

# 第12回 河川堤防技術シンポジウム

## 論文集

2025年1月28日

公益社団法人 土木学会  
地盤工学委員会 堤防研究小委員会

## 「第12回 河川堤防技術シンポジウム」プログラム

日時：2025年1月28日火曜日 9:00～17:40

開催方法：ハイブリッド型式

対面：土木学会 講堂

〒160-0004 東京都新宿区四谷一丁目外濠公園内

オンライン：ZOOM（接続先は申込後、当日までにEメールにてお知らせ  
します）

（当日連絡先：090-6824-4771 堤防研究小委員会 幹事 石田）

### プログラム

開会あいさつ（9:00～9:03）

堤防研究小委員会委員長 前田健一（名工大）

#### 1. 企画セッション（9:03～10:25）

『堤防工学6課題の解決に向けて取り組むべき研究内容を探る』

- できるようになったこと、いま足りないこと
- 見逃している大事な視点・現象・研究は何か、それは堤防の管理、強化、流域の管理にどのように影響を与え、変えていけるのか

※内容等、若干変更となる場合があります。

1) 趣旨説明：委員長 前田健一（名古屋工大）；7分（9:03～9:10）

2) 話題提供；9:10～9:55

① 河川堤防研究で抜け落ちていること／福岡捷二（中央大）；15分

② 堤防の安全性をどのように考えるか。海外との比較に学ぶ／森 啓年（山口大）；10～15分

③ メカニズムに基づくパイピング照査のために必要な研究とは／藤澤和謙（京都大）；10～15分

④ 実務レベルから見た堤防工学の課題／坂本淳一（中央開発株）；10～15分

3) 全体討議；10:05～10:25

発表者、聴講参加者

〈休憩〉10:25～10:35

## 2. オールラセッション I (10:35~12:20) 座長：川尻峻三 (九工大)

1. 降雨特性や土質による河川堤防への浸透の影響／○齊藤 啓 (名工大), 前田健一
2. 模型大型堤防における降雨時の水収支解析に基づく堤体内の水の貯留及び流出過程の検討／○白石芳樹(中央大), 竹村吉晴, 後藤岳久, 福岡捷二
3. 複層高透水性基礎地盤を有する河川堤防における浸透破壊メカニズムの解析的検討／○津田陽向(横浜国大), 崔 瑛
4. 河川堤防における堤内の地層構造が噴砂及びパイピング進展に及ぼす影響／○大桑有美(名工大), 前田健一, 佐々木一真, 近藤知輝, 加藤碩二郎
5. 複層構造基礎地盤におけるパイピング現象の平面的な進行と地盤内の流動状況の解明／○我妻大誠(埼玉大), 真中蒼惟, 田中規夫, 五十嵐善哉
6. 首都圏氾濫区域堤防強化対策における堤防安全性評価に関する調査検討／○西野正高(国交省利根川上流河川(事)), 綿引宙伸, 牧 浩行, 野川浩生, 福岡捷二
7. 2024 年台風 10 号における宮崎県北川の漏水状況の定点カメラ観測／○三浦裕太(土研), 石原雅規, 佐々木哲也

〈休憩〉 12:20~13:10

## 3. オールラセッション II (13:10~15:10) 座長：石原雅規 (土研)

8. 2023 年 6 月 2 日の大雨災害において越水した梅田川堤防の安定性評価／○堀口翔平(豊橋技科大), 松田達也, 豊田将也, 内藤直人
9. 平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨における五十嵐川洪水流による堤防・河道被害／○佐藤海輝(中央大), 後藤岳久, 岡田一平, 福岡捷二
10. 大規模洪水時における砂州の発達に伴う洪水流の三次元エネルギー分布の変化に基づく河川構造物の被災機構／○後藤岳久(中央大), 後藤勝洋, 加藤宏季, 福岡捷二
11. 地震による被害堤防と無被害堤防を比較した堤体性状及び堤防諸元に関する分析／○脇中康太(熊本高専), 松田達也
12. 信濃川中流域における河川堤防の液状化対策の効果発現事例／○半田歩夢(国交省信濃川河川(事)), 辰 裕矢, 浅野保夫
13. セメント・短繊維材を用いた堤防法面補強土工法による補強土の変形追随性の検証／○大熊広樹(東洋建設株), 宮本順司, 牧野凌弥
14. 光ファイバ DAS 計測による河川堤防沿いの土質構造の推定／○小西千里(応用地質株), 小川直人, 鈴木晴彦, 櫻井 健, 内藤昌平, 中村洋光, 藤原広行
15. 堤防の耐侵食機能を低下させるオオイタドリの効果的防除を目指した多回刈り試験／鈴木朋子, ○柿沼孝治(寒地土研), 村上隆志, 布川雅典

〈休憩〉 15:10~15:20

4. オーラルセッションⅢ (15:20~17:35) 座長；松田達也 (豊橋技科大)

16. 堤体土の締固め度が破堤過程に与える影響に関する実験的研究／○前田拓人 (京都大), 音田慎一郎, 牧川星朗, 肥後陽介
17. 実大堤防試験および遠心模型実験による堤防越水実験の定性的な比較・検討／○鬼丸颯人(九州工大), 川尻峻三, 神原柚乃, 島田友典
18. 粘性土を含む河川堤防の越流侵食に関する3次元数値解析モデルの適用性について／○南野 仁(京都大), 音田慎一郎, 肥後陽介, 牧川星朗
19. 河道横断形状および護岸範囲の相違が越水破堤現象に与える影響／○中島浩太 (北見工大), 渡邊康玄, 島田友典
20. 河川堤防決壊口における横越流量の算定／○泉 典洋(北海道大), 徳川亜衣子
21. 正面越流による堤防決壊プロセスの簡易モデル／○宇野一輝(北海道大), 宮脇幸大, 泉 典洋, 藤澤和謙
22. 表面被覆型越流対策工の小型模型実験／○夏目将嗣(名城大), 小高猛司, 岡本隆明, 李 圭太
23. 「粘り強い河川堤防」の破壊モード・プロセスに関する実験的研究／○持田祐輔(日本製鉄株), 森安俊介, 石濱吉郎
24. 粘り強い河川堤防における設計照査手法の構築に関する考察／○海野瀬 綾乃 (日本工営株), 李 圭太, 大滝 諭, 松下朋哉, 岡部貴之, 小高猛司

閉会挨拶 (17:35~17:40) ; 堤防研究小委員会副委員長 佐々木哲也 (土研)

土木学会地盤工学委員 堤防研究小委員会 <https://committees.jsce.or.jp/jiban02/>



「第12回 河川堤防技術シンポジウム」は土木学会継続教育(CPD)プログラムです。

JSCE24-1685 7.5単位

# 目 次

<a href="#">1. 降雨特性や土質による河川堤防への浸透の影響</a> .....	1
○齊藤 啓 (名工大)、前田健一	
<a href="#">2. 模型大型堤防における降雨時の水収支解析に基づく堤体内の水の貯留及び流出過程の検討</a> .....	5
○白石芳樹 (中央大)、竹村吉晴、後藤岳久、福岡捷二	
<a href="#">3. 複層高透水性基礎地盤を有する河川堤防における浸透破壊メカニズムの解析的検討</a> .....	9
○津田陽向 (横浜国大)、崔 瑛	
<a href="#">4. 河川堤防における堤内の地層構造が噴砂及びパイピング進展に及ぼす影響</a> .....	13
○大桑有美 (名工大)、前田健一、佐々木一真、近藤知輝、加藤碩二郎	
<a href="#">5. 複層構造基礎地盤におけるパイピング現象の平面的な進行と地盤内の流動状況の解明</a> .....	17
○我妻大誠 (埼玉大)、真中蒼惟、田中規夫、五十嵐善哉	
<a href="#">6. 首都圏氾濫区域堤防強化対策における堤防安全性評価に関する調査検討</a> .....	21
○西野正高 (国交省利根川上流河川 (事))、綿引宙伸、牧 浩行、野川浩生、福岡捷二	
<a href="#">7. 2024年台風10号における宮崎県北川の漏水状況の定点カメラ観測</a> .....	25
○三浦裕太 (土研)、石原雅規、佐々木哲也	
<a href="#">8. 2023年6月2日の大雨災害において越水した梅田川堤防の安定性評価</a> .....	27
○堀口翔平 (豊橋技科大)、松田達也、豊田将也、内藤直人	
<a href="#">9. 平成23年7月新潟・福島豪雨における五十嵐川洪水流による堤防・河道被害</a> .....	29
○佐藤海輝 (中央大)、後藤岳久、岡田一平、福岡捷二	
<a href="#">10. 大規模洪水時における砂州の発達に伴う洪水流の三次元エネルギー分布の変化に基づく河川構造物の被災機構</a> .....	33
○後藤岳久 (中央大)、後藤勝洋、加藤宏季、福岡捷二	
<a href="#">11. 地震による被害堤防と無被害堤防を比較した堤体性状及び堤防諸元に関する分析</a> .....	37
○脇中康太 (熊本高専)、松田達也	
<a href="#">12. 信濃川中流域における河川堤防の液状化対策の効果発現事例</a> .....	41
○半田歩夢 (国交省信濃川河川 (事))、辰 裕矢、浅野保夫	
<a href="#">13. セメント・短繊維材を用いた堤防法面補強土工法による補強土の変形追従性の検証</a> .....	45
○大熊広樹 (東洋建設株)、宮本順司、牧野凌弥	
<a href="#">14. 光ファイバDAS計測による河川堤防沿いの土質構造の推定</a> .....	49
○小西千里 (応用地質株)、小川直人、鈴木晴彦、櫻井 健、内藤昌平、中村洋光、藤原広行	
<a href="#">15. 堤防の耐侵食機能を低下させるオオイトダリの効果的防除を目指した多回刈り試験</a> .....	53
鈴木朋子、○柿沼孝治 (寒地土研)、村上隆志、布川雅典	
<a href="#">16. 堤体土の締固め度が破堤過程に与える影響に関する実験的研究</a> .....	57
○前田拓人 (京都大)、音田慎一郎、牧川星朗、肥後陽介	
<a href="#">17. 実大堤防試験および遠心模型実験による堤防越水実験の定性的な比較・検討</a> .....	59
○鬼丸颯人 (九州工大)、川尻峻三、神原柚乃、島田友典	
<a href="#">18. 粘性土を含む河川堤防の越流侵食に関する3次元数値解析モデルの適用性について</a> .....	61
○南野 仁 (京都大)、音田慎一郎、肥後陽介、牧川星朗	
<a href="#">19. 河道横断形状および護岸範囲の相違が越水破堤現象に与える影響</a> .....	63
○中島浩太 (北見工大)、渡邊康玄、島田友典	
<a href="#">20. 河川堤防決壊口における横越流量の算定</a> .....	67
○泉 典洋 (北海道大)、徳川亜衣子	
<a href="#">21. 正面越流による堤防決壊プロセスの簡易モデル</a> .....	71
○宇野一輝 (北海道大)、宮脇幸大、泉 典洋、藤澤和謙	
<a href="#">22. 表面被覆型越流対策工の小型模型実験</a> .....	73
○夏目将嗣 (名城大)、小高猛司、岡本隆明、李 圭太	
<a href="#">23. 「粘り強い河川堤防」の破壊モード・プロセスに関する実験的研究</a> .....	75
○持田祐輔 (日本製鉄株)、森安俊介、石濱吉郎	
<a href="#">24. 粘り強い河川堤防における設計照査手法の構築に関する考察</a> .....	79
○海野瀬 綾乃 (日本工営株)、李 圭太、大滝 諭、松下朋哉、岡部貴之、小高猛司	

## 降雨特性や土質による河川堤防への浸透の影響

河川堤防 降雨浸透 間隙空気

名古屋工業大学 正会員  
名古屋工業大学 国際会員

○齊藤 啓  
前田 健一

### 1. はじめに

河川堤防は経済性や材料の取得性、復旧性などの観点よりほかの材料より優れているという理由から土堤により整備されてきたが、土堤は浸透作用によりその安定性が低下するという特徴を持つ。我が国は大陸河川に比べると洪水の継続時間が短く、決壊要因としては越流に比べ浸透はわずかであった。一方、IPCC第5次評価報告書<sup>1)</sup>においては“今世紀末までに極端な降水がより強く、頻繁となる可能性が非常に高い。”と報告されており、河川堤防に対する浸透作用の影響は今後増々大きくなる。降雨や水位上昇による浸透作用による研究はこれまで数多くなされており、それらの研究を背景として河川堤防において浸透流解析による照査を実施し、質的整備を図っているところである。

実際の洪水事例によると降雨や河川水による土一水のみでの現象による漏水、噴砂、法すべりなどだけでなく、河川堤防から空気が噴出する現象について東海豪雨(2000)、関東・東北豪雨(2015)<sup>2)</sup>などで度々確認されている。本研究ではこうした降雨浸透と間隙空気との関連性に着目して模型実験を行った。その挙動を計測原理の異なる各種計測器で計測することで、堤防内の浸透及び間隙空気挙動について多角的な検討を行った。



(a)庄内川右岸 (2011.9) (b)鬼怒川右岸 (2015.9) <sup>2)</sup>  
図- 1 実堤防で見られたエアブロー現象

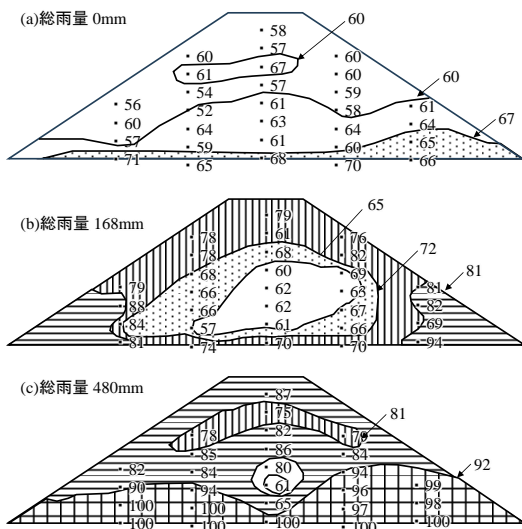


図- 2 降雨による堤体土の飽和度の変化 (山村・久楽, 1972)

### 2. 堤防の降雨浸透

図説 河川堤防<sup>3)</sup>によると降雨による堤防浸透は次の現象である(図- 2)。“降雨による堤防の浸潤は不飽和の土の中を水管状に進むフィンガリング現象によって水は下に流れ、下に溜まる。したがって、堤体内地下水水位は、下部から上昇する形となるが、表層部分からも同時に飽和が進むので、排出しきれない空気が堤体中央部に閉じ込められた形となる。”左記はかつて山村ら(1971)<sup>4)</sup>が実物大の堤防模型実験を行った際、盛土内の飽和度の変化を追った結果をもとに記述されたものである。さらに山村らの論文では不飽和の中にある間隙水圧計で圧力を測定しており、それに関して大した値でないとしたものの“盛土表面付近に水膜が形成され、内部の空気を圧縮する”と考察している。

### 3. 模型堤防実験結果

#### 3.1. 概要

図- 3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2.0m、深さ550mm、奥行き0.5m)を用い模型堤防を作製した。堤防の外部からは様々な方向から写真撮影を行うことで浸潤線を観測し、堤体内部の浸潤挙動については装置の裏面からアクリル面に開孔を設けて、堤体の奥行き中央に土壌水分計や間隙水圧計、間隙空気圧計を埋設し計測した。設置位置は図- 3の通りである。堤体下部の基盤層(層厚100mm)は豊浦砂(透水係数、 $k=2.2 \times 10^{-4} \text{m/s}$ )を水中落下させ、相対密度 $D_r=70\%$ となるように締固めた。堤体部は乾燥豊浦砂を使用し、相対密度 $D_r=70\%$ となるように締固めた。浸透における降雨及び地盤の影響を検討することを目的として表- 1の実験ケースを設定した。降雨についてはまず降雨強度を台風相当の30-50mm/hrと集中豪雨相当の80-100mm/hrに変えて実験を行った(Case1と2の比較)。集中豪雨時の特徴として降雨強度が非常に大きいことに加え雨滴の大きさが通常降る雨よりも大きくなることが知られており、このような降雨強度と雨滴径の関係を整理したものがマーシャル・バルマーの粒径分布である。そこで雨滴径を変えた実験を行った(Case2と3の比較)。散水機は噴霧状のものを使用しており雨滴径が小さいため、同じ降雨強度にて雨滴径を大きくする際、降雨発生装置と模型

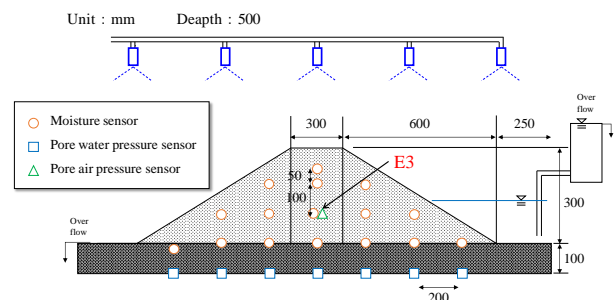


図- 3 模型実験概要図

表- 1 実験ケース一覧

Case	Rainfall [mm/hr]	Raindrop [mm]	soil	Permeability, k[m/s]
1	30-50	1	Toyouura sand	$2.2 \times 10^{-4}$
2	80-100	1	Toyouura sand	$2.2 \times 10^{-4}$
3	80-100	5	Toyouura sand	$2.2 \times 10^{-4}$
4	80-100	1	Masa sand	$1.6 \times 10^{-5}$

堤防の間に人工の芝生マットを設置し、降雨が芝生マットを介することで雨滴径が大きくなりランダムに滴下するように工夫した。雨滴径を計測した結果、雨滴大は5mm程度、雨滴小は1mm程度であった。

地盤特性に着目した検討では、比較的粒度の揃っている豊浦砂と幅広い粒度を持つまき土でそれぞれ模型堤防を作成し降雨強度80-100mm/hrの雨を降らせた時の浸潤挙動の比較を行った。

### 3.2. 降雨強度による影響

#### 3.2.1. 堤防断面の様子

まず降雨強度を変えた場合の実験について、堤防断面の様子について比較を行う。図- 5に、乾燥した豊浦砂の堤体に降雨強度の異なる雨を降らせた時の堤防断面の様子を示す。降雨強度30-50mm/hrでは表層において浸潤域は形成されずフィンガリング現象と呼ばれる堤体内を水みちによる不飽和浸透の形で移動することで堤体底部に達している。雨水は降雨による浸透水と堤体内部の間隙空気との交換が円滑に行われる場合こ

のように堤体内地下水位は下部から上昇する。一方、降雨強度80-100mm/hrの場合表層で浸潤域が形成され、下部からの地下水位の上昇で堤体内の間隙空気を捉えるように浸潤が進んだ。これは図- 2の先行事例と比較的近い浸透の様子を示している。多量の降雨により堤防表面に水膜ができて、間隙空気の排出を阻害するためにこうした浸潤挙動になったと考える。

参考として、図- 4に降雨強度80-100mm/hrを与えた後10mm/minの速さで水位上昇した時の堤防の様子を示す。水位上昇を与えている段階で天端から空気が噴出する様子が見られ、法肩では亀裂の発生が確認された。これは水位上昇に伴う堤防内の浸潤線の増加によって、降雨によって封入された間隙空気が噴出したと考えている。空気の噴出により堤防が引張力を受け堤防の法肩で亀裂が発生し堤防が弱体化するものと思われる。



図- 4 水位上昇時に堤防天端で発生したエアブローと法肩の亀裂発生の様子

### 3.3. 雨滴径による影響

#### 3.3.1. 堤防断面の様子

雨滴径に着目した研究は農学の分野で盛んである。農学では雨滴径の大きな降雨が発生したとき、土塊の崩壊による目詰まりの結果表層クラストと呼ばれる低透水層が形成され、地表面流出の促進や畑地において種子が発芽しないなどが問題となっている。西村は雨

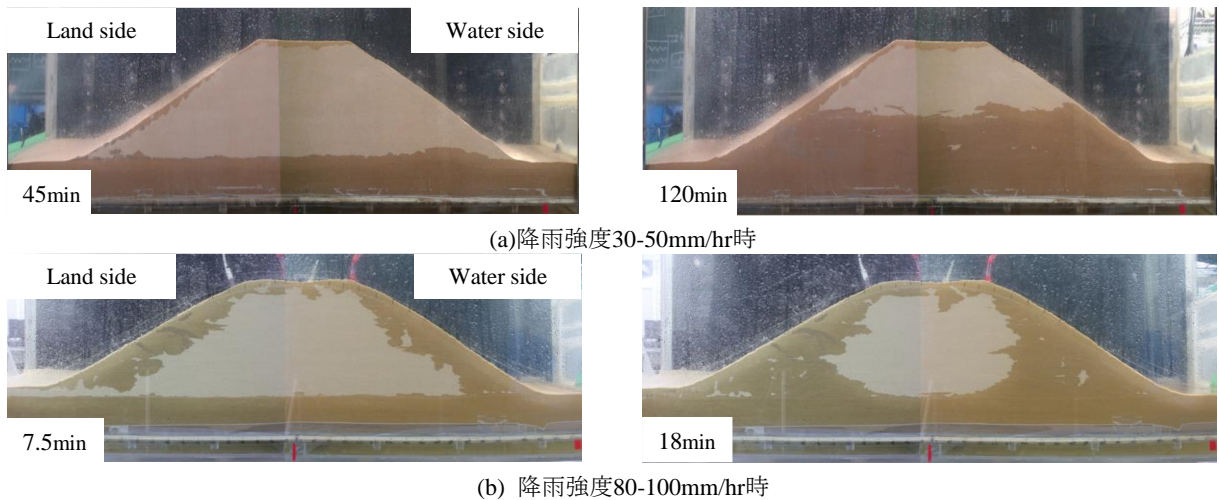


図- 5 降雨強度を変えた場合の浸潤挙動

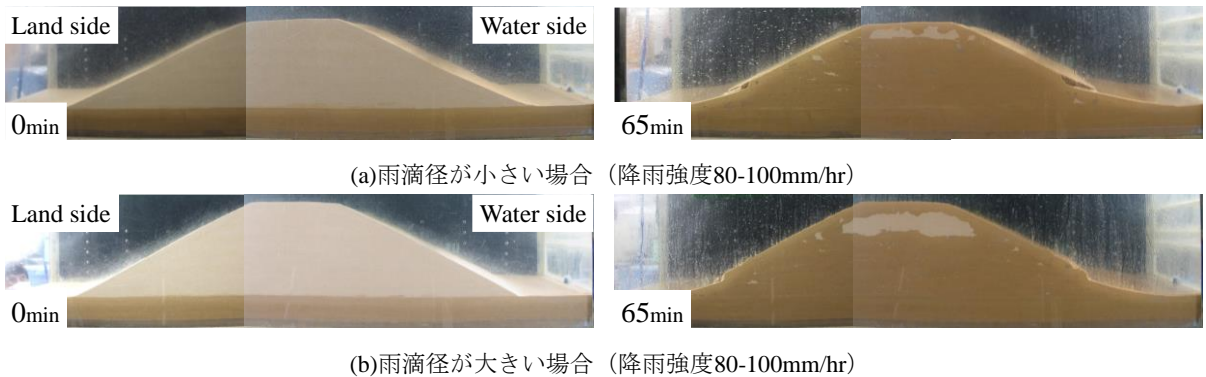


図- 6 雨滴径を変えた場合の浸潤挙動

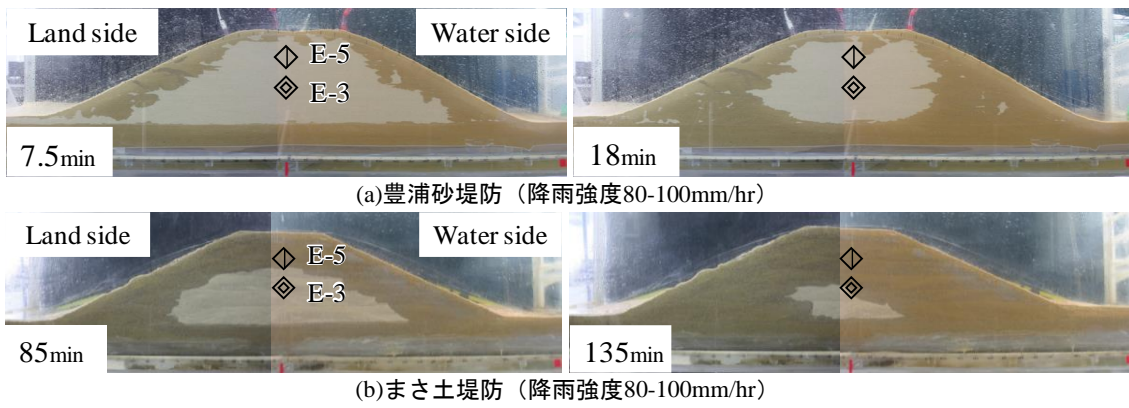


図- 7 土質を変えた場合の浸潤挙動

滴の落下をエネルギーとして考え表層クラストの形成メカニズムについてまとめている<sup>5)</sup>。こうした雨滴が河川堤防の浸透に与える影響について検討するため模型実験を行った。雨滴径の大小で浸潤の変化を比較したものを図- 6に示す。降雨開始から65分後の堤体断面を比較すると、降雨強度が同じにも関わらず雨滴の大きい方が、乾燥領域が多く残っていることがわかる。これは雨滴の衝突による表層付近の目詰まりが生じ降雨水の浸透を妨げていたと考える。雨滴大では堤体表層に厚い浸潤膜を形成するため、堤体内の間隙空気が表層からの排気しにくい条件となり、堤体内への浸潤が遅れるものとする。

### 3.3.2. 不飽和土中の圧力計の挙動

堤体中央に間隙水圧計に通気性のある防水処理を施した計器を設置し、不飽和土中の圧力挙動の把握を試みた。計測した圧力挙動を図- 8に示す。図中の旗揚げした時間はE3（堤体中央）における飽和度が増加し変化が一定になった時間であり、その時点までは間隙水の影響がないものとしてグラフを見ると、雨滴大は最大900Pa(0.9kN/m<sup>2</sup>)、雨滴小は最大300Pa(0.3kN/m<sup>2</sup>)と計測された圧力に差があった。

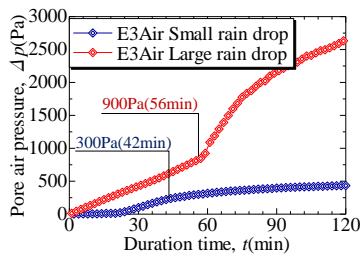


図- 8 堤体中央における間隙空気圧挙動

## 3.4. 土質による影響

### 3.4.1. 堤防断面の様子

ここまで外力に着目した検討を見てきたが、ここから土質を変えた場合の降雨浸透挙動について見ていく。豊浦砂と比べ透水係数が1オーダー小さく幅広い粒度分布を持つまさ土試料を使い堤防を作製した。降雨強度80-100mm/hr相当とした。

図- 7に豊浦砂とまさ土の堤防断面における経時変化を示す。豊浦砂で構成された堤防に降雨強度80-100mm/hrの外力を作用させたときの状況は前述の通りである。まさ土で構成された堤防では断面の様子から浸潤域が表層から進行し、基盤層に近い箇所（E-3の下）で乾燥域が消失した。断面から観察される浸潤前線を浸潤により暗く見える箇所と明るい箇所の境界部と定義する。

豊浦砂の場合には浸潤前線の形状は比較的凹凸を示すが、まさ土の場合にはその凹凸が小さい。長ら<sup>6)</sup>は粒径の違いによるフィンギング現象の実験を行っており、粒径が小さい場合にはフィンガーの幅が大きく（浸潤前線の凹凸が小さく）なると指摘しており、今回の実験結果と整合する。

### 3.4.2. 土壌水分計計測結果

図- 9上に豊浦砂堤防内部に設置した水分計より計測した水分量の経時変化を示す。各計測位置における水分計が反応を示す時間に着目し、堤防断面から観察される浸潤挙動と比較を行った。実験開始から7.5分経過後の様子を比較すると、水分計設置位置E-5において、堤防断面ではまだ乾燥領域が残っているにも関わらず水分計が反応していることがわかる。さらに、実験開始から18分後の様子と比較しても、堤防断面と内部に設置した水分計の応答から異なる浸潤挙動を示す。

図- 9下にまさ土堤防内部に設置した水分計より計測した水分量の経時変化を示す。各計測位置における水分計が反応を示す時間に着目し、堤防断面から観察される浸潤挙動と比較を行った。実験開始から85.0分経過後の様子を比較すると断面で見られる浸潤の前線がE-5に到達した時点で計測器が反応を示している。さらに、135.0分後においても断面で見られる浸潤前線と計測器（E-3）の反応がおおよそ対応していることがわかる。豊浦砂と比較すると選択的な浸透がなく、断面から観察される通りの浸透が堤防内部でも起こっていたと考える。

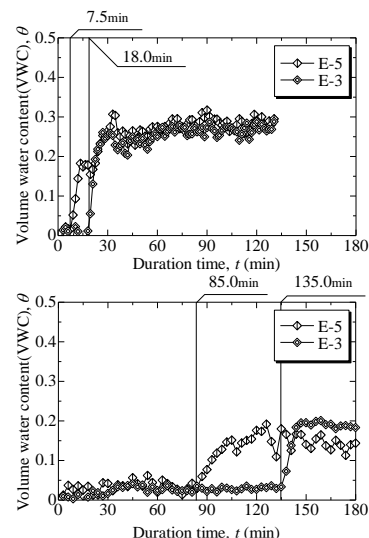


図- 9 水分量の経時変化, 上：豊浦砂, 下：まさ土



### 3.4.3. Rayleigh-Taylor不安定現象

Rayleigh-Taylor不安定現象は密度の異なる2つの流体が接触する際に発生する不安定現象を指しており、泉ら<sup>8)</sup>は本実験であるような多孔質体内部における上記現象について検討した。そこで土粒子径と不安定性について次の通り言及している。“不安定性が最大となる波数は粒径が小さくなるにつれて少なくなり（中略）ある程度小さい粒径になるとほとんどの波数において安定状態が保たれることになる。”これは粒径が大きく比較的透水性が高い場合には、多孔質体内部の空気と降雨による浸透水の交換が行われやすく、逆に粒径が小さく比較的透水性が低い場合には、間隙空気の上部に浸透水が水膜のように存在しても安定することを示しており間隙内に空気を閉じ込めやすくする可能性を示唆している。

## 4. 降雨履歴による影響

模型実験とは別に名古屋市内を流れる矢田川右岸 2.2K・庄内川左岸 20.2K 地点の背割堤に水分計を設置し長期モニタリングや散水実験を実施している。水分計の位置は図-10の通りである。長期モニタリングや散水実験で得られた成果については既報<sup>9)10)11)</sup>に詳細があるため、本稿はその要点を以下に示す。

- ・ 降雨履歴の有無について水分量の変化を検討した。降雨履歴があり堤体の初期水分量が高い状態では水分量の増加量は小さいが、水分量の増加の速さは速い。これは飽和度の変化に伴う不飽和土透水係数の変化に関する傾向と矛盾しない。<sup>12)</sup>
- ・ 水分量が増加する速度と減少する速度を比較すると前者の方が高い。一般に体積含水率の増加に伴いサクションが低下してくるが、この関係は排水過程と浸透過程とで異なっており、ヒステリシス曲線を描いて変化する。現地計測でもそのヒステリシスが計測されている。

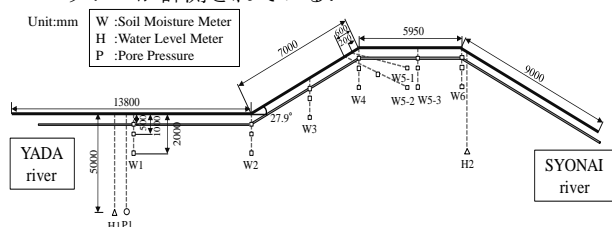


図-10 実堤防水分計埋設地点図

## 5. 植生による影響

前述した模型実験は条件を単純化する都合上、植生等は考慮していない。実際には地表に直達する降雨の他、葉にあたり滴下もしくは飛沫するもの、樹幹や葉に導水され根茎に沿って浸透するものがある。大桑ら<sup>12)</sup>は植生の根が浸透に及ぼす影響について検討しておりその結果を参考までに以下に示す。

- ・ “模型実験から、根によって鉛直方向に浸透する選択流が生じ、その選択流が根の先端では解消され、浸透が水平方向に広がることを確認できた。”とあり植生根による降雨浸透への影響が示唆される。また解析において植生根の配置間隔を変えた検討を行っており、配置間隔が疎の方が根の先端における界面（根の先端における水平方向への浸潤領域の広がり）を指す）が不安定化する結果を得られたとある。

## 6. まとめ

本稿では、河川堤防における降雨浸透に関して既往の文献を踏まえて模型実験や実堤防モニタリングなどを踏まえて考察したものである。

- 1) 出水時の外力に着目して降雨強度及び雨滴径の条件が降雨浸透に与える影響を検討した。降雨強度が小さい場合には堤体底面から上昇する浸潤線により飽和が進むが、降雨強度が大きい場合は堤体表層からも浸潤し空気を閉じ込めるように飽和が進む。また、雨滴径が大きい場合においてはより空気を閉じ込める傾向が強く表れ不飽和土中の圧力も高い傾向にあった。
- 2) 土質を変えて豊浦砂よりも透水性の小さいまき土で実験を行うと、より堤体表層からの浸潤が卓越した。外力だけでなく土質によっても浸潤の仕方が変わる。
- 3) これらの結果を踏まえ、実堤防においては長期モニタリングによる堤防内浸潤挙動に着目すると、事前降雨の有無により地盤内への透水性に違いが出ることを明らかにした。

## 参考文献

- 1) 文部科学省・経済産業省・気象庁・環境省:気候変動に関する政府間パネル (IPCC) 第5次評価報告書第1作業部会報告書(自然科学的根拠)の公表について,報道発表資料,2013.9.
- 2) 国土交通省関東地方整備局:第2回鬼怒川堤防調査委員会資料,2015.
- 3) 中島秀雄:図説河川堤防, pp.89-112, 技報堂出版,2003.
- 4) 山村和也:河川堤防の土質工学的研究,1971.
- 5) 西村拓:降雨による表層クラスト形成が土層の物理性・受食性に及ぼす影響に関する研究,東京大学農学部博士論文,1995.
- 6) 長佑幸,熊野恭次:細粒ガラスビーズの中で発達するフィンガリング流の特性について,1995.
- 7) 齋藤雅彦,中平隆:不均一地盤内の鉛直浸透過程における水と空気のフィンガリング現象に関する研究,神戸大学都市安全研究センター研究報告,第11号, pp.51-pp.58,2007.
- 8) 泉典洋,前田健一:浸透層内における Rayleigh-Taylor 不安定,土木学会論文集 A2,, Vol.69, No.2, pp.545-pp.551,2013.
- 9) 齋藤啓,前田健一,杉井俊夫,小林剛,伊藤嘉,今瀬達也:豪雨特性と間隙空気の影響を考慮した河川堤防の飽和・不飽和浸透挙動とモニタリング手法,第25回中部地盤工学シンポジウム,2013.
- 10) 前田健一,柴田賢,馬場千児,榎尾孝之,今瀬達也: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,国際ジオシンセティックス学会日本支部,ジオシンセティックス論文集,第25巻, pp.107-pp.112,2010.
- 11) 小林剛,前田健一,柴田賢:不飽和堤防の急速浸潤化に伴う間隙空気の挙動と比抵抗モニタリングによる可視化,河川技術論文集, Vol.18, pp.293-298,2012.
- 12) 河野伊一郎:浸透と地下水,土質工学ハンドブック,1982.
- 13) 大桑有美,前田健一,一瀬守,澤村直毅:河川堤防の降雨浸透における植生の根系が選択流形成に及ぼす影響,第35回中部地盤工学シンポジウム,2023.

# 模型大型堤防における降雨時の水収支解析に基づく堤体内の水の貯留及び流出過程の検討

降雨貯留, 水収支解析, 模型大型堤防実験

中央大学大学院 正会員 ○白石 芳樹  
 中央大学研究開発機構 正会員 竹村 吉晴  
 中央大学研究開発機構 正会員 後藤 岳久  
 中央大学研究開発機構 フェロー 福岡 捷二

## 1. 序論

近年, 既往最大となる降雨を毎年のように観測し, 堤防が崩壊する事例が増加している. 河川堤防の構造検討の手引き<sup>1)</sup>によると, 浸透に対する堤防の安全性照査のための浸透流解析の降雨条件は計画降雨量を一定ハイトで与えており, 浸透流解析における堤防への降雨浸透条件(降雨をどのように堤防に浸透させるか)は明記されていない. 新清ら<sup>2)</sup>が指摘するように, 堤防への降雨浸透条件は, 堤防内部の水分分布の解析結果を左右する大きな要因のひとつであるが, 実態把握が難しいこともあり, その考え方は十分に整理されていないように思われる.

降雨時の堤防の安定性を考えるとき, 降雨時に堤防に降った雨と堤防からの流出量の時間変化が観測できれば, その差分から堤防でいつどの程度の水が貯留されているか(水収支分布)を知ることができる. このため, 降雨時の水収支分布解析と観測データに基づき, 堤体内及び堤体表面での水の貯留・流出過程を解析することにより, 堤防への降雨浸透条件や堤体内部の水分分布の推定が可能と考えられる. 本研究では, 降雨による堤体内の飽和・不飽和時の水の貯留及び流出過程について, 水収支分布に着目した境界適合型の水理解析モデルを開発し, 久楽ら<sup>3)</sup>の模型大型堤防を用いた降雨実験結果の再現を試み, 今後の水収支解析における課題を整理する.

## 2. 模型大型堤防を用いた降雨実験の概要と計測結果に基づく水収支分布

### 2.1 実験の概要

久楽ら<sup>3)</sup>は, 堤防に作用する外力となる高水位及び降雨が長時間続いた場合に破堤を防止するための堤防の補強工法の効果を確認するために, 模型大型堤防を用いた湛水実験及び降雨実験を実施した. 具体的には, 図-1に示すように縦20m, 横20m, 深さ6mの土槽に, 幅10mの「補強堤防」と幅10mの「無処理堤防」が作製され, 無処理堤防の材料は実際の河川堤防の砂質土の特性(透水係数 $3.65 \times 10^{-3} \text{m/s}$ )に近いものが使用され, 補強堤防は堤防表層(1.5m)が粘性土からなる難透水性材料(透水係数 $1.03 \times 10^{-4} \text{m/s}$ )により被覆されている. なお, 補強堤防と無処理堤防の間には仕切りがあり, その間の浸透流は生じないようにしている.

堤体には外水位及び降雨の浸透による堤内水位, 飽和度の変化ならびにのり面変形を観測するためにテンションメータ, RI測定用パイプ, 水位計, 地表変位計の各計測器が埋設され, さらに10箇所の雨量計ならびに堤体からの流出量が記録されている.

図-2は, 土壌水分計による降雨実験開始時の無処理堤防内の飽和度のコンター図である. 降雨実験は, 湛水実験の実施後1ヶ月程度の間隔を置いて実施されたため, 堤体内に水が残留した状態から図-1に示す降雨が48時間継続して与えられた. その間, 堤体からの流出量および堤体内の飽和度及び堤体内の水位の時系列データが計測されている. 本研究では無処理堤防に着目して次の検討を行う.

### 2.2 降雨実験の計測結果に基づく水収支分布式

図-3は降雨実験における降雨量と堤防からの流出量, 堤体内及び堤体表面での水の貯留量の関係を模式的に示したものであり, 式(1)はこれらの関係を示す堤防の水収支分布式である.

$$\frac{dS_e}{dt} + \frac{dS_s}{dt} = \frac{1}{3.6 \times 10^6} R_a \cdot A - Q_{out1} - Q_{out2} - Q_{surface} \quad (1)$$

ここで,  $S_e$ :堤体内の水の貯留量( $\text{m}^3$ ),  $S_s$ :堤体表面の水の貯留量( $\text{m}^3$ ),  $R_a$ :堤体への降雨量( $\text{mm/h}$ ),  $A$ :堤体表面の投影面

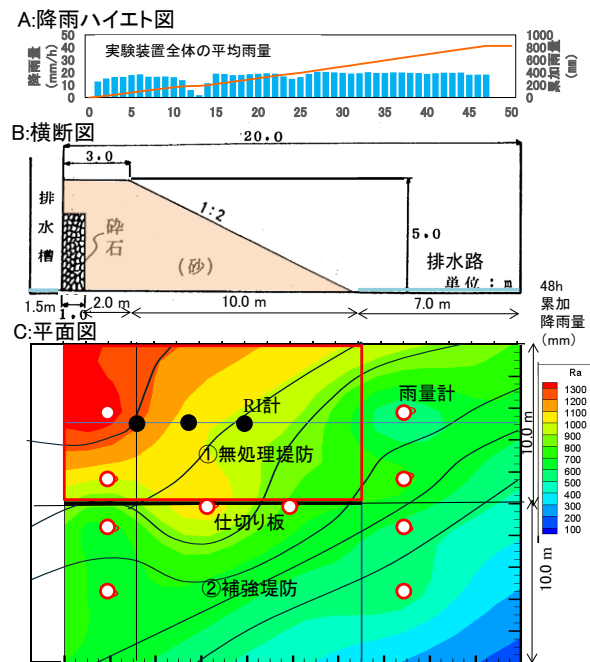


図-1 久楽ら<sup>3)</sup>の模型大型堤防実験装置と降雨量コンター図 (A: 降雨ハイト図, B: 横断面図, C: 平面図)

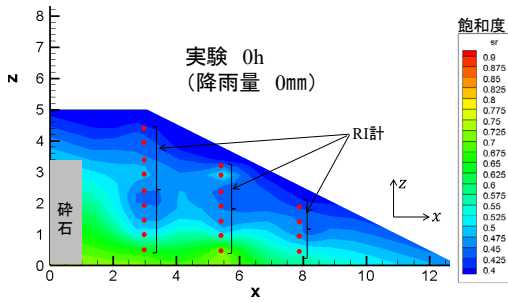


図-2 久楽ら<sup>3)</sup>の無処理堤防における初期飽和度分布

積(m<sup>2</sup>),  $Q_{out1}$ :砕石側からの流出量(m<sup>3</sup>/s),  $Q_{out2}$ :堤体法尻からの流出量(m<sup>3</sup>/s),  $Q_{surface}$ :堤体表面からの流出量(m<sup>3</sup>/s)である. 図-4 は, 実験の無処理堤防を対象として, 式(1)の右辺の堤防への降雨量と堤防からの流出量の累積値(降雨ボリュームと流出ボリューム)を示したものである. 降雨ボリュームはほぼ一定の傾きで増加するのに対して, 流出量は, 堤体内及び堤体表面の貯留量が時空間的に変化する影響を受けて複雑に変化している.

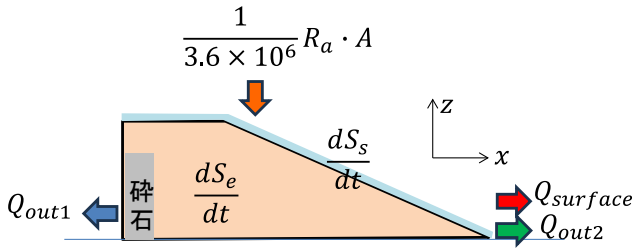


図-3 無処理堤体の貯留, 流出過程に着目した水収支の概念図

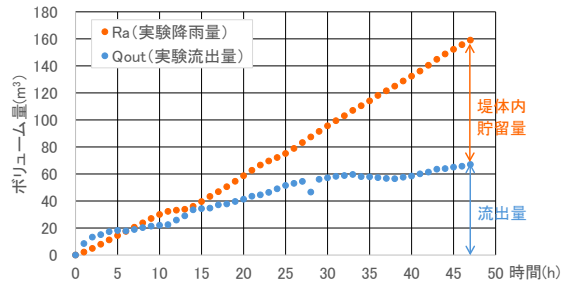


図-4 久楽ら<sup>3)</sup>の無処理堤防における水収支分布

### 3. 堤体の境界適合型水理解析モデルの構築と計測された水収支分布に基づく解析

#### 3.1 堤体の境界適合型水理解析モデル

本研究では, 図-5 に示すように堤体境界に適合した複数のタンクを連結し, その土中の水分量を貯留高 $h_t$ で表現し, 土中の水の運動を Darcy 則と連続式で解析する. 不飽和流れ特性は, 堤体形状に応じて変化するタンク容量と, 浸透流移動開始貯留高(圃場含水量) $h_{mc}$ を導入することによって評価している. 浸透流移動開始貯留高(圃場含水量) $h_{mc}$ とは, 乾燥した山腹の土層に雨水が浸透すると最初に土粒子の周りに吸着され, さらに含水率が增大していくと, やがて自由水として流動する<sup>4)</sup>という不飽和特性を表現したパラメータである. 本解析では降雨量を堤体表面に与えて, 最大浸透能 $R_{imax}$ 以下の降雨量が堤体内に浸透するものとし, それ以上の降雨量は堤体に浸透しないものとして堤体表面流が発生するものとした. また, 堤体の表面流は一般的な浅水方程式によって評価する. 以下に具体的解析方法を説明する.

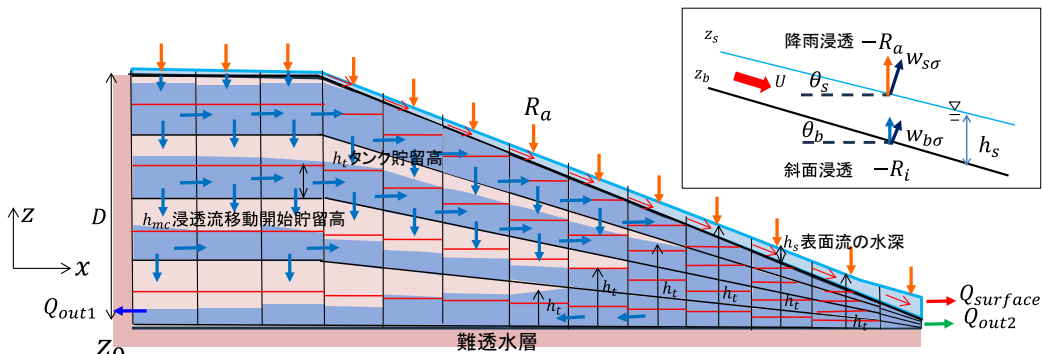


図-5 水収支分布に着目した境界適合型の水理解析モデルの概要

表面流は式(2), (3)に示す降雨量 $R_a$ と堤体への雨水浸透・滲出量 $R_i$ を考慮した水深積分の連続式と運動方程式で解析する.

$$\frac{\partial h_s}{\partial t} + \frac{\partial U_s h_s}{\partial x} + \frac{1}{3.6 \times 10^6} (R_i - R_a) = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial U_s h_s}{\partial t} + \frac{\partial U_s U_s h_s}{\partial x} + U_s \frac{1}{3.6 \times 10^6} (-R_a + R_i) = -g h_s \frac{\partial z_s}{\partial x} - \frac{1}{\cos \theta_b} \frac{g n^2 U_s |U_s|}{h^{1/3}} \quad (3)$$

ここに,  $h_s$ :表面流の水深(m),  $U_s$ :表面流の流速(m/s),  $R_a$ :降雨量(mm/h),  $R_i$ :堤体への雨水浸透・滲出量(mm/h),  $z_s$ :表面流の水面高(m),  $n$ :マニングの粗度係数(m<sup>-1/3</sup> s),  $g$ :重力加速度(m/s<sup>2</sup>),  $\theta_b$ :堤防表面の角度である.

