激特事業の効果がみられるところがあるが、線状構造物の特性について考える必要があると考えられる。さらに、堤体からの気泡発生が確認されたが、これまでの実際には発生されている報告があり、今後堤体内の間隙空気の挙動と安定性がいつそう注視されると考えられる。

第2章では、被災事例に基づく堤防安定性評価と詳細点検結果とを堤防GISを構築し、重ね合わせによる評価について検討を行った。被災確率モデル、被災事例による危険度、詳細点検を重ね合わせたところ、3つの方法で絞り込むことができた。また、2011年9月の災害についても正しく評価されていることが分かった。線状構造物としての位置相関や改修による影響を考慮することが今後の課題である。

第3章では、実験室、現場での新たな物性評価法・技術についての内容を報告した。

- (1) **力学特性**についてまとめる。河川堤防砂礫を用いて大型および小型三軸を実施した結果、同じ供試体密度であっても、小型三軸で得られる試験結果は大型三軸に比べて密詰め傾向を示した。また、 $CU$ 、 $\overline{CU}$ 、 $CD$ 試験で得られる強度定数には、 $\phi_{cu} < \phi' < \phi_d$ の関係となるが、特に供試体密度が小さい場合には、その差が大きい。2012年2月の「河川構造物の構造検討の手引き」の改訂によって、 $\phi_d$ や $\phi'$ を安定解析に用いることが推奨されるようになったが、ゆる詰め堤防の場合には危険側の評価をする懸念があり、 $\phi_d$ や $\phi'$ の使用には十分な注意が必要となる。
- (2) **透水特性**(飽和の透水係数や不飽和透水係数、水分特性曲線など)を評価する技術について記した。原位置での体積変化がない浸透場では、浸潤前線だけでなく、飽和となる飽和前線の深さも時間の平方根に比例することが得られた。また、浸潤試験による浸透量と1点の間隙水圧の計測値から、動態水分分布モデルのパラメータを求めることができ、容易に水分分布を推定することができる。さらに、間隙水圧の観測値を使って地盤の不飽和透水特性を評価できることが得られた。
- (3) **透気特性**では次のことが得られた。不飽和地盤の浸水時の間隙空気の挙動を室内実験によって基礎的に分析した結果、浸水時の間隙空気の封入と圧力発生現象には、地表付近の飽和度と排気性の条件、降雨量の境界条件が影響することが判明した。
- (4) **比抵抗モニタリング**により、堤体内部への降雨の浸透状況および堤体内の圧縮空気の存在とその動きを捉えることができたことから、比抵抗モニタリングは、河川堤防内の浸潤線と圧縮空気のモニタリング技術として適用可能と評価した。
- (3) 降雨量からの**堤体内水分量の推定の試み**は、50 cm以浅の表層についてはある程度の可能性を得ることができた。今後さらに、深層部や河川からの浸透水について検討を加えていく。

第4章では、現場での物理探査の検討内容について報告した。

(1) 比抵抗モニタリングシステムを実堤防に適用し、実堤防スケールでの散水実験を試みた結果、堤防の横断方向の測線で簡易な散水実験であったが、堤防表層部の水分量変化を明瞭なレスポンスをもって捉えられており、実堤防に対しても十分な適応性があることを確認した。

(2) 電気探査と地下レーダー探査を比較した結果、表層から深度1～2mの盛土部が比抵抗の高い層として捉えられており、その中でも比抵抗の高い範囲は、地下レーダー探査の反射強度の強い範囲とよく一致していることが得られた。

(3) 平坦な場所でしか利用できなかった表面波探査を一度で堤体断面を測ることを目的に、EPSによる仮設ステージで断面を平坦として計測を行った。その結果、断面のS波分布を計測することができ、縦断面との比較、電気探査および地下レーダーとの比較、SH貫入試験結果との比較から検証を行ったところ、計測法が可能であることが得られた。被災時の早急な診断や付帯構造物周りの評価に有効な手法であると考えられた。