堤体内における雨水の貯留・流出過程は, 図-5 に示す堤防形状に沿った流れを適切に計算するため, 鉛直座標を  $\sigma = (z - z_0)/D$  のように定義した境界適合型の連続式と運動方程式(式(4)~式(8))を用いて解析する. 式(4)に示す堤防表層

タンク(最上段のタンク)の連続式には、堤体への雨水浸透・滲出量 $R_i$ が考慮されており、表面流との雨水の交換が行われる。 $w_{\sigma t}$ と $w_{\sigma b}$ は、**図-5**に示す各タンクの上表面と底面の高さにおける $w_{\sigma}$ であり、式(8)よりそれぞれ計算される。

$$\frac{\partial h_t}{\partial t} + \frac{\partial U h_t}{\partial x} + \frac{1}{3.6 \times 10^6} R_i - \frac{w_{b\sigma}}{\cos\theta_b} = 0 \quad (\text{堤体表層タンク}) \tag{4}$$

$$\frac{\partial h_t}{\partial t} + \frac{\partial U h_t}{\partial x} + \frac{w_{\sigma t}}{\cos\theta_t} - \frac{w_{\sigma b}}{\cos\theta_b} = 0 \quad (\text{堤体表層より下層のタンク}) \tag{5}$$

$$\frac{\partial h_t}{\partial t} + \frac{\partial U h_t}{\partial x} + \frac{w_{\sigma t}}{\cos\theta_t} \quad (\text{堤体最下層のタンク}) \tag{6}$$

$$U = -k_a \frac{\partial h_t}{\partial x} - k_a \sigma \frac{\partial D}{\partial x} \tag{7}$$

$$w_{\sigma} = -k_a \frac{1}{D} \frac{\partial}{\partial \sigma} (h_t + \sigma D) \tag{8}$$

ここに、 $h_t$ :タンク貯留高(m)、 $U$ :堤体内の水平方向流速(m/s)、 $w_{\sigma}$ :堤体内の $\sigma$ 方向流速、 $w_{\sigma t}$ :タンク上表面に垂直方向の流速(m/s)、 $w_{\sigma b}$ :タンク底面に垂直方向の流速(m/s)、 $\theta_t$ :タンク上表面の角度、 $\theta_b$ :タンク底面の角度、 $k_a$ :堤体透水係数(m/s)、 $D$ :各地点での堤体高さ(m)、 $h_{mc}$ :浸透流移動開始貯留高(m)、 $h_{tmax}$ :最大飽和貯留高(m)である。

堤防への雨水浸透・滲出量 $R_i$ は、次式により評価する。

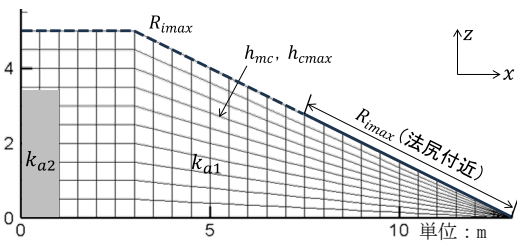
$$R_i = \begin{cases} R_a & (R_a \leq R_{imax}) \\ R_{imax} & (R_a > R_{imax}) \end{cases} \tag{9}$$

ここに、 $R_{imax}$ :最大降雨浸透量 (mm/h)である。本研究では、タンク貯留高 $h_t$ が $h_{tmax}$ に達した場合を飽和状態と定義し、タンク内にそれ以上は雨水が貯留されないものとしている。堤体への雨水浸透が進み、堤体法尻付近が飽和状態に達した場合、堤体に貯留しきれない雨水が堤体から滲出するものとして、次式から滲出量を算定する。

$$R_i = -\frac{\partial}{\partial x} \int_0^1 U h_t d\sigma \tag{10}$$

### 3.2 久楽ら<sup>3)</sup>の計測値に基づく水収支分布解析と考察

式(1)と式(2)~(10)を同時に解くことにより、降雨時にどの程度の量の水が堤体内および堤体表面に、どのような状態で存在しているのかを推定することができる。構築した堤体境界適合型の水理解析モデルを久楽ら<sup>2)</sup>による模型大型堤防を使った降雨実験における降雨条件、境界条件、土質条件に適用し、計測された水収支分布の関係に基づいて解析する。実験は奥行10mであるが、本研究では鉛直2次元モデルとして扱い、**図-6**に示すように堤体形状に適合した連結したタンクを作成した。**図-1**に示したように降雨は分布を持つが、本研究では無処理堤防上に降った各時間の降雨量を平均して一様に与えた。堤体底部は非透水とし、**図-4**に示した実験で計測された水収支分布を説明するように、本解析法のパラメータである $k_{a1}$ 、 $k_{a2}$ 、 $h_{mc}$ 、 $h_{cmax}$ 、 $R_{imax}$ の値を決定した。法尻付近の $R_{imax}$ は、降雨実験の前に湛水実験が実施されていたことを踏まえ最大降雨以上の値を設定した。初期のタンク貯留高 $h_t$ は**図-2**に示す実験の飽和度観測分布を用いて設定し、その他の諸条件は**表-1**に示す。



**図-6** 水理解析モデルにおける連携タンクの設定

本研究では無処理堤防上に降った各時間の降雨量を平均して一様に与えた。堤体底部は非透水とし、**図-4**に示した実験で計測された水収支分布を説明するように、本解析法のパラメータである $k_{a1}$ 、 $k_{a2}$ 、 $h_{mc}$ 、 $h_{cmax}$ 、 $R_{imax}$ の値を決定した。法尻付近の $R_{imax}$ は、降雨実験の前に湛水実験が実施されていたことを踏まえ最大降雨以上の値を設定した。初期のタンク貯留高 $h_t$ は**図-2**に示す実験の飽和度観測分布を用いて設定し、その他の諸条件は**表-1**に示す。

**表-1** 水理解析計算条件

パラメータ	実験値	計算条件	備考
$k_{a1}$ : 堤体透水係数	$3.65 \times 10^{-5}$ m/s	$1.825 \times 10^{-4}$ m/s	計算の透水係数は実験の5倍を設定
$k_{a2}$ : 砕石透水係数	-	$5.00 \times 10^{-2}$ m/s	水収支分布図から調整
$h_{mc}$ : 浸透流移動開始貯留高	-	Sr=0.6~0.7	飽和度 Sr の実験値より ht に換算
$h_{cmax}$ : 最大飽和貯留高	-	Sr=0.95	水収支分布図から調整
$R_{imax}$ : 最大降雨浸透量	-	<b>図-6</b> 参照	水収支分布図から調整

**図-7**は計測値と解析結果の水収支分布図の比較を示し、**図-8**は降雨開始後4時間目、9時間目、46時間目における実験結果と解析結果の飽和度分布図の比較を示す。**図-7**より、解析における各流出量の合計値( $Q_{surface}$ ,  $Q_{out1}$ ,  $Q_{out2}$ )は33時間目までは実験値と同様の傾向を示している。実験結果の水収支分布図より、4時間目までは降雨量よりも流出量が多くなっていること、かつ6時間目までは堤体の貯留量および飽和度があまり増加していないことから、**図-1**の砕石部および表面流による流出量が多くなっていたと推測し、砕石側の透水係数および $h_{mc}$ 、表面流の発生し易やすさに関

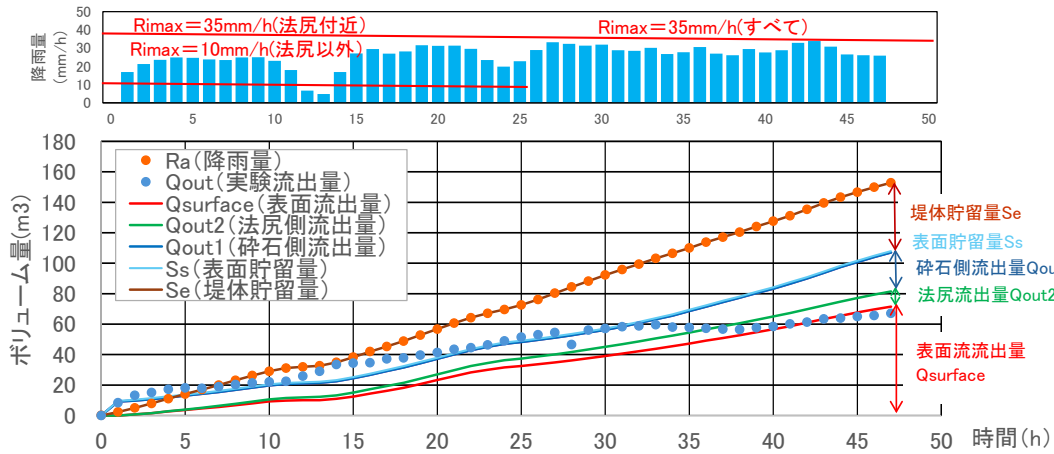


図-7 模型大型堤防実験と水理解析での水収支分布図

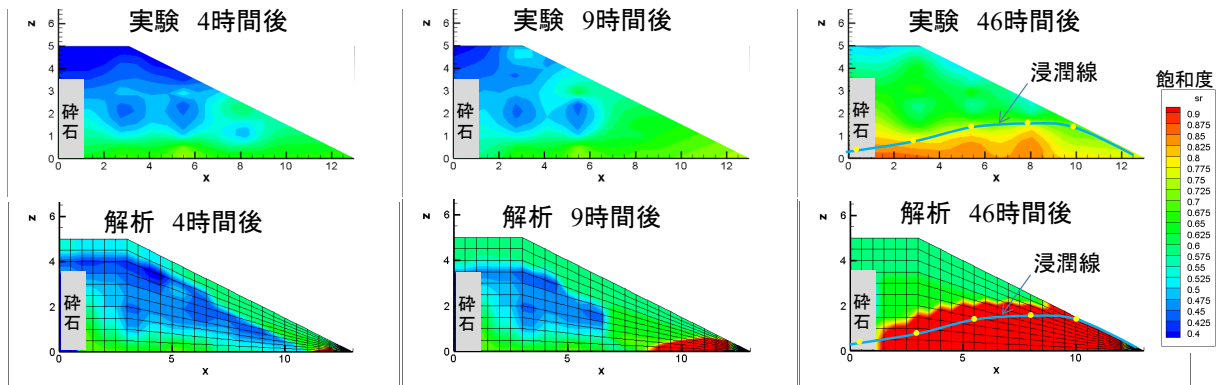


図-8 模型大型堤防実験と水理解析での飽和度分布図の比較

するパラメータである $R_{imax}$ を実験結果の水収支分布図を再現するように設定している。図-8 より、実験結果では 4 時間目から 9 時間目にかけて法尻付近から法肩に向かって飽和度  $Sr=0.7$  程度まで上昇しており、解析結果においても、法尻付近は飽和度  $Sr=0.7\sim 0.9$  程度となっている。一方、34 時間目以降では、解析結果は実験結果の水収支分布と乖離が見られる。実験結果の貯留ボリュームが解析結果よりも大きくなっていることから、法尻付近での盤ぶくれなどの土構造の変化の影響があると考えられる。また図-1 に示す降雨コンター図を見ると降雨分布にばらつきがあり、実験では堤体内の水の移動が 3 次元的であった可能性がある。そのため、解析ではそれらの影響を捉えきれなかったものと考えられる。図-8 は解析における 46 時間目の飽和度分布を示しており、解析の  $Sr=0.9$  の境界線と実験の浸潤線は同程度となっている。しかし、上述したように 34 時間目以降、解析と実験の水収支分布には乖離が見られるため、さらなる検討が必要である。

#### 4. まとめ

本研究では、降雨による堤体内の飽和・不飽和時の水の貯留及び流出過程について、水収支分布に着目した境界適合型の水理解析モデルを開発し、久楽ら<sup>3)</sup>の模型大型堤防を用いた降雨実験結果をどの程度再現できるか、再現するためにはどのような考え方が必要かを検証した。

観測した降雨量と流出量を用い、実測の水収支分布に基づいて降雨時の堤防における水の貯留・流出過程を解析することにより、堤体内部の実測水分分布を把握するには、降雨浸透条件や堤体土質パラメータ等をどのように考えればよいかを中心に本研究では考察した。今後、降雨と堤体流出量、堤体内部の飽和度や水位が計測された他の模型大型堤防に適用し、本手法の一般性を高める検討を引き続き進める予定である。

#### 参考文献

- 1) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）,pp. 64-65,2012.
- 2) 新清晃, 西村聡, 藤澤和謙, 竹下祐二, 河井克之, 佐古俊介, 森啓年, 山添誠隆, 太田雅之：河川堤防への降雨浸透と浸潤状態予測に関する一斉解析からの知見,土木学会論文集（部門C）,Vol.75, No.4,土木学会,2019.
- 3) 久楽勝行, 丹羽薫, 斉藤義章, 石塚廣史：堤防補強に関する大型模型実験(1), 土木研究所資料, 第 1772 号, 1982.
- 4) 椎葉充晴, 立川康人, 市川温, 堀智晴, 田中賢治: 圃場容水量・パイプ流を考慮した斜面流出モデルの開発, 京都大学防災研究所年報, 第 41 号, B-2, pp.229-235, 1998.

## 複層高透水性基礎地盤を有する河川堤防における浸透破壊メカニズムの解析的検討

河川堤防, 高透水性基礎地盤, 浸透破壊

横浜国立大学 非会員 ○津田陽向  
横浜国立大学 国際会員 崔 瑛

## 1. はじめに

高透水性基礎地盤を有する河川堤防では、浸透破壊による被災事例が多数報告されている<sup>1)</sup>。低透水性被覆土層の下部に存在する高透水性基礎地盤が浸透破壊の要因とされている<sup>2)</sup>。2012年の矢部川堤防<sup>3)</sup>の現場では、高透水性の層のさらに下層側に低透水性層を挟んで、より高い透水性の層が存在する複層構造が確認されている。一方で、浸透破壊メカニズムに関する既往の実験や解析の多くは高透水性層が単層のみ存在する地層構造を対象としており、高透水性層が2層以上存在する複層高透水性地層構造への検討は不十分である。本論文では、浸透流-変形連成解析を実施し、小高ら<sup>2)-4)</sup>の浸透模型実験で観測された浸透破壊現象を再現し、解析手法の適用可能性を検証した。さらに、高透水性層が二層存在する複層高透水性基礎地盤構造を有する堤防を対象として、下層側の高透水性層の透水係数を変化させたシミュレーションを実施し、その透水性の違いが浸透破壊に与える影響を明らかにする。

## 2. 解析の概要

## 2-1 地盤材料のモデル化

表1および表2には、それぞれ修正 Cam-Clay モデルに基づく材料定数と初期値、および水分特性と透水に関する材料定数と初期値を示す。本解析では浸透破壊への適用可能性を示すため、小高ら<sup>2)</sup>、林ら<sup>3),4)</sup>の浸透模型実験を参照した。なお三河珪砂3号と三河珪砂6号を用いた浸透模型実験の結果は3章にて解析結果とともに示す。修正 Cam-Clay model に関する材料定数は吉川ら<sup>5)</sup>の値を参考に決定し初期間隙比は実験値にそろえた。水分特性に関しては、最大飽和度と最小飽和度はそれぞれ、簡便化のため100%と0%に設定した。Van-Genuchten パラメータと飽和透水係数の値は、吉川ら<sup>5),6)</sup>の値を参考にした。不飽和透水係数に関するパラメータは10を用いたが、これらの値の調整については、吉川ら<sup>5)</sup>の三河珪砂6号を用いた堤防半断面の浸透模型実験を対象に浸透シミュレーションを行い決定した。本解析では簡便化のため、2種類の土質の違いは飽和透水係数の違いのみで表現している。

表1 土のモデルに関する材料定数と初期値

限界状態定数	M	1.0
圧縮指数	$\kappa$	0.012
膨潤指数	$\lambda$	0.05
ポアソン比	$\nu$	0.3
間隙比3号砂	$e_0$	0.95
間隙比6号砂		1.06

表2 水分特性と透水に関する材料定数と初期値

最大飽和度	$S_{sat}$	1
最小飽和度	$S_{res}$	0
VG パラメータ	$g_\alpha$	2.8
	$g_n$	12.898
飽和透水係数 3号砂	k(m/s)	4.60E-3
飽和透水係数 6号砂		1.61E-4

## 2-2 解析モデル及び解析ケース

図1と図2に、参照した浸透模型実験土層及び本解析モデルを示す。模型右側から給水させる条件で、領域Ⅰに三河珪砂3号を用いた高透水性地盤、領域ⅡとⅢにそれぞれ三河珪砂6号を用いた低透水性の被覆土層(D=30mm)と堤体部となっている。解析断面は、10mmを1層で区切り計15層で基礎地盤の土層を作製し、堤体部分は粗密係数0.25で、最も細かいメッシュの自動生成により作成した。解析における境界条件については、変位は下端の水平方向・鉛直方向および側面の水平方向に拘束条件を設定し、水理条件は、左端、右端、上端は開境界とし、下端を閉境界、地表面・盛土表面は浸出境界とした。また、水位設定は、模型実験においては下端から100mmの所で模型右側の水位を90分維持し、地盤を飽和させる段階を設けた後、下端から330mm(堤防高の8割)の所まで急激に上昇させ、維持するという条件となっているが、本解析では簡単のため、ステップ1として初期状態で基礎地盤の下端から100mmの所に水位を設定し、ステップ2として下端から330mmに模型右側の水位を設定し維持させる方法を取り、水位を100mmから330mmへ急激に上昇させる状況を作り出している。実施したケースと各層の透水係数について表3及び表4に示す。まず本解析手法が河川堤防における浸透破壊に適用可能かどうか検証するためのケース0を行った。次に高透水性層が2層ある場合の検証としてcase1~5を実施した。case1では図3のように高透水性層が基礎地盤の80mm~120mmのみに存在するパターン、case2~5では図4のように基礎地盤の0mm~40mmにも高透水性層が存在する解析断面を用いた。ここでは、下側の

高透水性層 D 層の透水係数を上側の高透水性層 B 層の透水係数に対して 1 倍, 10 倍, 100 倍, 1000 倍と変化させ, 高透水性層が 2 層存在する場合と, さらにその 2 層の透水係数比の違いが浸透破壊に与える影響を調べた。

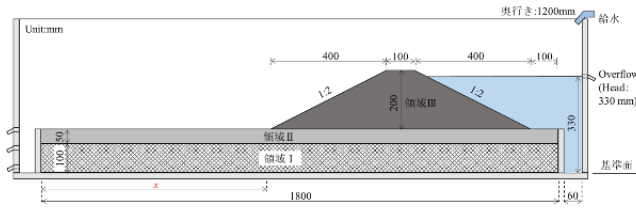


図1 透水模型実験概要 2,3,4)

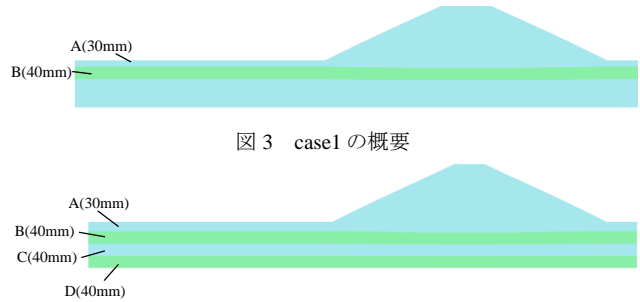


図3 case1の概要



図4 case2-5の概要

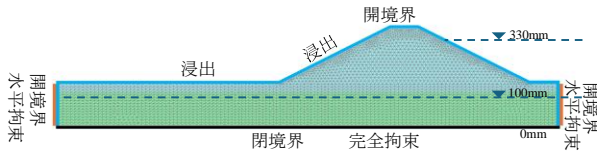


図2 解析モデル

表3 case0の各層の透水係数(m/s)

領域 I	領域 I	領域 III
4.60E-3	1.61E-4	1.61E-4

表4 実施ケースと各層の透水係数(m/s)

case	堤体	層 A	層 B	層 C	層 D
case1	1.61E-04	1.61E-04	4.60E-03	1.61E-04	1.61E-04
case2	1.61E-04	1.61E-04	4.60E-03	1.61E-04	4.60E-03
case3	1.61E-04	1.61E-04	4.60E-03	1.61E-04	4.60E-02
case4	1.61E-04	1.61E-04	4.60E-03	1.61E-04	4.60E-01
case5	1.61E-04	1.61E-04	4.60E-03	1.61E-04	4.60E+00

### 3. 浸透模型実験のシミュレーション結果

図5に模型実験結果及び解析結果の浸透開始20秒後と32秒後について、左から変形図、偏差ひずみ、平均有効応力、局所動水勾配を示す。変形図内には堤体内の水位を紺線で示している。模型実験においては20秒後に法先被覆土の隆起、地表面に向かって噴砂する様子も確認され、それを機に法尻から滑り破壊が進行していることが観察された。解析結果も同様に、法先基礎地盤が地表面に向かって隆起し、滑り破壊が法尻から進行する様子が表現されている。また、解析結果からひずみの発生位置に着目すると、法尻下部の被覆土層と高透水性層の境界に沿って生じ、その後法尻下部から、堤体側にもすべり面として生じている。また、平均有効応力は層境界でほぼゼロまで低下し、被覆土層においてもほぼゼロまで低下していくことが確認された。さらに、パイピングの危険性の指標となる局所動水勾配 0.5 を超える領域(鉛直方向)を見ると、まず層境界で大きな局所動水勾配が発生し、被覆土層の法尻下部でさらに大きな局所動水勾配が生じていることから、層境界からの浸透破壊と法尻からの滑り破壊の要因となったと考えられる。これらの観点から、模型実験結果の破壊の進行や現象を本解析手法でよく再現できたといえる。

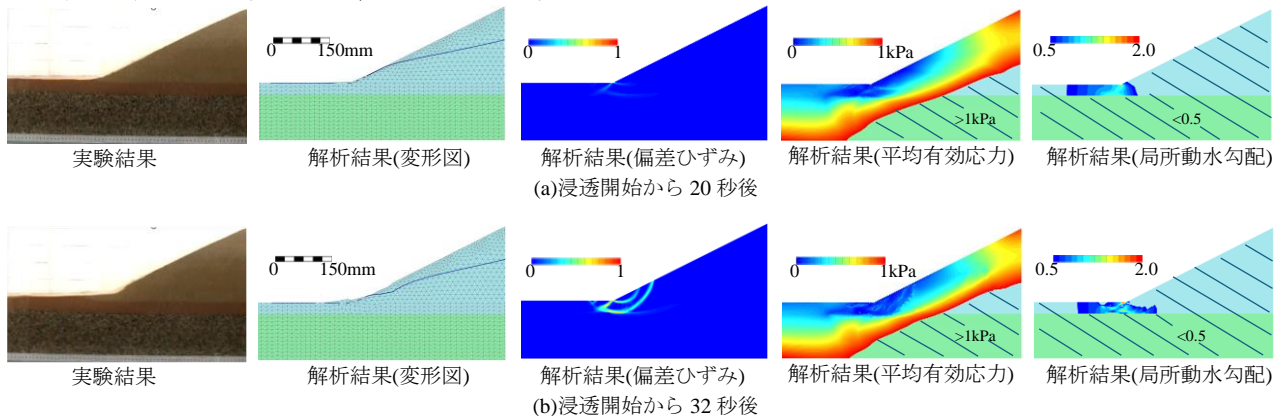


図5 模型実験結果及び解析結果

### 4. 高透水性層を2層有する河川堤防のシミュレーション結果

図6はそれぞれ、浸透開始から17秒後のcase1~5の堤防内に発生する偏差ひずみのコンター図を示している。透水係数比が最も大きいcase5で斜面中腹までせん断面が到達するような比較的大きな滑り破壊がいち早く生じるため、その大きな滑りが発生する直前の浸透開始から17秒後について同時刻の5ケースを比較した。透水係数比が大きいケースは、より早い時間でより幅広いせん断面を被覆土層と上層側高透水性の境界から堤体にかけて生じる傾向があることがわかる。さらに、図7には、斜面を3分割した時の3点の概要と、それらの点における沈下量(変位量  $u_y$ )を時間経過とともに

ケースごと示した。法尻から3分の1の点 a では、case1 や case2 ではある程度時間が経過しても沈下量は小さい一方で、透水係数比が高くなる case3~5 で沈下量は比較的大きくなり、偏差ひずみで示した 17 秒後について case4, 5 を見ると、より大きく早い時間で沈下していることがわかる。また、法尻から3分の2の点 b 及び天端(点 c)においても、法尻から3分の1の点ほどの沈下量はないが、透水係数比が高くなるほど、沈下量も大きくなる傾向があることがわかる。つまり、2層の高透水性が存在する場合、かつ下層側の高透水性層の透水係数比が大きくなるほど、より早い段階での幅広い大きなひずみの発生と被覆土を巻き込む堤体の破壊が生じる可能性があるといえる。

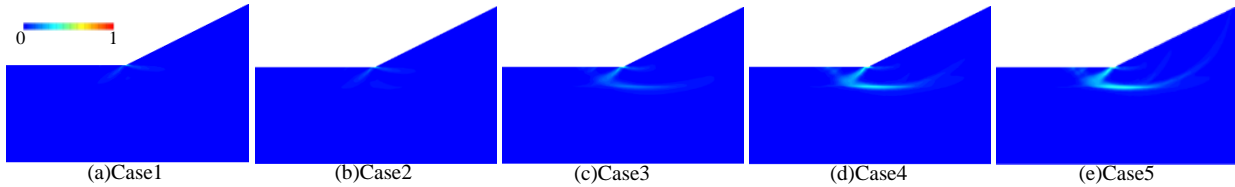


図 6 偏差ひずみ(浸透開始から 17 秒後)

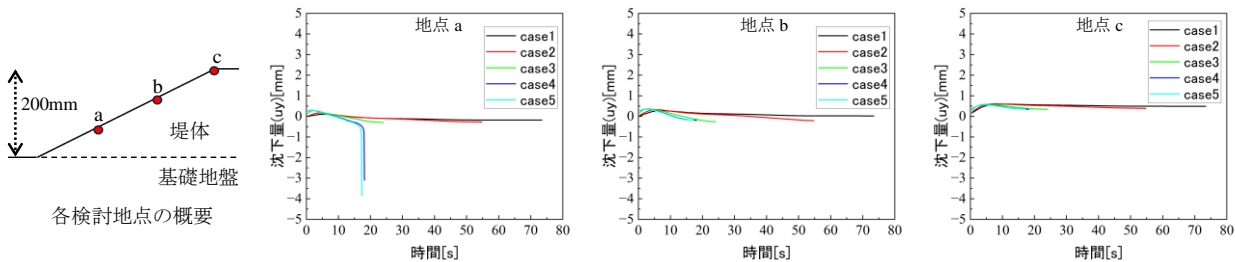


図 7 斜面の各点における時間経過と沈下量

図 8 は、被覆土層の法尻下部の地点①(X, Y=0.799, 0.129)、堤体下部地点②(X, Y=0.933, 0.129、斜面の法尻から3分の1の点の直下)、について浸透開始からの時間経過に伴う平均有効応力の変化を5つのケースについて比較したものである。地点②の case1 や case2 では、浸透開始後は浸透により間隙水圧の上昇とともに有効応力も低下していくが、ある程度低下すると比較的大きな変化は見られなくなる傾向があることがわかる。一方で case3~5 では、より短時間で大きく低下する傾向にあることがわかる。また、法尻下部の地点①では、地点②同様一度急激に低下した後、さらにそこからほぼゼロに近いところまで有効応力が低下する傾向がある。図 9 には、case5 で有効応力が低下した 3.5s、そこからさらに低下した 12s の時点のコンター図を case1 とともに示した。地点①②についても図中に黒点で示している。Case5 の方がより早い段階で法尻近くの基礎地盤の有効応力低下領域の広がりを確認できる。さらに、有効応力がほぼゼロまで低下する領域は 12s 後の時点で堤体や堤体側の基礎地盤上層まで広がっていることがわかり、法尻下部での地盤弱화를示している。2層の高透水性層を有し、かつ下側の高透水性層の透水性の方が大きい場合に、より急速な法尻から堤体に及ぶまでの浸透破壊が発生するといえる。

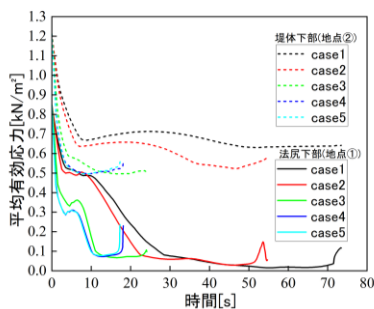


図 8 時間経過と平均有効応力の変化

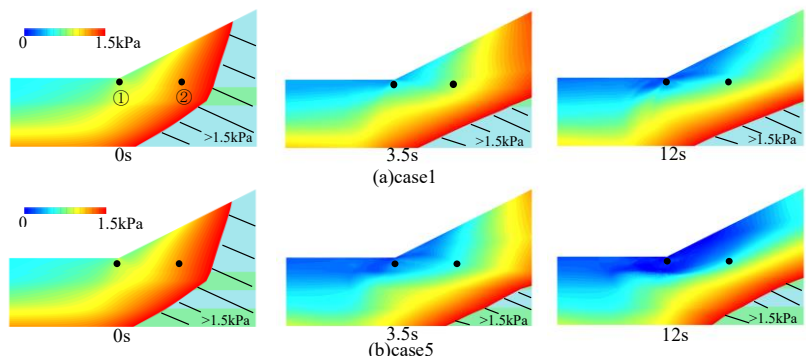


図 9 平均有効応力のコンター図(case1 と case5 の比較)

図 10 に、法尻下部の基礎地盤の線断面の鉛直方向に生じる局所動水勾配の深度分布を示した。case1 で法尻部に地盤内水位が到達した時点(浸透開始 3.5 秒後)において5ケースを比較している。透水係数比が大きくなるにつれ、より早くより大きな局所動水勾配が基礎地盤内に発生する傾向にあり、特に被覆土層(0.12m~0.15m)において、より大きな動水勾配が生じている。case3~case5 では、図中に点線で示した浸透破壊に対する危険性の評価指標である 0.5 を大きく超える局所動水勾配が発生していることがわかる。特に case4, 5 では被覆土層と高透水性層の境界(0.12m)で被覆土層内部よりも比較的大きな局所動水勾配が発生しており、より層境界からの浸透破壊と滑り破壊を急速に発生させる傾向があるといえる。case1, 2, 5 について同時刻の全水頭のコンター図を図 11 に示した。case1 では高透水性層ではほとんど水平



方向へ流れが生じ、低透水性層においても少しの上向きの動水勾配が生じるものの、ほとんど水平方向に流れが生じることがわかる。一方、2層の高透水性を有する case2 と、かつ下側の高透水性層の透水性が高くなる case5 では、下側の高透水性層を水平方向により早く水が流れることで、被覆土層及び、高透水性層に挟まれた低透水性層内にも上下の水頭差が生じる。透水係数比が大きくなるとこの傾向があり、より大きな局所動水勾配の発生する傾向が図 10, 11 によってわかる。また、図 12 は、同時間の、被覆土層(A層)における G/W について、法尻から法先 0.2m(0.8m~0.6m)の地点まで横軸を法尻からの距離として5ケースを比較したものである。G/W は、被覆土層の重量 G と被覆土層基底面に作用する揚圧力 W(被覆土層底面の圧力水頭×水の密度)で表せるもので、その値が 1.0 を下回ると危険であるという指標である。ここでは、法尻に近い方がより危険になる傾向がわかるが、特に 1.0 を下回るのは case3~5 であり、下層側の高透水性層の存在により、より急速に法先の広範囲を隆起させる力が働く可能性がある。また、これらの中で case5 の方が、より G/W の値は小さく、より広範囲で 1.0 を下回ることが確認でき、透水係数比が大きくなるとこの傾向があるといえる。

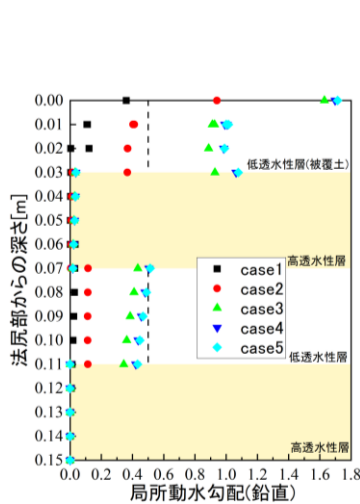


図 10 法尻下部の局所動水勾配分布

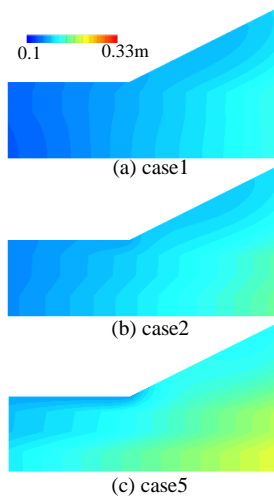


図 11 全水頭分布

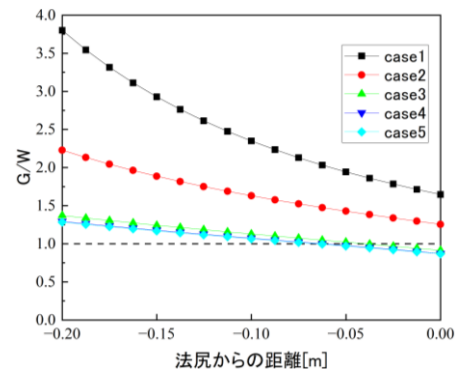


図 12 被覆土層における G/W

## 5. 結論

本論文では、浸透流-変形連成解析を実施し、河川堤防における浸透破壊への適用可能性を検証した。その結果、変形の進行状況、有効応力の減少、基礎地盤内で発生する局所動水勾配の観点から、本解析手法が浸透破壊への適用に有効であることを確認した。さらに、2層の高透水性層を有する複層基礎地盤構造の河川堤防を対象としたシミュレーションを実施し、以下の知見を得た。

- ・高透水性層を有し、かつ低透水性層を挟んで下層側にも高透水性層を有する複層基礎地盤構造の河川堤防において、下層側の高透水性層の透水性が大きくなるほど、法尻付近で有効応力の大幅な減少および局所動水勾配の大きな増加が発生することを確認した。また、被覆土層を持ち上げる揚圧力が広範囲に発生する傾向が見られた。これにより、被覆土層と高透水性層の境界から堤体にかけて、比較的大きな変形が早期に発生し、短時間で破壊が進行することが示唆された。
- ・上層の高透水性層に加え、さらに下層により高い透水性を有する層が存在する場合、下層側高透水性層の透水係数を考慮した設計や対策が必要であるといえる。本研究結果は、複層基礎地盤構造を有する堤防の設計において、透水性の異なる層の存在が浸透破壊に与える影響を評価する重要性を示している。

## <参考文献>

- 1) 矢部川堤防調査委員会：報告書，2013.
- 2) 小高猛司，李圭太，崔瑛，森智彦，森三史郎，林愛実：浸透に伴う基礎地盤の弱화에起因する堤防法すべり崩壊に関する考察，第5回河川堤防技術シンポジウム，pp. 55-58, 2017.
- 3) 林愛実，森三史郎，小高猛司，崔瑛：高透水性基礎地盤を有する河川堤防の三次元浸透模型実験，土木学会中部支部研究発表会，2017.
- 4) 林愛実，森三史郎，森智彦，小高猛司，崔瑛，李圭太：複層構造基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊実験における三次元効果の検討，第72回土木学会年次学術講演会，2017.
- 5) 吉川高広，野田利弘，小高猛司，崔瑛：空気～水～土骨格連成有限変形解析を用いた不飽和浸透模型実験の数値シミュレーション，第26回中部地盤工学シンポジウム，pp. 13-17, 2014.
- 6) 吉川高広，野田利弘，小高猛司，崔瑛：堤防の浸透破壊に関する模型実験の空気～水～土連成有限要素変形シミュレーション，土木学会論文集，vol. 75, No. 2, I\_379-I\_388, 2019.

# 河川堤防における堤内の地層構造が噴砂及びパイピング進展に及ぼす影響

名古屋工業大学 学生会員 ○大桑 有美 名古屋工業大学 正会員 前田 健一  
 名古屋工業大学 学生会員 佐々木一真 名古屋工業大学 学生会員 近藤 知輝  
 名古屋工業大学 学生会員 加藤碩二郎

## 1. はじめに

近年、気候変動に伴う豪雨の強度増加や長期化により、漏水や噴砂の発生を助長し、パイピング破壊に至る可能性は高まっている。そのような中、パイピングの発生を助長させる地盤条件や堤内で発生する噴砂のメカニズムの研究<sup>1)4)</sup>が進められてきた。また、諏訪<sup>5)</sup>は堤防の安定性を確認するには、堤体下砂層全体の液状化状態を照査するべきと示唆している。そのような中で、河川堤防のパイピング過程の物理モデルを考え、支配因子や評価指標、それらの閾値を明らかにすることは重要である<sup>1)2)</sup>。

本稿では、堤内の裏法尻から行き止まり境界までの距離が堤内で噴砂が発生し、堤体下へ進展していく過程に与える影響に着目したい。そこで、堤内で噴砂及び陥没が繰り返し発生している宮崎県北川における開削調査結果の一部と、噴砂が発生する過程及び地盤損傷の進展メカニズムを再現するために実施した簡易模型実験の結果を示す。そして、堤内の難透水性被覆土の有無と裏法尻から行き止まり境界までの距離を変えて簡易模型実験を実施し、堤内の地層構造が噴砂及びパイピングに及ぼす影響について検討した。

## 2. 北川開削調査の一部報告と再現実験

本章では、まず著者の一部を含め石原や川尻ら<sup>6)</sup>によって2022年に実施した北川堤内における開削調査結果の一部と、現象の再現を目的とした簡易模型実験の結果<sup>4)</sup>を報告する。

本地区は山や旧河道などの存在により行き止まり地盤となっており、出水毎に噴砂、陥没が繰り返し発生している。そ

こで地盤内部の変状を確認するために、深さ約2.5m開削し、手で断面を整形した。開削調査断面の一部を図-1に示す。地盤内部のシルト層には、深層の砂から成る砂溜りや噴砂に向かって伸びる砂脈が確認された。

次に、再現実験のための簡易模型概略図を図-2に、図-3に実験断面の経時変化を示す。外水位に伴う圧力水頭の上昇により難透水層がたわみ、押し抜きせん断や曲げによるひび割れが発生した。そして、難透水層に細砂を含んだ水が流入し、砂溜りが形成された後、せん断ひび割れに向かって水みち及び砂脈が進展することで、押し抜きせん断破壊のように漏水、噴砂が発生した。以上のことから、現地で確認された砂溜りや砂脈は実験と同様のメカニズムで形成された可能性が高い。

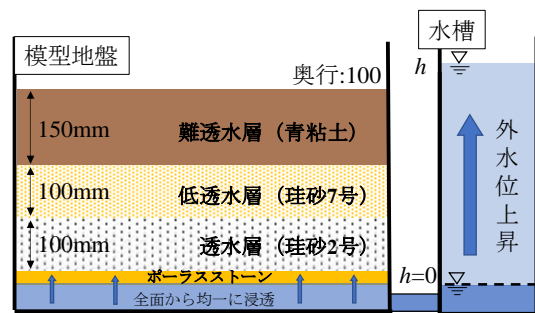


図-2 簡易模型実験の概略図

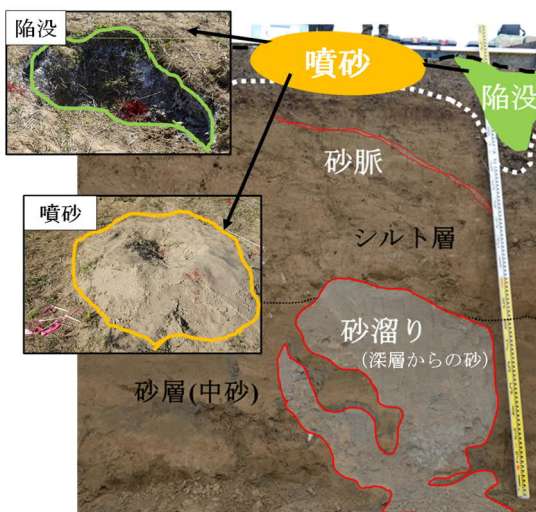


図-1 開削調査断面 (川尻<sup>6)</sup>を参考に作成)

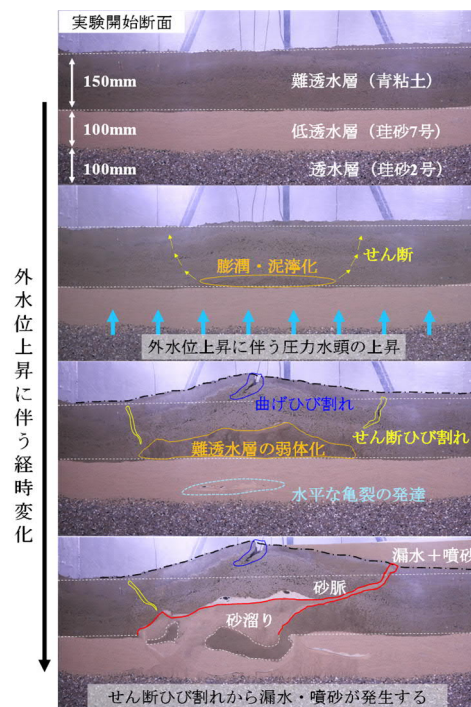


図-3 実験鉛直断面の変状の経時変化

### 3. 堤内の地層構造条件が異なる実験の結果及び考察

本章では、堤内の難透水性被覆土の有無と裏法尻から行き止まり境界までの距離を変えて簡易模型実験を実施し、堤内の地層構造が噴砂及びパイピングに及ぼす影響を検討する。

#### 3.1. 実験概要

図-4 にパイピング実験模型の概略図を示す。堤体は含水比20%の青粘土を使用した。ただし、堤体をアクリル板で拘束して堤体の変状によるパイピング進展への影響を除去し、パイピングし易くしている。基礎地盤もパイピング危険度が高い条件を選び、複層構造とした。下層に透水層として珪砂2号、上層に低透水層として珪砂7号を水中落下法で堆積させ、堤外の左端から20mmを下層(透水層)の露出部として設置した。試料の粒度分布及び物性値は図-5に示す。

実験は、裏法尻から行き止まり境界までの距離  $l$  を変えて実施し、被覆土ありを CaseA、被覆土なしを CaseB としている。この時、CaseA の被覆土は難透水層としており、含水比20%の青粘土を層厚30mmで締め固め度80%程度となるよう締め固めた。また、CaseB において、低透水層の締め固め効果を検討するため、珪砂7号の相対密度を変化させた CaseB-8 を実施している。表-1 に実験ケースを示す。表-1 には、各ケースにおける裏法尻から行き止まり境界までの距離  $l$  (mm) の値を堤体幅  $B$  (本実験では  $B=300$ mm に固定している) で除して無次元化した値  $l/B$  を示している。図-6 に水位条件である平均動水勾配  $i$  (堤内外の水位差  $h$  を堤体幅  $B$  で除した量) の経時変化を示す。模型壁面に間隙水圧計を設置し、図-4 に示す箇所の低透水層と難透水性被覆土の境界における圧力水頭を計測した。また CaseB では、堤内側から基礎地盤層厚90mmを越えて溢れ出た漏水流量を重量計で計測した。実験はパイピング破壊が生じた、または平均動水勾配  $i=1.0$  となった時点で終了とした。

本稿では、難透水性被覆土と珪砂7号の境界に水を含んだ隙間が生じ被覆土が持ち上がることを盤ぶくれ、表層に水が湧出することを漏水、漏水に伴い珪砂7号が流出及び液状化することを噴砂としている。

#### 3.2. 難透水性被覆土がある場合の実験結果及び考察

本節では、難透水性被覆土がある場合について検討する。図-7 に間隙水圧計で計測した圧力水頭の経時変化を、図-8 に各ケースにおける実験観察断面を示す。全ケースにおいて、平均動水勾配の増加に伴い、水圧は上昇した。また、難透水性被覆土の存在により圧力水頭は蓄積するため、堤内地に概ね一様に作用し、盤ぶくれが発生するまで各ケースの圧力水頭は一致した。パイピング破壊に至る過程は、CaseA-1, 2 では、地盤全体が持ち上げられるように変状し、裏法尻に発生したひび割れから漏水及び噴砂に至った。一方 CaseA-3 では、裏法尻から400mmの範囲でたわみが発生し、たわみ端部でせん断ひび割れ、頂部で曲げひび割れが確認され、その後、せん断ひび割れから漏水及び噴砂に至った。そして全ケースにおいて地表面の噴砂の位置は変化しないが、基礎地盤において噴砂による液状化が堤体下へ進展し、パイピング破壊し

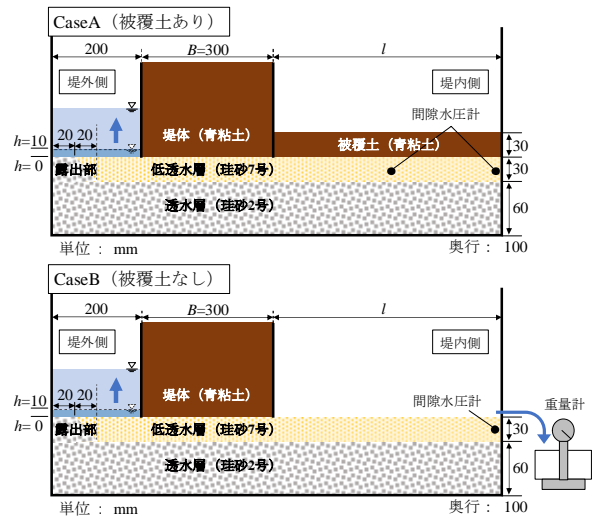


図-4 パイピング実験模型の概略図

(上図: CaseA-被覆土あり, 下図: CaseB-被覆土なし)

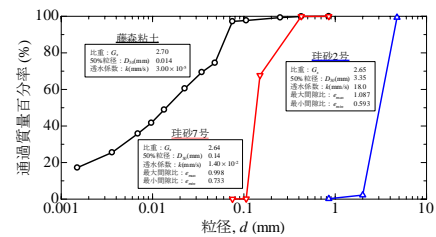


図-5 試料の粒度分布及び物性値

表-1 実験ケース

実験Case	難透水性の被覆土の有無	裏法尻から行き止まり境界までの距離 $l$ (mm)	$l/B$ ( $B=300$ mm)	珪砂7号の相対密度 $D_r$ (%)
CaseA-1	○	300	1.00	70
CaseA-2	○	600	2.00	70
CaseA-3	○	900	3.00	70
CaseB-1		150	0.50	70
CaseB-2		300	1.00	70
CaseB-3		450	1.50	70
CaseB-4		500	1.67	70
CaseB-5		500	1.67	70
CaseB-6		600	2.00	70
CaseB-7		900	3.00	70
CaseB-8		300	1.00	100

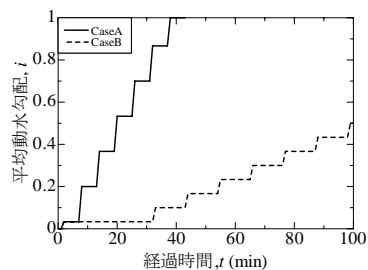


図-6 平均動水勾配の経時変化

た。この時、裏法尻から行き止まり境界までの距離  $l$  が大きい CaseA-3 の破堤時の平均動水勾配  $i$  が最も小さくなった。ここで、被覆土を両端固定梁と仮定すると、最大たわみ量  $\delta_{max}$  が  $l$  の4乗に比例するため、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きいほどたわみやすくなる。

したがって堤内に難透水性被覆土がある場合、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きいほど噴砂が発生しやすくなる可能性がある。また実堤防において、裏法尻から離れた

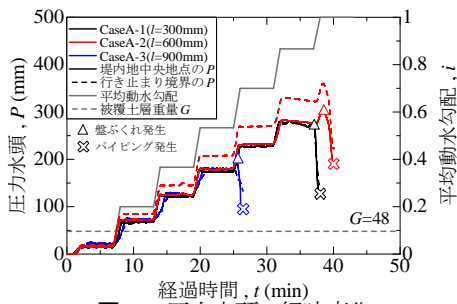


図-7 圧力水頭の経時変化

地点に噴砂が確認された場合でも基礎地盤で液状化及びパイピングが進展している可能性も示唆された。

### 3.3. 難透水性被覆土がない場合の実験結果及び考察

本節では、難透水性被覆土がない場合について検討する。この時、実験開始後最初に確認された噴砂を噴砂①、裏法尻の近くで発生し、これを起点として裏法尻及び堤体下まで液状化などを伴いながら進展した噴砂を噴砂②とした。

#### 3.3.1. 噴砂発生位置の違いをもたらす要因

図-9 に実験で確認された上から見た噴砂発生位置（地表水平面位置）をプロットしたものを示す。Case B-1 から Case B-4, すなわち  $l/B \leq 1.67$  では、行き止まり境界において噴砂①が発生し、Case B-5 から Case B-7, すなわち  $l/B \geq 1.67$  では、裏法尻から約 100mm の範囲に噴砂①が発生しており、既往研究の結果と概ね一致している。 $l/B \leq 1.67$  では、行き止まり境界において発生する上向き浸透流の影響が大きくなり、行き止まり境界で噴砂①が発生した。一方  $l/B \geq 1.67$  では、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きく、行き止まり境界に向かって浸透流速が減衰するため圧力による影響が支配的となり、堤内において圧力が最も大きい裏法尻の近くで噴砂①が発生したと考えられる。また  $l/B \leq 1.67$  では、行き止まり境界にて発生した噴砂①が徐々に裏法尻側へ進展するのではなく、平均動水勾配を増加させると裏法尻から約 100mm の範囲に噴砂②が突発的に発生することが分かった。

#### 3.3.2. PIVによる噴砂の進展をもたらす要因

撮影画像をもとに PIV 解析を行った結果を図-10 に示す。行き止まり境界で噴き続ける様子を右上示す。Case B-1 では噴砂①が裏法尻に向かって移動した。この時、噴砂の中心では局所的な上向き流れが発生する一方で、噴砂左右の地盤範囲では斜め下向きに流速が発生しており、土粒子が上昇と沈降を繰り返す対流が発生している(図-10 左上図参照)。したがって、噴砂が進展するには砂部分の液状化と周辺の地盤を巻き上げる流速の発生が必要である。また、この対流は噴砂が裏法尻から堤体下へ進展する際にも確認されており、堤体下の砂を流出させることで堤体との境界部に隙間が生じ、パイピング孔が形成された(図-10 右上図参照)。ただし、実験結果より、堤体下へ進展するには噴砂①発生より大きな平均動水勾配が必要であった。これは、堤体下は堤体重量等の影響で締固まっているため、対流を発生させる流速に至るにはより大きい動水勾配が必要であるからと考えられる。ここで、締固めの効果を検証するため、Case B-2 と Case B-8 を用いる。

図-11 に圧力水頭の経時変化、図-12 に単位時間漏水量の経時

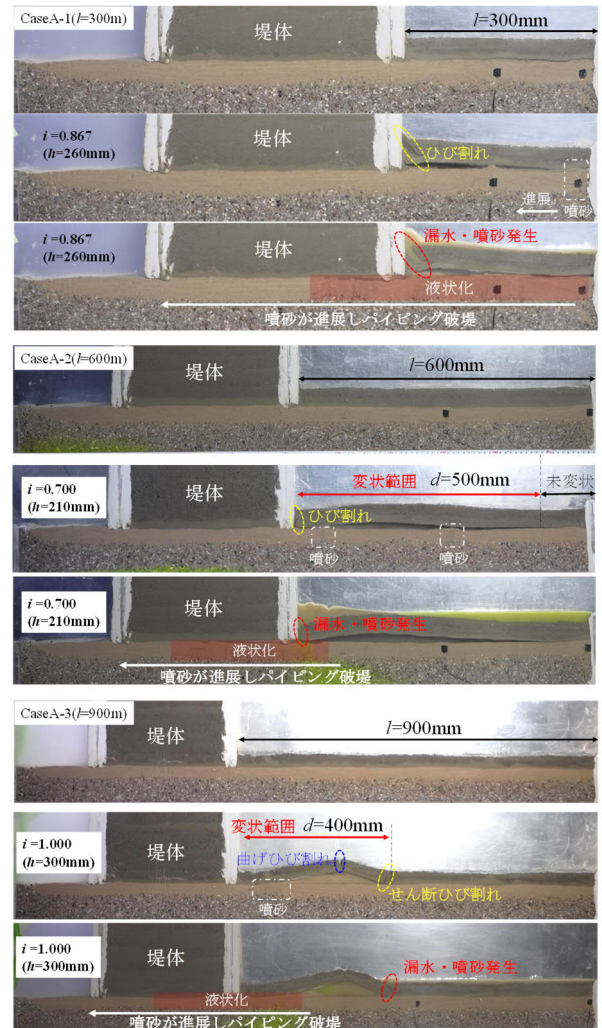


図-8 各ケースの実験観察断面の経時変化

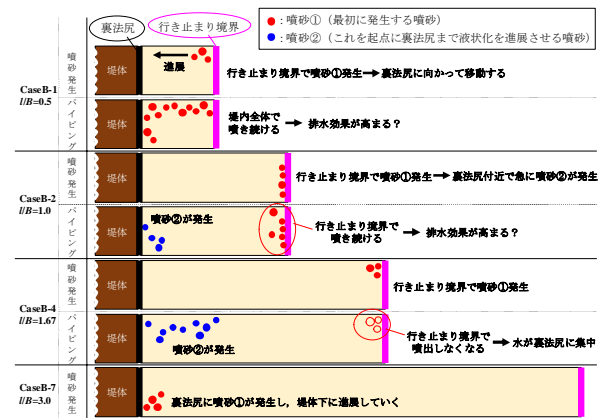


図-9 上から見た噴砂発生位置 (平面図)

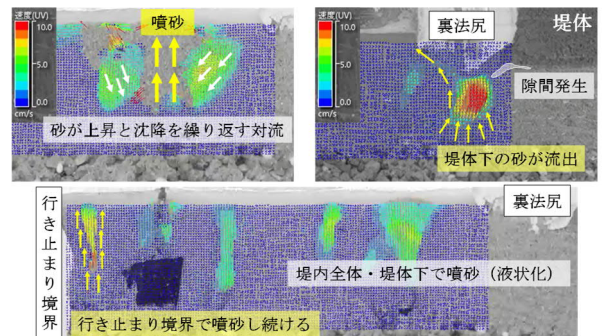


図-10 PIVによる土粒子の移動現象

変化を示す。低透水層が締固められることで、圧力は蓄積、漏水量は抑制された。また、CaseB-8 の噴砂①発生時の平均動水勾配はCaseB-2の1.67倍となり、締固められた地盤を噴砂及び液化させるには、より大きな外力が必要と分かる。

また、CaseB-1 ではパイピング発生直前まで堤内全体で噴砂が激しく噴いており(図-10 下図参照)、噴砂が堤体に近づいた場合でも行き止まり境界において最も大きい流速が観測されることもある。

### 3.3.3. 噴砂及びパイピング発生時間の違いをもたらす要因

図-13 に噴砂及びパイピング発生時間を示す。噴砂①の発生時間(赤プロット)は、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きい場合( $I/B > 1.67$ )で遅くなっている。これは、堤内の浸透距離が長くなることで高透水性層の間隙水圧が低下するため、噴砂が発生しにくくなったと考えられる。一方、裏法尻から行き止まり境界までの距離が小さい時( $I/B < 1.67$ )、噴砂②が発生してからパイピング破壊するまでの時間が長くなっている。これは、噴砂進展及びパイピングが進行するにも関わらず、行き止まり境界で噴き続けるため(図-9, 図-10 参照)、排水ドレーンに似た効果を発揮していると考えられる。

したがって、堤内に難透水性被覆土がない場合、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きいほど噴砂が発生しにくくなる一方で、行き止まり境界までの距離が小さいほどパイピングの進展が遅延される可能性も考えられた。今後は噴砂の進展メカニズム及び危険度の定量的な検討が必要である。

## 4. まとめ

河川堤防において、噴砂発生からパイピング破壊に至る過程は以下の4段階に分けて議論し、変状を評価するための指標、閾値を決めるべきだと考えている。

- (1) 堤内において噴砂が発生する
- (2) 噴砂発生個所が堤体裏法尻に変化する(近づく)
- (3) 裏法尻から堤体下へ進展し、パイプが形成される
- (4) 堤体下でパイプが進展し、貫通する

本論文では、(1)から(3)に関する堤内の行き止まり境界、難透水性被覆土の有無の影響について検討した。

- 1) 堤内に被覆土が存在する場合、模型実験では裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きいほど噴砂が発生しやすくなった。また、実堤防において噴砂の位置に関わらず、基礎地盤で液化及びパイピングが進展している可能性も示唆された。
- 2) 堤内に被覆土が存在しない場合、噴砂の発生位置は裏法尻から行き止まり境界までの距離に依存し、堤体幅の約1.5倍以下であれば行き止まり境界にて噴砂が発生しやすくなることわかった。

謝辞：本研究の成果の一部は、科学研究費助成事業(研究課題23H00198, 23H01663)の援助を受けたものである。末筆ながら深謝の意を示します。

### 参考文献

- 1) 福岡捷二, 田端幸輔: 浸透流を支配する力学指標と堤防

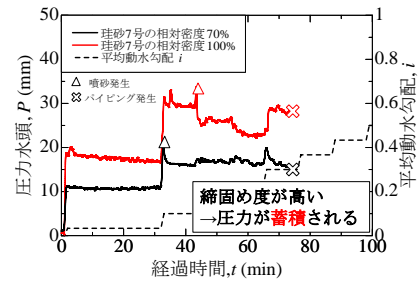


図-11 圧力水頭の経時変化

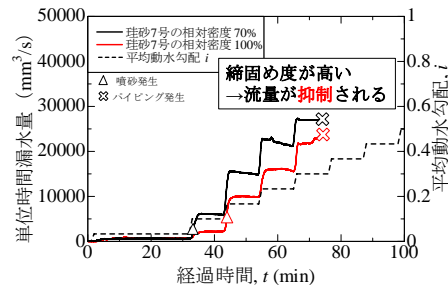


図-12 単位時間漏水量

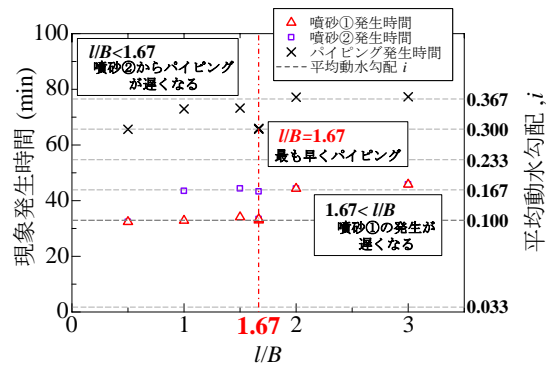


図-13 噴砂及びパイピング発生時間

浸透破壊の力学的相似条件—浸透流ナンバース $SF_n$ と堤防脆弱性指標  $t^*$ , 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.74, No.5, I\_1435-I\_1440, 2018.

- 2) 佐藤豊, 福岡捷二: 堤防基盤脆弱性指標  $t_b^*$ と地形、土質構成に基づく堤防のり先での漏水形態の推定法, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.77, No.2, I\_121-I\_126, 2021.
- 3) 西村征哉, 前田健一, 高辻理人, 牧洋平, 泉典洋: 実堤防の調査結果に基づいた河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローの提案, 河川技術論文集 25 巻, pp.499-504, 2019.
- 4) 大桑有美, 前田健一, 近藤知輝, 佐々木一真, 加藤碩二郎: 堤内地の噴砂挙動に影響を及ぼす地盤内損傷の進展メカニズム, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.80, 2024.(in press)
- 5) 諏訪義雄: 三木ら(1996)大型実験結果の再整理から見出された砂粒子のパイピング応答状態, 河川技術論文集第27巻, pp.181-186, 2021.
- 6) 石原雅規, 佐々木哲也, 上田和也, 岡村未対, 陣内尚子, 前田健一, 川尻峻三: 2022年台風14号による宮崎県北川の噴砂・陥没状況, 第58回地盤工学研究発表会, 2023.
- 7) 川尻峻三, 岡村未対, 陣内尚子, 小野耕平, 前田健一, 石原雅規, 上田和也, 新清晃, 小笠原明信: 2022年台風14号で噴砂及び陥没が発生した河川堤防での開削調査, 第58回地盤工学研究発表会, 2023.

## 複層構造基礎地盤におけるパイピング現象の平面的な進行と地盤内の流動状況の解明

パイピング 水みちの進行 噴砂

埼玉大学大学院理工学研究科  
埼玉大学工学部環境社会デザイン学科  
埼玉大学大学院理工学研究科  
埼玉大学大学院理工学研究科

学生会員 ○我妻 大誠  
非会員 真中 蒼惟  
フェロー会員 田中 規夫  
正会員 五十嵐善哉

### 1. はじめに

透水性基礎地盤を有する河川堤防では、河川水位の上昇とともにパイピングを伴う堤防の弱体化や堤防決壊が懸念される。平成 24 年 7 月豪雨においてパイピングによって決壊した矢部川は基礎地盤内に透水性の砂層が粘性土層で挟まれた複層構造を有していた<sup>1)</sup>。また、同様に複層構造を有する北川では数年の間で約 500m の区間内に複数個の噴砂が発生している<sup>2)</sup>。このような複層構造を持つ基礎地盤でのパイピング現象の進行においては透水層から水みち全体への上向きの浸透流が確認されており、水みち先端に浸透流が集中する単一層におけるパイピングの進行とメカニズムが異なることが確認されている<sup>3)</sup>。このようにパイピングについて物理現象の理解は進んできたものの、地下部で現象が進行しているため、現象の縦断面観察にもとづいている。堤防の安全照査においても縦断面的に検討を行っている。基礎地盤平面内で実際に生じている現象を把握し、より高度な対策へと関連付けていくことが望まれる。

そこで、本論文では複層構造基礎地盤を有する堤防に対して、堤体の代わりに底面にアクリル板を用いた水槽を設置し、上流側に十分な水位を与えパイピング現象を発生させることで、パイピング現象の平面的な進行と流動状況を解明することを目的とする。

### 2. 実験条件

本実験では高さ 45 cm、幅 30 cm の断面を有する水路内に透水層をもつ複層構造基礎地盤を作成し、堤体の代わりに底面にアクリル板を用いた水槽を設置した。水槽底面の大きさは長さ 70cm、幅 30cm であり、そのうち長さ方向 60 cm、横断方向 16cm が可視化範囲である。

図-1 に本実験における実験模型の概要を示す。基礎地盤は厚さ 7 cm の透水層の上に厚さ 2 cm の被覆層が分布する形とした。堤体幅は 70 cm を想定し、上流側には流量を確保するために透水層を 10 cm 露出させ、下流側では噴砂を発生させやすくするために水槽下端から 10 cm の位置に透水層の行き止まり境界として極めて透水性の低い荒木田土により基礎地盤を作成した。基礎地盤の締固めは透水層と被覆土層で分け、それぞれ層厚 3.5 cm ごとに突き固めを行い締固め度 90%以上とした。被覆土層は締固め後に平坦に削ることで水槽底面（アクリル板）と基礎地盤の間の隙間を限りなく小さくした。基礎地盤の可視化部分において水みちの進行及び被覆土層の変化を確認するため、実験内では 5 cm 間隔で被覆土層にカラーサンドを設置した。

実験水路の側壁では水路中央部に比べ、粗度が低くなるため流速が上がりパイピング現象がより進行しやすくなる傾向にある。そのため既往研究<sup>4)</sup>を参考に、側壁付近では被覆土層 4 cm、透水層 5 cm となるように基礎地盤を作成し、層厚比を変化させることで壁面での現象進行の抑制に努めた。

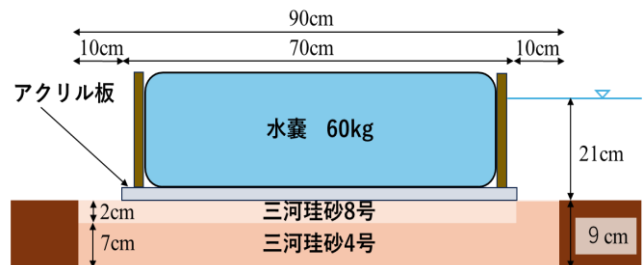


図-1 実験模型縦断面図（図の右側に湛水）

表-1 土質条件

材質	透水係数(m/s)	空隙率(%)	均一係数
三河珪砂 8 号	$1.50 \times 10^{-5}$	38.6	2.33
三河珪砂 4 号	$7.0 \times 10^{-2}$	44.3	1.25
荒木田土	$1.0 \times 10^{-7}$	—	—

水位条件は既往研究<sup>5)</sup>を参考に、十分にパイピングが発生する動水勾配 ( $i=0.3$ ) を約 3 分 30 秒で一定の流量により与え、規定水位到達後は水位が 1cm 低下するごとに水を供給し水位を維持した。また、基礎地盤に加わる圧力を築堤時と同等にするために、荒木田土を使用した堤体（幅 70 cm、天端幅 10 cm、高さ 30 cm）を想定し、堤体と同等の質量（約 60 kg）の水を水槽内に貯えることで基礎地盤に対して荷重を加えた。

本実験の 1 回目はパイピング現象の二次元性を検証する目的の実験（ケース 1）を行い、2 回目は 1 回目と同じ条件で実験を行い、水みちの進行途中で浸透流を着色することで水みち内の流動状況の解明を目的とする実験（ケース 2）を行った。

本研究では透水層に三河珪砂 4 号、被覆土層に三河珪砂 8 号を使用した。これらの土質条件を表-1 に記載する。三河珪砂について透水係数はクレーガー法、空隙率は水蒸発法を用いて算出した。荒木田土は粘性が強く粒度分布、均一係数は算出できなかった。

### 3. 実験結果

#### (1) 噴砂進行の可視化

ケース 1 における決壊直前（実験開始 13 分 30 秒）の噴砂発生箇所と噴砂の進行履歴（10 秒間隔）と漏水箇所の様子を図-2 に示す。同時刻に発生している噴砂の位置関係は 1 分間隔に破線で示す。写真両端にある番号は水路幅を 15 等分しているものである。法尻から可視化範囲に進行する噴砂は 5 つ確認された。実験開始 6 分 10 秒に可視化部分の 5 番において最初の水みちが確認された。その後 10 秒おきに 6、8 番から発生し、実験開始 7 分 10 秒に 10、12 番で確認された。その後 7 分 10 秒、8 分 20 秒に非可視化部分（1～3 番）から可視化範囲に横断方向に噴砂が進行してきた。ケース 1 において決壊に至った噴

“Elucidation of the Flow Structures around Planar Progression of Piping Phenomenon in a multi-layered permeable substrate”

T. Wagatsuma, A. Manaka, N. Tanaka, Y. Igarashi, Saitama University.

13分30秒(ケース1)

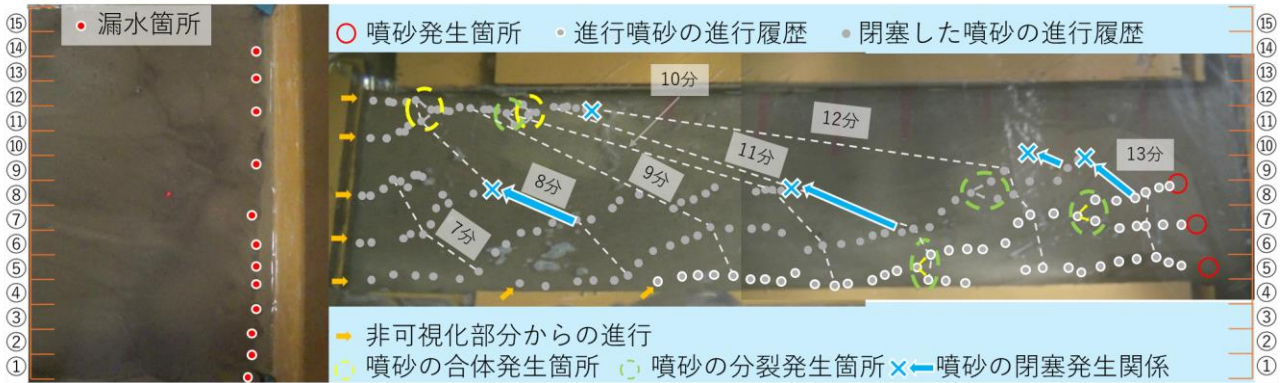


図-2 実験ケース1でみられた水みち進行の様子

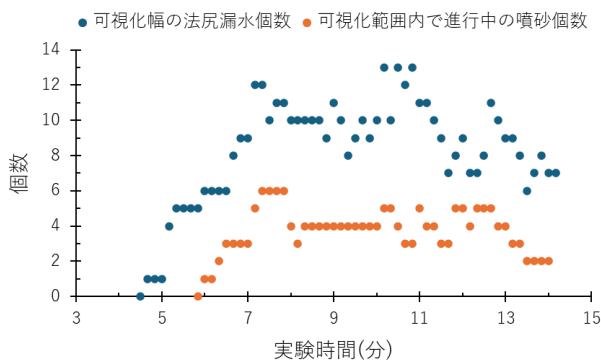


図-3 可視化部分で確認された噴砂と法尻での漏水個数

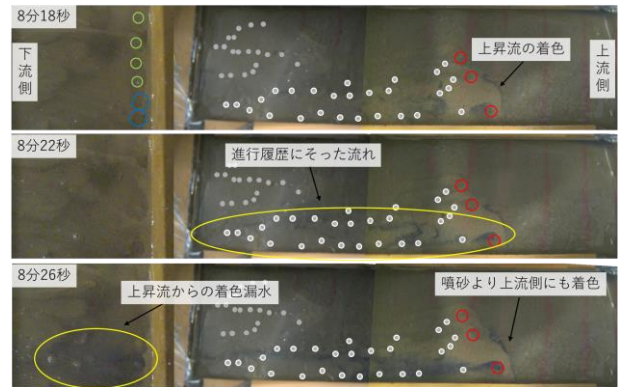
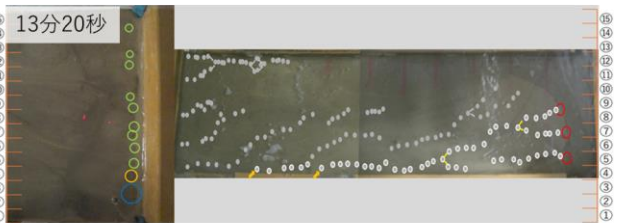


図-4 水みち内の着色水の流れ

ケース1



ケース2



図-5 水みち進行度 (堤体中央・決壊直前) によって分けた水みちの個所と漏水の強弱

砂の先端は図-2 に赤丸で示した 5~8 番にあるものであり、実験開始 8 分 20 秒で非可視化部分 (1~3 番) から横断方向に進行してきたものであった。可視化部分で確認された進行中の噴砂の数が増加すると法尻部分で確認された漏水箇所の数も増加する傾向にあるがそれらの個数には、2~3 倍程度の差があった。図-3 にケース 1 で確認された可視化部分内の噴砂の個数と法尻部分における漏水箇所の時系列変化を示す。個数が 2~3 倍程度になった理由としては、噴砂の進行により形成された水みちは横断方向に幅を持っており、一つの噴砂から複数の漏水箇所が生まれるためと考える。

横断方向に幅を持つ水みちに対して流動状況を把握するために実験ケース 2 では水みちが可視化部分中央付近に到達した時点 (実験開始 7 分 40 秒) で上流側水槽内の水を青色に着色した。その後約 30 秒後に噴砂から着色された上昇流が確認できた。図-4 に水みち内に着色された浸透流が広がる様子を示す。図-4 に示されるように着色箇所は赤丸で示す噴砂範囲発生箇所よりも下流側だけではなく、上流側においても着色された水が確認された。

噴砂の位置と法尻における漏水の強弱の位置関係を把握するために図-5 に水みち進行度によって分けた水みちの個所と漏水の強弱を示す。漏水の強弱は上昇流が確認

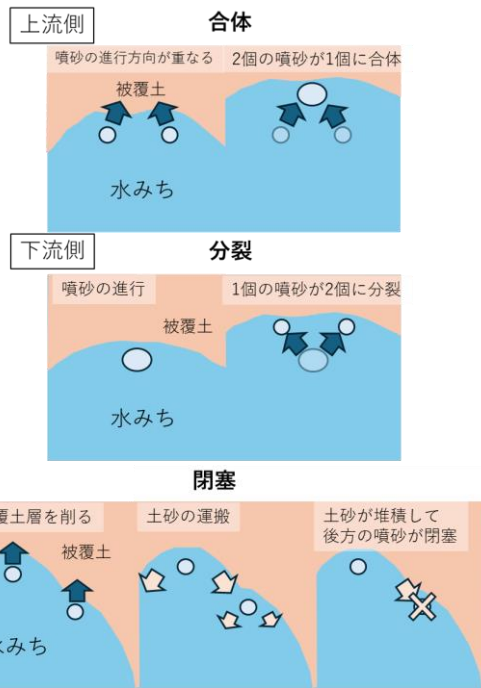


図-6 水みち内における噴砂の変化

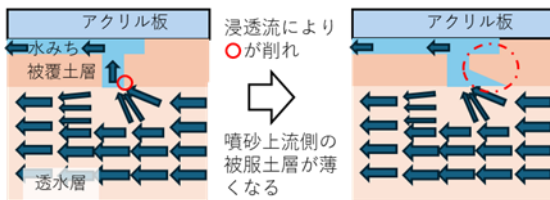


図-7 連続的な噴砂進行のメカニズム

できる箇所・漏水量が十分にあり流れが安定している箇所・漏水量が少なく流れが安定していない箇所の3段階を目視によって判断した。ケース2では噴砂発生箇所と漏水の強い箇所が概ね一致しているのに対して、ケース1では噴砂発生箇所の同一番号の漏水は弱く、上昇流の発生箇所は1~4番の非可視化部分であった。

(2) 噴砂の変化

水みちの進行過程(図-2)において水みち先端の噴砂が横断方向に幅を持つことで、噴砂同士が相互に影響を与えることが確認された。今回確認された噴砂の動きを図-6に示す。ケース1において噴砂の動きは合体、分裂、閉塞の3種類が確認された。噴砂の合体は二つの噴砂の進行方向が重なった際に、一つの噴砂となり同一箇所へ上昇流が発生することであり、比較的進行が遅い噴砂群において2回確認された(図-2内の黄色の破線部)。噴砂の分裂は一つの噴砂が二つの噴砂に分裂することであり、比較的進行が速い噴砂群において3回、比較的進行が遅い噴砂群において1回確認された(図-2内の黄緑色の破線部)。噴砂の分裂は水みちが広がるように進行するため、比較的進行の速い噴砂群で多く確認された。比較的進行の遅い噴砂群で発生した分裂は、分裂後に噴砂が広がるように進行することができず、30秒後に再び合体し一つの噴砂に戻っている。

3つ目の閉塞は上流側で進行している噴砂による水みち内に別の噴砂が入った際に、上流側から流れる土砂によって下流側にある噴砂が阻害されることであり、8番以降の箇所でも4箇所(図-2内の青色のバツ印)で閉塞が起きており、いずれも上流側の噴砂(青色の矢印により

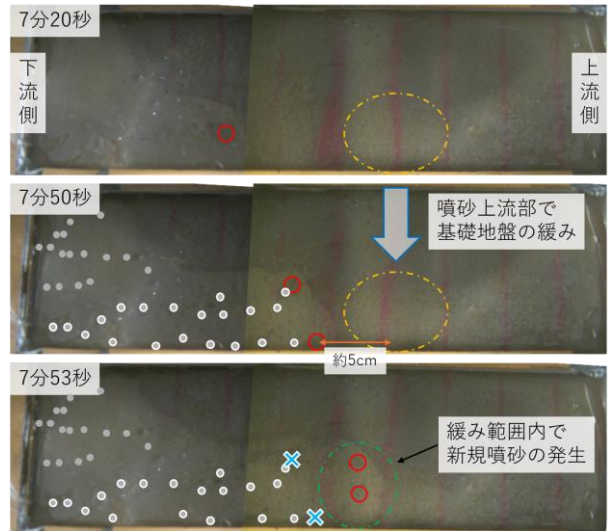


図-8 水みち上流側の被覆土層のゆるみと新規噴砂の発生

位置関係を示す)によって供給された土砂により閉塞している。

また、図-2に示す5~8番を進行する比較的進行が速かった噴砂群の中で、7, 8番を進行する噴砂は5, 6番を進行する噴砂と比較して15番の方向に向かって斜めに進行し、9, 10番で閉塞する傾向が確認できた。実験開始7分10秒に非可視化部分から5番に進行してきた噴砂においてその傾向が強く表れた。この噴砂は実験開始11分に7番で発生しており、噴砂は後方の8番にある噴砂を閉塞させた。その後斜め方向の進行と噴砂の分裂により1分間で8, 9番まで進行し、それぞれ12分10秒、12分50秒で決壊の要因となった噴砂によって閉塞された。その要因として、10~12番を進行していた噴砂に対して5~8番を進行する噴砂群の進行に差がつき、9番以降の透水層内の浸透流が進行の速い噴砂群に流れたためと考える。連続的な噴砂の進行メカニズムを図-7に示す。噴砂付近に流れる浸透流が上向きの上昇流となる際に被覆土層の下部を削ることで被覆土層が薄くなり、噴砂が連続的に上流側に進行していく。そのため9番以降から比較的進行が速い噴砂群に対して横断方向の流速を持った浸透流が7, 8番の噴砂に流れ込むことで、噴砂の上流側だけでなく噴砂の横方向にも被覆土層が削れ、噴砂の進行が9番に向かって斜め方向に進行する。また、図-2内の等時刻線で示すように10~12番の噴砂は時間が経過すると進行が遅れていくことが確認でき、9番以降の透水層における浸透流が5~8番に流れ込んだためだと考えられる。

(3) 噴砂進行の種類

(1)(2)で述べたように噴砂は連続的に上流側に向かって進行する。この進行は図-2に示す等時刻線より進行の速い噴砂群においては縦断方向に概ね一定の速度で進行しており、水みちの進行に応じて噴砂の進行速度に大きな変化はないことが確認できた。この噴砂の連続的な進行において図-8に示すように、噴砂の発生位置よりも上流側の被覆土層が緩んでいることが確認された。この緩みは図-9に示すように被覆土層の飽和と上流側の水位によって加わる圧力により、被覆土が支持力を失い生じるものであり、水みちが上流側に進行するほど圧力が大きくなるため、被覆土層の緩み幅も大きくなる傾向にあった。ケース2ではケース1に比べて、この緩み幅が大きく、図-8に示すように緩み幅が約5cmを超えた場合には噴砂は一定な速度の連続的な進行ではなく、上流側のゆるみ領域に新たな噴砂が発生し、下流側の噴砂が閉塞した。



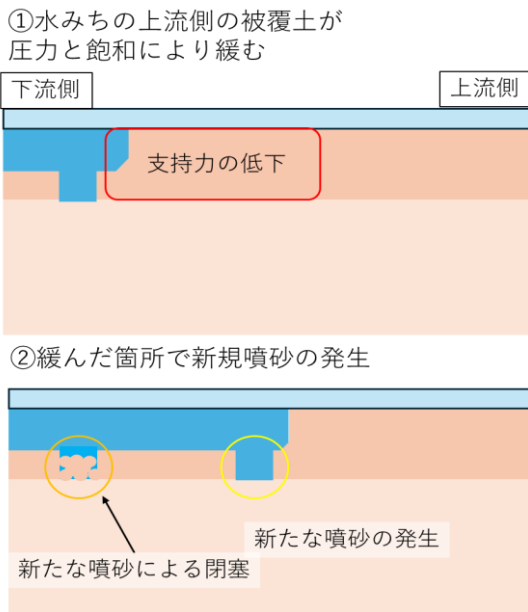


図-9 非連続的な噴砂進行のメカニズム

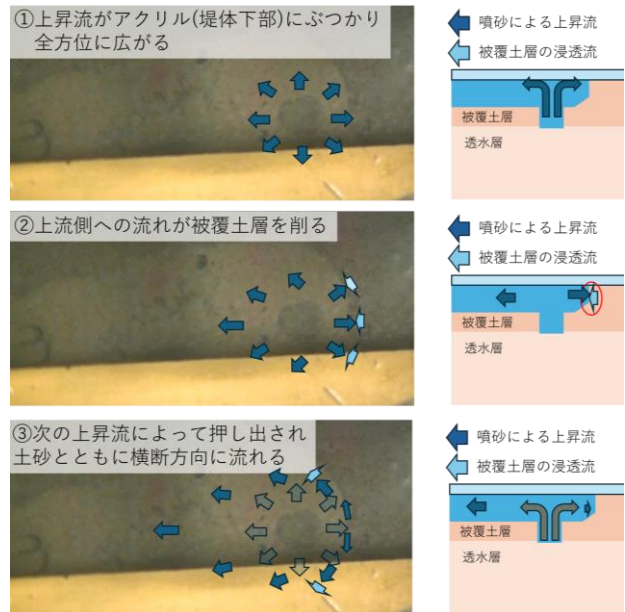


図-10 水みち内の流動状況

(4) 水みち内の流動状況

先述したように上昇流は横断方向に幅を持った水みち内部に流れていく。噴砂よりも上流側に着色が確認され、噴砂の側方には被覆土層と近い色をした砂の流れが確認できたことから噴砂付近の水の流れ及び水みちの形成状況を図-10のように推測した。最初に噴砂による上昇流が堤体（本実験ではアクリル板）に衝突し全方位に広がる。そのうち上流側に流れた水が被覆土層を削り、次の上昇流に押し出される形で土砂とともに噴砂の側方を流れていき横断方向に幅を持った水みちが形成されることが推測された。また、図-5に示すようにケース1における水みちの箇所と漏水の強弱より水みちの先端は4~8番にあるのに対して、漏水の強い箇所はこれらの水みちの進行履歴をたどり1~3番で発生している。このことから上昇流のうち下流側に流れるものの多くは、既に形成された水みちに主な流量が流れていくことがわかった。しかし、先述した通り水みち先端の噴砂は分裂などにより広がっていくため、法尻の上昇流と堤体内で発生する噴砂の個数は一致しないことが分かった。

4. まとめ

複層構造基礎地盤を持つ条件においてパイピング現象を平面的に可視化する実験を行った結果、以下のことを明確にすることができた。

(1) 噴砂の二次元平面性

複層構造基礎地盤を持つ堤防において、複数の水みちがそれぞれ横断方向に幅を持つように形成される。また、水みち先端部の噴砂は分裂などを行い動水勾配のかかった上流方向に進むものの、横断方向にずれた方向に曲がったり、広がったりしながら進む傾向があった。パイピングは鉛直断面的だけではなく水平断面的にも現象解明を行うべき現象である

(2) 噴砂の進行

水みち先端よりも上流側の被覆土層において、上流側からうける圧力等により支持力を失うことで基礎地盤が緩む現象が確認された。その緩み幅が大きい場合には、連続的に概ね同じような速度で移動していた噴砂上流側の緩み領域に新たな噴砂が発生する。その場合は水みちの進行が急激に進む危険性がある。

(3) 水みち内の流動状況

噴砂によって生まれた上昇流は堤体下部に衝突することで四方に水流が生まれる。下流側に流れた水は既に形成された水みちを主として流れるが、上流側に流れた水は被覆土層を削り、土砂と一緒に水みちの側方を流れる。水みちは横断的に広がりながら斜めにも進行するため、法尻付近で最も漏水の激しいところから、内部における水みちの先端では横断方向（堤防であれば長手方向）にずれがある可能性が確認された。

本研究より複層構造基礎地盤を有する河川堤防におけるパイピング現象の二次元性を示すことができた。現在行われているパイピングに対する安全性照査など鉛直断面的に検討しているものが多いが、平面的なパイピング現象の進行も踏まえた対策検討の必要性を示せた。

参考文献

1. 矢部川堤防調査委員会：矢部川堤防調査委員会報告書 2013. 3, <https://www.qsr.mlit.go.jp/chikugo/gai-you/yabe/teibochosa/index.html> (2024/12確認)
2. 前田健一, 岡村未対, 石原雅規, 新清晃ら. (2019). 北川で繰返し発生した噴砂による堤内・裏法尻箇所でのゆるみ調査. 河川技術論文集, 25, 535-540.
3. 牧洋平; 前田健一; 伊神友裕. 河川堤防における噴砂とパイピング孔進展に伴う間隙水の圧力伝播と流れの局所化. 土木学会論文集 B1 (水工学), 2020, 76.2: I\_319-I\_324.
4. 齊藤啓; 前田健一; 泉典洋. 基礎漏水に伴う噴砂及びパイピング進行条件の検討. 河川技術論文集, 2016, 22: 251-256.
5. 上野俊幸, 笹岡信吾, 森啓年, 中村賢人, 福島雅紀, & 諏訪義雄. (2017). 模型実験に基づいた河川堤防のパイピング発達に係わる土質条件の分析. 河川技術論文集, 23, 405-410.

## 首都圏氾濫区域堤防強化対策における堤防安全性評価に関する調査検討

堤防強化(断面拡大) 首都圏氾濫区域堤防強化対策  
堤防脆弱性指標 堤防基盤脆弱性指標

関東地方整備局利根川上流河川事務所  
中央コンサルタンツ株式会社  
中央大学研究開発機構

○西野 正高  
綿引 宙伸  
牧 浩行  
野川 浩生  
フェロー会員 福岡 捷二

### 1. まえがき

#### 1-1. 堤防安全性評価の現状について

河川砂防技術基準<sup>1)</sup>によると、堤防弱部の合理的な評価及び洪水に対する堤防の縦断的な安全性の評価を的確に実施することは、現状の技術では困難な状況である。そのため、基礎地盤及び堤体の不均質な構造及び性状に由来する不確実性を低減するための調査及び検討並びに実現現象を踏まえた堤防の破壊及び変形メカニズムを反映した解析手法等、更なる研究や技術開発に取り組むことが望ましいとされている。

近年では、洪水時の堤防裏のり先への浸透流の集中に着目し、堤防安定性を低下させる堤体等の特徴を指標化することにより、浸透に対する堤防危険箇所を推定する手法の研究が進められ、堤防の維持管理に活用され始めており、堤防強化に当たっての優先度評価への活用にも期待される。

福岡<sup>2)</sup>は、新しい堤防の技術基準の必要性を示しており、浸透による堤防破壊危険箇所の対策にあたっては、破壊危険発生確率や堤防脆弱性指標等を提案し、今後、堤防脆弱性指標等による堤防安全性評価が必要であると指摘している。

#### 1-2. 首都圏氾濫区域堤防強化対策について

利根川の上流部右岸及び江戸川右岸の堤防が決壊すると埼玉県東部から東京都東部まで氾濫水が達し、首都圏が壊滅的な被害を受ける恐れがある。利根川上流河川事務所では、平成13年台風第15号の出水による漏水等の被害を契機に、平成16年度より堤防の浸透に対する安全性を向上させるため、断面拡大工法を採用し、川表法面を5割勾配及び川裏法面を7割勾配で整備する首都圏氾濫区域堤防強化対策(以降、「7H堤防」という)を実施しており、整備範囲約50kmのうち下流区間約23.5kmが令和5年度に概成している(図-1)。

本検討では、堤防脆弱性指標等に基づいて下流区間の完成堤防の安全性評価を実施するとともに整備効果を確認することを目的としたものである。



Investigation and study on safety evaluations of strengthened levee in the capital area.

M.Nishino, H.Watahiki(Kanto Regional Development Bureau,MLIT)  
H.Maki H.Nogawa(Chuoh consultants Co.,Ltd.)  
S.Fukuoka(Research and Development Initiative,Chuo University)

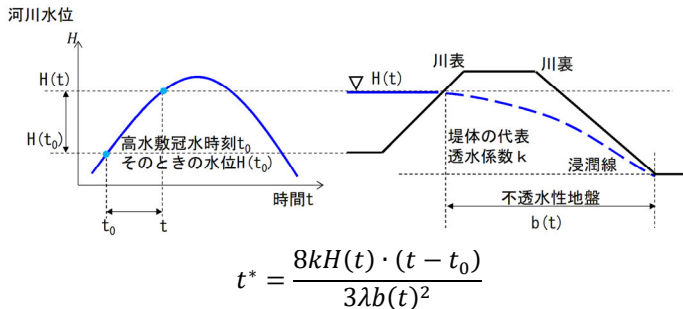
2. 利根川上流におけるこれまでの堤防安全性評価

利根川上流における安全性評価は、これまですべり破壊やパイピング破壊、盤ぶくれに関する指標（浸透流解析）が用いられており、重要水防箇所設定に係る指標としても適用されている。また、7H堤防の検討段階においてもこれらの指標が用いられており、有識者からの意見を踏まえて整備に着手した。

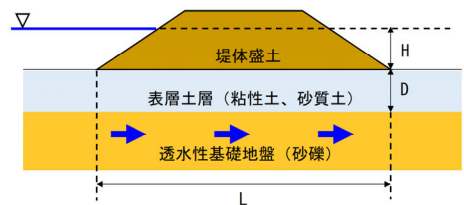
一方で、浸透流解析以外の堤防安全性評価の指標として、田端ら<sup>3)</sup>の研究では堤防被災箇所の脆弱性指標を集計した結果、堤防脆弱性指標  $t^*$ (図-2)と被災の種類・密度には明瞭な関係があることを分析している。佐藤ら<sup>4)</sup>の研究では、千曲川、梯川堤防で発生した堤防基盤漏水について堤防基盤脆弱性指標  $tb^*$ (図-3)と堤防裏法尻の土質特性を用いて検討している。なお、田端ら<sup>3)</sup>・佐藤ら<sup>4)</sup>によると、これらの指標は被災危険箇所や被災種類の推定が可能であるとされている。

3. 堤防安全性評価の検討方法

本検討における堤防安全性評価の評価項目は、浸透流解析に加え、力学的に導かれた相似則として成立する堤防脆弱性指標  $t^*$ 及び堤防基盤からの漏水を判断する堤防基盤脆弱性指標  $tb^*$ とした。堤防安全性評価の対象断面は、過年度の浸透流解析の評価実績や旧河道等、被害箇所の有無から4断面(利根川 R127.0k, R128.96k, R132.79k, R137.0k)を選定した。また、堤防安全性評価の精度向上に必要となる地質構成や土質定数等を把握するため、断面拡大部や川裏法尻部の地質調査を実施した(図-4)。堤防脆弱性指標  $t^*$ 及び堤防基盤脆弱性指標  $tb^*$ の算出に用いた対象水位波形は、首都圏氾濫区域堤防強化対策の契機となった平成13年台風第15号と既往最大規模の出水である令和元年東日本台風における観測流量ハイドロを整備計画流量まで引き延ばし、各断面のHQ式より換算したものを対象とした。堤防脆弱性指標  $t^*$ の基準値は「浸透に係る重要水防箇所設定手順(案)」<sup>5)</sup>の重要水防箇所の基準値である  $t^*=0.01$  とした。また、堤防基盤脆弱性指標  $tb^*$ の基準値は佐藤ら<sup>2)</sup>の研究に示されている漏水発生範囲である  $tb^*=0.3\sim 1.4$  の内、最小値である0.3とした。



- $t^*$  : 堤防脆弱性指標
- $k$  : 堤体の代表透水係数(平均透水係数)
- $H(t)$  : 時間  $t$  における河川水位と川裏法尻高さの比高
- $t-t_0$  : 冠水時間
- $t_0$  : 1洪水の中で最初に河川水位が両法尻高さに高い方に達した時間
- $\lambda$  : 空隙率
- $b(t)$  : 時刻  $t$  において、河川水位と表法面が交差する位置と裏法尻の間の水平距離



- $tb^*$  : 堤防基盤脆弱性指標
- $H$  : 堤防裏法尻からの洪水最大水位
- $D$  : 堤防裏法尻から基礎地盤透水層までの厚さ
- $k$  : 基礎地盤透水層の代表透水係数
- $T$  : 高水継続時間
- $\lambda$  : 空隙率
- $L$  : 表法先から裏法先までの水平距離

図-2 堤防脆弱性指標  $t^*$ の考え方<sup>3)</sup>

図-3 堤防基盤脆弱性指標  $tb^*$ の考え方<sup>4)</sup>

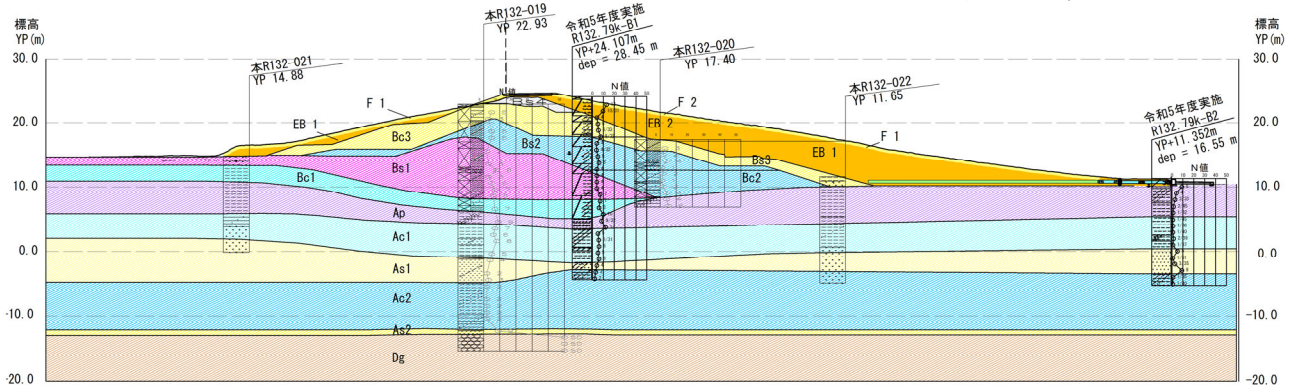


図-4 堤防安全性評価を実施した対象断面の一例(R132.79k)

4. 堤防脆弱性指標等を用いた堤防安全性評価

断面拡大前後の堤防脆弱性指標  $t^*$ を比較した結果を表-3に示す。断面拡大前に  $NG(t^*\geq 0.01)$  となった2断面(平成13年台風第15号のR132.79k, R137.0k)については、断面拡大後  $t^* < 0.01$  となったため、断面拡大による堤体有効敷幅の増加や堤体平均透水係数の減少が安全性確保に寄与していることを確認した。また、図-5~図-8に示すとおり、各断面において水位低下後に  $t^*$ の値が最大値を示しており、上村ら<sup>6)</sup>の研究と同様の結果となった。

表-3 堤防脆弱性指標結果一覧表

対象断面	対象洪水波形	断面拡大前									断面拡大後								
		透水係数 ks (m/s)	冠水時刻 to (hr)	最大 水位 YP (m)	最大 水深 (m)	t*発生時諸元(最大時)			t* 最大値	判定 (<0.01)	透水係数 ks (m/s)	冠水時刻 to (hr)	最大 水位 YP (m)	最大 水深 (m)	t*発生時諸元(最大時)			t* 最大値	判定 (<0.01)
						h(t) (m)	t-to (hr)	b(t) (m)							h(t) (m)	t-to (hr)	b(t) (m)		
R127.0	平成13年 台風第15号	3.86E-07	37.5	18.851	5.048	4.655	31.5	83.1	0.00020	OK	4.86E-06	41.2	18.851	3.915	3.724	25.8	89.3	0.00141	OK
R128.96		3.38E-07	30.1	20.058	7.358	7.158	36.9	70.0	0.00044	OK	1.54E-06	30.1	20.058	7.195	6.995	36.9	109.6	0.00080	OK
R132.79		7.52E-06	30.0	20.837	10.637	10.260	39.0	71.4	0.01418	NG	6.54E-06	29.9	20.837	9.945	9.165	42.1	124.7	0.00389	OK
R137.0		1.14E-05	29.2	22.476	6.307	6.118	37.8	59.3	0.01799	NG	8.44E-06	29.7	22.476	6.412	6.223	37.3	85.5	0.00643	OK
R127.0	令和元年 東日本台風	3.86E-07	43.1	18.851	5.048	4.855	14.9	82.2	0.00010	OK	4.86E-06	44.5	18.851	3.915	3.722	13.5	89.3	0.00073	OK
R128.96		3.38E-07	41.3	20.058	7.358	7.358	15.7	68.6	0.00020	OK	1.54E-06	41.3	20.058	7.195	6.777	17.7	111.0	0.00036	OK
R132.79		7.52E-06	41.3	20.837	10.637	5.321	63.7	91.8	0.00727	OK	6.54E-06	41.2	20.837	9.945	4.629	63.8	145.9	0.00218	OK
R137.0		1.14E-05	41.0	22.476	6.307	6.307	16.0	58.4	0.00811	OK	8.44E-06	41.2	22.476	6.412	6.018	17.8	86.5	0.00291	OK

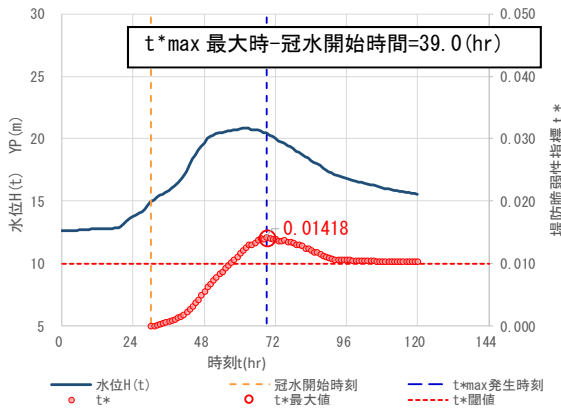


図-5 堤防脆弱性指標

(平成13年台風第15号 R132.79k 断面拡大前)

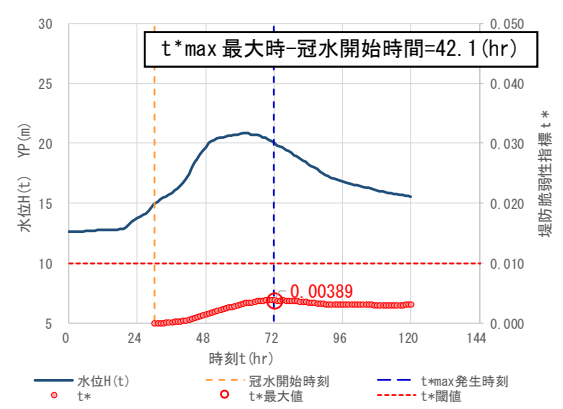


図-6 堤防脆弱性指標

(平成13年台風第15号 R132.79k 断面拡大後)

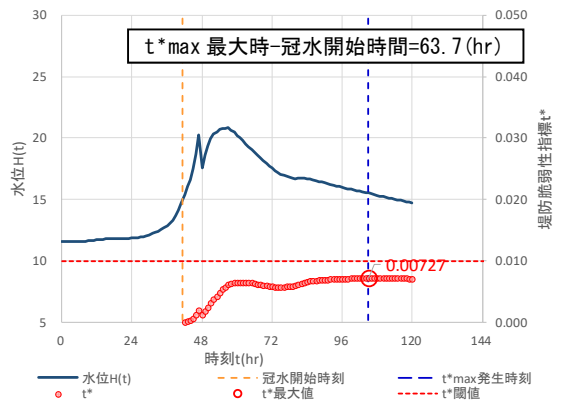


図-7 堤防脆弱性指標

(令和元年東日本台風 R132.79k 断面拡大前)