第5章では、第1章で確認されたようなエアブローによる破壊機構と対策工の検討について報告した。

(1) 降雨浸透や河川水位の上昇に伴う間隙空気塊の挙動を把握した結果、対策の堤防では、降雨浸透や河川水位の上昇により空気圧の上昇やブロー現象が確認されるとともに、天端にクラックが生じ、堤体内に圧縮空気が封入されることによって、堤体に損傷を与えることが模型実験でも確認することができた。

(2) 実堤防を使った散水・湛水試験から透気遮水シートによる対策工の実験より、シートの設置効果により降雨浸透が抑制され、堤体表層が湿潤化していないことが分かった。また、比抵抗モニタリングによると、降雨はシートを設置していない庄内川側の法面および矢田川小段から浸透し、透気遮水シートを回り込むようにして進んでいることで透気遮水シート下部は間隙空気が閉じ込められず、浸透していることが確認できた。

## あとがき

中部地域に広がる濃尾平野には、木曾三川が流れ肥沃な大地をつくりだしている。しかし、その歴史から、河川は人々に富ばかりを与えてきたのではない。時には、牙をむいて人々の命や財産、時を奪ってきたのである。研究代表者が堤防研究に初めて携わったのが、今から30年ほど前の卒業研究・修士論文になるが、当時はデータ資料の入手が困難、入手ができて研究成果が出たとしても公表には多くの制限があり、堤防を研究する研究者は非常に少なかった記憶がある。しかし、時代が大きく変わって、今では多くの研究者や実務技術者の方々が多くの学会でも発表されるようになった。もちろん管理する行政も積極的に学会の研究会や今回のような研究助成を実施されるようになったことが後押しをしてきたことも大きい。本研究は、「地域課題研究」という性格の研究助成で河川を管理する現場と産学が共同研究するという意味で、学問と現場技術、そして地域住民の方々とつながりを強く意識できたものであったと今になって実感する。

本研究では、統計的な因果関係から、まずは危険箇所の絞込みを行った。この作業の過程で、治水地形分類図とDEM (Digital Elevation Model) を重ね合わせるだけでも、周辺地形・因果関係が分かり易く、さらに旧地名が大きな情報となることを感じた。さらなる治水地形分類図の改訂や詳細なDEMデータの利用が求められると思われる。また物性評価については、「河川堤防の構造検討の手引き」が2月に改定されたばかりであるが、力学特性(強度)として小高氏が、これまで実務でモヤモヤしていたことを明快に説明していただいております、実務に対して大変有効な情報を発信された。浸透については、不飽和状態にある地盤の飽和透水係数を測れる技術の確立は進んでいなく、堤防や斜面で重要であることからその成果は風穴を開けることになると思われる。間隙空気の挙動は、不飽和土中の水の挙動(再分配)とも一緒に考える必要があり、今後、多くの解析や実験が実施されるであろう。物理探査については、昨年「河川堤防安全性評価のための統合物理探査適用の手引き」が刊行され、実務で使いやすくなってきたが、経費の面から比抵抗探査を行わないなどでクロスプロットが取れない場合が多く、現場においてデータを活かすために物性確認が必要であることの認識を持つ必要がある。透気遮水シートによる豪雨や越水時の排気技術は有効であることが得られ、今後はさらに実用性について検討されていくことと思われる。

3年という研究期間中に、東日本大震災だけでなく、名古屋では大きな水害が発生した。そこでは、第1章にも示した間隙空気の挙動と推定される気泡の発生が確認されたり、豪雨の中、水位が上がった時の堤体内の水分量を観測できたりと、貴重なデータを得ることができた。本報告をまとめるに当たり、研究者、技術者としてこれらのデータを有効に活用しなければならないことを痛感した。30年前と違って、その現象・データを我々は今後に伝えていく義務があることを忘れてはならない。