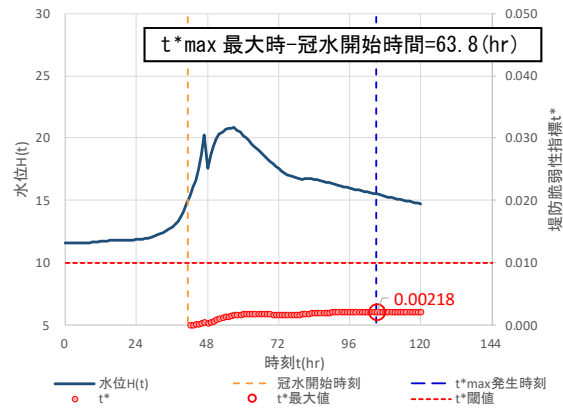


図-8 堤防脆弱性指標

(令和元年東日本台風 R132.79k 断面拡大後)

表-4 堤防基盤脆弱性指標結果一覧表

対象断面	対象水位波形	断面拡大前								断面拡大後							
		堤防裏法尻からの洪水最大水位	堤防裏法尻からの基礎地盤透水層までの厚さ	透水係数 ks	間隙率	表法尻先から裏法尻先までの水平距離	高水継続時間	tb*	判定 (<0.3)	堤防裏法尻からの洪水最大水位	堤防裏法尻からの基礎地盤透水層までの厚さ	透水係数 ks	間隙率	表法尻先から裏法尻先までの水平距離	高水継続時間	tb*	判定 (<0.3)
		H (m)	D (m)	k (m/s)	λ	L (m)	T (hr)			H (m)	D (m)	k (m/s)	λ	L (m)	T (hr)		
R127.0	平成13年 台風第15号	5.049	4.119	3.00E-05	0.484	103.833	25.512	0.0122	OK	5.720	4.790	3.00E-05	0.484	114.113	23.633	0.0094	OK
R128.96		6.443	2.454	7.00E-06	0.470	113.207	30.945	0.0029	OK	6.679	2.690	7.00E-06	0.470	149.407	30.945	0.0017	OK
R132.79		5.851	10.266	2.00E-06	0.495	94.259	31.046	0.0021	OK	6.025	10.440	2.00E-06	0.495	148.728	31.085	0.0008	OK
R137.0		6.174	2.368	1.00E-05	0.542	94.660	38.839	0.0062	OK	6.706	2.900	1.00E-05	0.542	112.163	31.313	0.0038	OK
R127.0	令和元年 東日本台風	4.479	4.119	3.00E-05	0.484	103.833	13.861	0.0062	OK	5.150	4.790	3.00E-05	0.484	114.113	13.158	0.0052	OK
R128.96		6.443	2.454	7.00E-06	0.470	113.207	15.707	0.0015	OK	6.679	2.690	7.00E-06	0.470	149.407	15.707	0.0009	OK
R132.79		5.851	10.266	2.00E-06	0.495	94.259	15.740	0.0010	OK	6.025	10.440	2.00E-06	0.495	148.728	15.754	0.0004	OK
R137.0		6.174	2.368	1.00E-05	0.542	94.660	18.565	0.0029	OK	6.706	2.900	1.00E-05	0.542	112.163	15.839	0.0019	OK

断面拡大前後の堤防基盤脆弱性指標  $tb^*$  を比較した結果を表-4 に示す。平成 13 年台風第 15 号と令和元年東日本台風ともに、拡大前後によらず全断面で  $tb^* < 0.3$  となっており、断面拡大後の方が安全側 ( $tb^*$  の値が拡大前よりも小さい) となっていることから、断面拡大による堤体幅 (水平距離) の増加が安全性確保に寄与していることが確認された。

今回の検討結果から、堤防強化 (断面拡大) による堤体幅 (堤体有効敷幅・水平距離) の増加が安全性の向上に寄与していることを確認した。

#### 5. まとめ

首都圏氾濫区域堤防強化対策における拡大前後の堤防断面を対象に、堤防脆弱性指標等による安全性評価を行った結果、堤防脆弱性指標  $t^*$ 、堤防基盤脆弱性指標  $tb^*$  に対して、断面拡大による堤体幅 (堤体有効敷幅、水平距離) の増加が安全性確保に寄与していることを確認した。

今回実施した安全性評価は、4 断面での評価結果であるため、今後は堤防安全性評価の対象断面数を増やし、断面拡大による堤防の安全性向上への寄与について引き続き検討する必要がある。基盤漏水の発生箇所は旧河道等との関係が深い (佐藤ら<sup>7)</sup>) ことから、旧河道等の断面特性を考慮した断面での安全性評価を実施し、基盤漏水と旧河道等の関係も含めて考察する必要がある。また、現地堤防への適用性を高める上では現地透水係数の算定精度を高めることが必要 (上村ら<sup>6)</sup>、福岡ら<sup>8)</sup>) である。その算定方法として、洪水時の堤体内水位観測 (図-9) を用いた透水係数の設定が提案されていることから、今後、堤体内水位観測を行い、透水係数の精度向上を図る必要がある。

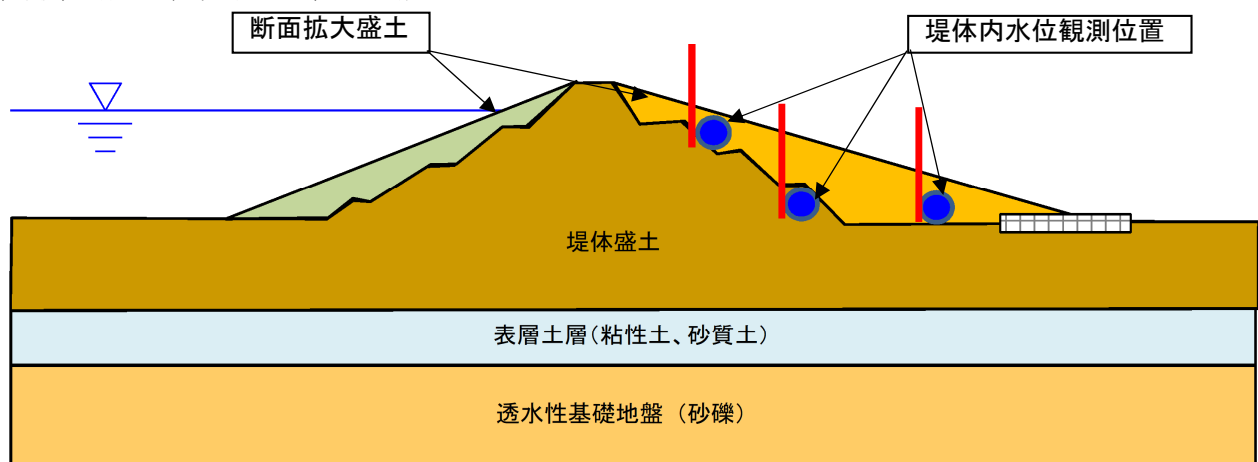


図-9 堤体内水位観測イメージ図

さらに、今後の堤防安全性評価の更なる深化に向けた取組として、福岡<sup>2)9)10)</sup>によると、現況堤防と相似性の高い模型堤防を用いた模型実験や堤体内の降水の見える化に資する堤体内水収支の検討が提案されている。したがって、7 H堤防との相似性を考慮した模型実験から浸透破壊 (浸透流出) プロセスについて検証及び考察することや、7 H堤防を 1 つの流域として捉え、その水収支 (貯留流出プロセス) を検討することが今後の検討課題となる。

#### 参考文献

- 1) 河川砂防技術基準 設計編 技術資料 (国土交通省)
- 2) 福岡捷二：河川堤防の調査・研究分野に期待すること—これからと 100 年後と、第 5 回河川堤防技術シンポジウム、pp. 1-4, 2017.
- 3) 田端幸輔, 福岡捷二, 内堀寿美男, 上村勇太：堤防脆弱性指標に基づいた堤防破壊危険性評価に関する研究—鬼怒川中下流部平成 27 年 9 月大洪水を例として—, 河川技術論文集, 第 23 巻, pp. 387-392, 2017.
- 4) 佐藤豊, 福岡捷二：堤防基盤脆弱性指標  $tb^*$  と地形, 土質構成に基づく堤防ののり先での漏水形態の推定法, 土木学会論文集 B1 (水工学) Vol. 77, No. 2, I\_121-I\_126, 2021.
- 5) 浸透に係る重要水防箇所設定手順 (案) 平成 3 1 年 3 月 (一般財団法人 国土技術センター)
- 6) 上村勇太, 福岡捷二：堤防脆弱性指標に基づく洪水位降下時における法裏安定性に関する研究, 河川技術論文集, 第 24 巻, pp. 547-552, 2018.
- 7) 佐藤豊, 大淵貴, 福岡捷二：梯川における基盤漏水が発生する地形・地質及びパイピングによる堤防変状, 土木学会論文集 B1 (水工学) Vol. 74, No. 4, I\_1237-I\_1242, 2018.
- 8) 福岡捷二, 田端幸輔：浸透流を支配する力学指標と堤防浸透破壊の力学的相似条件—浸透流ナンバー-SFn と堤防脆弱性指標  $t^*$ , 土木学会論文集 B1 (水工学) Vol. 74, No. 5, I\_1435-I\_1440, 2018.
- 9) 福岡捷二, 近年の洪水災害を踏まえた流域治水を考える, 河川技術論文集, 第 28 巻, pp. 457-462, 2022.
- 10) 福岡捷二, 今求められる河川技術の革新, 土木技術資料, pp. 5, vol166, No. 11, 2024.

## 2024年台風10号における宮崎県北川の漏水状況の定点カメラ観測

噴砂 堤防 現地調査

土木研究所 正会員 ○三浦裕太  
土木研究所 正会員 石原雅規 佐々木哲也

## 1. はじめに

宮崎県の北川左岸 13k300 付近の川坂地区では、大きな出水の度に、堤内地盤において漏水や噴砂・陥没が繰り返し発生している<sup>1)</sup>。堤内地盤における漏水や噴砂・陥没は、パイピングによる堤体や基礎地盤の損傷、堤防の決壊につながる可能性がある。そのため、繰り返し発生している漏水や噴砂・陥没の発生メカニズムを解明して、河川堤防の浸透対策の設計や点検に活用することを目的として、筆者らは、同地区で漏水が繰り返し発生している地点における定点カメラによる漏水状況の観測と、河川や堤体内、基礎地盤、堤内地の湛水深等の水位観測を実施している。

同地区では、2024年8月の台風10号による出水において、長井観測所の水位で H.W.L より 1.1m 低い水位が観測された。本出水において、過去の出水よりも規模は比較的小さいものの、堤内地盤において漏水や噴砂・陥没が発生しており、漏水の発生から終了までの定点カメラによる動画撮影と、漏水発生地点の断面における河川と堤体内、基礎地盤、堤内地の水位の観測を実施することができた。本報では、それらの観測結果を報告する。

## 2. 漏水発生箇所の概要

図-1 に北川左岸川坂地区における主要な漏水箇所の位置図を示す。川坂大橋上下流の3箇所において、繰り返し漏水や噴砂・陥没が発生しており、2024年8月の台風10号においても、3箇所で漏水や噴砂・陥没が発生した。図-2 に漏水箇所②近傍の横断面図を示す。基礎地盤は、As2層（礫混じり砂層）の下部に、厚さ30m程度の高透水性のAg1層（砂礫層）が存在する。堤内側については、被覆土層として礫混じりのAc1層（砂質シルト層）が分布しているが、2016年の漏水発生後のオーガー掘削による調査の結果、漏水箇所②の地点では、As2層が地表面の噴砂孔まで達していることが確認されている。堤防は砂礫で構成されており、川表法面には護岸、川裏法面にもブロックが設置されている。また、当該地区では、2016年9月の漏水および噴砂・陥没発生後に、基礎地盤を対象とした浸透対策工として、遮水矢板が打設されている。漏水箇所②の断面では、10H型の遮水矢板が13mの長さで打設されている。なお、当該地区は霞堤として整備されており、川坂大橋より2km程度下流に霞堤の開口部がある。

## 3. 観測機器の設置位置

図-1 および図-2 に、水位計と定点カメラの設置位置を示す。水位計1と水位計2は、基礎地盤のAg1層に達する観測孔となっており、基礎地盤の水圧を計測している。水位計3は、漏水箇所②の田面の湛水深を計測している。また、水位計2の設置地点には定点カメラも設置しており、漏水箇所②地点を常時撮影している。

## 4. 2024年台風10号における出水状況および漏水の観測結果

図-3 に本出水を含む、2016年以降に当該地区で噴砂・陥没が確認された6出水のハイドログラフ（長井観測所の水位観測結果）を示す。本出水の最高水位は12.33mとH.W.Lよりも1.1m程度低い水位であった。

図-4 に本出水の水位観測結果を示す。河川水位を観測している長井観測所と水位計1、水位計2の水位波形は、水位上昇時はほとんど同じ動きをしていることが分かる。河川水位によ



図-1 主要な漏水箇所の位置図

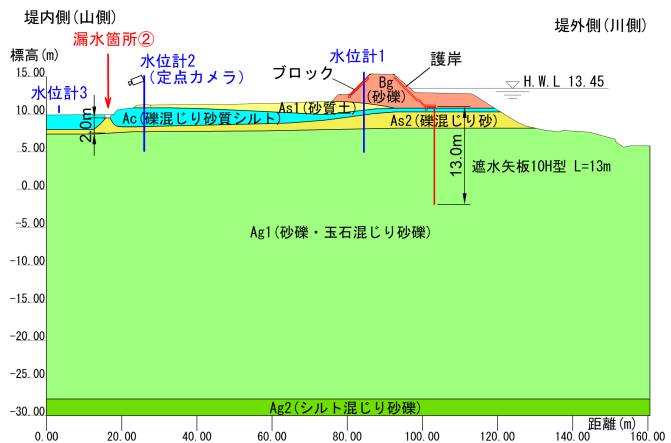


図-2 漏水箇所②近傍の横断面図 (No. 430.3)

Fixed-point camera observation of the water leakage of the Kitagawa River in Miyazaki Prefecture, caused by the flood due to Typhoon No. 10 in 2024.

YUTA, Miura Public Works Research Institute  
MASANORI, Ishihara Public Works Research Institute  
TETSUYA, Sasaki Public Works Research Institute

る水圧が、高透水性の Ag1 層を通じて、ほとんど時間遅れなく漏水箇所②付近まで伝播していることが分かる。水位計 3 の水位（湛水位）を見ると、増加が急な時間、増加が緩やかな時間がある。周辺の湛水状況より、下流側の霞堤開口部より浸水した水は、水位計 3 の水位上昇中には、漏水箇所②付近に達していないことを確認しているため、水位計 3 の水位上昇に、漏水が大きく影響したと考えられる。図-4 の動水勾配は、水位計 2 の Ag1 層の水圧が、漏水箇所②地点の As2 層にそのまま作用していると仮定して、水位計 2 と水位計 3 の水位差を As2 層の層厚 2m で割った値として算出している。As2 層の限界動水勾配は、As2 層の飽和単位体積重量を  $19.0\text{kN/m}^3$  と仮定して算出した。

図-5 に定点カメラで撮影した漏水箇所②における各時刻の漏水発生状況を示す。各写真の(a)から(e)の時間は、図-4 の a から e に対応している。図-5 (a) は、漏水発生時の状況である。漏水が 2 箇所から発生しており、漏水とともに気泡が噴出している様子が確認できる。図-5 (b) は、漏水発生から 37 分経過しているが、漏水発生状況としては図-5 (a) からの変化は少ない。図-5 (c) は、漏水の勢い（気泡の噴出量）が急激に増加している様子が確認できる。図-5 (c) の時間は、水位計 3 の水位が急増し始める時間かつ、動水勾配が最大となる時間と一致しており、動水勾配の増加によって漏水量も増加したと考えられる。また、動水勾配の最大値は限界動水勾配程度であり、土粒子の移動は発生したが、その時間は短く、噴砂の規模も比較的小さかったと考えられる。なお、図-5 (c) の時間前後より、初期の漏水箇所とは別の黄色矢印箇所からの漏水も見られるようになる。図-5 (d) は、黄色矢印箇所からの漏水は継続しているが、初期の漏水箇所からの漏水は収まっていることが確認できる。これは、堤内地側の湛水深が増加して、動水勾配が低下したためと考えられる。図-5 (e) は、河川水位がピークとなる時間であるが、漏水は収まっていることが確認できる。図-5 (f) は、水位低下後の噴砂の状況であり、漏水が発生していた位置と噴砂の位置は一致していることが確認できる。

5. まとめ

北川左岸川坂地区における定点カメラと水位計による観測結果より、動水勾配によって漏水量が増加する過程や、漏水が激しくなる時間では気泡の噴出も激しくなる状況、漏水によって堤内地側の湛水深が増加することで、動水勾配が低下して漏水量が抑えられている状況などを確認した。

今後も、当該地区における観測を継続して実施するとともに、今回の観測結果の詳細な分析を行って、河川堤防における漏水や噴砂・陥没の発生メカニズムの解明を行い、河川堤防の浸透対策の設計や点検に活用する予定である。

参考文献：1) 石原ら：2022 年台風 14 号による宮崎県北川の噴砂・陥没状況，第 58 回地盤工学研究発表会，2023

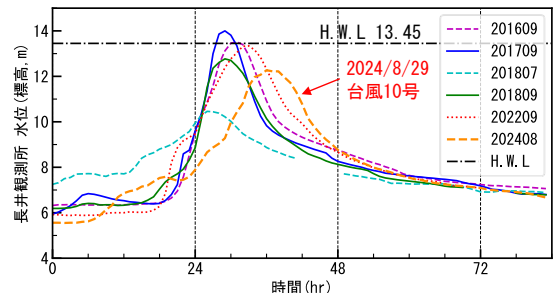


図-3 2016 年以降に噴砂が確認されたハイδροグラフ

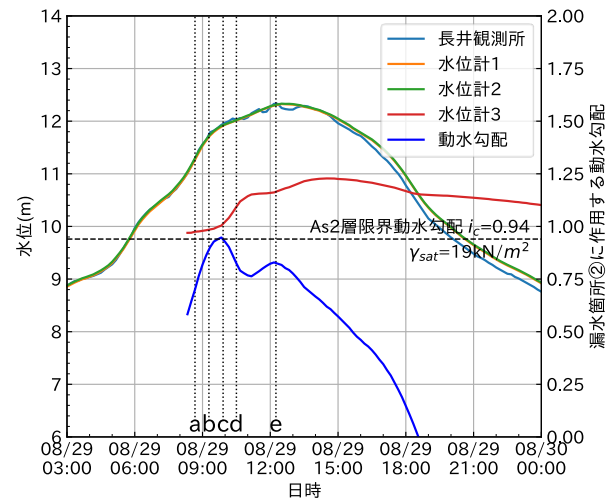


図-4 2024 年 8 月台風 10 号の水位観測結果

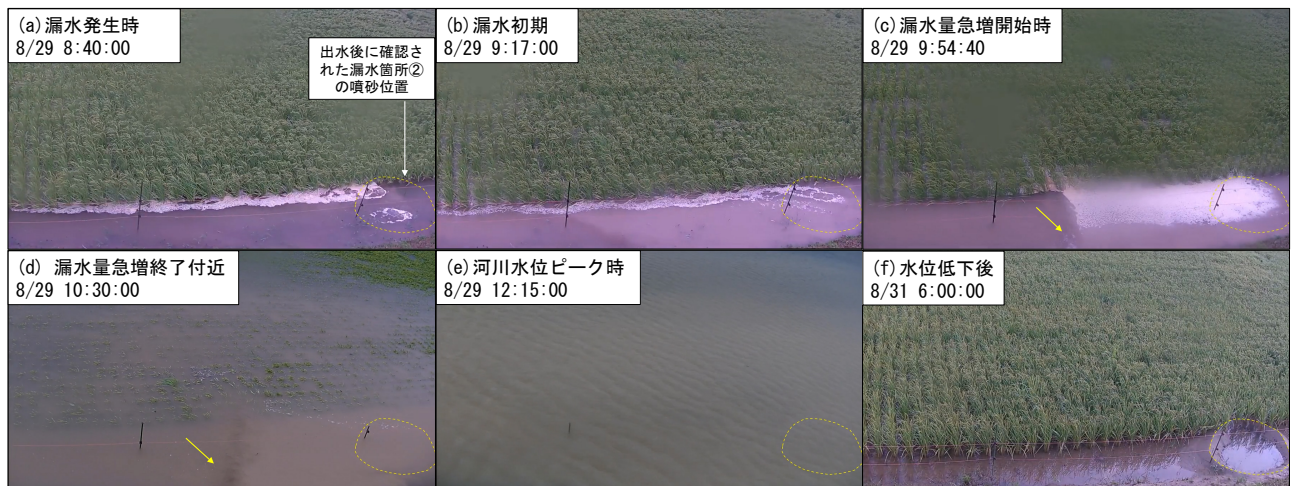


図-5 漏水箇所②における各時刻の漏水発生状況

## 2023年6月2日の大雨災害において越水した梅田川堤防の安定性評価

梅田川 堤防 越流

豊橋技術科学大学大学院工学研究科建築・都市システム学専攻 ○堀口翔平  
 豊橋技術科学大学建築・都市システム学系 松田達也  
 豊橋技術科学大学建築・都市システム学系 豊田将也  
 豊橋技術科学大学建築・都市システム学系 内藤直人

## 1. 緒言

愛知県豊橋市を流れる二級河川の梅田川では、2023年6月2日に発生した大雨により堤防で越水が生じたり。この越水により周辺地域へ洪水が流入し、約50haの範囲で浸水被害が発生した。著者らは越水が生じた堤防を中心に、翌日6月3日～4日に現地踏査を実施した結果(図-1)、堤体表面に植生していた植物の倒伏状況から御厩橋上下流において越水箇所を特定することができた。越水が発生した箇所では、堤体の損傷等は見受けられず、外見からは堤防が健全であったことを確認した。堤防に目立った損傷が生じなかった理由として、先述の通り植生が生い茂っていたこと、堤体土質が耐侵食性を有していたこと、堤防法尻付近が市道であり道路舗装されていたこと、などが考えられる。しかしながら、当時の外力状況が明確ではなく、その分析には至っていない。本研究では、当時の堤防への外力特性を把握し、より詳細に堤防健全度を評価するため、iRIC<sup>2)</sup>を用いた氾濫流解析を行った。



(a) 御厩橋上流の堤防 (b) 御厩橋下流の堤防裏のり面 (c) 御厩橋の堤防裏のり面 (7/21)

図-1 2024年6月2日の大雨により堤防を越水した箇所の状況

## 2. 解析手法概要と解析条件

本研究で用いた iRIC とは、河川の流れをはじめ、様々な流況をシミュレーションできるソフトウェアであり、研究・実務において適用実績が多い手法である。本検討では、いくつかあるソルバーの中で Nays2D Flood を用いた平面2次元モデルでの検討を行った。地形データは国土院の DEM に PLATEAU による建物情報を重ね合わせて作成した。解析メッシュは 2.4 m×2.4 m の正方格子を用いた(図-2)。粗度係数の設定について、河川部 0.025 とし、その他の領域は 0.03 とした。流入条件については、2023年6月2日前後の気象条件を踏まえ、河川の流域全体を降雨流出氾濫モデル(RRIモデル)<sup>3)</sup>で流入量を算出し、堤防越水が発生した箇所より上流に流入境界を設けて流量を入力した。ハイドログラフを図-3に示す。

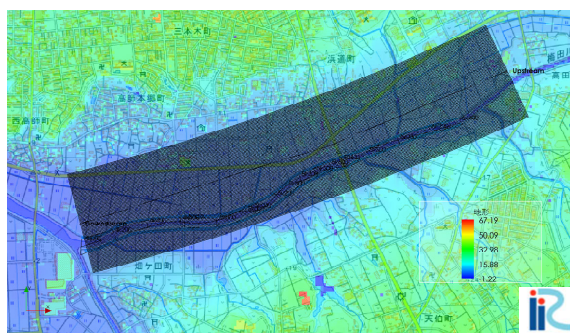


図-2 iRIC 解析による検討領域

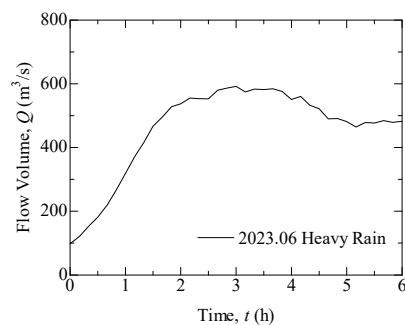


図-3 流入条件に用いたハイドログラフ



### 3. 解析結果と考察

図-4 に iRIC 解析によって得られた最大浸水深の分布を示す。また、図-5 に現地調査によって得られた浸水範囲を示す。解析で得られた浸水範囲は、現地調査で確認した浸水範囲<sup>1)</sup>とおおよそ整合していることがわかった。

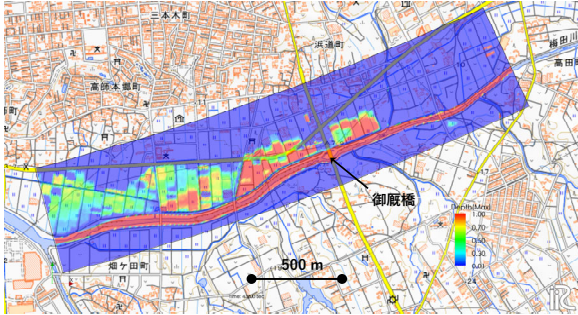


図-4 iRIC 解析による最大浸水深分布



Google Earth の背景画像に描画

図-5 梅田川における推定浸水範囲の結果<sup>1)</sup>に加筆

次に、図-6 に iRIC 解析による越水が発生した際の流速ベクトルの分布を示す。越水している箇所は御厩橋の上下流で発生しており、先述した現地踏査で確認した越流痕跡箇所と一致している。解析によるベクトル図をみると、御厩橋下流域の堤防を広く越水した可能性が考えられる。そこで、この結果を踏まえて、簡易的に堤防健全度を評価する。図-7 は昭和 42 年～51 年に生じた越水事例をもとに、最大越流水深と越水時間の関係を示したものである<sup>4)</sup>。破線は越流水深 60cm、越水時間 3 時間の点を通り総越流量が一定になるように引かれており、耐越水堤防の目安とされる。図中に、今回の解析結果より得られた 2023 年 6 月の大雨時の状況をプロットした。プロットに用いた越流水深と越流時間計測箇所は図-6 中に赤丸で示している。抽出した箇所においては、越流水深が 51cm 程度で、越流時間が 4.6 時間程度であった。このことから、梅田川堤防は耐越水性能を発揮し、粘り強く堤防としての機能を保持したと考える。

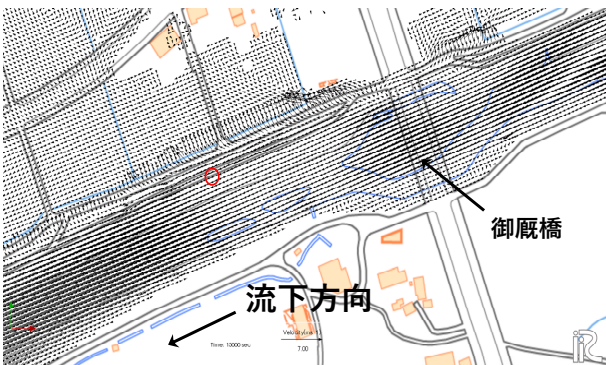


図-6 iRIC 解析による越水発生時の流速ベクトル

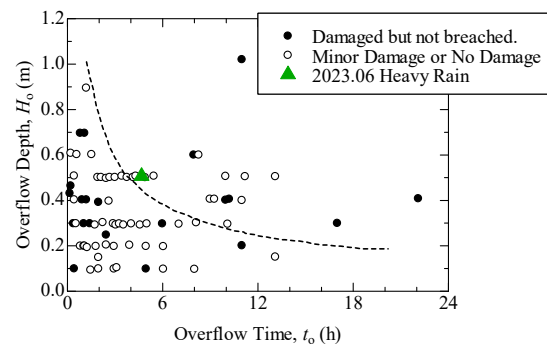


図-7 最大越流水深と越水時間の関係<sup>4)</sup>に加筆

### 4. 結言

本研究では、2023 年 6 月 2 日に発生した大雨による梅田川堤防での越水現象に焦点をあて、当時の越流状況を把握するため、iRIC の Nays2D Flood を用いて解析した。また、その解析結果を引用し、最大越流水深と越水時間の関係から堤防健全度を簡易的に評価した。この結果、ある計測地点では、越流水深が 51cm 程度で、越流時間が 4.6 時間程度であり、梅田川堤防は耐越水性能を発揮し、粘り強く堤防としての機能を保持したことがわかった。

### 参考文献

- 1) 豊田将也, 皆見怜央, 春山和輝, 池田拓史, 下山雄大, 長内悠真, 松田達也, 加藤茂: 令和 5 年 6 月 2 日に発生した愛知県豊橋市における中小河川の氾濫について, 自然災害科学, 43 (1), pp.19-27, 2024.
- 2) 北海道河川財団: iRIC, <http://i-ric.org/ja/> (2024.12.23 閲覧) .
- 3) 佐山敬洋, 岩見洋一: 降雨氾濫 (RRI)モデルの開発と応用, 土木技術資料, Vol. 56, No.6, pp.18-21, 2014.
- 4) 須賀堯三, 橋本宏, 石川忠晴, 藤田光一, 葛西敏彦, 加藤善明: 越水堤防調査最終報告一解説編一, 土木研究所資料, 第 2074 号, 1984.

平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨における五十嵐川洪水流による堤防・河道被害

超過洪水 堤防洗掘 内岸高水敷洗掘

中央大学大学院 学生会員 ○佐藤海輝  
 中央大学研究開発機構 正会員 後藤岳久  
 新潟県河川管理課 岡田一平  
 中央大学研究開発機構 フェロー 福岡捷二

1. 序論

信濃川の一次支川である五十嵐川は平成 16 年と平成 23 年に大規模な洪水が発生し、平成 16 年 7 月新潟・福島豪雨では、蛇行部内岸側の堤防が破堤した。破堤の要因は、堤防高が周囲と比較してやや低くなっていたことに加え、越流時間が 3 時間以上であることを著者らは示した<sup>1)</sup>。その後平成 16 年洪水での被災を踏まえ、流下能力向上のために五十嵐川の 0km から 3.9km の区間で築堤や河道整正などの河川改修が実施された。河川改修後に平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨が発生し、破堤は生じなかったものの、**図-1**に示すような高水敷と堤防が洗掘され、低水護岸の被害が生じた。大洪水が発生しやすい五十嵐川では、洪水による河道被害を検討することは重要である。

本研究では平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨を対象に、非静水圧準三次元洪水流・河床変動解析法(Q3D-FEBS<sup>3)</sup>)を行い、高水敷洗掘が生じた 1.1km 内岸と堤防侵食が生じた 3.4km の蛇行部における流れ場と河床変動場について河川改修の効果を踏まえて検討を行う。

2. 解析方法・解析条件

**図-2** は解析区間を示す。平成 23 年洪水時の堤防天端付近表法面の侵食被害は 3.4km 外岸（右岸），高水敷・低水護岸被災は 1.1km 内岸（右岸）で発生している。また、平成 16 年洪水時に破堤が生じた場所は 3.3km 内岸（左岸）である。解析区間は箆場(6.8km)から信濃川との合流点(0km)までであり、解析手法は非静水圧準三次元洪水流・河床変動解析法(Q3D-FEBS 法)を用いた。上流端の境界条件に箆場水位観測所の観測水位ハイドログラフを与え、下流端の合流点では水位観測が行われていないため、下流端境界条件は荒町水位観測所と蒲原大堰での観測水位を重み付き平均したハイドログラフを与えている。粒度分布は平成 23 年洪水後に計測された粒度分布を再現するように与えた (**図-3**)。

3. 解析結果

3.1 水位ハイドログラフ・水面形の実測と解析結果の比較

**図-4** は水面形の実測値と解析結果を示し、**図-5** は水位ハイドログラフの実測値と解析結果を示す。**図-4**、**図-5** より解析水面形は観測水面形の時間変化をおおむね満たしている。

3.2 3.4km 地点の蛇行部における被害の検討

3.4km 付近では**図-6** に示すように右岸堤防天端付近の表法



図-1 平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨時の高水敷・低水護岸洗掘被害(1.1km 右岸)<sup>2)</sup>



図-2 解析区間

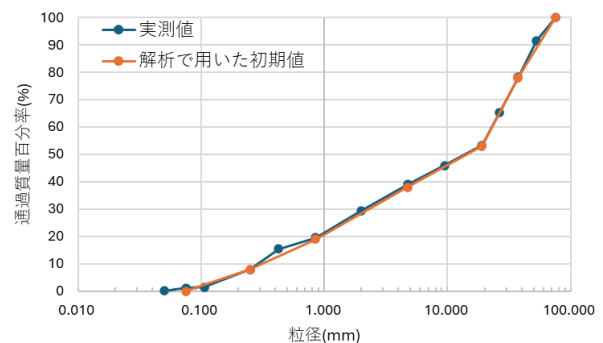


図-3 粒度分布の実測値と解析に用いた河床材料

Study of scour damages to levees and flood-channel bed of the Ikarashi River by the heavy rainfall in Niigata and Fukushima in July 2011

K. Sato  
T. Gotoh  
I. Okada  
S. Fukuoka

Chuo University  
Research and Development Initiative, Chuo University  
Civil Engineering Department, Niigata Prefecture  
Research and Development Initiative, Chuo University

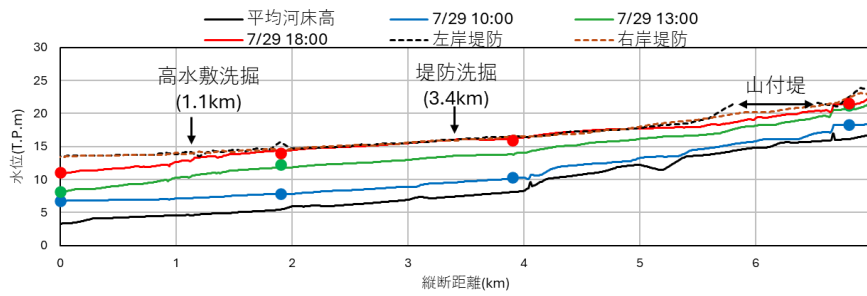


図-4 観測水面形と解析水面形の時間変化

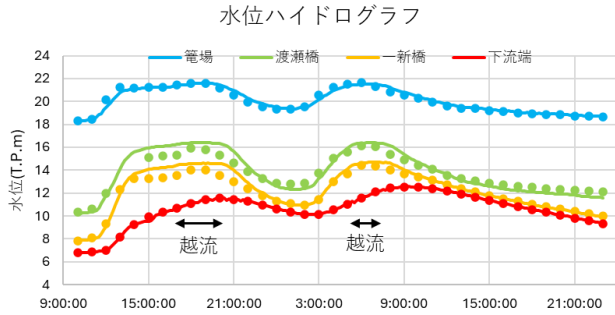
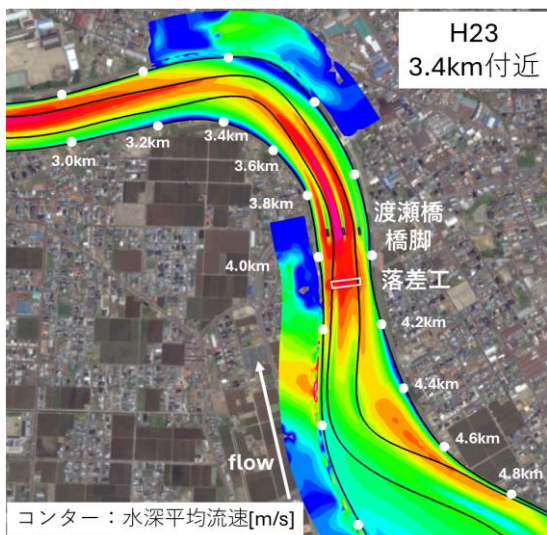


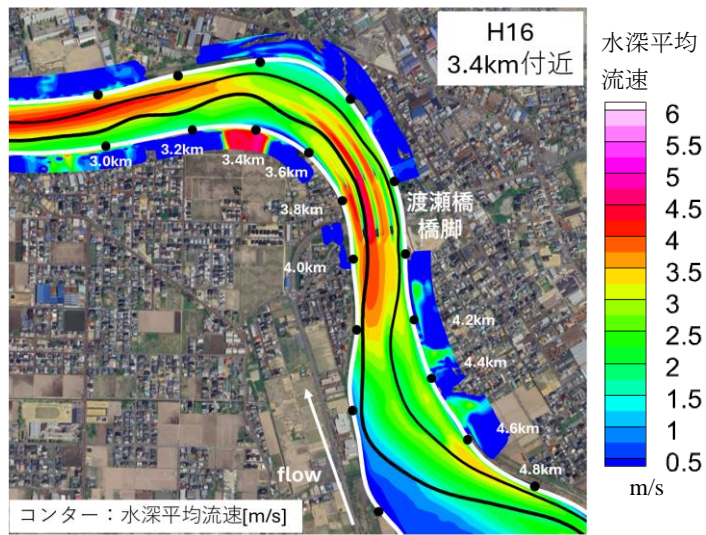
図-5 観測・解析水位ハイドログラフ



図-6 3.4km 外岸における堤防表法面侵食<sup>2)</sup>



(a) 平成 23 年洪水時



(b) 平成 16 年洪水時

図-7 H23, H16 年洪水時における 3.4km 周辺におけるピーク時の水深平均流速の平面分布

面が侵食被害を受けた。3.4km 周辺は河道改修により、左右岸ともに同じ堤防高にかさ上げされた。洪水時の流れの遠心力の影響で内岸と比較して外岸側の水位が高くなり、外岸堤防で越流が生じ、越流水深は約 20cm、越流時間は一山目で 3 時間 40 分、二山目で 2 時間 30 分の合計 6 時間 10 分であった。越流水深は平成 16 年洪水時よりやや小さく、越流時間は約 2 倍であった。

図-7(a)は平成 23 年洪水ピーク時の 3.4km 蛇行部の水深平均流速の平面分布を示している。図-7(a)より、平成 23 年では 4.2km~4.6km の蛇行部において堤防線形と低水路線形の間に位相差があり、高水敷幅が広いので、高水敷の遅い流れが低水路の速い流れと激しく混合し、複断面的蛇行流れが生じている。しかし、蛇行頂部を過ぎた 3.4km では複断面的蛇行流れの影響が消失し、最大流速は河道中央に現れている。堤防侵食が生じた 3.4km 右岸堤防際の水深平均流速は約 2.5m/s であることに加え、越流が生じている。図-8 は 3.4km 地点周辺の河床変動コンター図を示す。3.4km 外岸側は水衝部になっているため、低水路護岸付近は大規模に洗掘され、堤防天端付近の表法面も侵食されている。3.4km 外岸堤防の破堤は生じなかったものの、越流時間が非常に長いことに加え、長時間水衝部になっていることで天端付近の表法面が侵食被災を受けたものと考えられる。

図-7(b)は平成 16 年洪水時における図-7(a)と同じ流量規模の時の水深平均流速の平面分布を示し、河川改修の効果について分析する。平成 16 年洪水時は平成 23 年洪水時と同様に、4.2km~4.6km 蛇行部の複断面的蛇行流れの影響で、

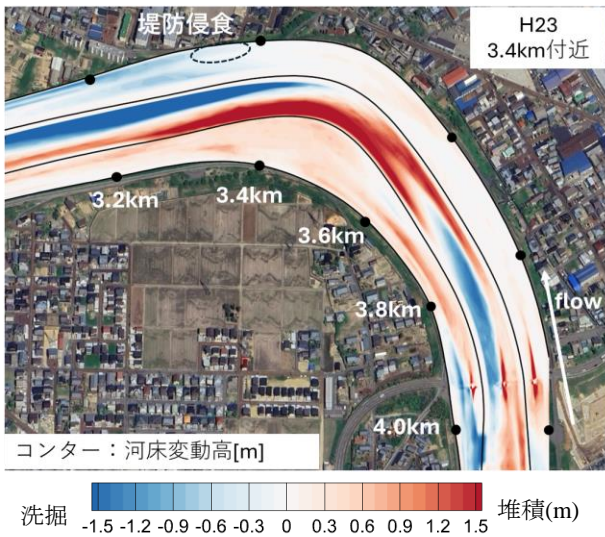


図-8 3.4km 周辺における河床変動カウンター図

3.4km 付近まで左岸高水敷上に最大流速が徐々に寄っている。しかし、平成 23 年洪水時は河川改修により、渡瀬橋上流(4.1km 付近)に落差工が設置されたことで、主流が河道中央に寄せられ、平成 23 年洪水時は 3.6km~4.0km 蛇行部内岸側の流速はやや遅くなっている。堤防高が高くなり、越流が生じなかったことと、落差工により内岸流速が遅くなったことで、3.4km 付近の内岸で被害が生じなかったと考えられる。

### 3.3 1.1km 地点の高水敷・低水護岸洗掘被害の検討

図-9 は河川改修前後の 1.1km 断面とピーク時の水位・全エネルギー水頭面を示す。1.1km 右岸の堤内地は自然堤防帯になっていることから、河川改修前は右岸堤防が存在しなかった。平成 16 年洪水時には右岸から堤内地へ流れが生じたが、流出した水の多くは河道から約 200m 離れた位置の自然堤防帯を超えず、右岸の浸水域はその範囲に限られた<sup>5)</sup>。河道付近では浸水深が 1m を超える場所もあったが、多くの場所では 0~50cm の浸水深であり、その流れはその下流で五十嵐川に戻っている。現在の解析範囲は実績の浸水域よりやや狭く、自然堤防帯を十分取り込んでいないため、これらを考慮した解析を行うことが課題である。平成 23 年洪水時には、右岸堤防が築堤されたこと、単断面的に改修されたことにより流下能力が向上し、越流は生じなかった。

図-10 は 1.1km 周辺における水深平均流速の平面分布を示す。上流の複断面的蛇行流れの影響によって、1.1km 地点も内岸側に最大流速が寄っており、増水期の早い時間帯から蛇行部内岸の低水護岸付近で流速が増大し、ピーク時には高速流が内岸側に流れている。ピーク時の内岸高水敷上の水深平均流速は約 5m/s で、この流れ場が約 5 時間続いている。高水敷・低水護岸上に高速流が長時間発生したことが高水敷洗掘の原因になったと考えられる。

図-11 は平成 23 年洪水時と平成 16 年洪水ピーク時における全エネルギー水頭の平面分布の比較を示す。全エネルギー水頭の平面分布はエネルギー水頭の時空間分布を底面から水面まで積分することで求められる<sup>6)</sup>。

図-9、11 より平成 16 年洪水時は右岸堤防が存在しなかったため、右岸から流出し、浸水被害が生じたが、平成 23 年洪水時は築堤されたため、解析上も越流は生じなかった。しかし堤防高が高くなったため、平成 16 年洪水時と比較して、河道内の水位と水深平均流速が上昇し、水位と流速の上昇により、平成 23 年洪水時の全エネルギー水頭は平成 16 年洪水時と比較して約 40cm 高くなっており、全エネルギー水頭の最大値は堤防高を超えている。

図-12 に 1.1km における河床変動カウンター図を示す。解析では右岸高水敷上の橋脚付近が最も洗掘された場所であり、

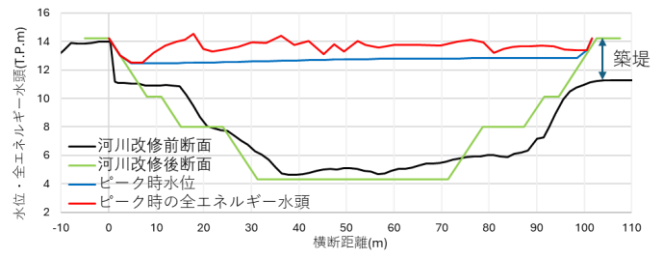
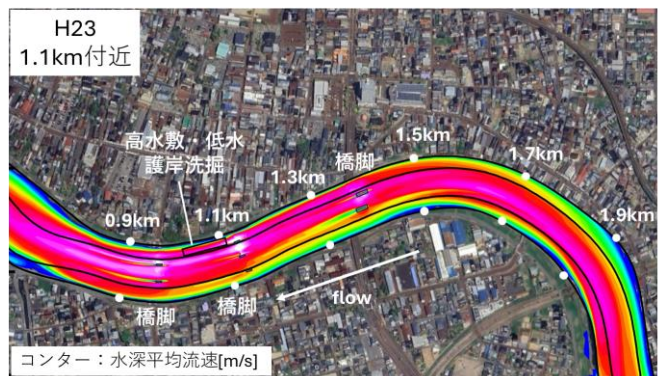
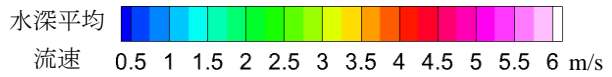
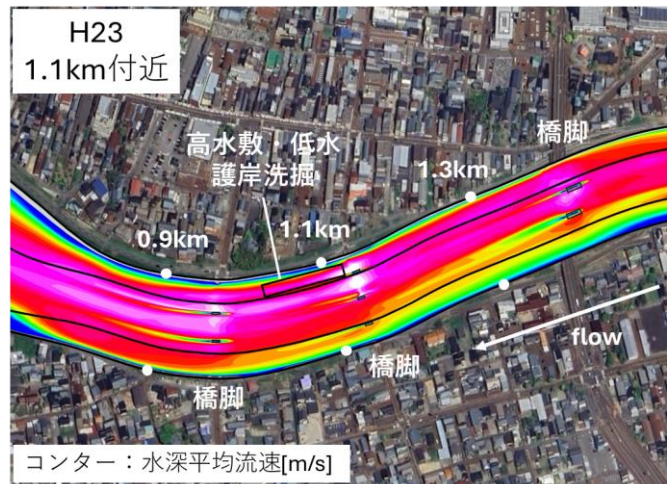


図-9 河川改修前後の 1.1km 横断形状と平成 23 年洪水ピーク時における水位・全エネルギー水頭面



(a) 全体図



(b) 拡大図

図-10 1.1km 地点における洪水ピーク時の水深平均流速分布

約1mの洗掘が生じた。その下流では60cmから80cmの洗掘が60m程度続いており、高水敷・低水護岸が洗掘された場所と一致する。築堤により、河道内の流速や水深が上昇し、内岸高水敷上に高流速が発生し、全エネルギー水頭が大きい状態が、長時間続いたことによって、高水敷・低水護岸が洗掘され、被害が生じたものと考えられる。

4. 結論と課題

本研究では平成23年7月新潟・福島豪雨を対象に、洪水流・河床変動解析を行い、3.4kmの蛇行部における堤防洗掘と1.1km内岸の高水敷・低水護岸の洗掘について分析した。以下に得られた結論を示す。

3.4km外岸で破堤は生じなかったが、合計6時間10分越流が生じ、さらに長時間水衝部となっていたことで、堤防天端付近の表法面が洗掘され、堤防が危険な状態にさらされていた。

3.4km内岸は、堤防高のかさ上げにより、越流は生じなかった。それに加え、渡瀬橋上流の落差工設置により、主流が河道中央部に寄せられたことで、平成16年洪水時と比較して内岸堤防際の流速が低減された。

1.1km地点は河川改修により、右岸堤防が築堤されたため、平成16年洪水時と比較して、平成23年洪水時は流速・水深が上昇し、全エネルギー水頭が増加し、全エネルギー水頭の最大値は堤防高より高くなっていた。高水敷上の全エネルギー水頭が大きい状態が長時間続いたため、内岸高水敷・低水護岸で大規模な洗掘被害が生じた。

参考文献

- 1) 佐藤海輝, 後藤岳久, 酒井公生, 岡田一平, 福岡捷二: 平成16年信濃川洪水による五十嵐川の内岸堤防・内岸高水敷被災機構の検討, 河川技術論文集, 第30巻, pp.95-100, 2024
- 2) 平成23年7月新潟・福島豪雨対策検討委員会: 平成23年7月新潟・福島豪雨対策検討委員会資料, 新潟県, 2011.
- 3) 竹村吉晴, 福岡捷二: 波状跳水・完全跳水及びその減勢区間における境界面(水面・底面)上の流れの方程式を用いた非静水圧準三次元解析(Q3D-FEBS), 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.75, No.1, pp.61-80, 2019.
- 4) 福岡捷二: 洪水の水理と河道の設計法, 森北出版, 2005.
- 5) 7.13新潟豪雨洪水災害調査委員会: 7.13新潟福島豪雨洪水災害調査委員会 報告書, 新潟県, 2005.
- 6) 福岡捷二, 加藤宏季: 超過洪水流の時空間三次元エネルギー分布に基づく河道計画・設計法, 河川技術論文集, 第30巻, pp.411-416, 2024.

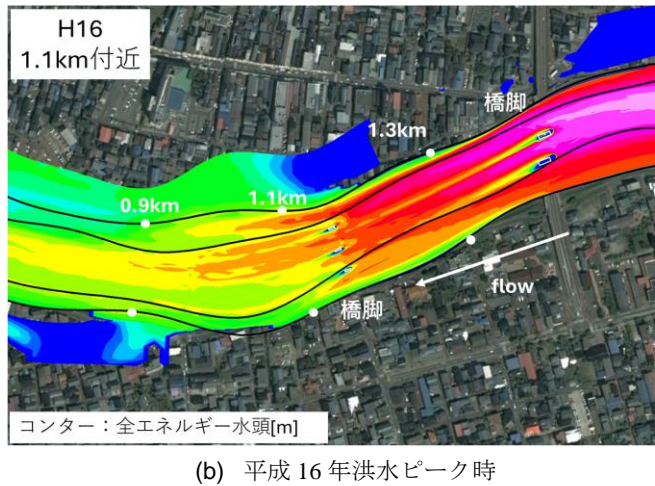
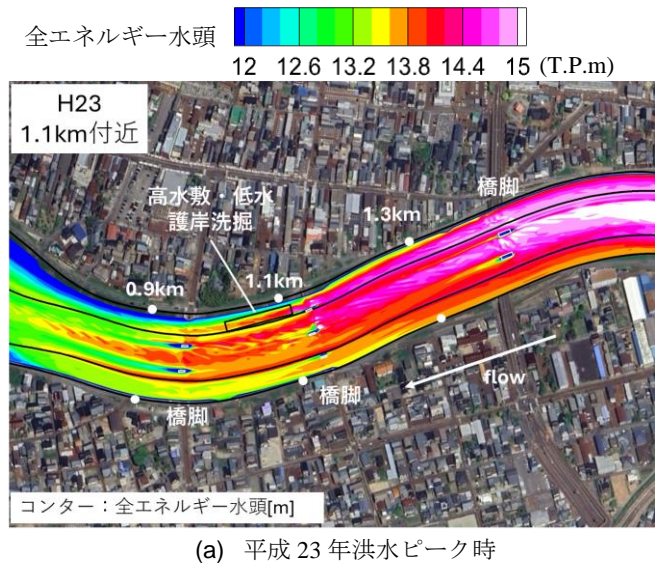


図-11 平成23年, 平成16年洪水時の1.1km地点における全エネルギー水頭の平面分布

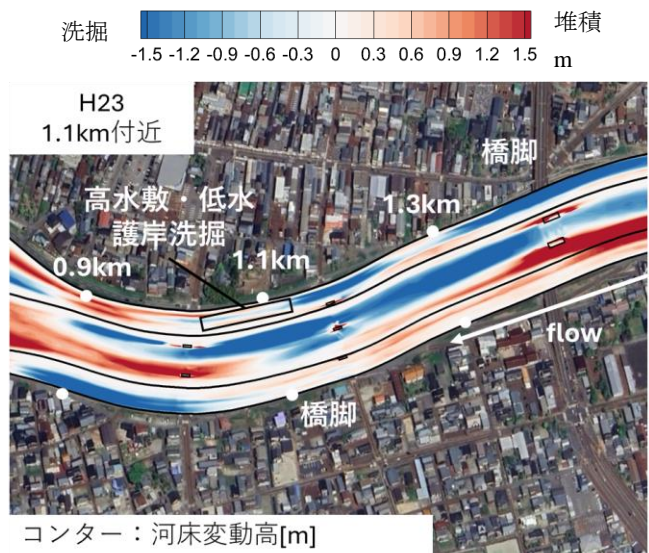


図-12 平成23年洪水時の1.1kmにおける河床変動コンター図

# 大規模洪水時における砂州の発達に伴う洪水流の三次元エネルギー分布の変化に基づく河川構造物の被災機構

洪水全エネルギー 砂州の変形・発達 洪水流・河床変動解析 中央大学研究開発機構 正会員 ○後藤 岳久  
 中央大学研究開発機構 正会員 後藤 勝彦  
 中央大学大学院 学生会員 加藤 宏季  
 中央大学研究開発機構 フェロー 福岡 捷二

## 1. 序論

近年、洪水時の水位が計画高水位を超過する、または堤防天端高さに匹敵するような大規模洪水が起こっており、このような、大規模洪水に備える河道と堤防の一体設計を行う必要がある。これには洪水時の水位・河床高に速度水頭と圧力の非静水圧水頭を加えた洪水の全エネルギー水頭分布の時空間変化を理解することが重要である<sup>1)</sup>。

洪水の全エネルギー水頭 $H_{all}(x, y, t)$ は、洪水の三次元エネルギー水頭 $H(x, y, z, t)$ が式(1)で定義されることから、その地点の三次元エネルギー水頭 $H(x, y, z, t)$ を底面から水面まで積分することにより式(2)で評価される。

$$H(x, y, z, t) = \frac{u^2(x, y, z, t) + v^2(x, y, z, t) + w^2(x, y, z, t)}{2g} + \frac{p(x, y, z, t)}{\rho g} + \hat{z} + z_b(x, y, t) \quad (1)$$

$$H_{all}(x, y, t) = \frac{1}{h(x, y, t)} \int_{z_b}^{z_s} H(x, y, z, t) dz = \frac{1}{h(x, y, t)} \int_{z_b}^{z_s} \left( \frac{u^2(x, y, z, t) + v^2(x, y, z, t) + w^2(x, y, z, t)}{2g} \right) dz + \frac{1}{h(x, y, t)} \int_{z_b}^{z_s} \left( \frac{\delta p(x, y, z, t)}{\rho g} \right) dz + h(x, y, t) + z_b(x, y, t) \quad (2)$$

ここで、 $u, v, w$ は三次元空間における $x, y, z$ 成分の流速、 $p$ は圧力、 $\rho$ は水の密度、 $g$ は重力加速度、 $h$ は水深、 $\delta p$ は圧力の非静水圧成分、 $z_b$ は河床高、 $\hat{z}$ は河床高 $z_b$ を基準とした高さである。従って、式(2)より洪水流の全エネルギー水頭の時空間分布を評価するためには、位置エネルギーである河床高 $z_b$ の時空間分布の変化、特に堆積することによる位置エネルギーの増加による流れ場の変化を把握することが極めて重要である。

これまで、福岡らは京王線橋梁(35km 付近)直下流の左岸高水敷および日野橋(39.9km 付近)の橋脚が被災した多摩川の令和元年10月の大洪水を対象に準三次元洪水流(Q3D-FEBS)<sup>3)</sup>・河床変動解析を行い、洪水流の全エネルギー水頭分布を明らかにすることで、上記の被災機構について分析してきた<sup>2)</sup>。しかし、洪水時に生じた大規模な砂州の移動、変形、発達が十分再現出来ておらず、砂州の発達に伴う洪水流の全エネルギー水頭分布の時空間変化、それに基づく被災機構の検討が十分ではなかった。このため本研究では、準三次元洪水流(Q3D-FEBS)・河床変動解析法の改良を行うことにより、多摩川の令和元年10月大洪水時の砂州の大規模な移動・変形・発達を精度良く解析する。この結果に基づき砂州の大規模な変形・発達に伴う洪水流の全エネルギー水頭分布の時空間変化を明らかにし、京王線橋梁直下流の左岸高水敷および日野橋の橋脚の被災機構を分析する。

## 2. 非静水圧準三次元洪水流解析(Q3D-FEBS)と非平衡流砂運動に基づく河床変動解析法とその改良点

図-1は本解析法の枠組みを示す。本研究では、橋梁等の構造物周辺における圧力の非静水圧分布を伴う3次元な流れ場を解析するため、洪水流解析法には非静水圧準三次元解析法(Q3D-FEBS法)<sup>3)</sup>を用いる。この解析法では、水深積分の連続式と水深積分および水面・底面での水平方向・鉛直方向の運動方程式を流速鉛直分布式と一体的に解析することにより、洪水流の3次元流速場と圧力場を解析している。河床変動解析については、石礫粒子の非平衡流砂運動を修正長田・福岡の解析法<sup>4)5)</sup>により、掃流砂の連続式と運動方程式を用いて解析する。式(3)は掃流砂の連続式を示しており、掃流砂の連続式には河床からの離脱量 $P_k$ 、掃流砂から河床への堆積量 $D_k$ に加えて掃流砂から浮遊砂への遷移量 $q_{suk}$ 、浮遊砂から掃流砂へ

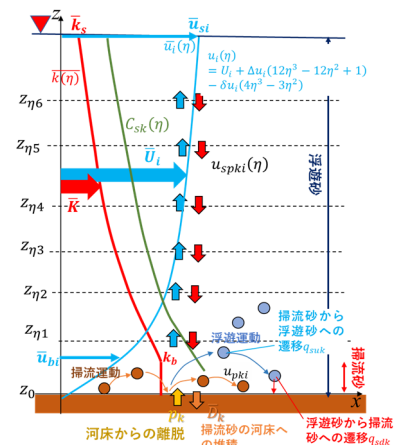


図-1 本解析法の枠組み

Analysis of Damage Mechanism of River Structures Based on the Change in the 3D Energy Distribution of Flood flows due to the Development of Sandbars during Large-Scale Floods	T. Gotoh Research and Development Initiative, Chuo University K. Gotoh Research and Development Initiative, Chuo University H. Kato Faculty of Science and Engineering, Chuo University S. Fukuoka Research and Development Initiative, Chuo University
--	--

の遷移量 $q_{sdk}$ を考慮して掃流砂と浮遊砂を一体的に解析している. ここで,  $V_{bk}$ は単位面積当たりの掃流砂体積,  $\hat{q}_{bkj}$ は河床斜面に沿う方向の単位幅掃流砂量であり,  $k$ は粒径階,  $z_0$ は各計算格子の河床高を示し,  $\alpha_2 = \pi/4$ ,  $\alpha_3 = \pi/6$ である.

$$\frac{\partial V_{bk}}{\partial t} + \frac{\partial \hat{q}_{bkj}}{\partial x_j} = (P_k - D_k - q_{suk} - q_{sdk})\hat{S} \quad (3)$$

$$\frac{\partial z_0}{\partial t} = -\frac{\alpha_2}{\alpha_3} \sum_{k_{max}} (P_k - D_k) \quad (4)$$

これまでの著者らが用いてきた河床変動解析法<sup>26)</sup>では, 沈降する浮遊砂の量 $q_{sdk}$ は掃流砂に遷移せず, 直接河床に堆積するものと仮定して式(4)に考慮していたが, この仮定を用いると浮遊砂の再浮上が生じにくく, その結果として多摩川の洪水時の砂州の移動量および堆積量が十分再現出来なかった. 本研究では, 沈降した浮遊砂 $q_{sdk}$ は一旦掃流砂に取り込まれるものとして式(3)で評価することにより, 大規模洪水時の砂州の移動・変形・発達を適切に解析出来るように改良している.

本研究における解析区間は, 多摩川の日野用水堰の上流(46km)から二ヶ領上河原堰の上流(26km)の区間であり, この区間において洪水時に観測された水位時系列データを用いて解析を行った. 初期の河床形状には JR 中央線より下流区間は平成 29 年の定期横断測量データを用い, JR 中央線より上流区間は ALB 測量データを用いた. 初期の河床材料には砂州領域では細粒土砂が多く含まれていること, 深い層には比較的粗い粒径が多く存在することを考慮している<sup>26)</sup>.

### 3. 日野橋付近の洪水時の砂州の挙動・発達とそれに伴う洪水エネルギー水頭分布の変化, 橋脚の被災機構

図-2は日野橋付近の洪水前後の砂州の移動・発達状況と日野橋の被災状況を示す. 洪水前には日野橋右岸上流(39.8~40.8km)付近に砂州が形成され, 洪水後には砂州が発達しながら約 200~300m 下流に移動している. 沈下した橋脚は左岸深掘れ部に位置している. 図-3は日野橋付近の洪水前後の河床変動高コンターの実測値と解析結果の比較を示しており, 解析結果は実測と同様の砂州の移動状況, 日野橋上流の土砂堆積状況を説明している. ここで, 本洪水における水面形時系列の観測結果と解析結果の比較, 洪水全エネルギー水頭と堤防高の縦断分布の関係については, 既往論文<sup>27)</sup>を参考とされたい.

図-4は流量ヒドログラフと後述の解析で着目している時刻を示し, 図-5は解析結果における河床高コンターの時間変化を用いて日野橋付近の砂州の移動状況を示し, 図-6は同時刻の洪水全エネルギー水頭分布とその輸送フラックスを示す. 解析結果より, 10/12 18:00 頃には砂州の蛇行頂部が 40.2km 付近に位置していたが, 10/12 22:00 頃には 40.05km 付近まで移動していることが分かる. これにより, 砂州上流で高まった洪水エネルギーが, 砂州の蛇行頂部付近の左岸深掘れ部に向かって集中して流れ込み, それが砂州の流下に伴い下流に移動している. 図-7は洪水減水期(10/13 0:00)の日野橋周辺の洪水全エネルギー水頭分布の拡大図を示しており, 洪水減水期にさらに砂州が流下することにより, 洪水全エネルギー水頭が被災した P5 橋脚付近に集中している. 日野橋は古い橋梁(大正 15 年竣工)のため径間長が約 15m と短く, 洪水時の流れと砂州の移動が妨げられたため, 日野橋上流の砂州の発達とそれに伴う洪水全エネルギーの高まりと深掘れ部への集中が橋脚被災をもたらしたものと考えられる.

### 4. 京王線橋梁付近の洪水時の砂州の挙動・発達とそれに伴う洪水エネルギー水頭分布の変化, 左岸高水敷の被災機構

図-8は京王線橋梁付近の洪水前後の砂州の移動・発達状況と, 京王線左岸高水敷下流の被災状況を示す. 洪水前には

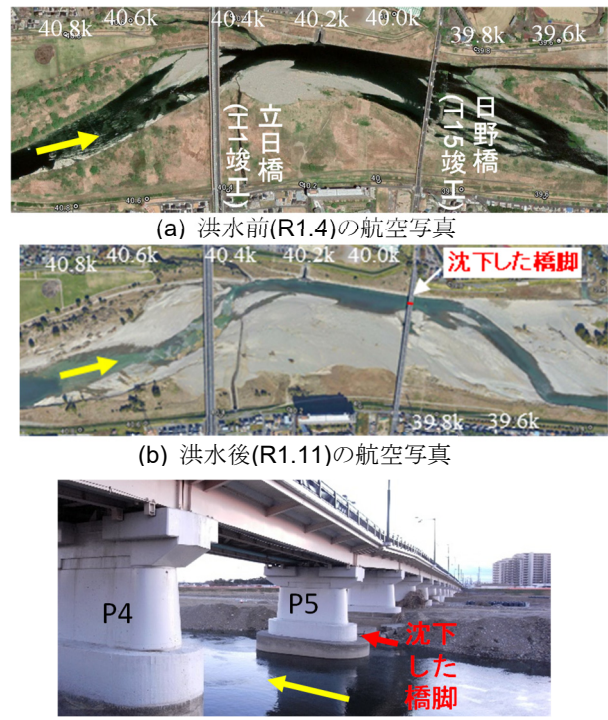


図-2 令和元年 10 月洪水前後の日野橋周辺の砂州の変形と被災の状況

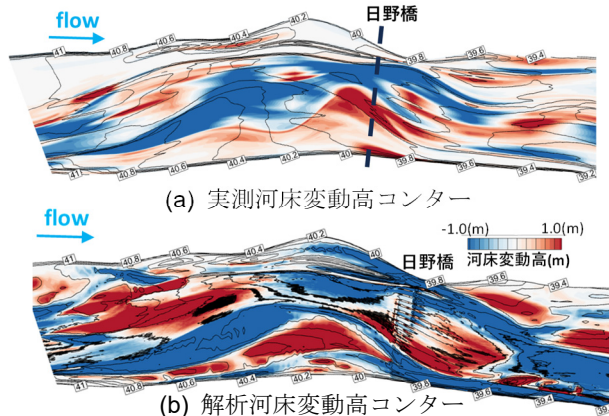


図-3 洪水前後の実測と解析の河床変動高コンターの比較 (日野橋周辺)

京王線橋梁上流(35.0~35.6km)に河道中央に砂州が形成され、さらに上流の(35.6m~36.6km 付近)の左岸に砂州が形成されている。洪水後にはこれらの砂州が合体し、35.2~35.4km 左岸まで砂州が発達している。図-9は京王線橋梁付近の洪水前後の河床変動高コンターの実測値と解析結果の比較を示しており、解析結果は実測に見られるように、35.6m~36.6km 付近の左岸砂州が河道中央部の砂州と合体しながら、35.2~35.4km 左岸まで砂州が発達している現象をほぼ説明している。

図-10は京王線橋梁付近の解析結果における河床高コンターの時間変化と砂州の移動状況を示し、図-11は京王線直下

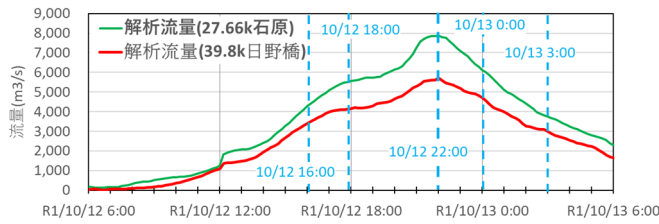


図-4 流量ヒドログラフ

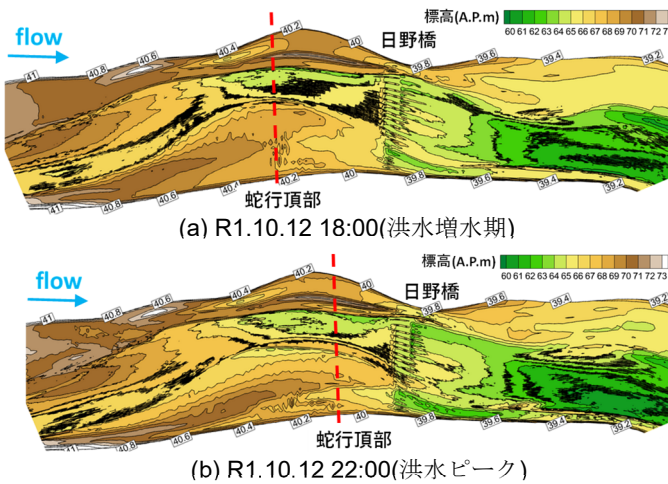


図-5 日野橋周辺の洪水時の砂州の移動状況

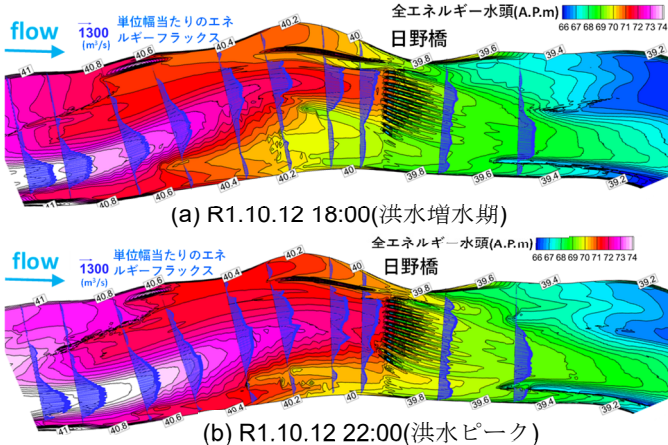


図-6 砂州の移動に伴う洪水全エネルギー水頭の変化と洪水全エネルギーの輸送フラックス(日野橋周辺)

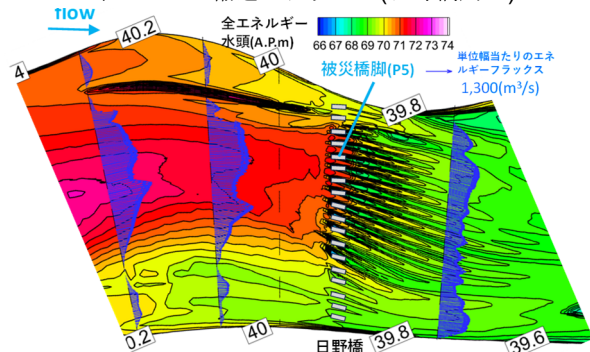


図-7 洪水減水期(10/13 0:00)の日野橋周辺の洪水全エネルギー水頭分布と洪水全エネルギーの輸送フラックス

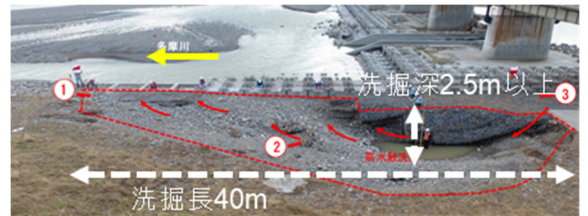
流左岸高水敷が洗掘し始めた 10/12 16:00 頃の河床変動高コンターを示す。また、図-12は洪水全エネルギー水頭分布とその輸送フラックスを時系列的に示す。京王線橋梁も大正14年竣工と古く径間長が約20mと短いことから、洪水流と砂州の移動に対して阻害要因となっており、京王線橋梁の直上流には洪水前から大規模な砂州が河道中央部に形成されている。このため、京王線橋梁付近では、洪水増水期から砂州上流で洪水エネルギーが高まり、左右岸の深掘れに向かって洪水



(a) 洪水前(R1.4)の航空写真



(b) 洪水後(R1.11)の航空写真



(c) 京王線橋梁左岸高水敷の被災状況

図-8 令和元年10月洪水前後の京王線橋梁周辺の砂州の変形と左岸高水敷の被災の状況

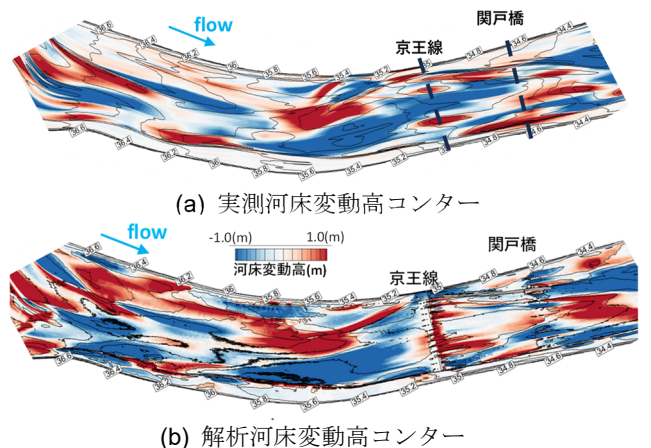


図-9 京王線橋梁周辺の洪水前後の実測と解析の河床変動高コンターの比較



エネルギーが集中して輸送されている。これにより、洪水増水期に京王線橋梁直下流の左岸高水敷上の洗掘が生じ(図-11), さらに洪水ピーク時にも同様な傾向が継続し、減水期には上流側の砂州が 35.2~35.4km 付近まで流下・発達することにより、橋梁直下流の左岸高水敷の洗掘被災が進行し、左岸堤防が長時間危険な状況に晒されていたことを示した。

5. 結論

本研究では、令和元年 10 月多摩川大洪水について、改良した準三次元洪水流・河床変動解析法を用いて大洪水における砂州の変形・発達とそれに伴う洪水全エネルギー水頭分布の時空間変化を明らかにし、京王線直下流左岸高水敷の洗掘被災、日野橋橋脚被災機構を分析した。

砂州の存在はその上流で洪水全エネルギー水頭を高め、砂州の深掘れ部に向かって洪水エネルギーが集中して輸送されていた。京王線橋梁・日野橋ともに大正年間に建設された古い橋梁であるため、径間長が短く洪水時の流れと土砂移動の阻害要因となっており、橋梁上流で砂州が変形・発達することにより、砂州上流で高まった洪水エネルギーが被災箇所集中して輸送され、被災をもたらしたことを示した。京王線橋梁の被災箇所は堤防に近接していたことから、堤防が長時間危険な状況にあったことが分かった。

参考文献

- 1) 福岡捷二：超過洪水時の三次元エネルギー分布に基づく河道・堤防の一体設計の考え方，河川技術論文集，第 29 巻，pp.209-214，2023。
- 2) 福岡捷二，加藤宏季：超過洪水流の時空間三次元エネルギー分布に基づく河道計画・設計法，河川技術論文集，第 30 巻，pp.411-416，2024。
- 3) 竹村吉晴，福岡捷二：波状跳水・完全跳水及びその減勢区間における境界面（水面・底面）上の流れの方程式を用いた非静水圧準三次元解析（Q3D-FEBS），土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.75，No.1，pp.61-80，2019。
- 4) 長田健吾，福岡捷二：石礫河川の河床変動機構と表層石礫の凹凸分布に着目した二次元河床変動解析法，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.68，No.1，pp.1-20，2012。
- 5) 竹村吉晴，久保宜之，岡田将治，福岡捷二：洪水流による物部川河口礫州の開口と変形機構に関する研究，河川技術論文集，第 26 巻，pp.669-674，2020。
- 6) 後藤勝洋，後藤岳久，瀬尾敬介，福岡捷二：大規模洪水による高水敷化した砂州河岸の洗掘に伴う船底形断面形の形成，河川技術論文集，第 29 巻，pp.329-334，2023。

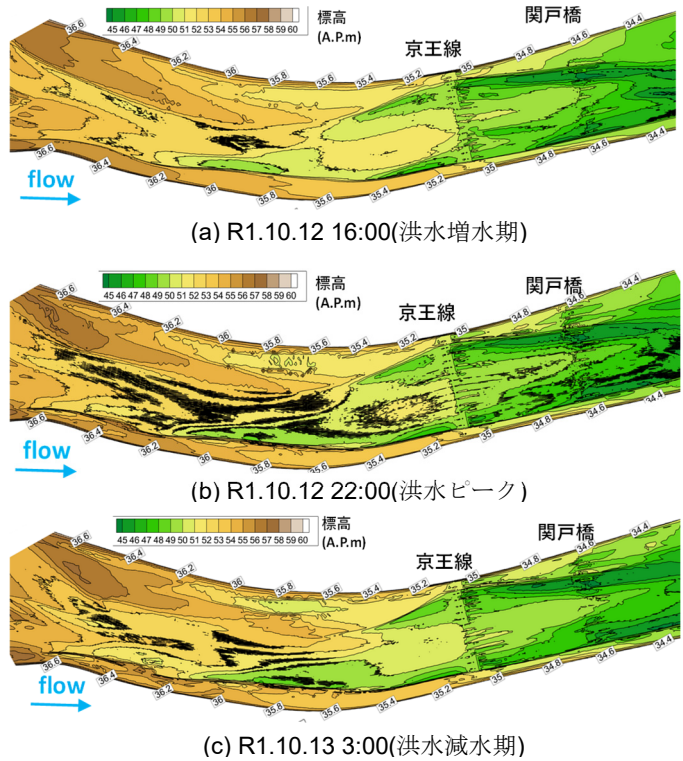


図-10 京王線橋梁周辺の洪水時の砂州の移動状況

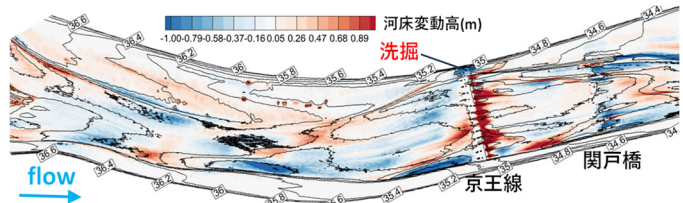


図-11 京王線橋梁周辺の増水期の河床変動高(10/12 16:00)

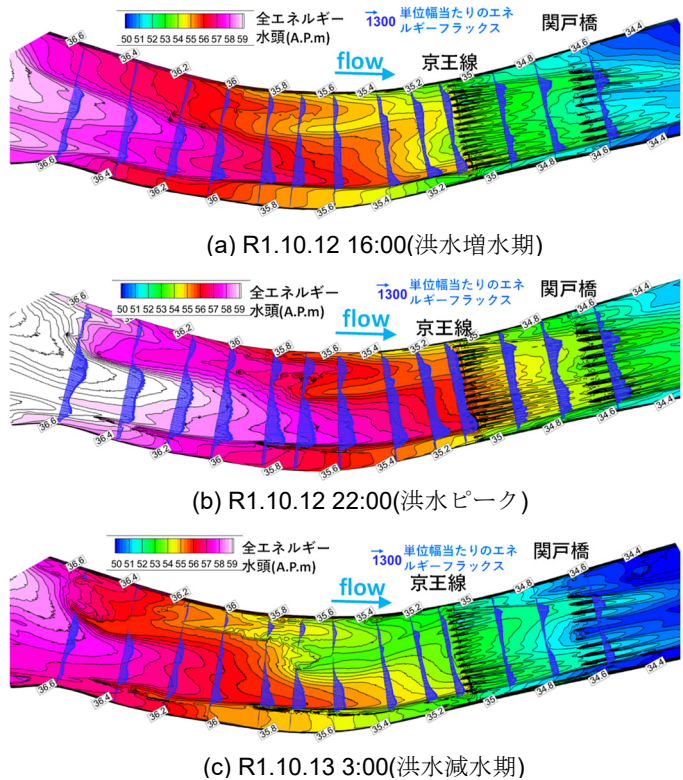


図-12 砂州の移動に伴う洪水全エネルギー水頭の変化と洪水全エネルギーの輸送フラックス(京王線橋梁周辺)

## 地震による被害堤防と無被害堤防を比較した堤体性状及び堤防諸元に関する分析

堤体性状 地震 亀裂

熊本高等専門学校 正会員 ○脇中康太  
豊橋技術科学大学 正会員 松田達也

## 1. はじめに

河川堤防は地震後も堤防機能を損なうことが無いよう、堤防沈下量を基準とした評価が行われ、必要に応じて耐震対策が施されている。堤防沈下量は数値解析を用いた性能照査<sup>1)</sup>が行われているが、地震時には堤防沈下だけでなく堤体亀裂が発生することもある。この亀裂は堤体内部にまで損傷を与えているため、出水時の浸透・侵食に影響を及ぼすと考えられるが、現状の設計手法で照査項目とはなっていないのが現状である。このような背景のもとに本研究では、より地震災害に強い堤防整備に資する情報を得ることを目的とし、堤体性状や堤防諸元に着目して地震によって被害を受けた堤防と被害が生じなかった堤防とを比較して分析を行うものである。

著者らはこれまで地震による被害を受けた堤防の堤体亀裂と堤防諸元に関する分析<sup>1)</sup>に取り組んできており、堤防高が高いほど亀裂が生じやすい傾向にあることや、堤体土の細粒分含有率が小さいほど亀裂等堤体内の被害が卓越する傾向にあることを確認している。本研究では、これらの地震被害を受けた堤防と全国の地震被害を受けていない数多くの堤防とを比較して分析を行ったものである。

## 2. 分析対象とした堤防断面

分析対象箇所の一覧を表-1に示す。地震被害の無い一般堤防は北海道地方・東北地方・中部地方・中国地方・四国地方において入手できた計374断面を対象に分析を行った。地震被害を有する被災堤防は、2003年十勝沖地震・1993年北海道南西沖地震・1993年釧路沖地震・2011年東北地方太平洋沖地震・2016年熊本地震において、被害を受けた河川堤防を対象とした。対象となる被害事例は計103断面である。被害堤防の堤防諸元や堤体土質試験結果については、各種報告書<sup>3)4)5)6)7)</sup>より入手した。

分析対象とした堤防断面について、地震被害の無い一般堤防の多くは樋門等開削調査が行われた箇所である。このような箇所は十分な調査が行われており、堤防諸元や堤体土質試験に関する情報のデータ入手が可能であったため用いた。また、地震被害を有する被災堤防の被害メカニズムは、いずれも液状化によって大きな被害が見られた事例を対象としており、慣性力によって軽微な亀裂等が生じた例は対象から除外している。本研究では、このようなデータを対象に分析を行った。

## 3. 分析結果

分析は各断面において、堤防高・天端幅・堤体土細粒分含有率を対象に実施した。分析対象とする断面数が多いので、それぞれ地域ごとに頻度分布図を作成して傾向を分析した。また、地震被害の無い一般堤防と地震被害を有する被災堤防の両方がある地域は、両者を比較して地震被害が生じやすい堤防の条件に着目して分析を行った。

## 3.1 堤防高に着目した分析結果

地域別堤防高の頻度分布図を図-1に示す。被害の無い一般堤防の堤防高に着目して見ると、北海道地方・東北地方・中部地方・中国地方においては、概ね堤防高2~6m程度に集中しているのに対して、四国地方は他と比較して堤防高が高い傾向にある。これらは吉野川・重信川において断面の大きな堤防が多くあり、これらの影響により四国地方では堤防高の高い傾向が認められた。また、北海道地方では被害無し的一般堤防と被害有りの被災堤防の双方のデータがあるため、これらを比較して見ると、被害を有する堤防のほうが堤防高が高い傾向にあることが分かる。北海道地方の地震による堤防被害の多くは泥炭上に築堤された堤体が圧密沈下を引き起こし、堤体内に閉封飽和領域を形成して堤体が液状化して被害を受けた事例が多くある。このため、北海道地方の地震被害を有する堤防では堤防高が高い傾向にあることが確認された。

表-1 分析対象箇所一覧

	地震被害無		地震被害有		地震
	断面数	堤体土 粒度試験数	断面数	堤体土 粒度試験数	
北海道地方	139	332	29	—	2003年十勝沖地震 1993年北海道南西沖地震 1993年釧路沖地震
東北地方	122	485	19	75	2011年東北地方太平洋沖地震
関東地方	—	—	43	70	2011年東北地方太平洋沖地震
中部地方	28	76	—	—	—
中国地方	24	36	—	—	—
四国地方	61	143	—	—	—
九州地方	—	—	12	25	2016年熊本地震
計	374	1072	103	170	

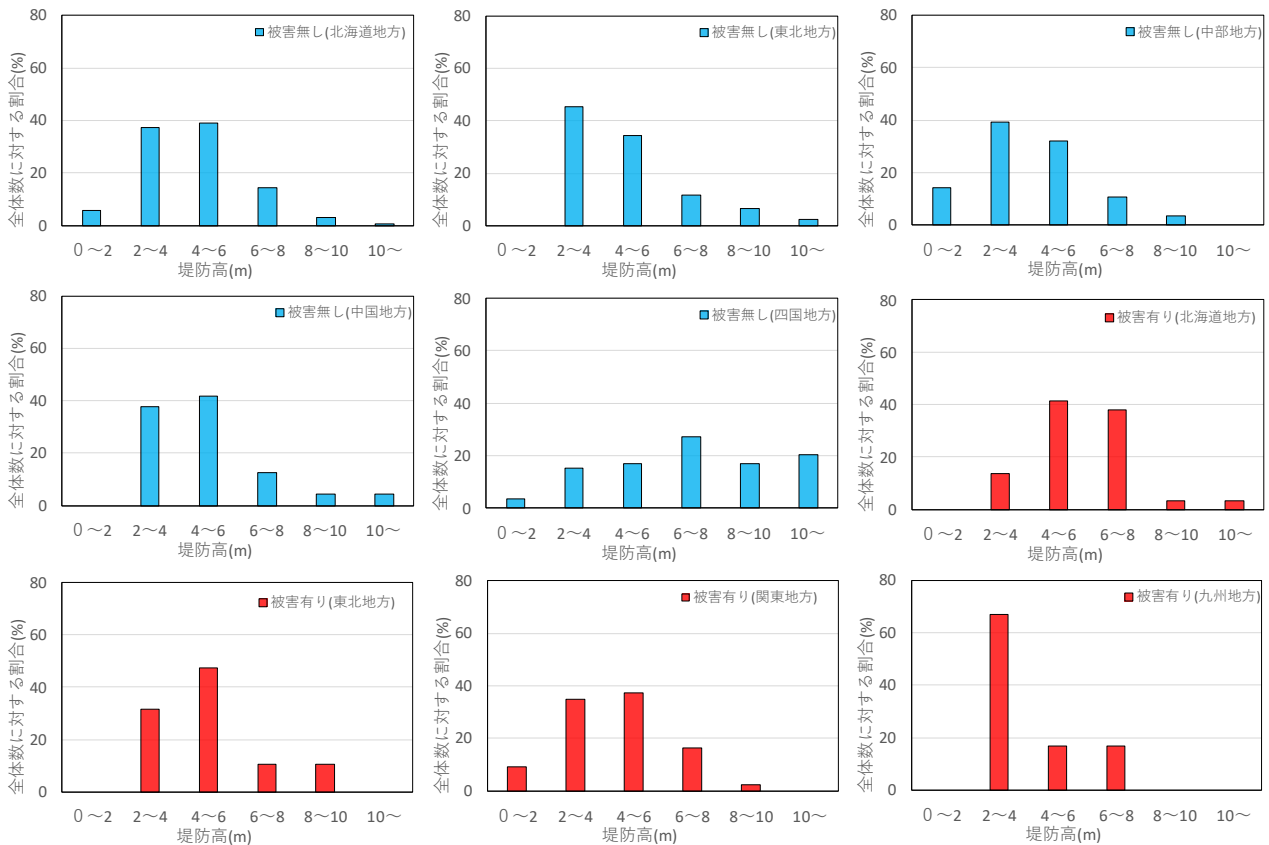


図-1 地域別堤防高の頻度分布図

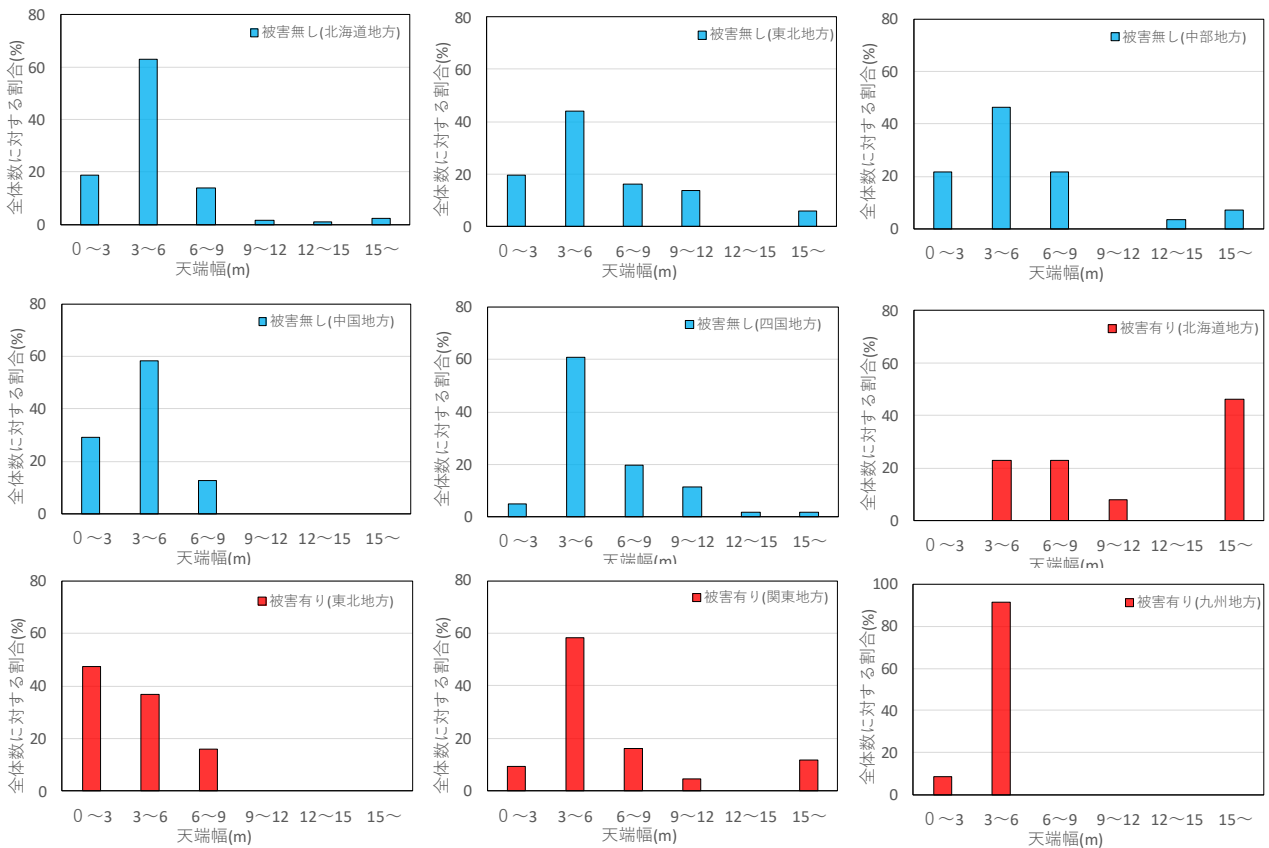


図-2 地域別天端幅の頻度分布図

3.2 天端幅に着目した分析結果

地域別天端幅の頻度分布図を図-2に示す。被害の無い一般堤防の天端幅は、いずれの地域も幅3~6mで卓越しており顕著な地域的特性は認められなかった。一方、地震被害を有する被災堤防では、東北地方では被害の無い一般堤防と比較して若干ではあるが天端幅の狭い堤防で被害が卓越する傾向が見られる。これらの堤防は鳴瀬川や江合川でのデータ

であり、比較的断面形状の小さな堤防である。ただし、卓越した傾向では無いため天端幅と被害の関係性については相関があるとは言い難い。一方、北海道地方の地震被害を有する被災堤防では、天端幅の非常に大きな断面において被害が卓越する傾向が認められる。断面の大きな堤防で被害が卓越する傾向にあるのは、堤防高と同様に泥炭上に築堤された堤防が圧密沈下を引き起こし、堤体液状化による被害をもたらした例が多いためである。図-3 に北海道地方における 29 箇所の被災事例をメカニズム別にして示す。29 箇所のうち堤防が液状化して被災した事例が 21 箇所と大半を占めており、かつ、堤体・基礎地盤の両者が液状化したと判断される事例が 5 箇所ある。堤防は液状化しておらず基礎地盤のみが液状化した判断される事例はわずか 3 箇所しかなく、北海道地方の被災メカニズムの大半は堤防が液状化したことに起因していることが分かる。北海道地方の被災堤防の断面形状が比較的大きい要因は、この被災メカニズムに起因していると言える。

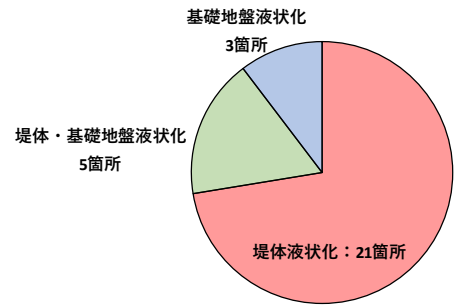


図-3 北海道地方被害メカニズム

### 3.3 細粒分含有率に着目した分析結果

地域別細粒分含有率の頻度分布図を図-4 に示す。まず、被害の無い一般堤防に着目して見ると、中部地方・中国地方・四国地方においては細粒分含有率 20%以下の砂質土主体の堤防が大半を占めるのに対して、北海道地方・東北地方においては、細粒分を多く含む粘性土主体の堤防が比較的多くある傾向にある。これは、図-5・図-6 に示すように、北

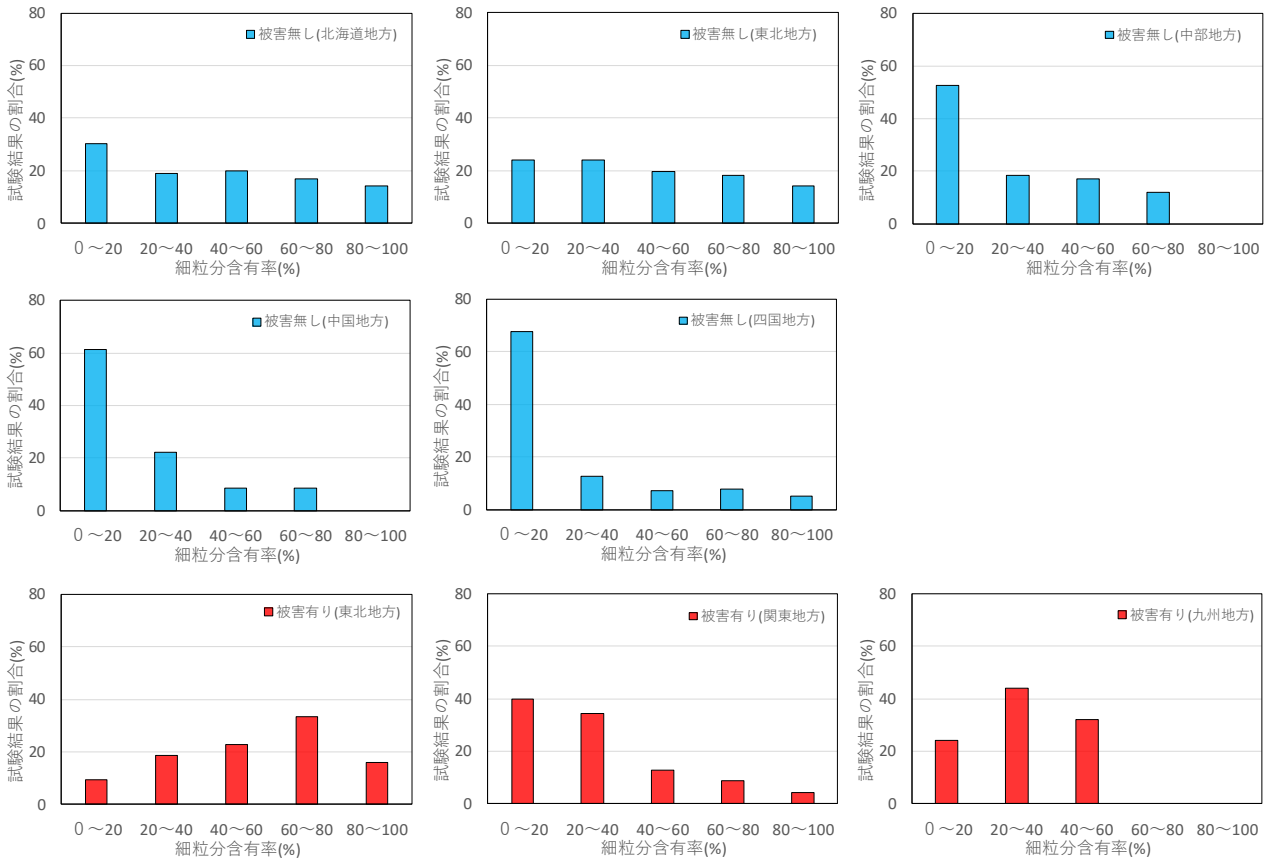


図-4 地域別細粒分含有率の頻度分布図

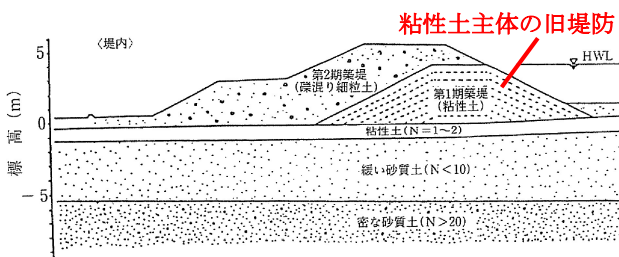


図-5 北海道地方後志利別川左岸兜野地先  
参考文献 4)を引用して加筆

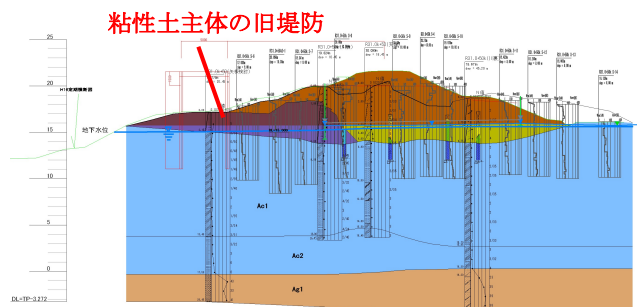


図-6 東北地方阿武隈川枝野地先  
参考文献 6)を引用して加筆

海道地方・東北地方においては、粘性土主体の旧堤防の上に砂質土主体の新堤を築堤している箇所が多くあり、この旧堤防を対象に実施された粒度試験の結果によって、細粒分を多く含む堤体が多くなる傾向となっている。

また、地震被害を有する被災堤防について、残念ながら北海道地方における被災堤防の粒度試験結果が取得できなかったため、ここでは東北地方・関東地方・九州地方の結果を示している。被害の無い一般堤防と比較可能な東北地方に着目して見ると、細粒分含有率 60~80%の堤体において卓越した傾向が見られ、細粒分を多く含む堤体において被害が生じやすい傾向にあることが分かる。これらは図-6 に示した粘性土主体の旧堤防を有する断面での被災事例に起因する。図-6 のような箇所では、砂質土主体の新堤が圧密沈下を引き起こし、新堤体内に閉封飽和領域を形成することで新堤が液状化し、旧堤防と反対側に流動するように大規模な被害に発展することが報告されている<sup>6)</sup>。粘性土の旧堤防が被害を卓越させたかどうか言及することは難しいが、少なくとも今回収集したデータにおいては、旧堤防を含む断面で被害が多く確認される傾向にあった。

#### 4. まとめ

本研究では、より災害に強い堤防整備に資することを目的とし、被害の無い一般堤防と地震被害を有する被災堤防とを比較し、堤防高・天端幅・堤体細粒分含有率に着目して分析を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 北海道地方では堤防高が高く天端幅の広い大断面堤防において、被害が卓越する傾向が認められた。これは、泥炭上に築堤された堤体が圧密沈下を引き起こし、堤体内に閉封飽和領域を形成して堤体が液状化したことに起因する。
- 2) 地域別堤体土の細粒分含有率について、北海道地方及び東北地方は粘性土の旧堤防を有する堤体が多く、他の地域と比較して細粒分含有率を多く含む傾向にあることが分かった。また、東北地方においては、細粒分を多く含む堤体での被害が多く、粘性土主体の旧堤体がある断面で被害が多い傾向にあった。これら被害は砂質土主体の新堤が圧密沈下を引き起こし、堤体内に閉封飽和領域を形成することで新堤が液状化し、旧堤防と反対側に流動するように被害が生じることに起因している。

#### 謝辞

本研究で用いた地震被害の無い一般堤防の堤防諸元等情報は「地盤工学会災害調査データの収集と活用委員会(堤防)」にて取りまとめられたデータを活用した。ここに記して御礼申し上げる。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説-II.堤防編-, pp.12-16, 2016年3月。
- 2) K. Wakinaka, R. Uzuoka, T. Matsuda, N. Fujii: Damage Case Analysis of Predicting Degree of Damage in Embankment by Earthquake, 8<sup>th</sup> International conference on Earthquake Geotechnical Engineering, OS-27-05, 2024.5.
- 3) 財団法人北海道河川防災研究センター：平成15年十勝沖地震河川災害調査検討会-報告書-, 2004.
- 4) 北海道開発局函館開発建設部：平成5年(1993年)北海道南西沖地震河川災害の記録, 1996.
- 5) 北海道開発局帯広開発建設部：十勝川築堤災害復旧記録誌-大地が震え堤防がなくなった日-, 1994.
- 6) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会：東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について-報告書-, 2011年9月。
- 7) 緑川・白川堤防調査委員会, 国土交通省九州地方整備局：緑川・白川堤防調査委員会-報告書-, 2017.