## 謝辞

本研究を実施するに当たり、国土交通省中部地方整備局 庄内川河川事務所のご協力をいただきました。特に前事務所長（現在 中部地方整備局河川部河川調査官）の高橋裕輔氏、現事務所長の宮本健也氏、調査・品質確保課長 尾畑功氏、同課専門官の黒田英伸氏を始めとした事務所の皆様には、研究打ち合わせや現場実験のすべてにおいて大変お世話になりました。現場調査やセンサーの埋設では、応用地質㈱の馬場干児氏、熊谷茂一氏、河合桂司氏に、いろいろとお世話になりました。また EPS の現場では、ダウ化工(株)の水野優氏、河口建設㈱の鶴留修治氏、地盤防災ネットワークの村田芳信氏、岐阜大学客員教授の浅野憲雄氏にご協力いただきました。さらに、透気遮水シートの堤防浸透実験では、太陽工業(株)の石田正利氏にご足労いただき、お世話になりました。堤防 GIS 構築には、基礎地盤コンサルタンツ(株) 岩崎公俊氏、丸山 昌則氏にご協力いただきました。ここに記して、皆様に厚く御礼申し上げます。

さらに、名古屋工業大学前田研究室の学生諸氏を始め、本研究室の学生諸氏には、現場での作業、水分計データ回収等で何度も現場へ出かけてもらいました。

本地域課題研究が無事遂行できましたのも皆様のお蔭であります。ここに、重ねて感謝するとともに、皆様の益々のご発展ご活躍をお祈りいたします。

中部大学工学部都市工学科

杉井 俊夫

## 執筆担当

杉井俊夫（中部大学）第1章，第2章，第3章 3.2.1～3.2.5，3.4，第4章 4.3

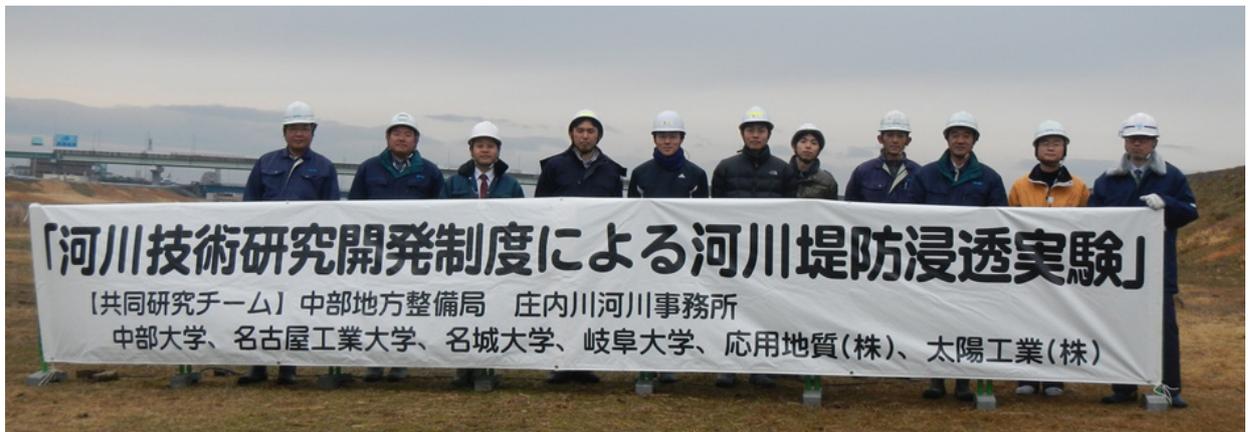
前田健一（名古屋工業大学）第3章 3.3，第5章

小高猛司（名城大学）第3章 3.1

神谷浩二（岐阜大学）第3章 3.2.7

斎藤秀樹（応用地質（株））第4章 4.2，4.3.2

小林 剛（応用地質（株））第3章 3.3，第4章 4.1，4.2，第5章 5.4.3～5.4.4



堤防浸透実験現場にて撮影

（平成24年2月15日名古屋市北区成願寺町地先（矢田川右岸2.2km付近））