## 信濃川中流域における河川堤防の液状化対策の効果発現事例

能登半島地震 液状化現象 耐震対策

信濃川河川事務所管理課 半田 歩夢  
辰 裕矢  
浅野 保夫

### 1. はじめに

地震時に地盤が液状化する現象は、昭和 39 年新潟地震を契機として世界的に広く知れわたることとなった<sup>1)</sup>。信濃川の下流域に広がる越後平野の大部分は、江戸時代以降の河川改修により沼地を乾田化することで形成されており、非常に新しい砂層を主体に地盤が構成されているため、液状化が発生しやすい。特に、当該地で噴砂等が確認されている箇所は、大河津分水建設（大正 11 年）以前より堆積し続けた粒径の揃った砂層が、層厚 5~10m 程度分布しているため、液状化が非常に発生しやすい地盤条件となっている<sup>2)</sup>。実際に平成 16 年中越地震、平成 19 年中越沖地震の際、信濃川の堤防が液状化により大きな被害を受けたため、委員会や専門家の意見を聞きながら対策が実施されてきた。

令和 6 年能登半島地震では、長岡市中之島付近で震度 6 弱の大きさの揺れが観測されたが、この地震による信濃川中流域での堤防の被害は軽微であった。これは中越沖地震後に施工した液状化対策の効果によるものと考えられる。

本報告は、長岡市寺泊町軽井地区において、これまでに実施してきた液状化対策の概要を述べた上で、対策の契機となった中越沖地震と同等の震度の揺れが発生した能登半島地震による堤防の変状から液状化対策工の効果について報告するものである。

#### 1.1 地震により発生した変状の概況

図 1 に信濃川左岸、長岡市寺泊町軽井周辺における中越沖地震および能登半島地震の際に発生した変状の概況を示す。

中越沖地震（液状化対策前）では、亀裂、クラック、噴砂が多数確認され、噴砂が縦断方向に連続して確認されたのに対し、能登半島地震（液状化対策後）では、亀裂、クラック、噴砂が部分的かつ離散的であり、変状は極めて軽微であった。

#### 1.2 地震動の大きさについて

令和 6 年能登半島地震では、中之島付近で最大震度 6 弱が観測された。長岡市寺泊町軽井周辺では中越沖地震時と同等の震度 5 強程度の揺れが発生したと考えられる。図 2 に当該地から約 12km 離れた、長岡市寺泊一里塚で観測された地震波形を示す。最大加速度は中越沖地震と能登半島地震でほぼ同等であ

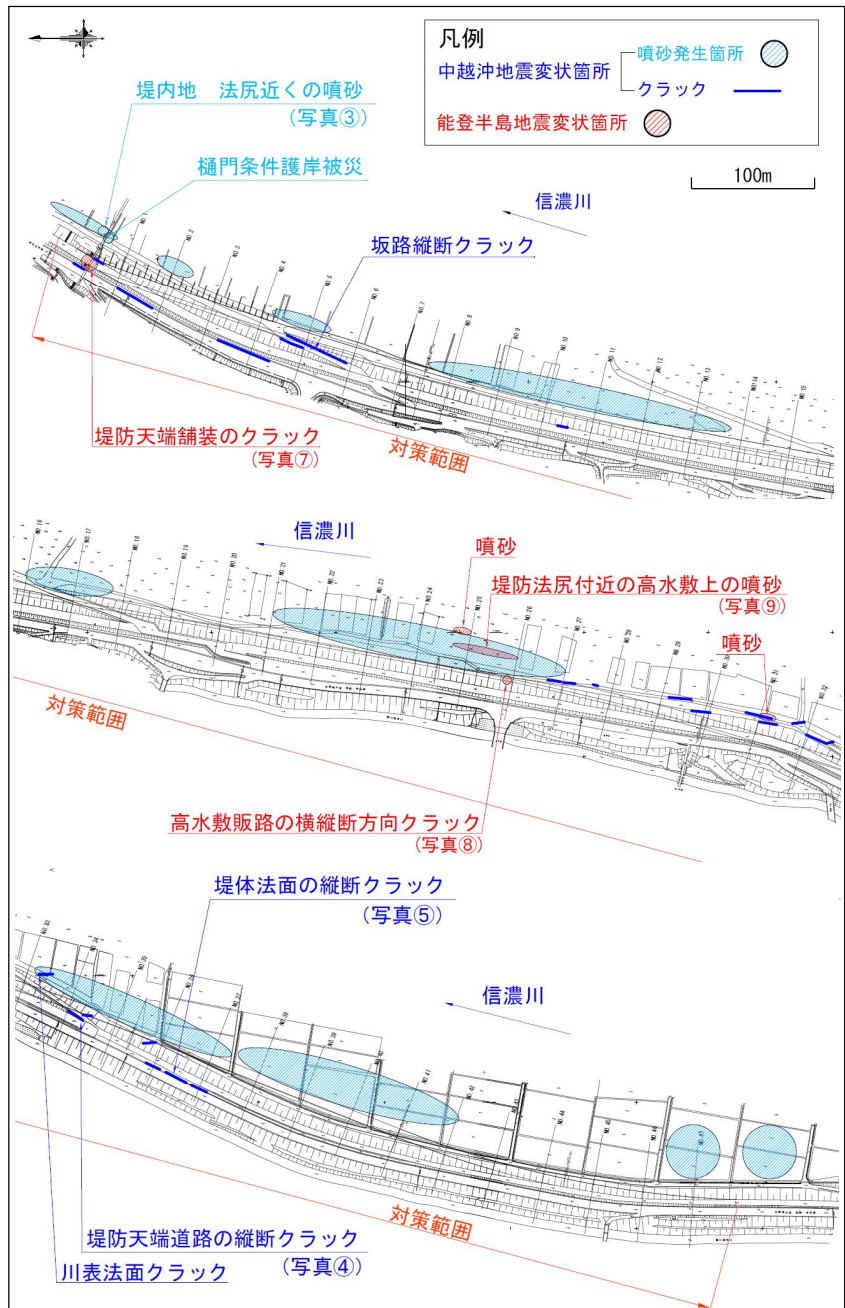


図 1 中越沖地震時と能登半島地震時の変状概況（信濃川左岸）

るが、継続時間や地震動としてのエネルギー（≒波形で囲まれる面積）は、能登半島地震の方が大きく、液状化が発生しやすい地震であったことが推察される。

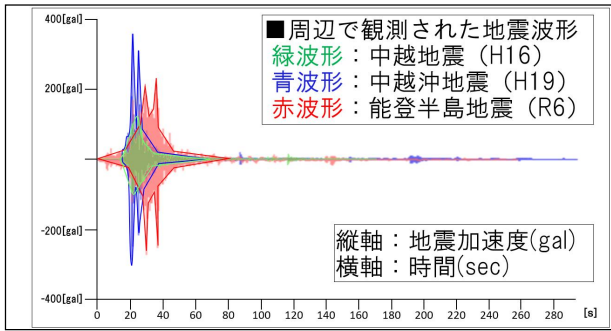


図2 長岡市寺泊一里塚における地震波形(中越沖地震・能登半島地震)の比較<sup>3)</sup>

- ✕ 震央
- 7 震度7
- 6+ 震度6強
- 6- 震度6弱
- 5+ 震度5強
- 5- 震度5弱
- 4 震度4
- 町軽井周辺

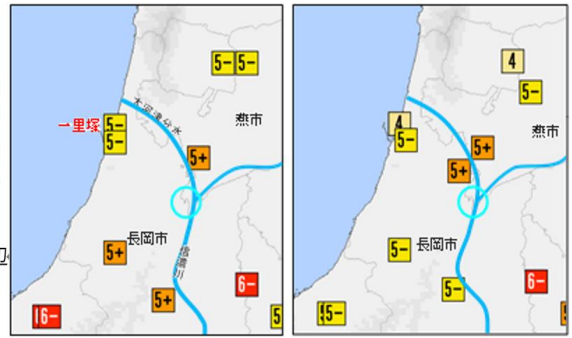


図3 震度分布図(左:中越沖地震 右:能登半島地震)<sup>4)</sup>

## 2. これまでに実施されてきた液状化対策

### 2.1 平成16年中越地震による堤防の被害とその対策

#### (1) 中越地震の被害概要

平成16年10月23日に発生した中越地震では、長岡市寺泊町軽井に近い長岡市与板町与板で5強の揺れが記録され、長岡市寺泊町軽井周辺では被害が軽微であったが、その対岸にあたる長岡市中之島中条では、堤防天端の道路に亀裂(写真①)が発生した他、堤外地では噴砂(写真②)が確認された。



写真① 堤防天端の道路に発生した亀裂の状況



写真② 堤外地の噴砂の状況

#### (2) 対策

地質データや周辺の噴砂状況などの調査の結果、堤防直下から高水敷までの範囲で大規模な液状化が発生し、それに伴い、堤防基礎土盤の側方流動が誘発されたことが堤防の被災原因と判明した。

そこで中之島中条の被災した堤防の液状化対策工法として、早期復旧、効果の確実性、経済効果や実績をもとに、地盤中に大径のよく締め固めた砂杭を造成し地盤を改良する工法であるサンドコンパクションパイル工法を採用した。

施工は静的締固工法によりケーシングパイプを地中に貫入し、ケーシングパイプを通して砂を供給することで行われた。これにより、緩い砂地盤に対しては密度の増加により地盤全体を締め固め、粘性土地盤に対しては粘性土と砂杭の複合地盤を形成し地盤を強化することで、堤防の再度災害防止を図った。なお、当該区間では、その後の中越沖地震や能登半島地震において被害は確認されていない。

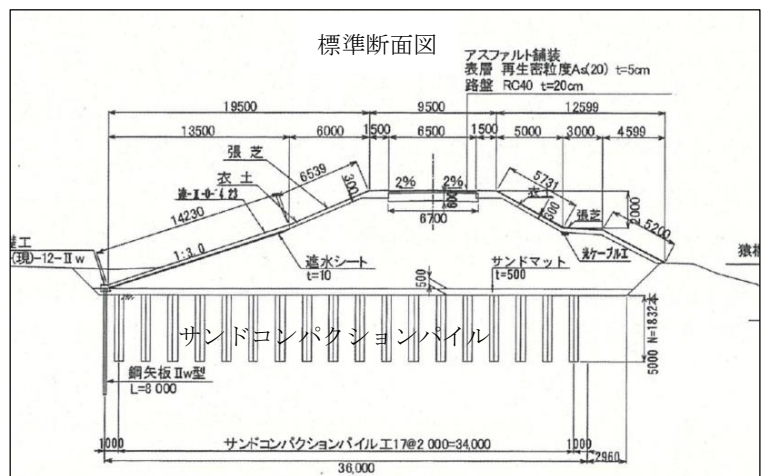


図4 中越地震後の対策工概要(長岡市中之島中条)

2.2 平成19年中越沖地震による堤防の被害とその対策

(1) 中越沖地震の被害概要

平成19年7月16日に発生した中越沖地震では、長岡市寺泊町軽井周辺において震度5強～6弱程度の揺れが発生したと想定される。以下に示すような液状化に起因した大規模な変状が確認された。

- ・ 天端道路や堤防法面、高水敷等での噴砂(写真③)
- ・ 堤防天端道路の縦断方向クラック(写真④)
- ・ 堤体法面上の縦断方向クラック(写真⑤)
- ・ 堤防天端マンホールの浮き上がり(写真⑥)



写真③ 堤内地法尻近くの噴砂跡



写真⑤ 堤体法面の縦断方向クラック



写真④ 堤防天端道路の縦断クラック



写真⑥ 堤防天端マンホールの浮き上がり

(2) 対策

これまでの地震災害でも繰返し被災を受けたことで、堤防内が墳砂等により乱されている状況にある。堤防に不純物（噴砂）が混在し緩んでいることから、被災は今回以上に及ぶ可能性も高く、堤防決壊に至る可能性もある。この点も踏まえ、対策工を比較し、液状化対策工法として、2.1と同様にサンドコンパクションパイル工法が施工された。なお、設計にあたり、地盤がどのように振動するかシミュレーションを行う地震応答解析を行った。解析を踏まえ、一般的には設計水平震度  $KH=0.15$  あるが、被災状況に合うよう、 $KH=0.18$  とし、より強い地震が作用した場合にも液状化被害を防げるよう設計した。また、震度法および $\Delta U$ 法におけるすべりに対する安全率 $\geq 1.0$ にできるようにした。その結果、延長約1.5km区間を、図5のように間隔1.6～2.7m（改良率5～15%）、深さ5.1～11.7mで改良した。

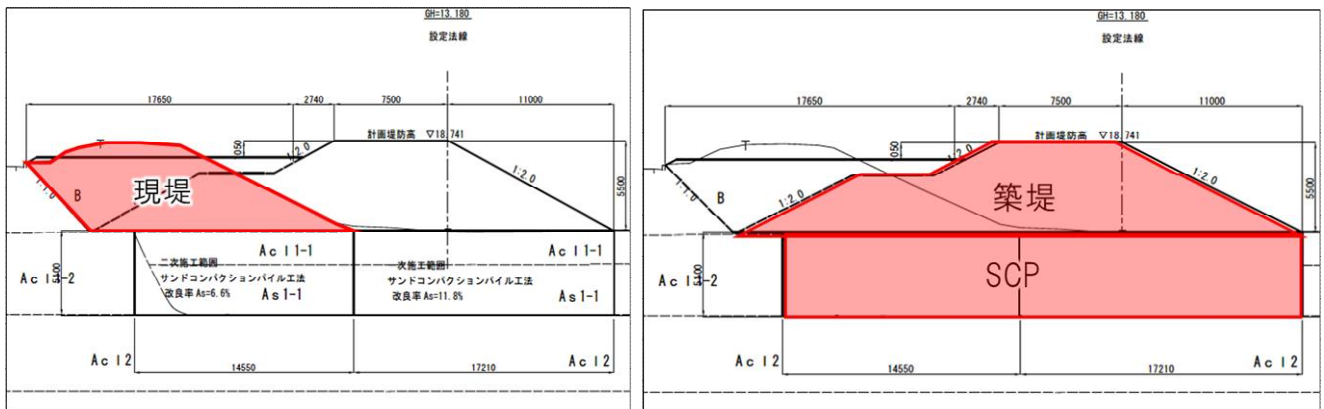


図5 中越沖地震後の対策工概要（長岡市寺泊町軽井）



### 3. 能登半島地震を受けての点検結果

堤体および堤体周辺を点検対象として、目視による点検を実施した。

以下に示すような液状化に起因した変状が確認されたが、いずれも軽微であり、中越沖地震の際に発生した変状に比べると、発生範囲はごく限られたものであった。

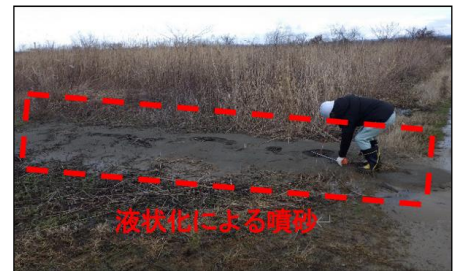
- ・町軽井樋管直近上で堤防天端の舗装に横断方向のクラックが確認された(写真⑦)。開口は微小で浅く(最大幅2mm、深さ10mm程度)、段差は確認されなかった。
- ・高水敷側の取付坂路上に横断方向のクラックが確認された(写真⑧)。開口は微小で浅く(最大幅3mm、深さ20mm程度)、坂路が高水敷側にずれたことに起因したクラックと推察した。
- ・堤防法尻の高水敷通路及び周辺に複数箇所でもクラックや液状化による噴砂痕が見られたが、堤防本体のクラック等は確認されなかった(写真⑨)。



写真⑦ 堤防天端舗装の横断クラック



写真⑧ 高水敷坂路の横断クラック



写真⑨ 堤防法尻付近の高水敷上の噴砂

### 4. 能登半島地震で生じた堤防の変状に関する考察

#### 4.1 対策の効果について

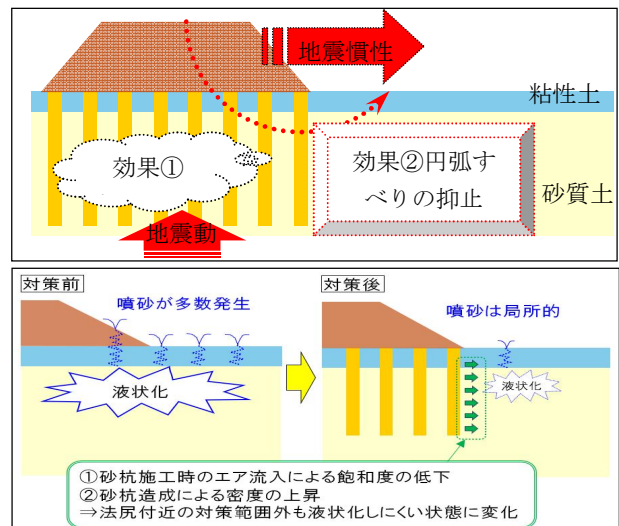
能登半島地震の際、液状化に起因した堤体の沈下やすべり等の変状は確認されなかった。これは、サンドコンパクションパイルによる「①液状化の抑止効果」と「②地震水平力による円弧すべりの抑止効果」によるものと評価される。

#### 4.2 法面及び法尻付近の噴砂について

中越沖地震の際には、法面上を含む法尻付近の広い範囲で噴砂が発生したのに対し、能登半島地震の際はごく限られた箇所のみであった。これは、「①砂杭施工の際のエアが対策範囲外に入ることによって対策範囲外の飽和度が低下」「②砂杭の造成により対策範囲外の密度もある程度上昇」したこと等による副次的な効果であると考えられる。

#### 4.3 堤防天端のクラックについて

中越沖地震の際には堤防縦断方向のクラックが複数確認されたのに対し、能登半島地震では全く確認されなかった。横断クラックについては、樋管や坂路などの周辺で軽微なクラックが数ヶ所で確認されたが、舗装部分のみに生じたクラックであり、クラックの両側で段差のない軽微な変状であった。樋管周りでのクラックが確認されており、構造物周辺での抜けあがりも懸念されたが、そのような大規模な変状ではないと推察した。



### 5. おわりに

堤防の液状化対策として町軽井地区において施工したサンドコンパクションパイル工法は、中越沖地震の際に確認された堤防縦断方向のクラックが発生していないこと等から判断すれば、有効に機能したと考えられる。

本報告は、液状化対策としてのサンドコンパクションの有効性を報告したものであるが、液状化対策としては、この他に深層混合処理工法等の様々な工法があり、地盤条件に適した工法を検討する必要がある。液状化対策工の効果検証は、大規模な地震が発生しなければ明確にならないという課題はあるが、今後も観測を継続し、対策の有効性を検証していく必要がある。本報告が、今後の地震対策検討の際の一助となれば幸いである。

#### 【参考文献】

- 1) 国土交通省 1964年新潟地震の事例 (<https://www.mlit.go.jp/toshi/content/001466321.pdf>)
- 2) 日本工営(株) 平成19年度町軽井堤防液状化対策検討及び堤防詳細設計業務委託報告書
- 3) 国立研究開発法人 防災科学技術研究所 強震観測網 (<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/data/>)
- 4) 気象庁 震度データベース検索(一部改変) (<https://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.html>)

## セメント・短繊維材を用いた堤防法面補強土工法による補強土の変形追随性の検証

変形追随性 セメント 短繊維材 原位置改良

東洋建設㈱ 正会員 ○大熊広樹 宮本順司 牧野凌弥

### 1. はじめに

近年の気候変動に伴う集中豪雨等の影響で河川水位が上昇して越水することによる河川堤防の決壊が相次いでおり、堤防が決壊するまでの時間を少しでも長くする「粘り強い河川堤防」の整備が求められている<sup>1)</sup>。筆者らは、表面被覆型の粘り強い河川堤防を目標とした、河川堤防の裏法面および表法面の現地の土に少量のセメントと短繊維材等を添加して、汎用の混合プラントと攪拌バケットを用いて法面薄層を原位置改良して補強する堤防法面補強土工法の開発を行っている<sup>2-4)</sup> (図-1 参照)。本工法において添加するセメント量を調整して一軸圧縮強度  $q_u$  を約  $120\text{kN/m}^2$  以上のセメント・短繊維材の混合補強土とすることで、 $30\text{cm}$  の越水深で3時間の越水に対して堤防が決壊せずに持ちこたえることを遠心模型実験により検証した<sup>4)</sup>。しかしながら、「粘り強い河川堤防」における条件として、越水等により損傷した後の修復・復旧や、定期的な堤体内の維持管理を容易に実施できること、また、堤体や堤体下の基礎地盤が長期の圧密沈下や地震等によって変位したときに、表面被覆部分が堤体となじまなかった場合、堤体と表面被覆部分の界面に隙間が生じて流水の起点となり侵食されやすくなることや表面被覆部分の陥没の恐れ等があるため、本工法で造成された法面表層の補強土と堤体との一体性やなじみが重要である<sup>5)</sup>。すなわち、修復・復旧、維持管理の容易さや堤体とのなじみやすさの観点では、河川堤防の法面表層の本工法における補強土は、越水に対して粘り強くあることを前提に、できる限り小さい強度である必要がある。そこで、補強土下の堤体が局所的に変位した場合において、補強土と堤体とのなじみ、すなわち補強土の変形追随性の有す最大の補強土の強度を検証し、越水に対して検証した既往の研究<sup>4)</sup>と併せて本工法にて造成される補強土の適切な強度の範囲を検証した。

### 2. 変形追随性の検証実験

#### 2-1. 方法

図-2,3 に示す実験装置を用意した。化粧合板や桧木で幅  $20\text{cm}$ 、長さ  $40\text{cm}$ 、高さ  $25\text{cm}$  の容器を作り、上下の高さ位置を調整できる手動ジャッキを容器下に入れ、底版の半分(長さ方向  $20\text{cm}$ )を側面から切り離し、高さを  $0\sim 10\text{cm}$  の範囲での上下移動が可能な底版となっている。すなわち、補強土を容器に入れた状態で、底版に  $10\text{cm}$  までの段差を作り出すことができる。また、容器内側には、剥離スプレーを吹きかけた後に OHP フィルムを貼り、容器と補強土が接着しないようにした。この段差を徐々に大きくしていき、所定の段差に対して補強土が変形追随するかを検証した。

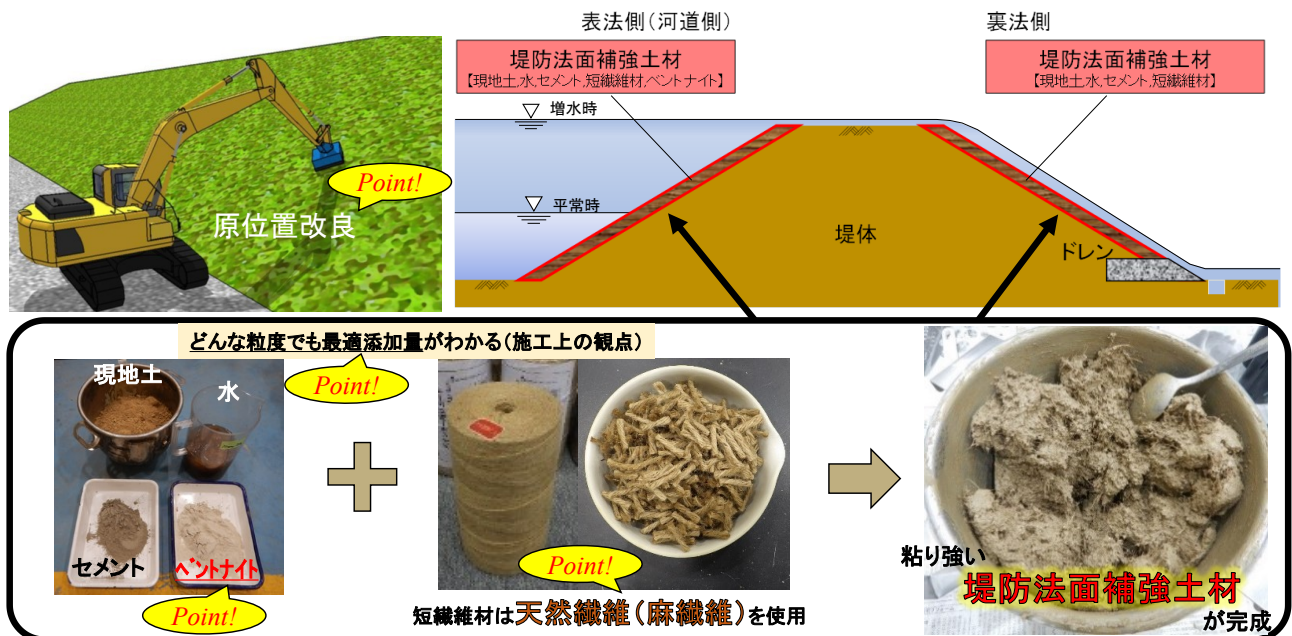


図-1 堤防法面補強土工法

Verification of deformation compatibility of reinforced soil using cement and short fiber materials for embankment slope reinforcement method

Hiroki OGUMA, Junji MIYAMOTO, Ryoya MAKINO (TOYO CONSTRUCTION CO.,LTD.)

表-1 試験ケースと結果

Case	補強土条件			実験結果			
	一軸圧縮強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )			自重による 沈下の有無	転圧の 有無	転圧後の変形 追従の有無	備考 (転圧後の状態など)
	1	2	平均				
1	576	544	560	無	有	無	変化なし：変形追従せずに片持ち梁の状態を維持
2	438	457	448	無	有	無	段差 2~3cm で直線状の亀裂が発生しせん断破壊
3	303	221	262	無	有	有	段差 3cm で部分的に亀裂発生 転圧による変形は容易, 段差 10cm でせん断破壊
4	133	153	143	無	有	有	段差 7cm で部分的に亀裂発生 転圧による変形は容易, 段差 10cm でせん断破壊

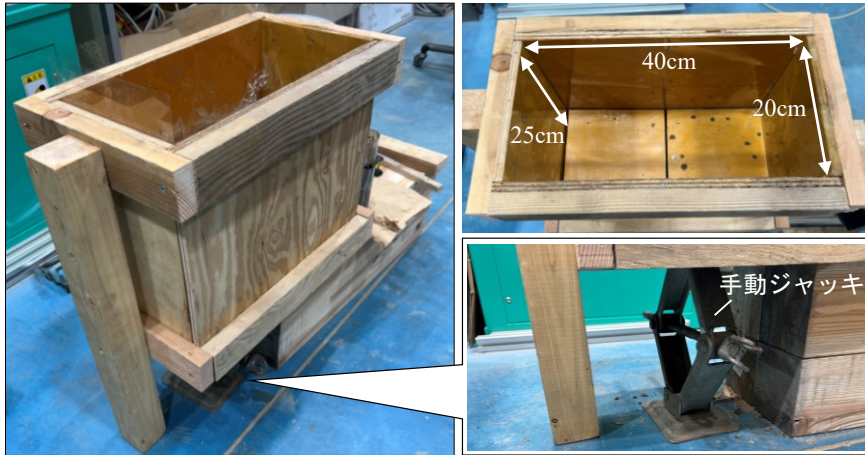


図-2 変形追従性検証のための実験装置の外観

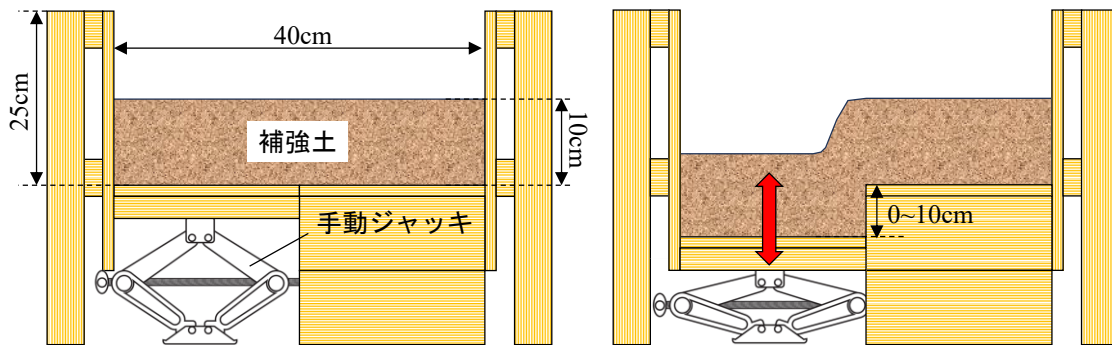


図-3 変形追従性検証のための実験装置の断面図

真砂土 (淡路島産, 密度 2.67g/cm<sup>3</sup>), セメント (普通ポルトランドセメント), 水 (密度 1.00g/cm<sup>3</sup>), 短繊維材 (麻繊維, 黄麻 100%, 長さ 15mm, 密度 1.25g/cm<sup>3</sup>) をミキサーで攪拌し, 補強土を作成した。補強土の厚さは 10cm とし, 3 層ずつ敷設して突き固めた。容器内に入れた補強土の重量から, 空気量を 0 として均一な配合を 100% とすると, 締め固め率は 95% 程度となった。補強土を容器内に作成後, 補強土をラップで覆い, 1 日気中養生を行った。養生後, 手動ジャッキによって 1~10 cm まで 1cm ずつ底版を下げて, 容器の手前の化粧合板を取り外し, 変形追従の有無を目視で確認した。補強土自重による変形追従がない場合, 再度化粧合板を容器手前に取り付けて固定し, 20×20cm の合板を補強土上から段差が生じる位置を中心に置き, ハンマーで合板をたたいて転圧することで補強土の変形追従を促した。変形追従性の有無についての判断は, 補強土厚さの半分である 5cm までの段差を補強土で満たすこと, かつ, 補強土上層や側面の亀裂による明確なせん断破壊を生じないことが, 変形追従有り と定義した。

## 2-2. 実験ケース

作成した補強土は同時に  $\phi 50 \times 100$ mm のモールド (n=2) に詰めて, ラップで覆って 1 日気中養生を行い, 翌日に土の一軸圧縮試験 (JIS A 1216) を実施した。補強土の含水比 W/S (真砂土による余剰水が発生しない最小含水比 22%) と短繊維材の添加割合 (補強土体積の 0.6%) を一定にし, 添加するセメント量を変えて補強土の一軸圧縮強度を変えて実験を行った。実験ケースを表-1 に, 応力-ひずみ曲線を図-4 に, 代表として Case3 の 1m<sup>3</sup> 当たりの配合を表-2 に示す。

表-2 Case3 の 1m<sup>3</sup> 当たりの配合

	水 W	真砂土 S <sub>dry</sub>	セメント C	短繊維材 F	合計
質量(kg)	358.7	1661.7	43.1	7.5	2071.0
密度(kg/L)	1.00	2.67	3.16	1.25	-
体積(L)	358.7	643.3	13.6	6.0	1000.0

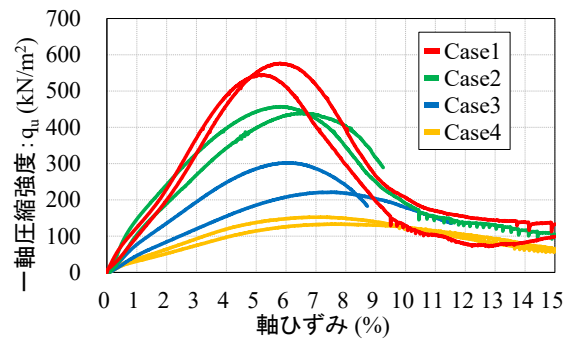


図-4 一軸圧縮試験結果 (応力-ひずみ曲線)

3. 結果・考察

結果を表-1 に示す。全てのケースで自重による沈下は生じなかったため、全ケースで段差を生じさせるたびに転圧を行った。補強土の強度約 450kN/m<sup>2</sup> 以上の Case1, 2 では変形追随せず、Case2 では段差 2~3cm で段差の直上に直線状の亀裂が発生しせん断破壊が生じた。一方で補強土の強度 262kN/m<sup>2</sup>, 143kN/m<sup>2</sup> の Case3, 4 では、補強土に部分的な亀裂が生じたものの、段差 5cm まで変形追随した。代表として Case2 の断面の様子を図-5 に、Case4 の断面の様子を図-6 に示す。Case3 は段差 3cm で、Case4 では段差 7cm で部分的な亀裂が発生したが、補強土上部を転圧することで変形追随していき、段差 10cm でせん断破壊した。すなわち本実験では、強度約 260kN/m<sup>2</sup> 以下で変形追随することが確認できた。ただし、段差 3cm という早い段階で亀裂が発生していることから転圧は重要であることに留意が必要である。



(a) 段差無し (b) 段差 2cm で亀裂の確認 (c) せん断破壊

図-5 Case2 の断面 (転圧後に亀裂, せん断破壊発生)



(a) 段差無し (b) 段差 1cm (c) 段差 2cm



(d) 段差 3cm (e) 段差 4cm (f) 段差 5cm

図-6 Case4 の断面 (転圧による変形追随性を確認)

4. まとめ

本研究では、セメント・短繊維材を真砂土に添加してミキサーで攪拌した補強土において、セメント量を変えて補強土の一軸圧縮強度を変えながら、段差を作れる装置にて変形追随性の検証実験を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 補強土の一軸圧縮強度が約 140kN/m<sup>2</sup> 以上では、補強土下部の堤体が段差のような局所的に変位が発生した場合、補強土厚さ 10cm では自重によって変形追随はしないと考えられる。
- (2) 補強土の一軸圧縮強度が約 450kN/m<sup>2</sup> 以上では、補強土下部の堤体が段差のような局所的な変位によって空洞が発生した場合、補強土の上から転圧を行うことで段差直上の補強土に直線的にひび割れが発生し、せん断破壊が生じると考えられる。
- (3) 補強土の一軸圧縮強度が約 260kN/m<sup>2</sup> 以下では、補強土下部の堤体が段差のような局所的な変位によって空洞が発生した場合、補強土の上から転圧を行うことで補強土に部分的なひび割れは発生するものの、補強土は変形追随し、堤体と補強土の一体性およびなじみを発揮すると考えられる。
- (4) 既往の研究<sup>4)</sup>において、本補強土を堤防裏法面に施した場合に 30cm の越水深で 3 時間の越水が外力として作用した場合の補強土の必要強度は約 120kN/m<sup>2</sup> 以上であることから、(3) より、補強土の変形追随性を有す強度は約 260kN/m<sup>2</sup> 以下という結果と併せると、耐越水性と変形追随性の両方の観点から、本工法で造成する補強土の一軸圧縮強度は  $q_u = 120 \sim 260 \text{ kN/m}^2$  程度の範囲であることが好ましいと考えられる (図-7 参照)。

本実験は、変形追随性検証のための簡易実験として、極めて局所的な堤体変形を模擬した検討を行った。しかし、堤体の緩やかな不陸等になじむことを目的とした場合、変形追随できる補強土の最大強度は大きくなり、補強土の適切な強度の範囲が広がる可能性があると考えられる。堤体におけるなじむ度合い、すなわち変形追随性の定義等を更に検証し、様々な堤体の変位に対する変形追随性を検証することが今後の課題である。

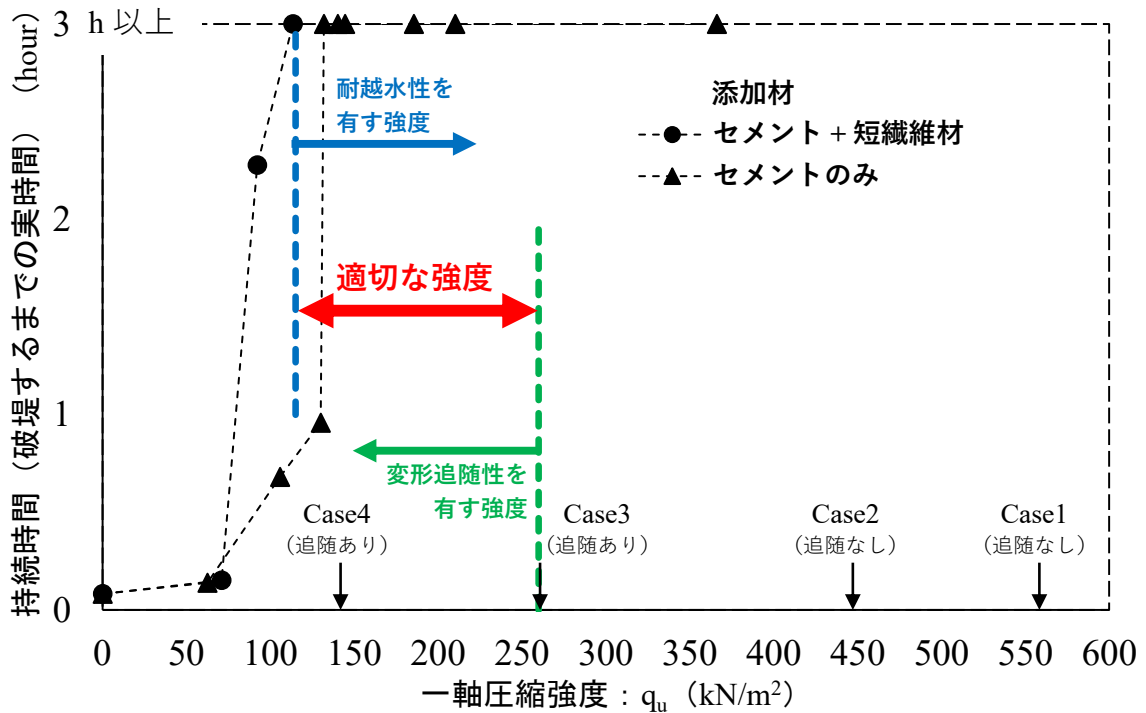


図-7 補強土の適切な強度の範囲

[参考文献]

- 1) 国土交通省：第2回河川堤防の強化に関する技術検討会資料, 2023.3.1.
- 2) 大熊広樹, ヘムラムラヴ, 山崎智弘：堤防法面補強土材の配合設計と現地適用実験, 河川技術に関するシンポジウム, 第28巻, pp79-84, 2022.6.
- 3) 大熊広樹, 山崎智弘, 大出高史：天然短繊維材を配合した改良土の強度特性, 土木学会土木建設技術発表会 2022.11
- 4) 大熊広樹, 宮本順司, 牧野凌弥, 山崎智弘：セメント・短繊維材を用いた堤防法面補強土工法の遠心力場における越水実験, 第11回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp29-32, 2024.1
- 5) 一般財団法人国土技術研究センター：越水に対して「粘り強い河川堤防に関する技術」の公募要領, p19

## 光ファイバDAS計測による河川堤防沿いの土質構造の推定

DAS 光ファイバ 微動アレイ探査

応用地質株式会社 正会員 ○小西千里

応用地質株式会社 非会員 小川 直人 鈴木晴彦 櫻井 健

防災科学技術研究所 正会員 内藤 昌平 非会員 中村 洋光 藤原 広行

## 1. はじめに

近年、光ファイバをセンサとして利用する光ファイバセンシング技術の利用が進んでおり、特にファイバの軸方向の歪を短時間で極めて高密度に計測する分布型音響センシング (DAS: Distributed Acoustic Sensing) 技術の発展が著しい。DASは重要施設や国境の警備、パイプラインの監視のための振動モニタリングに利用されているほか、道路交通量の把握、海底ケーブルを用いた稠密地震観測、火山性地震の観測などにも利用されている。さらには高速道路盛土でのヘルスマニタリング<sup>1)</sup>や崩壊斜面でのDAS計測によって地盤の物性評価を評価した例なども報告されている。

DAS計測のためには、基本的には光ファイバケーブルを埋設する必要があるが、通信用に既に埋設された光ファイバケーブルによる計測ができれば、埋設にかかる多大な労力無しに、長大な測線のDAS計測が可能となる。主要な河川では、監視カメラ等の通信用の光ファイバケーブルが堤防沿いに既に設置されており、そのうちダークファイバと呼ばれる未使用の芯線を利用できれば、数10kmにわたる堤防沿いの振動を一度に計測できる。DAS計測によって河川堤防沿いの振動計測が可能になれば、地震動の稠密な観測ができるほか、常時微動を用いた微動アレイ探査によって河川堤防沿いのS波速度構造が推定できる可能性がある。また、それらの結果を用いることによって堤防の健全性の評価や土質構造の推定、軟弱地盤の存在把握による地盤リスクの低減<sup>2)</sup>にも有用である。そこで、河川堤防の既存の光ファイバケーブルを用いたDAS計測により河川堤防沿いのS波速度構造を推定可能かどうかの実証試験を実施した。

## 2. DAS計測について

分布型音響センシング(Distributed Acoustic Sensing; DAS)は、光ファイバケーブルに入射した光パルスの後方散乱光の一種であるレイリー散乱光を用いて、光ファイバのひずみ(伸縮)を計測する技術である。光ファイバの主な材料である石英ガラスの不均質性(屈折率の不均一性)により、光ファイバのあらゆる位置で発生するレイリー散乱光は、外部からの振動で光ファイバにひずみが生じることで位相が変化する。その微小な位相変化量を計測器(インテロゲータ)で検知することで、光ファイバに加わった振動を計測することができる。また、光パルス発射時間から散乱光が戻るまでの時間を光の伝播速度を用いて距離に換算することで位置の情報が得られる。DAS計測では光ファイバ自体をセンサとして利用するため、光ファイバに沿って数10kmという長距離でかつ数m間隔という高密度でデータを取得できるという利点がある。

## 3. 現地計測

## 3. 1 計測内容

2023年11月27日~12月1日にかけて、新潟県の阿賀野川堤防左岸18.2~32.8KPおよび早出川堤防左岸・右岸の0~2.4KP(阿賀野川合流地点から太田川排水機場まで)においてDAS計測を実施した。計測器(Sintela社のONYX)は阿賀野川河川事務所内に設置し、光ファイバ成端箱から取り出したダークファイバに繋がるコネクタを計測器に接続し計測を行った。図-1にDAS計測対象とした光ファイバの位置と計測器の設置位置を示す。

DAS計測のサンプリング周波数は500Hzとし、DAS計測に重要なパラメータであるゲージ長とチャンネル間隔はどちらも6.38mに設定した。

図-2にウォーターフォールと呼ばれる記録の例を示す。縦軸を時間、横軸を計測器からの距離とした表示で、歪が大きい部分が黄色く表示されている。なお、図-2に見られる斜めの線は堤防道路を走行している自動車の動きを感知したものである。

DAS計測によって得られる結果の比較検証を目的として、早出川堤防上のDAS観測実施区間のうち、図-1に示す約0.3 km区間において地震計を用いた微動アレイ探査および表面波探査を実施し、S波速度の二次元断面を求めた。微動アレイ探査は、OYO製McSEIS-ATと固有周波数2HzのSunfull製ジオフォンを使用した。受振点を5m間隔で15箇所設置し、5箇所をオーバーラップさせる方法で、測線方向に設置場所を移動させながら、合計7回の測定を行った。各測定時間は約15分間とした。表面波探査はGeometrics製Geodeとランドストリーマーを使用した。ランドストリーマーにはジオフォンが1m間隔で24箇所設置されており、それを移動しながら2m毎にカケヤによる起振を行いデータ取得した。図-3に微動アレイ探査と表面波探査の計測状況と解析の模式図を示す。

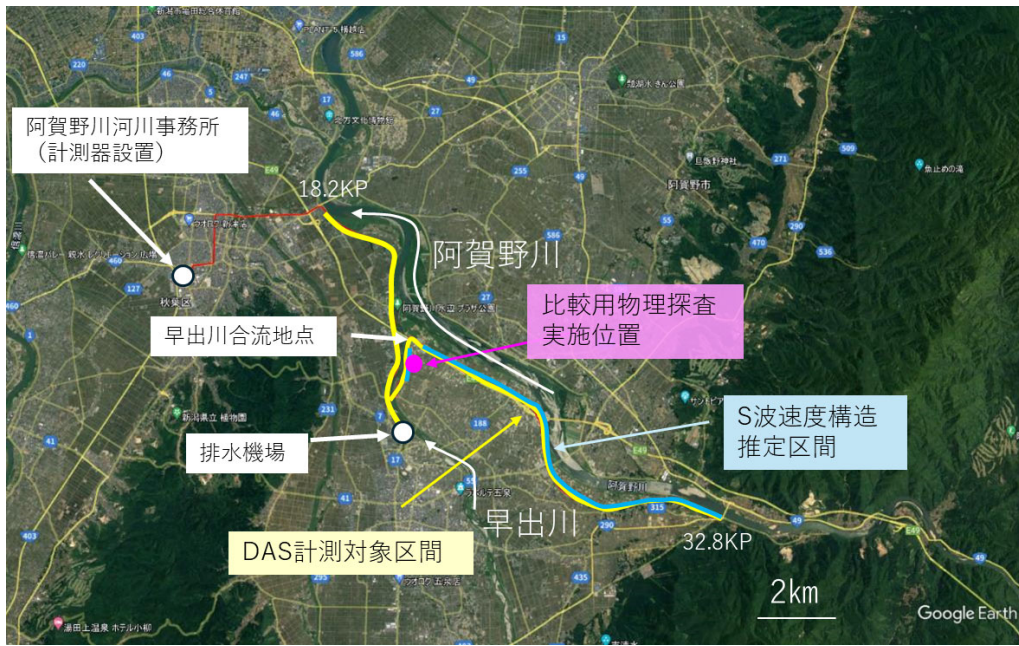


図-1 光ファイバの設置位置図

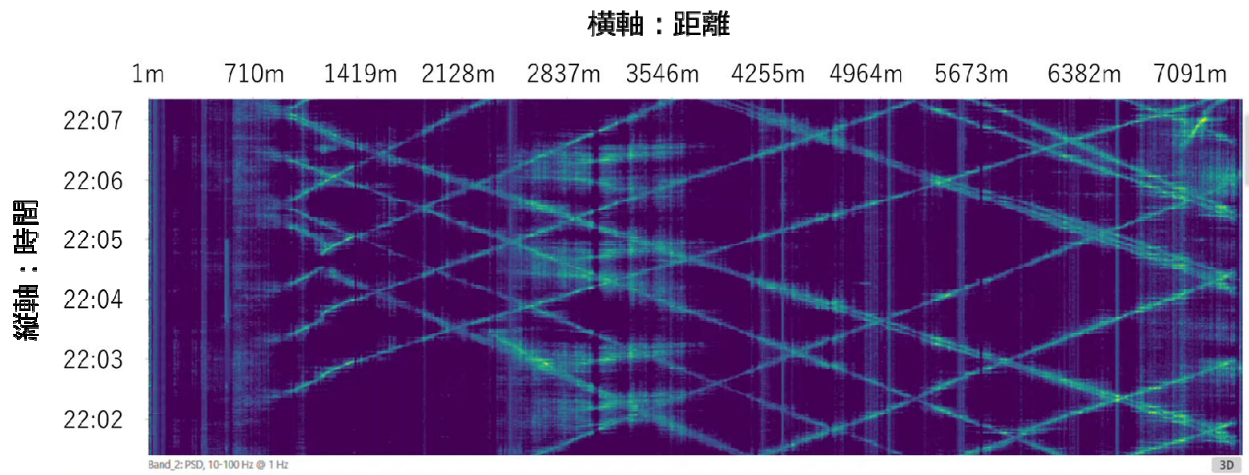


図-2 DAS計測のウォーターフォールプロットの例

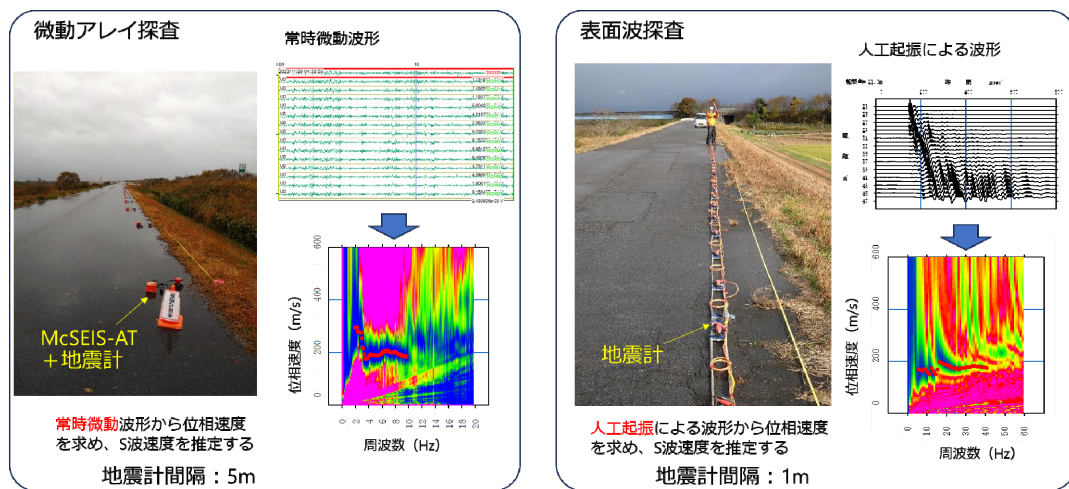


図-3 微動アレイ探査・表面波探査の計測状況および解析の模式図

3. 2 計測結果

比較検証用の物理探査実施位置を含む区間において、DAS計測によって得られた常時微動のデータを用いて、CMP-SPAC法<sup>3)</sup>による微動アレイ探査の解析を行いS波速度の二次元断面を推定した。解析に用いたDAS計測のデータは夜間の30分間のデータである。約1260 mの測定区間において20 m毎に1次元のS波速度構造を求め、それらを並べることで2次元S波速度断面とした。ジオフォンによる微動アレイ探査は約300mの区間で10m毎に、ランドストリーマーによる表面波探査は約300mの区間で2m毎に、1次元のS波速度構造を求め、それらを並べて2次元S波速度断面とした。

DAS計測とジオフォンによる微動アレイ探査、表面波探査結果を比較したものを図-4に示す。S波速度構造を求めた間隔が異なるため、DAS計測によるS波速度構造の分解能が若干悪いように見えるが、得られたS波速度はおおよそ同じ値であり、DAS計測でも地震計で計測した時と同じように地盤のS波速度を計測できることが確認できた。

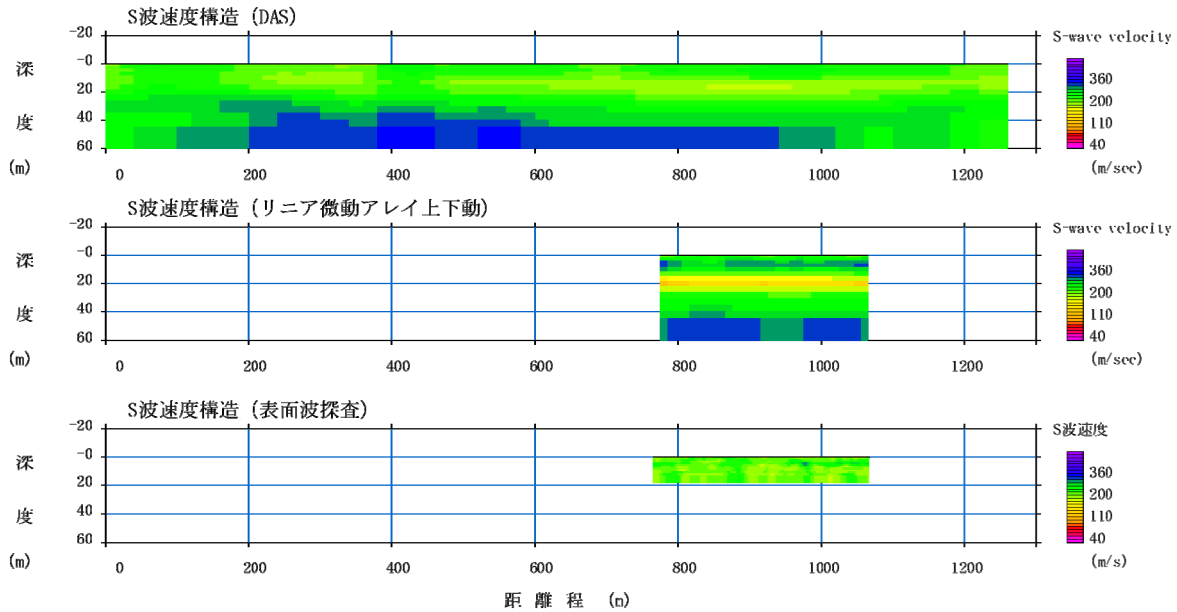


図-4 DAS計測と地震計による微動アレイ探査・表面波探査によって推定したS波速度断面の比較

上述の通り、DAS計測のデータを微動アレイ探査の解析に利用できることがわかった。そこで、計測器を設置した河川事務所から約15 km 離れた地点を始点として、図-1の青線で示した阿賀野川堤防沿いの約9kmの区間において、S波速度構造を推定した。解析に利用したデータは30分間の常時微動である。得られた深度50mまでのS波速度構造断面を図-5に鳥瞰図として示す。

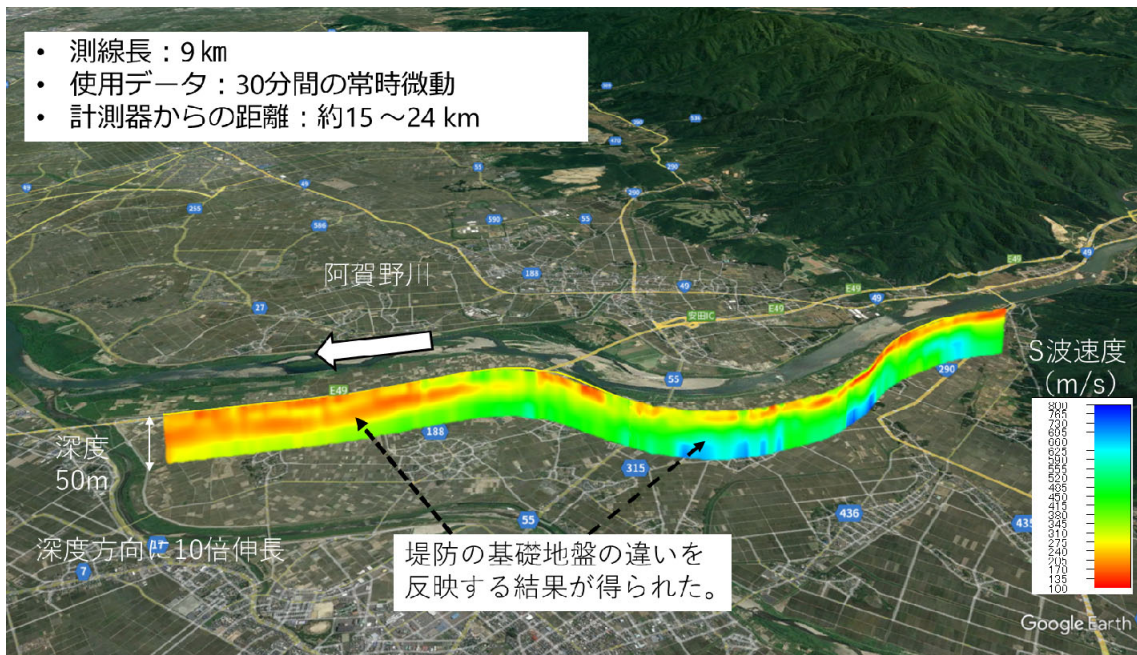


図-5 DAS計測によって推定したS波速度断面の鳥瞰図 (断面の深度は10倍に伸長)

図-5に示したS波速度構造のうち、前半と後半部分を抜き出したのが、図-6、図-7である。これらの図には、ボーリングによる土質柱状図とN値の結果が重ね書きされている。土質柱状図で水色が粘土、黄色が砂、茶色が砂礫を表し



ている。S波速度は暖色系が低い値を、寒色系が高い値を表しており、土質柱状図との対比では、粘土で低いS波速度、砂礫で高いS波速度となっていることがわかる。つまり、ボーリングデータと組みあわせることで、S波速度構造から概略的な土質構造を推定できていることがわかる。

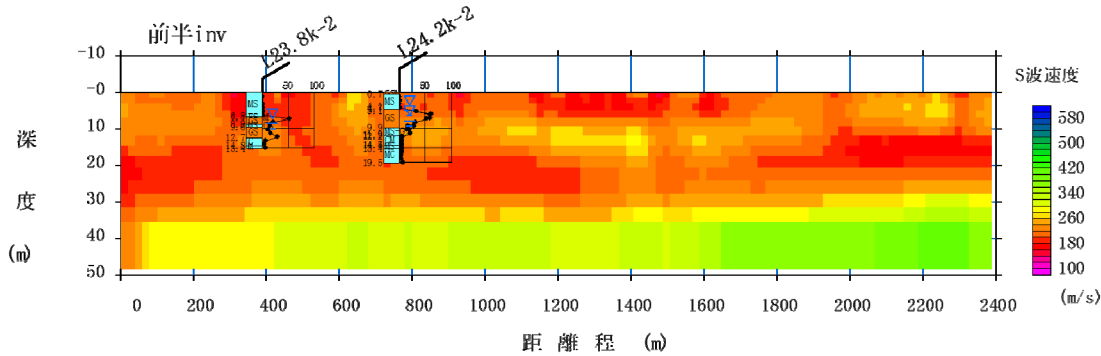


図-6 DAS計測によって推定したS波速度断面 (測線前半の2.4 km区間)

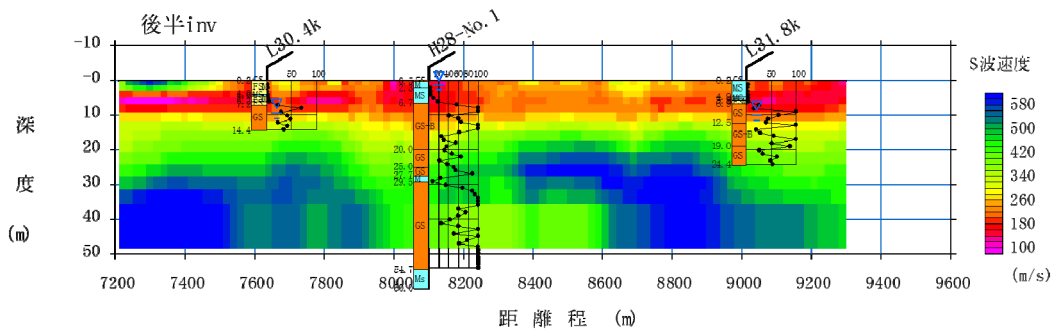


図-7 DAS計測によって推定したS波速度断面 (測線後半の1.1 km区間)

### 3. 3 考察

今回得られたS波速度構造は広域的に見れば、表層の低S波速度層が河川の上流側で薄く下流側で厚いという傾向が捉えられているが、N値の変化のように深度方向に細かい変化を捉える事はできていない。これはDAS計測というよりは物理探査そのものの薄層検出能力の限界である。

DAS計測では一旦計測器を設置してしまえば、数10 kmのデータを一度に取得でき、わずか30分間のデータから深度数10mまでのS波速度構造を推定できるのに対し、従来のように地震計を用いた計測であれば1日に計測できる距離はせいぜい1kmである。したがって、計測時間だけを考えれば、従来の数十倍の効率UPが図れることになる。ただし、堤防自体のS波速度構造を把握するためには探査深度は10m程度で十分であるが、分解能は少なくとも従来の表面波探査程度は必要と考えられる。今回のDAS計測のデータはゲージ長、チャンネル間隔ともに6.38mで取得されたものであり、高分解能の結果を得るためには、ゲージ長、チャンネル間隔とももう少し小さくする必要があると思われる。

### 4. まとめと今後の予定

河川堤防に設置されている既存の光ファイバケーブルを用いたDAS計測の実証試験を行い、常時微動を用いた解析によってS波速度構造が推定可能なことを示した。S波速度構造が推定できれば、ボーリングデータとあわせて概略的な土質構造が推定できると考えられる。この結果は基礎地盤の土質を推定し、地盤沈下や液状化の対策範囲の把握といった目的には有用といえる。しかしながら、堤防自体の管理のためには、もう少し高い分解能のS波速度構造を求めることが必要であり、ゲージ長を短くした計測が必要である。一方で、ゲージ長を短くすると高周波数部分でのデータの品質が低下することが予想されるため、高周波数部分での解析精度の向上に向けて、ゲージ長とサンプリング間隔の最適化についての検討が必要と考えている。

### 謝辞

DAS計測の現地測定にあたっては、国土交通省北陸地方整備局阿賀野川河川事務所の関係者の方々に多大なご協力をいただいた。ここに記して謝意を表します。

### 参考文献

- 1) 中島ほか (2024): 交通規制を伴わない高速道路土構造物ヘルスマニタリングへの挑戦, 土木学会論文集, Vol. 80, No.5, 23-00249.
- 2) 田中秀岳, 須崎敦史(2022) 微動アレイ探査を用いた遊水地整備における地盤リスクの抽出事例, 第10回河川堤防技術シンポジウム論文集, p.63-66.
- 3) Hayashi. et al. (2021): Common-midpoint spatial autocorrelation analysis of seismic ambient noise obtained from spatially unaliased sensor distribution, Geophysics, 86, EN51-EN62. <https://doi.org/10.1190/geo2020-0467.1>

## 堤防の耐侵食機能を低下させるオオイタドリの効果的防除を目指した多回刈り試験

堤防管理 堤防植生 オオイタドリ

(国研) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 鈴木朋子  
 (国研) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○柿沼孝治  
 北海道開発局 札幌開発建設部 非会員 村上隆志  
 (国研) 土木研究所 寒地土木研究所 非会員 布川雅典

## 1. はじめに

オオイタドリ (*Fallopia sachalinensis*) (写真-1) は、北海道、本州の中部以北に分布する在来種で、春に地面から芽を出し、著しい成長を見せて、人の背丈を超えるまでに成長する<sup>1)</sup>。河川堤防 (以下「堤防」という) に繁茂すると、視界を妨げ、天端の通行に支障をきたし、車上から堤防の変状有無を確認する河川巡視の障害になっている<sup>2)</sup>。また、本来はイネ科の植物で被覆された堤防は、耐侵食機能があるが<sup>3)</sup>、オオイタドリの根元は他の植物が衰退して裸地化し、耐侵食機能を維持できない<sup>4)</sup> (写真-2)。さらに、地中から成長して天端の舗装部分を突き破ったり、護岸ブロックを下から持ち上げたりする事象も確認されている<sup>4)</sup>。河川管理者を悩ませるのはそれだけではない。本種は再生力が高く、年に1, 2回の堤防除草でオオイタドリの防除を行うことは非常に難しい<sup>4)</sup>。

これまで、オオイタドリの防除策は長年多様な手法で取り組まれている<sup>5)</sup>。例えば、除草剤等の薬剤散布、メッシュシートの被覆、堤防法面の表土置換、複数回の刈取 (以下「多回刈り」という) である。除草剤等の使用は、河川敷における使用に制約がある<sup>6)</sup>。メッシュシートを使用する場合は、堤防法面に敷設して日光を遮断し、成長を抑制することで、敷設後の再発生を抑制できることが報告されている<sup>7)</sup>が、狭小の場所に繁茂している場合や群落が点在している場合は施工が難しい、或いは効率が悪い場合もある。また、表土置換は実際に現場で採用されており、法面にイネ科の植生が戻ることで短期的には耐侵食機能を取り戻すことができる。一方で、表土置換によってオオイタドリの地下茎を土中から完全に除去するのは難しく、残った破片から再生してしまうこともある<sup>8)</sup>。最後に多回刈りは、従前から実施されてきてはいるものの、防除に至るためのプロセスや目的が漠然としており、効果的な手法や評価の観点も明らかではなかった。

本稿では、オオイタドリの防除を目的に、その生態に着目した効果的な刈取手法を明らかにするために、国土交通省北海道開発局が管理する河川において実施したオオイタドリの多回刈り試験の結果を報告するとともに、刈取回数及び時期による防除効果について考察した。

## 2. オオイタドリ刈取試験の条件設定



写真-1 石狩川下流部の堤防に繁茂するオオイタドリ



写真-2 石狩川下流部の堤防に繁茂するオオイタドリの初冬の様子

ここではオオイタドリの生態に着目して、刈取試験の時期や範囲を検討した。

## 2.1 オオイタドリの生態

刈取による防除を検討するにあたって、オオイタドリの生態、特に成長プロセス等を理解することは重要である。オオイタドリは種子で繁殖するほかに、地下の根茎を伸長させて、ジェネット (genet)<sup>8)</sup> という同じ遺伝子を持つ群落となる。オオイタドリの地下茎である根茎や塊茎 (写真-3) には光合成で産出された養分が貯蔵され<sup>9)</sup>、翌春の発生や

成長, さらに刈り取られた後の再生にはこの養分が使用される<sup>10)</sup>.

また, 前述の表土置換等による防除の困難さにあるように, 土壤に根茎が存在すれば再生するというのは, 海外での本種に関する研究で報告されている. 在来種として国内での再生については調査されていないことから, 筆者らは, オオイタドリの根茎からの再生有無と約1ヶ月間の変化について調べた<sup>4)</sup>. 2023年6月下旬に札幌市内にある寒地土木研究所構内に自生するオオイタドリを刈り取り, その1週間後に根茎等を掘り出し, 4 cm から15 cm の5つ破片に切り分けた. 構内を流れる小河川の河岸から採取した土壤を, 19 cm×29 cm のバットに厚さ3 cm 程度に敷き均し, その上に5つの根茎破片と同時採取した1本の茎を並べ(写真-4), バット全体をビニル袋に包んで20 °C 前後の室内で保管し, 土壤表面が乾かないように水を与えながら様子を観察したところ以下の通りであった.

【7日目】14 cm の根茎から白色の根が複数出ているのが確認された(写真-5).

【13日目】上記の根茎から芽が出て, 茎の長さは4 cm となった. 同日に, 5 cm の塊茎からも2cmの茎を確認した.

【18日目】これら根茎から複数の薄色の葉の発生を確認した. この日から覆っていた袋を外し窓際に置いた.

【27日目】最初に芽を出した根茎から新たに濃い緑色の葉が出ているのを確認した.

【32日目】葉が4枚となり, 茎は6 cm となった. バットの上に置いた茎からは, 期間中は根や茎葉のいずれも確認されなかった.

以上のように, 土壤に根茎が残された場合は海外の報告と同様に, 国内においても在来種としても短期間に再生することが確認された.

## 2.2 刈取試験の条件設定

根茎再生試験で確認されたように, 根茎や塊茎といった地下茎を地中から完全に刈り除かなければ再生する. しかし, 破片まで全て回収することは現実的ではない. このため, 地中から刈り除くことよりもまず, 根茎の再生力を抑制する必要がある. オオイタドリは, 成長期に茎や葉の成長のために根茎の養分が供給される. そこで, 刈取と再生を繰り返すことで養分が消費され, 成長を抑制し, 防除することができると考えられる. 海外での研究では, 防除のためには年に4回以上の刈取を3年以上の継続することが必要とされている<sup>11), 12)</sup>.

また, オオイタドリは同じ遺伝子を持つ根茎を伸ばしてジェネットを形成する. 堤防法面のオオイタドリに何らかの防除策を試行する場合は, その効果を確認する意味で幅と延長を定めた区画の中で実施され, 隣接する法面との対比を行うものが多かった. つまり, ジェネットの一部に対する処理と評価を行っていた. しかし, クローン成長する植物は, ジェネットの一部が刈取や日射不足などの不適な環境になると, ジェネット内の他の根茎から栄養が融通され, ジェネット全体を維持させる<sup>8), 13)</sup>. 限定した範囲の



写真-3 オオイタドリの地下茎 (石狩川高水敷)



写真-4 切り分けた地下茎の破片



写真-5 根茎から発生した白色の根

成長抑制が目的の場合は, 前述のように一部を刈り取ることが有効であるが, 防除を目的とする場合には, ジェネット全体を刈り取る必要がある.

これらから, 刈取試験はジェネット全体に対し成長期に4回刈り取ること数を数年継続させることとした.

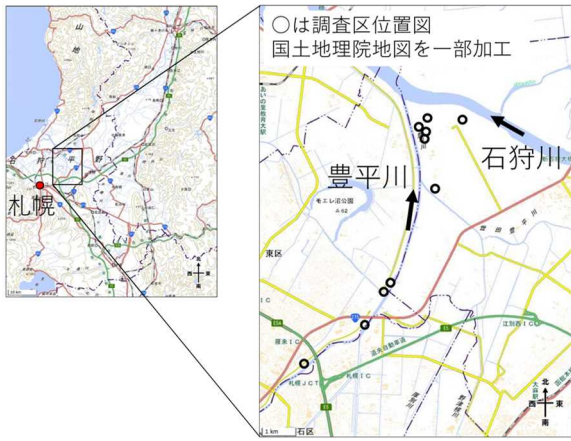


図-1 オオイタドリの多回刈り試験調査区

### 3. 刈取試験

#### 3.1 試験方法

石狩川および石狩川水系豊平川（図-1）において、2023年から各年の6月下旬から9月に試験を実施している。対照区、1回刈り区、4回刈り区の3種類の調査区を3つずつ設定し、高水敷からこれまで刈取の影響を受けていないとみられるジェネットを探し出した。刈取時期は、1回刈り区は6月下旬から7月上旬に、4回刈り区は6月下旬から8月下旬の間に4回とし、計測項目は草高、茎数とした。1年目の4回刈り区の刈取は3回のみであった。各調査区内に1 m 四方のコードラートを5つ設定し、各コードラートにおける計測値を5つのコードラートで平均し、その調査区の計測値とした。計測は、刈取前と、9月中旬に1回とした。高水敷におけるジェネットの選定は、多様な分布や大きさがあり、また隣接するジェネットも多い。複数のジェネットのように見えても、5 m 以内であれば地下部は根茎で繋がっている可能性が高いと判断し、同一のジェネットとした<sup>4)</sup>。単体の茎の場合も同様とした。

#### 3.2 試験結果

試験1年目の4回刈り区におけるコードラートの様子を図-2に示す。コードラートの枠内を真上から撮影したものである。計測1回目の刈取前は、茎の太さが目立ち、草高が高いため頂部は写真に写っていない。それ以降は、草高の伸長が抑制されており、葉が足下に広がるのが確認できる。

次に2年間の試験結果を概説する。図-3は3つずつある調査区のうち、1つの調査区を任意に選び、1年目と2年目の草高について、調査開始時（計測1回目）と9月中旬（計測5回目=4回刈り後）を比較したものである。また、図-4は茎数について同様の比較をしたものである。図-3から、1回刈り区及び4回刈り区において、1年目及び2年目ともに9月下旬に草高が抑制されているのが確認できる。さらに、4回刈り区では1年目と比較して2年目の9月中旬の草高抑制効果が大きいことも確認できる。また、図-4から、4回刈り区において、1年目の9月中旬には茎数が3倍以上増加しているのが確認できる。2年目も増加したが、3割程度で1年目よりも抑制されている。



図-2 4回刈り区における調査回ごとの記録

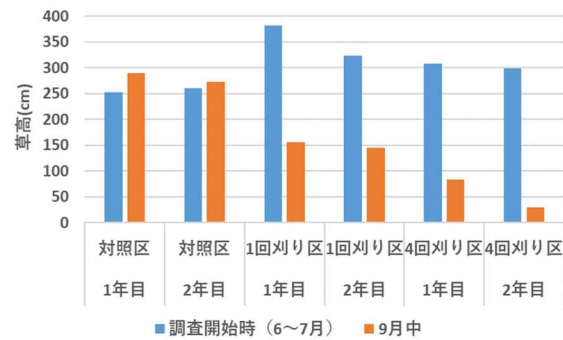


図-3 1年目と2年目の草高比較

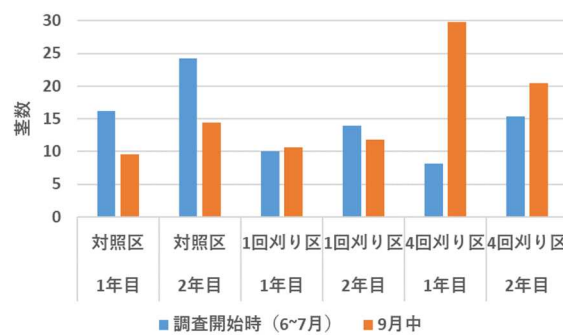


図-4 1年目と2年目の茎数比較

#### 3.3 試験結果の考察

4回刈り区の9月中旬の草高が、1年目と比較して2年目は半分に抑制されたことから、刈取を繰り返すことで根茎にある養分がより消費されたと考えられる。これにより、多回刈りを複数年行うことで毎年成長を抑制し最終的に防除につながる可能性が示唆される。

茎数については、4回刈り区の1年目の調査開始時から9月中旬にかけて3倍近くまで増加したのは、同じく1年目の対照区及び1回刈り区ではみられなかったことから、茎を刈り取るにより植物生理的性質の頂芽優勢が関係している<sup>14)</sup>ものとみられる。植物の頂端は腋芽の萌芽を抑制しているが、刈り取られることで抑制されなくなり、腋芽が成長するというものである。2年目も同様に増加してはいるが、その増加量は1年目ほどではない。これも、根茎の養分の消費が進んだことが要因と考えられる。

刈取による防除は、3年間は継続する必要があるとされており、3年目の試験結果をみて試験結果を判断としたいと考えている。

#### 4. まとめ

堤防管理上、様々な問題を引き起こしているオオイトドリを防除することが急務となっているが、地下茎に養分を持つ限り再生し続け、その破片からでも再生するため、容易に防除することはできない。その再生過程に着目し、多回刈りで再生と刈取を繰り返すことで、その根茎に蓄えた養分を消費させ、成長抑制することを目的に、成長期に4回刈り取る試験を2年間実施した結果、多回刈りを複数年行うことで成長の抑制がみられ、多回刈りによる防除の可能性が示唆された。3年目の多回刈り試験の計測結果を踏まえて、オオイトドリ防除のための技術として確立させたい。

#### 参考文献

- 1) 梅沢俊:北海道の草花,北海道新聞社,初版, p.223, 2022.
- 2) 鈴木朋子, 布川雅典, & 横山洋: 河川巡視の障害低減に資するオオイトドリの刈り取り時期の考察. 寒地土木技術研究: 国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所月報: monthly report, (854), pp.34-38,2024.
- 3) 服部敦: 5. 侵食破壊に対する評価・対策 (河川堤防). 地盤工学会誌= Geotechnical engineering magazine: 土と基礎/地盤工学会誌編集委員会 編, 62(1), 45-52,2014.
- 4) 鈴木朋子, 布川雅典, 横山洋: 河川堤防におけるオオイトドリの繁茂抑制—堤防法面の効率的な維持管理に関する試験 (第1報), 第67回 (2023年度) 北海道開発技術研究発表会, 2024.
- 5) 横山洋, 鈴木朋子, 柿沼孝治: 堤防におけるオオイトドリ防除に向けた取り組みのレビュー, 寒地土木技術研究国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所月報, 845, pp. 22-27, 2023.
- 6) 国土交通省: 農薬の使用に関する河川の維持管理について, 事務連絡, 平成二年三月十九日 <https://www.milt.go.jp/notice/noticedata/sgml/052/78000085/78000085.html> (2023. 10. 25確認)
- 7) 佐藤厚子, 林宏親: メッシュシート被覆によるオオイトドリの地下部生育抑制に関する調査, 日本緑化工学会誌, 49. 1: 165-166, 2023.
- 8) 福井眞; 荒木希和子: クローナル植物の繁殖様式と遺伝構造—固着性生活をおくる上での空間不均一性への適応—, 日本生態学会誌, 67.2: 147-159, 2017.
- 9) 根の事典編集委員会 新装版: 根の事典, 朝倉書店, 第2版, pp.201-202, 2012.
- 10) Price E. A. C. et al., ; Seasonal patterns of partitioning and remobilization of <sup>14</sup>C in the invasive rhizomatous perennial Japanese knotweed (*Fallopia japonica* (Houtt.) Ronse Decraene), Evolutionary Ecology, vol. 15, pp.347-362, 2002.
- 11) Jones, D., Bruce, G., Fowler, M., Law-Cooper, R., Graham, I., Abel, A., Street-Perrott, F. & Eastwood, D.; Optimising physiochemical control of invasive Japanese knotweed. Biological Invasions 20: 2091-2105.
- 12) Rouified, S., Cottet, M., De Battista, M., Le Lay, Y. F., Rateau, P., Rivière-Honegger, A., Piola, F.: Inefficiency of cutting stems once during the vegetative growth of *Fallopia* spp. Management of Biological Invasions, 11(3), 399-405, 2020.
- 13) Martin, F. M., Dommanget, F., Lavallée, F., & Evette, A.: Clonal growth strategies of *Reynoutria japonica* in response to light, shade, and mowing, and perspectives for management, NeoBiota, 2020.
- 14) 伊藤操子: 除草剤と植物—その 2: 地下で広がる多年生雑草が制御される仕組み. 草と緑, 10: 2-15. 2018.

# 堤体土の締固め度が破堤過程に与える影響に関する実験的研究

越流侵食 締固め度 引張破壊応力

京都大学大学院 学生会員 ○前田 拓人  
 京都大学大学院 正会員 音田 慎一郎  
 京都大学大学院 学生会員 牧川 星朗  
 京都大学大学院 正会員 肥後 陽介

## 1. はじめに

近年、豪雨による出水において河川堤防からの越流が増加しており、越水にも耐える強度を持った堤防が求められている。堤防の耐侵食性を向上させる方法として様々な方法があり、土そのものの耐侵食性を上げることもその1つである。河川土工マニュアル<sup>1)</sup>によると、現場の施工管理では締固め度 90 (%)以上を保つよう堤防の作成が求められているものの、締固め度の違いによる堤防の侵食特性の比較についてはあまり検討されていない。

そこで、本研究では、粘性土を含む 3 種類の材料に対して、締固め度を 90 (%)以上の範囲内で変化させて越流侵食実験を行い、締固め度の違いが堤防の耐侵食性に与える影響について考察した。

## 2. 水理模型実験

水路幅が 0.2 (m)のアクリル製の水平直線水路に 0.05 (m)の基礎地盤を作成し、その上に高さ 0.3 (m)、法面勾配 1:2 の堤体を作成した。堤体形状の概略を図 1 に示す。作成時には、堤体を垂直方向に 7 分割し、堤体全体が目標の締固め度になるよう、各層で必要量の土を締め固めた。その後、水路側壁に描いた堤体形状に合わせて成形した。堤体材料として濾過砂利と珪砂 1, 3, 4, 6, 8 号及び笠岡粘土を 1:1:1:1:3:5:3 の割合で均一になるように混ぜた試料(以下、材料 A)、濾過砂利と珪砂 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 号及び笠岡粘土を 1:1:1:1:1:1:1:1:1 の割合で均一になるように混ぜた試料(以下、材料 B)、濾過砂利と珪砂 1, 2, 3, 4, 5, 6 号及び笠岡粘土を 1:1:1:1:1:1:1 の割合で均一になるように混ぜた試料(以下、材料 C)をそれぞれ最適含水比に近い状態で用いた。各材料の最適含水比  $w_{opt}$  および最大乾燥密度  $d_{max}$  は材料 A :  $w_{opt} = 12.6$  (%),  $d_{max} = 1.89$  ( $g/cm^3$ ), 材料 B :  $w_{opt} = 10.3$  (%),  $d_{max} = 2.01$  ( $g/cm^3$ ), 材料 C :  $w_{opt} = 10.8$  (%),  $d_{max} = 2.01$  ( $g/cm^3$ )であった。各材料の粒径加積曲線を図 2 に示す。

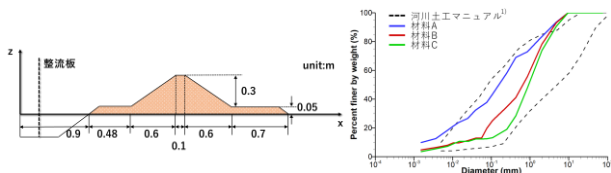


図 1 堤防模型の概略図 図 2 各材料の粒径加積曲線  
 流入流量は 3.3 (L/s)、越流水が裏法肩を超えた時点を越流開始( $t = 0$  (s))とし、堤体高が 5 (cm)低減した時点で、破堤とみなし実験終了とした。水路側面および堤内地側

に設置したビデオカメラで撮影した各実験の映像から堤体および基礎地盤の形状の時間変化の様子を読み取り、グラフ化した。最後に、本研究の実験条件を表 1 に示す。

表1 実験条件

Case	材料	含水比(%)	締固め度(%)
X-1	A	13.3	91.8
X-2	A	13.6	95.4
Y-1	B	9.7	91.5
Y-2	B	11.4	93.7
Z-1	C	11.1	90.7
Z-2	C	10.9	94.8

## 3. 実験結果

### (1) Case X-1

堤体形状の時間変化を図 3 (a)に示す。裏法尻を中心に侵食が進行し、越流開始から 697 (s)経過時に破堤した。

### (2) Case X-2

堤体形状の時間変化を図 3 (b)に示す。裏法面を階段状に侵食し、越流開始から 1088 (s)経過時に破堤した。

### (3) Case Y-1

堤体形状の時間変化を図 3 (c)に示す。裏法肩および裏法面中央を中心に侵食が進行し、越流開始から 108 (s)経過時に破堤した。ただし、堤内地側のビデオカメラの映像により、天端の片側のみが侵食されたことが確認できたため、破堤時間が過少だった可能性が考えられる。

### (4) Case Y-2

堤体形状の時間変化を図 3 (d)に示す。裏法面中央および裏法尻を中心に侵食が進行し、越流開始から 2028 (s)経過時に破堤した。

### (5) Case Z-1

堤体形状の時間変化を図 3 (e)に示す。裏法面中央および裏法尻を中心に侵食が進行し、越流開始から 180 (s)経過時に破堤した。

### (6) Case Z-2

堤体形状の時間変化を図 3 (f)に示す。裏法面を一様に侵食し、越流開始から 3900 (s)経過時に破堤した。

## 4. 考察

本研究では、各材料、各締固め度に対する引張破壊応力を調べ、それらを堤防の耐侵食性の評価に結び付けることを試みた。引張破壊応力とは、引張破壊試験機<sup>2)</sup>により、立方体の供試体に引張荷重を与え、破断した際に

生じていた応力のことである。各 Case における締固め度と引張破壊応力の関係を図 4 に示す。各材料において、締固め度が増加すると、引張破壊応力が増加することがわかる。これは、締固めにより土の構造がより強固なものになり、引張に対する強度が増加したためであると考ええる。また、細粒分の含有率が増加するほど、引張破壊応力が増加することがわかる。これは、細粒分が増加することにより、粘着力の作用が大きくなり、引張に対する強度が増加したためであると考ええる。

次に、各 Case における締固め度と破堤時間の関係を図 5 に示す。図 4 と図 5 において、赤で囲んだ締固め度 90 (%) 付近の領域の破堤時間に着目すると、CaseY-1 の破堤時間が過少だったと考えれば、引張破壊応力と破堤時間の大小関係が概ね一致していると考えられる。また、青で囲んだ締固め度 95 (%) 付近の領域では、引張破壊応力と破堤時間の大小関係が逆転していることが確認できる。このようになった要因としては、締固め度が 90 (%) 付近の領域では、締固めによる土粒子のかみ合わせ効果に対し、細粒分による粘着性のほうが土の耐侵食性効果が大きく、締固め度が 95 (%) 付近の領域では締固めによる土粒子のかみ合わせ効果が細粒分による粘着性の耐侵食性への影響を上回ったためであると考えられる。

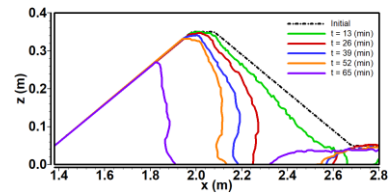
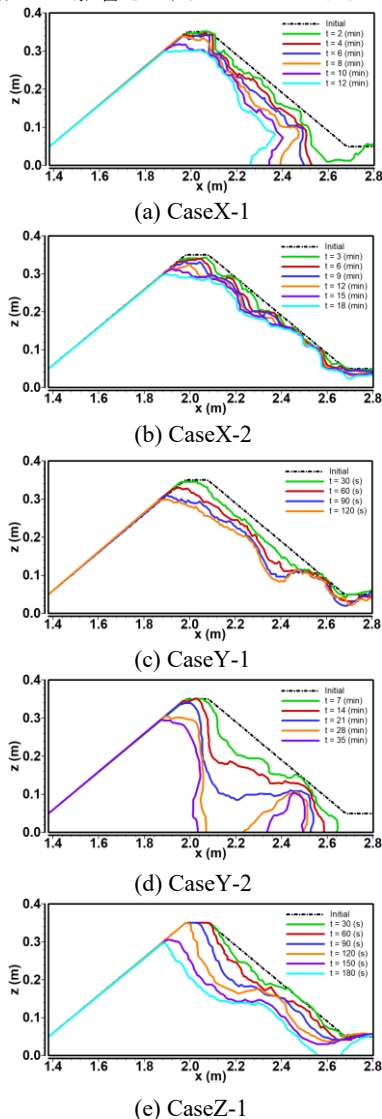


図1 各 Case の堤体形状の時間変化

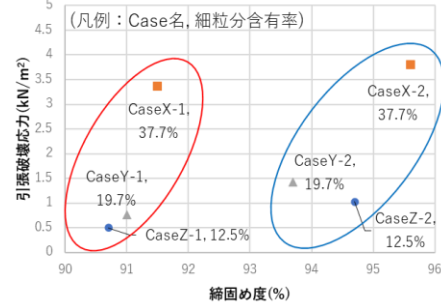


図 4 各 Case における締固め度と引張破壊応力の関係



図 5 各 Case における締固め度と破堤時間の関係

### 5. 結論と今後の課題

本研究では 3 種類の材料に対して締固め度を 90 (%) 以上の範囲内で変化させた材料を用いて越流侵食実験を行い、締固め度が破堤過程に与える影響について調べた。その結果、締固め度が 90 (%) 付近の領域では、破堤時間の大小関係と引張破壊応力との大小関係が概ね一致し、締固め度が 95 (%) 付近の領域では、その関係が逆転した。このことから、締固め度が 90 (%) 付近の領域では、引張破壊試験を行い、引張破壊応力を算出することで、堤防の強度を推定することができる可能性が示された。また、締固め度を増加させることで、細粒分が少ない土でも堤防の耐侵食性を大きく向上させることができる可能性が示された。

一方で、本研究では各 Case に対して 1 回ずつしか実験を行っておらず、再現性の確認には至っていない。そのため、同条件での実験を繰り返すことで再現性を確認し、引張破壊応力との対応関係を調べる必要がある。

#### 参考文献

- 1) 国土技術研究センター：“河川土工マニュアル”，国土技術研究センター。平成 21 年 4 月。
- 2) 宇多高明, 望月達也, 藤田光一, 平林 桂, 佐々木克也, 服部 敦, 藤井政人, 深谷涉, 平舘治. 洪水流を受けた時の多自然河岸防御工・粘性土・植生の挙動, 土木研究所資料, 第 3489 号, 1997.

## 実大堤防試験および遠心模型実験による堤防越水実験の定性的な比較・検討

粘性土堤体 実大実験 遠心模型実験

九州工業大学大学院 学生員 ○鬼丸颯人  
九州工業大学大学院 正会員 川尻峻三  
土木研究所寒地土木研究所 正会員 神原柚乃  
土木研究所寒地土木研究所 正会員 島田友典

### 1. はじめに

堤体の耐越水性能を考える上で、堤体土質が越水時の堤体侵食挙動に及ぼす影響を明らかにすることが重要である。縮尺模型実験では水量の相似則を満足できた場合であっても、土の力学特性を十分に再現できていない場合があり、このような場合には実現象の挙動解明の制約となる。これらの影響を排除するためには実大試験堤防による越水実験の実施が理想的ではあるが、費用や労力の観点からパラメトリックに条件を変えた実験を行うことは現実的ではない。本文では、土の力学的条件を縮尺模型で再現可能な遠心載荷実験を利用し、千代田実験水路<sup>1)</sup>で実施した実大試験堤防での越水実験と遠心模型実験の結果について定性的に比較・検討した結果について報告する。

### 2. 実験装置および実験条件

図-1は本研究で使用した実験土槽および実験に使用した模型堤防を示している。実験土槽は内寸で高さ300mm、幅150mm、長さ680mmである。本実験では、実スケールで堤体高さ2m、法面勾配1:2となるように縮尺比1/20の模型堤防を構築した。すなわち、模型堤防は天端幅50mm、高さ100mm、法面勾配1:2とした。また、模型堤防の基礎地盤の厚さは45mmとした。図-2に使用した堤体材料の粒度分布を、表-1に堤体および基礎地盤の作製に使用した地盤材料の物性値および実験条件を示している。図-2に示した堤体材料は十勝川中流域の土取り場から採取された土であり、液性限界 $w_L = 76.5\%$ 、塑性指数 $I_p = 29.5$ であり、塑性を有する地盤材料である。千代田実験水路における実大試験堤防は天端延長が40m、中央部での堤体高さ2.5m、法面勾配1:2である。施工は河川土工マニュアルに準拠し、施工中の合計12回の現場密度試験から得られた締固め度 $D_c$ の平均値は $D_c = 91\%$ であった。遠心模型実験では、実大試験堤防と同様の堤体材料で堤体を作製した。堤体の $D_c$ は実大試験堤防と同様程度の値を目標に $D_c = 92\%$ とし、1層20mmで所定の高さまで堤体材料を締固めて作製した。また、基礎地盤は珪砂3号を用いて作製した。

遠心模型実験では、模型の縮尺比に対応した重力加速度を遠心力によって与えることで、実大スケールにおける地盤内応力、間隙水圧、越流水の流速等を再現することができる。本実験では縮尺比1/20の模型堤防を作製しているため、遠心加速度は $20g$ とした。ここで $g$ は重力加速度である。遠心力場では地盤内の水の流速は $1/N$ 、浸透時間の相似比は $1/N^2$ となる。ここで $N$ は模型寸法比であり、本実験では $N = 20$ となる。つまり、 $20g$ 場では地盤内の水の流速は現実の20倍、浸透時間は現実の400倍で進行することになる。また、越流流速を模型実験で再現するためには、 $F_r = v / (gL)^{0.5}$ で示されるフルード数 $F_r$ を満足させる必要がある。ここに、 $v$ は流速(m/s)、 $g$ は重力加速度( $m/s^2$ )、 $L$ は代表長さ(m)である。遠心場では $g$ が $N$ 倍、 $L$ が $1/N$ 倍であるため $v$ の相似比は1となる。すなわち、遠心場における模型と実物大換算した $v$ は相似則を満足することになる。したがって、遠心場において流体として水を使った実験では流速の相似則を満足した状態となる。なお、以下に示す結果は、断りが無い限りは相似則を適用して実スケール換算したものである。

### 3. 実験結果および考察

図-3は、実大実験および遠心模型実験（以下、遠心実験）における越流水深の時間変化を示している。なお、経過時間 $t$ は越水開始時を $t = 0$ 分とした。実大実験の越流水深 $h_p$ は、表法尻位置での河川水位と天端標高の各計測値の差より算出している。実大

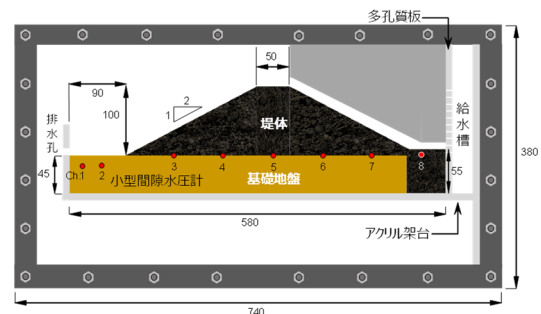


図-1 実験土層および堤体模型 (単位: mm)

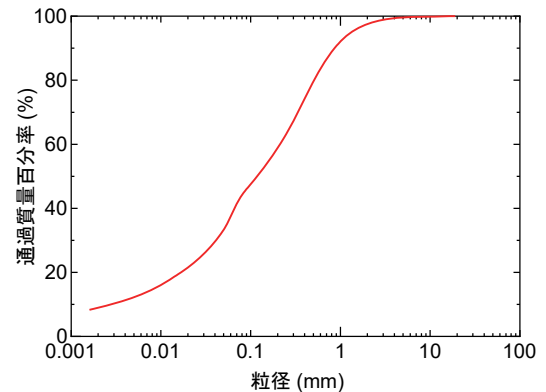


図-2 堤体材料の粒度分布

表-1 地盤材料の物性値のまとめ

地盤材料		土粒子密度 $\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ ( $g/cm^3$ )	最適含水比 $w_{opt}$ (%)	締固め度 or 相対密度 $D_c$ or $D_r$ (%)	初期含水比 $w_0$ (%)	平均粒径 $D_{50}$ (mm)
実大	堤体	2.47	1.00	49.9	$D_c = 91$	63.4	0.12
	基礎地盤	2.68	-	-	自然地盤のため未計測		
遠心	堤体	2.47	1.00	49.9	$D_c = 92$	61.8	0.12
	基礎地盤	2.71	-	-	$D_r = 90$	-	2.62



実験の  $h_p$  は  $t=120$  分程度までは  $h_p=0.33\text{m}$  であった。この  $h_p$  での堤体の侵食状況を確認するために一度、河川水位を低下させた。その後の  $h_p$  は段階的に増加させて最終的には  $h_p = 0.59\text{m}$  で堤防決壊に至った。遠心実験の越流水深  $h_m$  は川表法尻付近に設置した間隙水圧計 (図-1 の ch.8) の計測値を圧力水頭に変換し、遠心力の载荷に伴う水面形の変化量で補正し河川水位を求めて算出した。遠心実験では、給水タンクの容量と電磁弁から吐出できる最大流量に制限がある。そのため、タンク内の水がなくなり次第、遠心力の载荷を一度中断してタンクに給水したのち再び遠心力を载荷し実験を続けた。なお、給水直後から時間が経過するにつれて越流水深が減少しているが、これはタンク内の水位減少が影響していると考えられる。

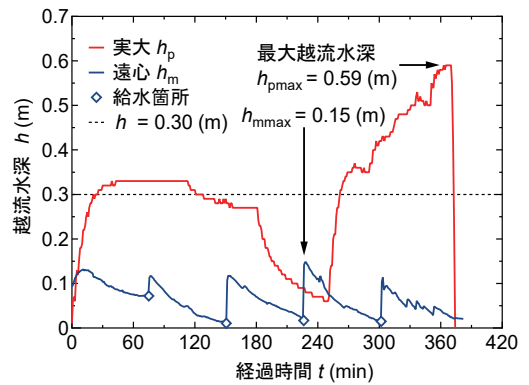


図-3 越流水深の時間変化

図-4, 5 は実大実験と遠心実験の越水中の堤体断面の時間変化をそれぞれ示している。実大実験の堤体断面の形状は、形状の変化が明瞭な時間における堤体中央断面に埋設した加速度センサーの流出箇所と流出時間から推定している。図-4 に示した実大実験結果は、越水開始から  $t=39$  分までは、堤体裏法尻付近と裏法肩付近で侵食が進んでいる。  $t=39$  分には  $h_p$  が  $0.3\text{m}$  を超えており、以降  $t=120$  分頃までほぼ一定の外力条件で実験が進行した。  $t=240$  分頃から河川水の供給量が増加し、  $h_p$  が  $0.5\text{m}$  に達する  $t=351$  分から堤体の侵食が大きく進行し  $t=371$  分には堤体断面の大部分を失い、河川水位が急激に低下した。次に図-5 の遠心実験結果を見ると、越水開始から  $t=39$  分までは裏法尻付近で侵食が進んでいる。遠心実験では実大実験より外力条件が比較的安定しているため、堤体の侵食の進行が一定の割合で進んでいる。なお、遠心実験での越水時間は約 382 分であり、実験終了時には裏法肩の侵食面は表法肩まで到達しており、天端は侵食によって完全に消失されていたが、河川水位が急激に低下することはなかった。越流水深が異なるために定量的な比較は困難であることに留意が必要であるが図-4 と図-5 を比較すると、いずれも越水初期の  $t=39$  分には天端の侵食は進行していないが、  $t=202$  分では天端の侵食が進行している。一方で、天端の侵食の進行具合に大きな差異はないが表法肩の侵食面の勾配が異なり、遠心実験では侵食が進行しており勾配も急になっている。

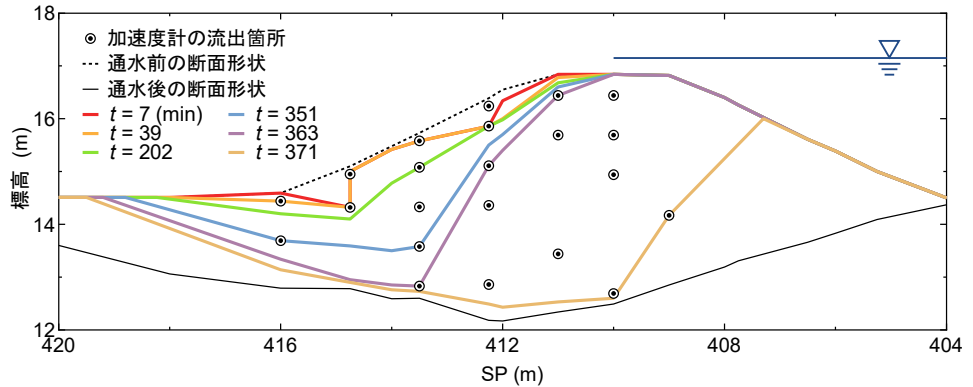


図-4 堤体断面の時間変化：実大実験

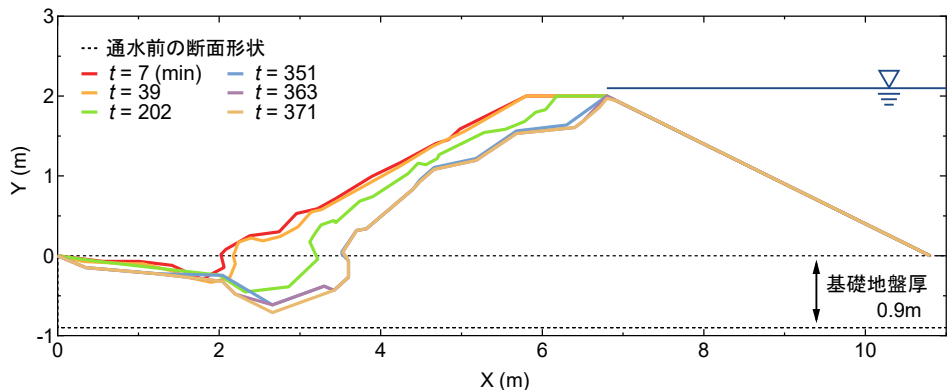


図-5 堤体断面の時間変化：遠心実験

#### 4. まとめ

本実験では、土の力学的条件を縮尺模型で再現可能な遠心载荷実験を利用し、千代田実験水路で実施した実大試験堤防での越水実験と遠心模型実験の結果について定性的に比較・検討した。塑性を有する堤体材料を使用した遠心実験では河川水位が低下するまでに 380 分以上の時間を有した。この傾向は外力条件や厳密な侵食プロセスが異なるため実大試験堤防の越水実験結果とは直接的な比較はできないものの、実大試験堤防における侵食発生から堤防決壊までの時間のオーダーは一致することを確認した。

#### 謝辞

千代田実験水路の実大実験データは、国土交通省北海道開発局より提供を受けた。また、遠心模型実験は JSPS 科研費 23H01663 の助成を受けて実施した。末筆ながら記して深甚なる謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省北海道開発局, 土木研究所寒地土木研究所: 河川堤防の越水破堤現象のうち破堤拡幅機構に関する実験報告書, 2012.

粘性土を含む河川堤防の越流侵食に関する3次元数値解析モデルの適用性について

越流侵食 粘性土

京都大学大学院 学生会員 ○南野 仁  
 京都大学大学院 正会員 音田 慎一郎  
 京都大学大学院 正会員 肥後 陽介  
 京都大学大学院 学生会員 牧川 星朗

1. はじめに

越流侵食解析については模型実験を対象とし、堤体材料には単一粒径を用いたものが多く、実物大実験かつ粘性土を含む堤体度を対象としたものは少ない。本研究では、様々な粒度分布条件下での実物大堤防における越流侵食モデルの構築を目的とする。模型実験を対象に、3次元流体解析モデルと掃流砂・浮遊砂を対象とした土砂輸送モデルを用いて堤防の堤越流侵食に関する数値解析を行い、モデルの適用性について検証する。その後複数の実物大堤防における越流侵食実験の再現計算を行い、考察を行う。

2. 異なる粒度分布条件下での越流侵食解析

(1) 数値解析手法

流れのモデルには、非定常流れの水面変動を追跡できる密度関数法と、堤体と水域、及びその境界を表現でき、堤体中の浸透流も考慮できる Porous Media 法を組み合わせた3次元流体解析モデルを用いる。土砂輸送モデルには平衡流砂モデルを適用する。掃流砂量式には Mayer-Peter and Müller 式、浮遊砂の浮上量には圧力勾配の影響を考慮して修正した板倉・岸の式を用いた。無次元限界掃流力には山口・泉の式を用いた。数値解析モデルの詳細については紙面の都合上省略する。本研究では、砂質土に加え粘性土を含む材料を取り扱うため、侵食係数  $C_e$  を両式に導入する。 $C_e$  の詳しい表式については次節で説明する。

$$q_{bs} = a_0 C_e (\tau_* - \tau_{*cr})^{\frac{3}{2}} \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right) g d^3} \quad (1)$$

$$q_{su} = K C_e \left( \alpha_s \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_s} \frac{g d}{u_*} \psi(1 - \nabla P \cdot \hat{\mathbf{k}}) - w_f \right) \quad (2)$$

$$\tau_{*cr} = \tau_{*c} (\hat{\mathbf{k}} + \nabla P) \cdot \left( \hat{\mathbf{m}} + \frac{\hat{\mathbf{s}}}{\mu_s} \right) \quad (3)$$

ここに、 $q_{bs}$  : 主流方向の掃流砂量、 $q_{su}$  : 主流方向の浮流砂量、 $\tau_*$  : 無次元掃流力、 $\tau_{*cr}$  : 無次元限界掃流力、 $\rho_s$  : 砂粒子密度、 $\rho_w$  : 水の密度、 $d$  : 河床材料の粒径、 $\mu_c$  : 河床材料の静止摩擦係数、 $\hat{\mathbf{k}}$  : 鉛直方向の単位ベクトル、 $\hat{\mathbf{m}}$  : 河床面に対して垂直方向の単位ベクトル、 $\hat{\mathbf{s}}$  : 河床面方向の単位ベクトル、 $P$  : ピエゾ水頭、 $a_0, K$  : モデル定数である。

(2) 計算条件

既往の実験<sup>2)</sup>を解析対象とした。図1に解析条件の概略図を示す。Case1は、濾過砂利、珪砂1号、3号、4号、6号、

8号、笠岡粘土を1:1:1:1:3:5:3の重量割合で混合したもの、Case2は濾過砂利、珪砂1から8号、笠岡粘土を均等な割合で混合したもの、Case3は濾過砂利、珪砂1から6号、笠岡粘土を均等な割合で混合したものである。これらの粒径加積曲線を図2に示す。

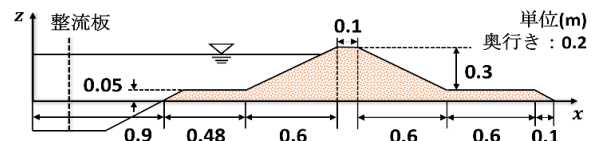


図1 水理模型実験の概略図

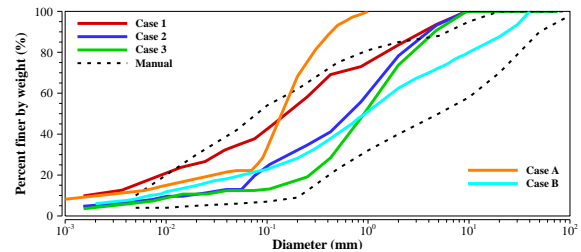


図2 堤体材料の粒度分布

(3) パラメータ  $C_e$  の同定と回帰式の検討

児玉ら<sup>3)</sup>の研究と同様に、パラメータ  $C_e$  の同定を行った。例として Case2 の計算結果と実験結果の比較を図3に示す。 $C_e = 0.005$ とした計算において再現性が高かった。今回得た3つのケースに、児玉らの4ケースの実験結果を加え図4に示す回帰式を得た。平均粒径の違いによって耐侵食性に違いが生じたことから、平均粒径ごとに2本の回帰式を作成した。赤線の回帰式 a) は  $d_{50}$  が 0.2mm から 0.5mm 程度、青線の回帰式 b) は  $d_{50}$  が 0.5mm 程度以上で整理したものである。 $C_e$  の表式については式(4)、(5)に示す。均等係数  $U_c$  と曲率係数  $U'_c$  により材料に粘性土が混在することによる侵食への粘り強さが表現されている。

$$a) C_e = 0.9512 \left( \frac{U'_c}{U_c^2 \tau_{*c}} \right)^{0.8354} \quad (4)$$

$$b) C_e = 0.2042 \left( \frac{U'_c}{U_c^2 \tau_{*c}} \right)^{1.0277}$$

$$U_c = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \quad U'_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} d_{10}} \quad (5)$$

ここに、 $d_{10}, d_{30}, d_{50}, d_{60}$  : 10, 30, 50, 60%粒径である。

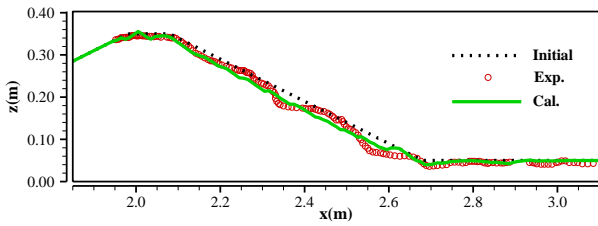


図3 Case2における実験結果と計算結果の比較

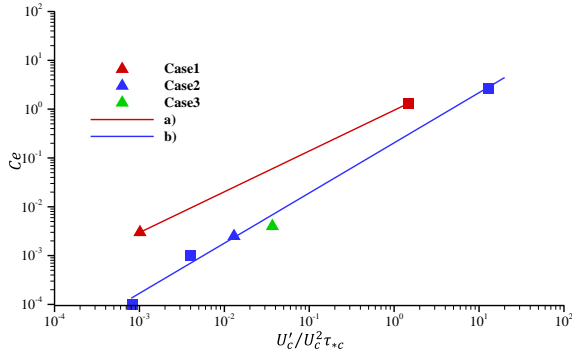


図4 回帰式

### 3. 越流侵食解析の実物大実験への適用

#### (1) 計算条件

既往の越流侵食実験<sup>4)</sup>を解析対象とした。これらを Case A, Case B とし, 図5に実験の概略図を, 図2に粒度分布を示す。Case B は天端高 1m, 法面勾配 2:1 の堤体であり, 概略図は紙面の都合上省略する。Case A は堤体土の  $d_{50}$  が 0.14mm のため回帰式 a) を使用し, Case B は  $d_{50}$  が 0.9mm のため回帰式 b) を使用する。単位幅流量は  $0.3\text{m}^2/\text{s}$  を与えた。表1に堤体土の粒度分布に関するパラメータの値を示す。

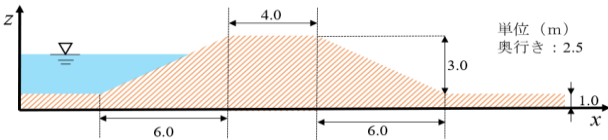


図5 実物大実験の概略図 (Case A)

表1 堤体土の緒パラメータ

	$d_{50}(\text{mm})$	$U_c$	$U'_c$	$\tau_{*c}$	$C_e$
Case A	0.14	78.2	23.6	0.086	0.0913
Case B	0.9	248.7	4.6	0.034	0.00075

#### (2) 解析結果と考察

図6に Case A の越流開始 5 分後における堤体侵食状況について実験と計算の比較を示す(Run1)。実験結果では裏法面上部と下部で大きな侵食が見られるが, 解析結果では大きな侵食は再現できなかったことに加え全体の侵食量としても少ない計算結果となった。一方で天端の侵食状況については概ね再現できている。侵食が過小に評価された原因として, 模型実験と実物大実験の締固め度の差があると考えられる。模型実験では 95% を越える締固め度に対して実物大実験の締固め度は 83% であった。今回は模型実験をもとに作成した回帰式を用いて計算したため, 侵食量が小さくなる結果になったと考えられる。そこで  $C_e$  の値を約 3 倍の 0.3 程度に調整

し計算した結果も図6に Run2 として併せて示す。裏法尻を除き, 実験結果を概ね再現する結果が得られた。Case B も同様の傾向が見られたため  $C_e$  の値を約 5 倍の 0.0038 程度に調整し計算した。堤体形状の比較を図7に示す。天端と裏法面の侵食形状は概ね一致したが, 裏法尻での洗堀は再現できなかったため今後の課題とする。

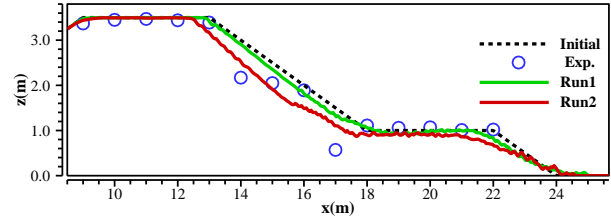


図6 越流開始 5 分後における堤体形状の比較 (Case A)

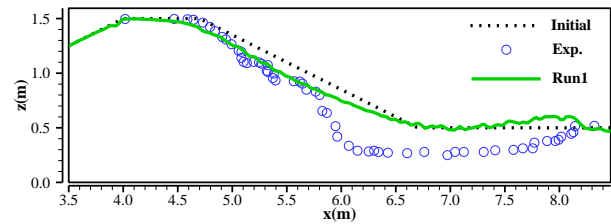


図7 越流開始 42 分後における堤体形状の比較 (Case B)

### 4. おわりに

本研究では, 模型実験の結果をもとに堤体土の粒度分布の違いを考慮した越流侵食解析モデルを構築し, 実物大堤防における越流侵食実験に適用した。模型実験と実物大実験で締固め度が異なっていたことから, 越流侵食に関する解析を行う際には締固め度を考慮することが必要である。また, 裏法尻での洗堀を再現するため, 裏法尻での土砂輸送モデルの見直しが必要である。

#### 参考文献

- 1) 音田慎一郎, 清水皓一, 山口凌大: 浮遊砂の影響を考慮した堤防の越流侵食に関する数値シミュレーション, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.77, No.2, pp.1\_703-1\_708, 2021.
- 2) 牧川星朗, 前田拓人, 南野仁, 音田慎一郎, 肥後陽介: 異なる粒度分布を有する堤防の越流侵食過程に関する実験的研究, 令和 6 年度土木学会全国大会第 79 回年次学術講演会講演概要集, II-90, 2024.
- 3) 児玉真乃介, 平野大地, 音田慎一郎, 大竹雄, 肥後陽介: 河川堤防の越流侵食解析における材料不確実性の評価手法, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.80, No.16, 23-16155, 2024.
- 4) 建設省土木研究所総合治水研究室: 越水堤防調査報告書-資料編(II)-, 土木研究所資料, 第 2081 号, 1984.
- 5) 與田敏昭: 河川堤防の越流侵食のメカニズムに関する研究, 京都大学学位論文, 2014.

## 河道横断形状および護岸範囲の相違が越水破堤現象に与える影響

破堤 低水路 高水敷

北見工業大学大学院 非会員 ○中島浩太  
 北見工業大学大学 正会員 渡邊康玄  
 土木研究所寒地土木研究所 正会員 島田友典

### 1. はじめに

台風や局所的な集中豪雨などによる出水が多発しており、洪水氾濫の中でも被害が大きくなる傾向がある、破堤による被害が全国各地で発生してきている。例えば、令和元年の台風19号による洪水では全142箇所破堤し、広い範囲で深刻な被害が発生した<sup>1)</sup>。破堤の原因は越水に起因するものが多く、国土交通省では越水した場合でも破堤しにくくする粘り強い堤防<sup>2)</sup>の整備を実施すべきとしているが、万が一、破堤した場合にも対応可能な破堤被害軽減技術の構築も重要である。被害軽減技術の検討を行うには破堤現象の理解が不可欠である。千代田実験水路を活用した越水破堤実験<sup>3)</sup>では、破堤拡幅進行過程のほか、縮尺模型実験や数値解析により川幅と河床勾配に応じた破堤拡幅現象について分類整理されてきた。

我が国において特に資産が集中している中下流部では一般に低水路と高水敷からなる複断面河道である。平成27年の関東・東北豪雨での鬼怒川の破堤では、複断面河道の高水敷が洗掘されずに残ったことで、落堀と低水路が連結されず、河道水位の低下に伴い氾濫が収束したと考えられている<sup>4)</sup>。このことを受け、島田ら<sup>5)6)</sup>は模型実験および数値解析により、破堤拡幅現象に高水敷幅の相違が破堤拡幅現象に影響を与えることを示した。しかしながら、低水護岸の有無や高水敷上の洗掘有無などが破堤被害軽減にあたる影響などは明らかとなっていない。

本報告では数値解析により河道横断形状および護岸敷設範囲の相違が破堤口拡幅現象に与える影響を明らかにすることを目的としている。

### 2. 計算概要

#### (1) 計算モデル

島田らは、破堤拡幅計算モデル「Nays2D Breach」<sup>7)</sup>を用いて河道横断形状を変えた破堤模型実験結果の再現計算を行い、種々の河道横断形状における破堤口拡幅現象を精度よく再現できることを確認している。このことから、本件においても、同様の手法を用いることとした。

#### (2) 計算条件

検討に用いる河道形状および水理量等は、既往の島田ら<sup>5),6)</sup>の検討と比較を可能となるように、**図-1**に示す島田らの検討と同じものとした。横断形状の選定にあたっては、北海道内の一級河川の基準・主要地点を参考とした。川幅および河床勾配をそれぞれ概ね中央値である200mおよび1/1000(河床材料粒径

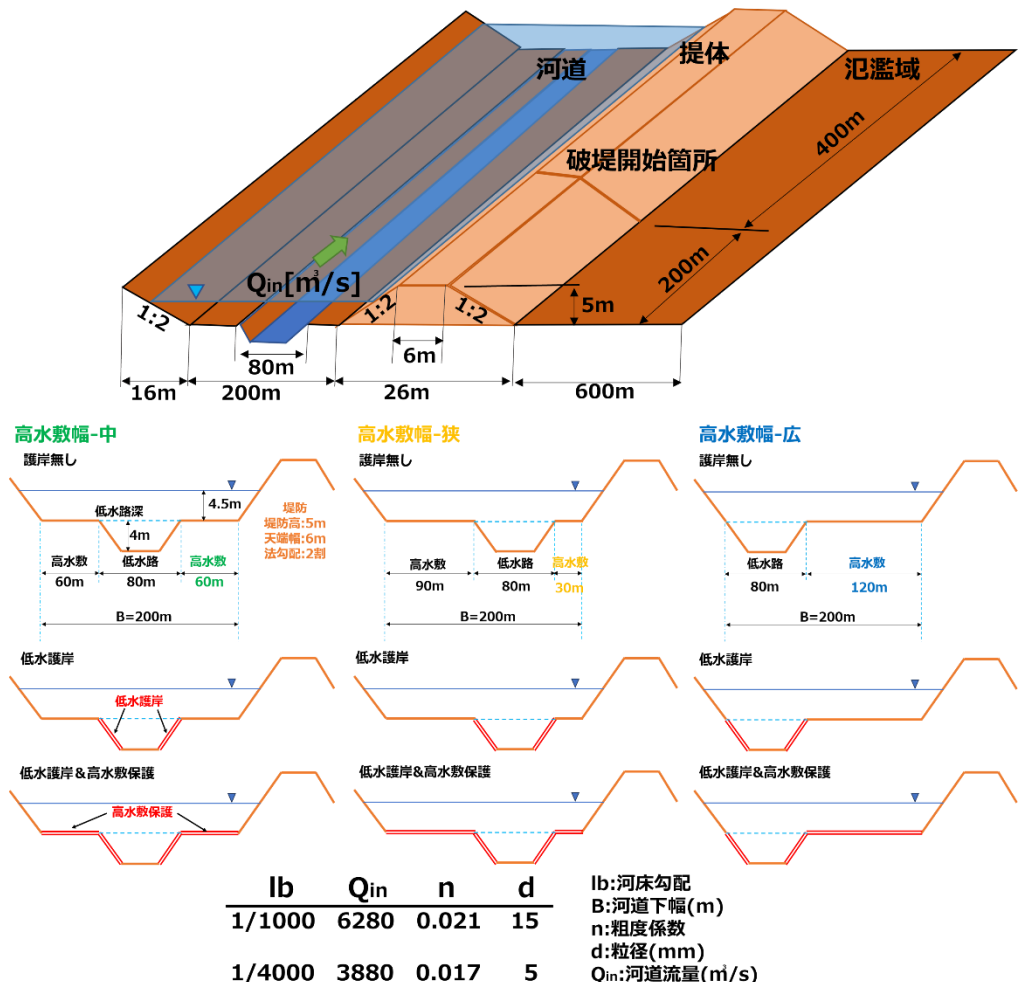


図-1 計算水路横断形状と計算ケース

15mm・粗度係数 0.021)とした。また対策目的としている中下流部は緩勾配であるため、河床勾配 1/4000(河床材料粒径 5mm・粗度係数 0.017)も検討対象とした。河道における低水路の横断方向の位置は、高水敷幅の相違が越水破堤現象に与える影響を理解するため、3ケースを設定することとした。河道の中央が低水路の中央に位置するように設定した基準ケース(破堤側の高水敷幅; 60m)、破堤側の高水敷幅が基準ケースの1/2となるケース(破堤側の高水敷幅; 30m)、破堤側の高水敷幅が基準ケースの2倍となるケース(破堤側の高水敷幅; 120m)の3ケースである。

堤体形状については北海道内の一級河川における堤体形状<sup>5),6)</sup>を参考に堤防高5m、天端幅6m、法勾配2割とし、堤体材料については河床材料と同様とした。また、破堤開始のタイミングは破堤箇所近傍の河道水深が4.5m(千代田実験水路における破堤実験では破堤のきっかけとして堤防高-0.5mに切片を設けた)で流れが安定した後、堤防の縦断方向8m区間が基盤高まで瞬時になくなるものとした。

計算における境界条件として、河道の下流端を自由流出とし、上流端から河道内で等流水深4.5mが満たされるように決定された図-1に示す流量を定常流として与えた。氾濫域については下流端と側方を自由流出とした。計算格子は2m×2m、計算時間刻みは0.05秒、計算時間は破堤開始から12時間までとした。

なお実河川では低水路の河床材料は高水敷より粒径が粗い場合が多いが、本計算モデルでは河床部のみの粒径を変えることが出来ないことや、島田ら<sup>5),6)</sup>の模型実験により低水路河床部について大きな河床低下が生じていなかったことから、ここでは低水路河床部について固定床とした。低水護岸や高水敷保護の設置については設置された場合、洗堀がされないことから固定床として設定しこれを表現した。

### 3. 計算結果および考察

#### 3.1 破堤開口幅

図-2より、高水敷幅が狭い場合、破堤開口幅が広くなる結果を示した。これは図-3の流速コンター図より、低水路の流速が高水敷上を流れる流速よりも速く、高水敷幅が狭いと分岐流線幅が高水敷幅より広いことから低水路の流速の影響を受けやすい。以上のことから、河道から氾濫域に向かう流れよりも流下方向への流れが相対的に大きいために、河道から氾濫域に向かう斜め方向の流れが生じ、この速い流れが破堤開口部下流端の堤体に作用することで、破堤幅が進行したと考えられる。また、低水護岸だけの場合に比べ、低水護岸と高水敷保護の両方を設けている場合の方が破堤開口幅が広くなる結果を示した。これは図-4の流線コンター図より、氾濫域に流れる流線は堤体下流側に集中している。高水敷が保護されることにより、破堤開口部に向かう流れが高水敷の洗堀という力の損失を生じず、そのまま堤体を削る力に伝わったためだと考えられる。

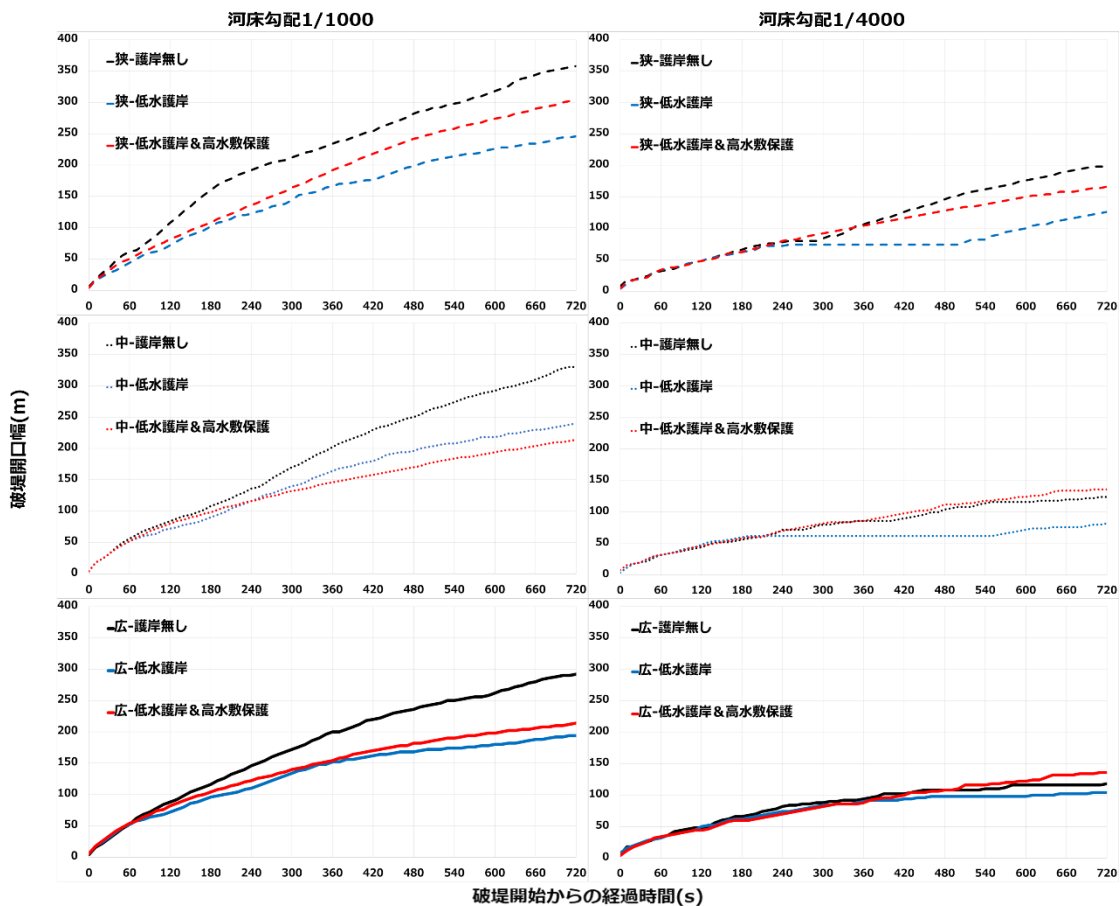


図-2 破堤開口幅の時系列変化

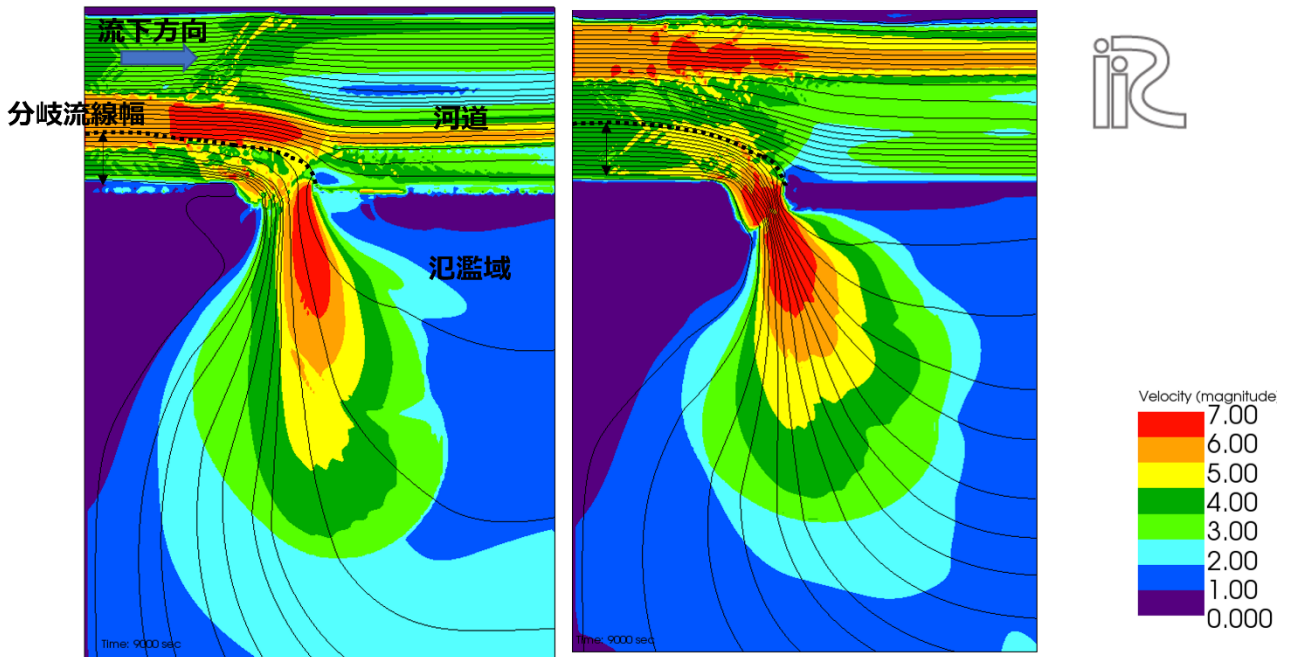


図-3 河床勾配 1/1000, 護岸無しでの破堤開始から 2 時間後の流速コンター図  
(左: 高水敷幅-狭い, 右: 高水敷幅-広い)

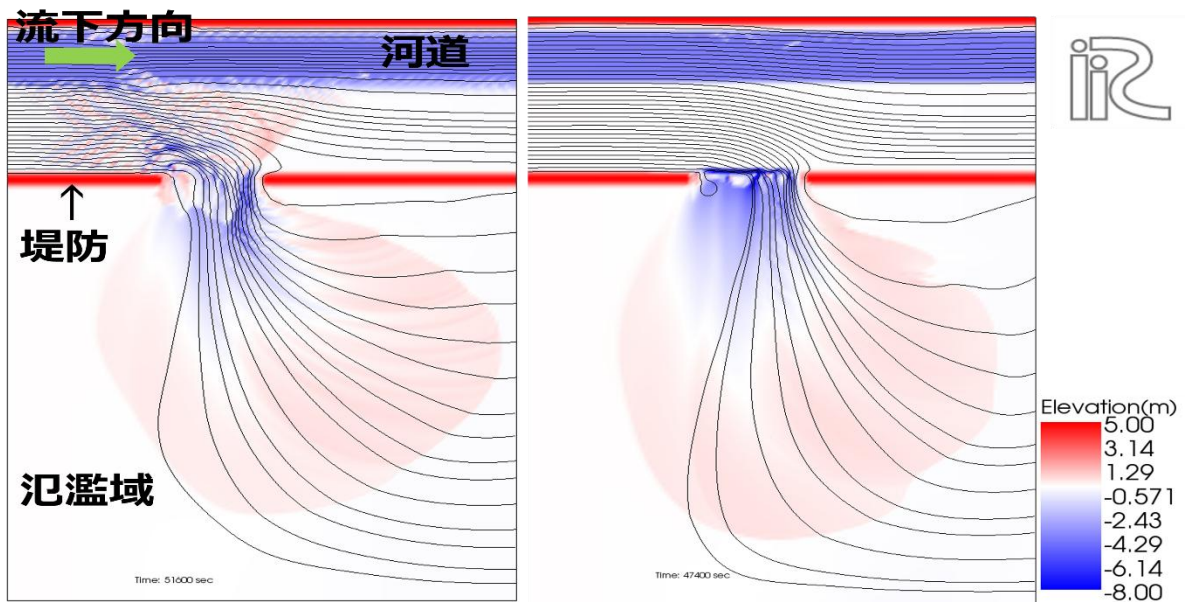


図-4 河床勾配 1/4000, 高水敷幅-広の破堤開始から 12 時間後のコンター図  
(左: 護岸無し, 右: 低水護岸と高水敷保護)

(2) 氾濫流量

図-5 より, 高水敷幅は広くなるにつれて, 氾濫流量が小さくなる結果を示した. また, 護岸範囲の相違で見ると, 低水護岸と高水敷保護の両方を設けることにより氾濫流量の増加は緩やかになり, 氾濫流量が小さくなる結果を示した. 一方で, 護岸無しや低水護岸の場合では, 氾濫流量の増減は激しくなる結果を示した. これは, 高水敷や低水路が洗掘されることで氾濫域側に向かう流れの通水断面積が大きくなり, 氾濫域側に流れる量が増えるためである. しかし, 河床勾配が緩く, 高水敷幅が広いと各護岸の有無による氾濫流量の差が小さくなる結果を示した. これは, 護岸の有無が破堤拡幅現象に与える影響よりも, 勾配の相違が大きな影響を与え, 先行研究で述べられているように, 河床勾配が急な場合は河道内を流下する流れが氾濫域に向かう流れよりも相対的に大きくなるので, 河道から氾濫域に斜め方向に入り, その速い流れが破堤開口部下流側の堤体に作用することで破堤開口幅が大きくなり, 氾濫流量が増加するからと考えている.

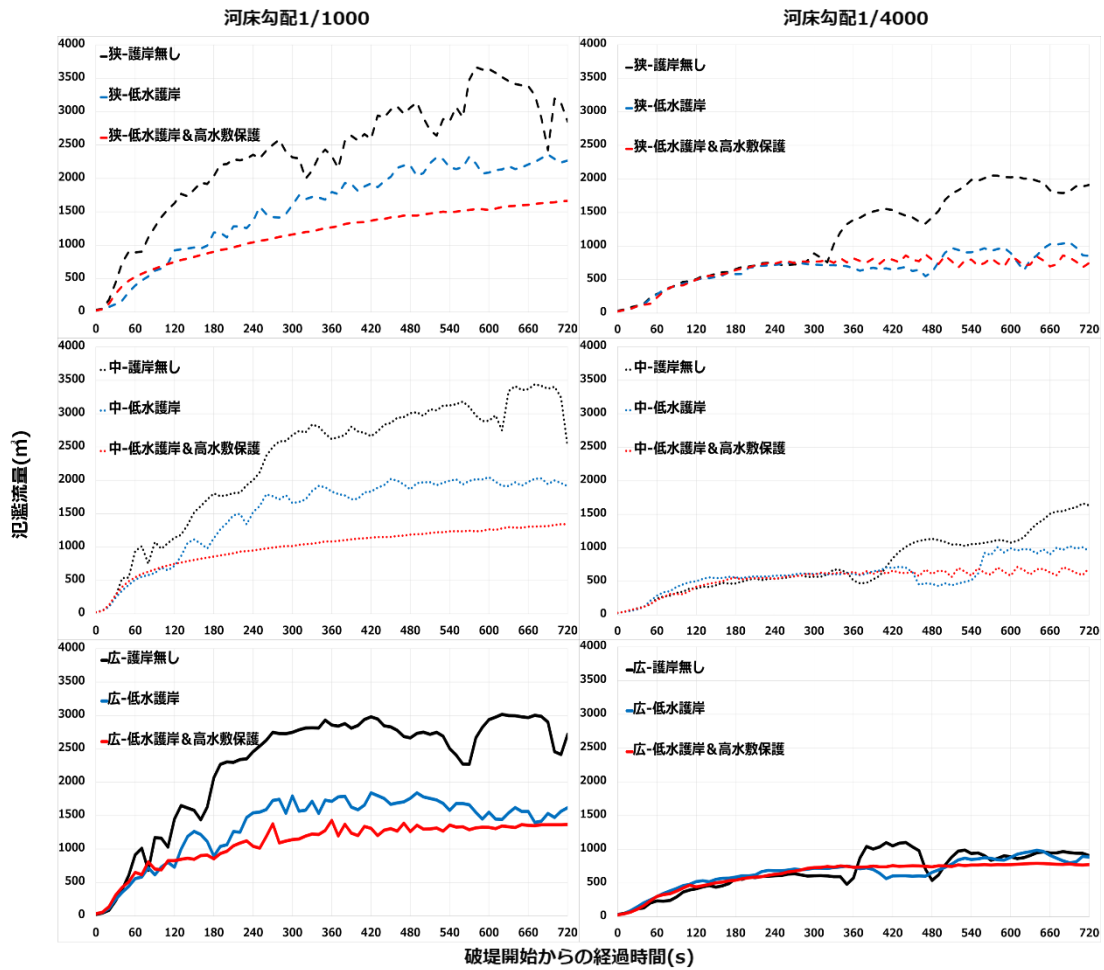


図-5 氾濫流量の時系列変化

4. まとめ

- ・高水敷幅が広くなるに従い、破堤口幅幅が抑えられ、氾濫流量が低減することを示した。
- ・低水護岸および高水護岸の設置により高水敷の洗掘を抑制することで、氾濫流量を低減できる可能性を示した。
- ・これらは例えば今後、流下能力を上げるために河道掘削を行う場合、破堤氾濫流量が大きくなる可能性がある箇所での高水敷幅の狭くするような設計は控えるべきなどにつながることも考えられる。

参考文献

- 1) 令和元年台風第19号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会：令和元年台風第19号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会報告書，2020。
- 2) 令和元年台風第19号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会：令和元年台風第19号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会報告書，2020。
- 3) 河川堤防の越水破堤現象のうち破堤拡幅過程に関する実験報告書：国土交通省北海道 開発局，土木研究所寒地土木研究所，2012。
- 4) 藤田光一：現代河川工学-基本と展開-，技報堂出版，2023。
- 5) 破堤計算ソフト(Nays2D Breach)，国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所寒地河川チーム，[https://river.ceri.go.jp/newpage/05\\_tool/tokachigawachiyoda.html](https://river.ceri.go.jp/newpage/05_tool/tokachigawachiyoda.html)
- 6) 島田友典，渡邊康玄，横山洋，米元光明：河道横断形状の相違が破堤現象に与える影響，土木学会論文集 B1(水工学)，vol.74, No.4, I\_1243-1248, 2018。
- 7) 島田友典：出水時の河道特性が破堤拡幅現象に与える影響に関する研究，北見工業大学学位論文，2019。

## 河川堤防決壊口における横越流量の算定

堤防決壊, 横越流, 越流量

北海道大学工学研究院 ○泉 典洋  
富山県土木部 徳川亜衣子

## 1. はじめに

近年, 地球規模での気候変動によって記録的な集中豪雨が増加している. 大雨によって上昇した水位が堤防を越え越水破堤に到るケースも生じている. これに対応するには破堤時の被害を最小限に抑えることが重要となるが, そのためには破堤の物理機構を明らかにする事が必要となる. 破堤の原因で最も多いのが越流破堤であり, 越流の多くは流れが破堤箇所に対して平行となる横越流である. これまでも横越流量に関する研究は数多く行われているが, 多くは後述する De Marchi の公式をベースに実験によって詳しい流量係数を導いたり [1, 2], 数値計算を行ったものであり [3], 越水の物理機構を扱ったものは少ない. そこで本研究では横越流現象を理論的に明らかにし, Froude 数および決壊口越流高, 決壊幅から横越流量を予測する手法を提案する.

## 2. 理論解析

## 2.1. De Marchi の公式

横越流に関する式として De Marchi の公式がある. これは一様な横越流区間において比エネルギーが一定であるという仮定の下得られた理論解である. 広幅矩形断面水路を考え, 決壊口を矩形と仮定して De Marchi の式が適用できるとする. 決壊区間での主流の流量および決壊区間での単位幅当たりの越流量, 水深をそれぞれ  $Q$  および  $q_w$ ,  $h$  とする. また, 決壊区間の上流端を原点として  $x$  軸をとる (図 1 参照). すると, 水面形方程式は次のようになる.

$$\frac{dh}{dx} = \frac{q_w Q / h}{h - Q^2 / h^2} = \frac{q_w Q h}{h^3 - Q^2} \quad (1)$$

ここではいずれの変数も後述する無次元化が行われている.  $q_w$  および  $Q$  は次式で表されるとする.

$$q_w = \sqrt{2(h-w)^3}, \quad Q = h\sqrt{2(E-h)} \quad (2a,b)$$

式 (1) に式 (2) を代入して積分すると次のような De Marchi の公式が導出される.

$$x = \phi(h) - \phi(h_0), \quad \phi(h) = \frac{2E-3w}{E-w} \sqrt{\frac{E-h}{h-w}} - 3 \tan^{-1} \sqrt{\frac{E-h}{h-w}} \quad (3a,b)$$

ここで  $E$  は決壊区間での全水頭 (一定と仮定),  $h_0$  は決壊区間上流端での水深,  $w$  は決壊口での越流高さである. 決壊区間最下流端 ( $x=L$ ) での水深を  $h_1$  とすると次式が成り立つ.

$$L = \phi(h_1) - \phi(h_0) \quad (4)$$

ここで  $L$  は決壊口の幅である. これまでの式では以下の無次元化が行われている.

$$\tilde{Q} = \tilde{B} \sqrt{g \tilde{H}_c^3} Q, \quad (\tilde{h}, \tilde{h}_0, \tilde{h}_1, \tilde{w}, \tilde{E}) = \tilde{H}_c (h, h_0, h_1, w, E) \quad (5a,b)$$

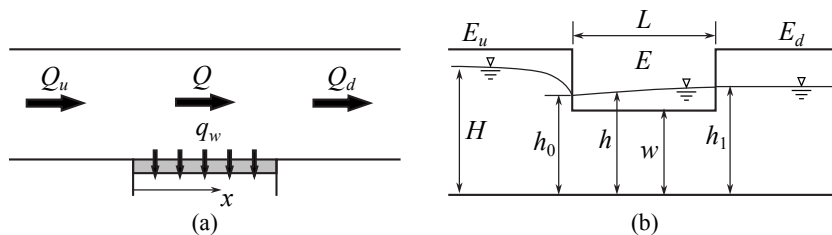


図 1 横越流の概念図. (a) 平面図, (b) 側面図.



$$\left(\tilde{x}, \tilde{L}\right) = \frac{3\tilde{B}}{2C_M}(x, L), \quad \tilde{q}_w = \frac{2}{3}C_M\sqrt{g\tilde{H}_c^3}q_w \quad (5c,d)$$

ここで  $\tilde{\cdot}$  は次元量を表し,  $g$  は重力加速度,  $\tilde{H}_c$  は決壊区間より上流の流量  $\tilde{Q}$  に対応する限界水深 ( $=\sqrt[3]{\tilde{Q}^2/(g\tilde{B}^2)}$ ),  $\tilde{B}$  は水路幅,  $C_M$  は流量係数である. 式 (3) を用いれば  $h$  を  $x$  の関数として求めることができ, 式 (2a) から  $q_w$  の  $x$  方向分布が得られる. 本研究ではこれらを用いて決壊区間より上流へ十分離れたところでの Froude 数  $F_u$  および決壊口での越流高さ  $w$ , 決壊幅  $L$  が与えられた場合の全越流量  $Q_w$  と決壊区間での水面形状  $h$  を求める.

## 2.2. 決壊区間での全越流量 $Q_w$

全越流量  $Q_w$  は  $q_w$  を  $x = 0$  から  $L$  まで積分して次のように求められる.

$$Q_w = h_0\sqrt{2(E - h_0)} - h_1\sqrt{2(E - h_1)} \quad (6)$$

式 (2b) のように決壊区間上流での流量 (これは無次元化によって 1 となる) および決壊区間下流での流量  $Q_d$  はそれぞれ決壊区間の上流端および下流端の水深を用いることで次のように書くことができる.

$$1 = h_0\sqrt{2(E - h_0)}, \quad Q_d = h_1\sqrt{2(E - h_1)} \quad (7a,b)$$

したがって式 (6) は決壊区間の上流の流量と下流の流量の差が全越流量に相当することを表している. ここで決壊区間で一定と仮定される全水頭  $E$  は下流から次のように決定される.

決壊区間から上流へ十分離れた地点での無次元流量は 1 であるので, そこでの等流水深を  $H$  とすると, マニングの等流公式から次式が成り立つ.

$$MH^{5/3} = 1, \quad M = \frac{\tilde{H}_c^{1/6}S^{1/2}}{n\sqrt{g}} \quad (8)$$

ここで  $n$  は Manning の粗度係数,  $S$  は河床勾配である. 決壊区間から十分上流での Froude 数  $F_u$  は次のようになる.

$$F_u = H^{-3/2} \quad (9)$$

上式と式 (8) より次の関係がわかる.

$$M = F_u^{10/9} \quad (10)$$

決壊区間より下流では  $Q_d$  に応じた等流が生じている. 決壊区間下流端での水深  $h_1$  は  $Q_w$  に応じた等流水深と接続することになるが, 越流区間より下流の等流が常流である場合, 等流水深に下流に向かって滑らかに接続するような水面形は存在しない. したがって  $h_1$  は  $Q_d$  に対応する下流側の等流水深に一致する. そのとき  $Q_d$  は次のように表される.

$$Q_d = Mh_1^{5/3} = F_u^{10/9}h_1^{5/3} \quad (11)$$

決壊区間下流端での比エネルギーは決壊区間で一定の全水頭  $E$  と等しいことから次のように表される.

$$E = h_1 + \frac{Q_d^2}{2h_1^2} = h_1 + \frac{1}{2}F_u^{20/9}h_1^{4/3} \quad (12)$$

式 (7a) に上式を代入して次式が得られる.

$$2h_0^2h_1 + F_u^{20/9}h_0^2h_1^{4/3} - 2h_0^3 = 1 \quad (13)$$

上式は与えられた  $F_u$  に対する  $h_0$  と  $h_1$  の間の関係を表す式である. これと式 (4) を連立させて解けば,  $F_u$  および  $w$ ,  $L$  が与えられた時の  $h_0$  および  $h_1$ ,  $Q_w$ ,  $h$  が求められる.

## 2.3. 決壊区間全域で常流である場合

ここで導入した無次元化では水深を決壊区間上流での流量に対応した限界水深で無次元化していることから, 決壊区間上流端における水深  $h_0$  が 1 以上にならなければ決壊区間の一部が射流となり, 1 以上であれば全決壊区間で常流となる (図 2(a) 参照). 式 (4) では  $h_1$  と  $h_0$  の値の差が大きければ大きいほど  $L$  も大きくなるから,  $h_0 = 1$  となるときの  $L (= L_{max})$  より大きくなると  $h_0$  は 1 より小さくなると考えられる. その条件は次式で表される.

$$L < L_{max}, \quad L_{max} = \phi(h_1) - \phi(1) \quad (14)$$

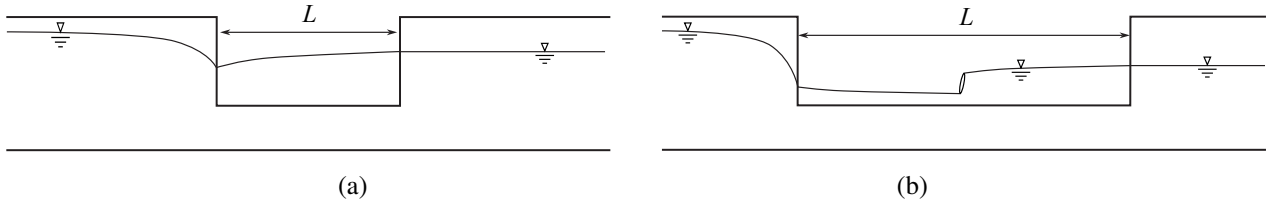


図2 決壊幅  $L$  による水面形の変化. (a)  $L$  が十分小さい場合, 全決壊区間で常流. (b)  $L$  が  $L_{max}$  より大きくなると決壊区間上流側に射流が現れ跳水が発生.

このとき, 式 (4) および (13) から  $h_0$  および  $h_1$  が導かれ,  $h_1$  を用いて全流量  $Q_w$  が次式から導かれる.

$$Q_w = 1 - F_u^{10/9} h_1^{5/3} \quad (15)$$

#### 2.4. 決壊区間で射流から常流へ遷移する場合

$L$  が  $L_{max}$  より大きくなると決壊箇所の途中で射流から常流へ遷移する点が現れ跳水が生じる (図 2(b) 参照). 跳水前後では比エネルギーは減少するため, もはや  $E$  一定の仮定は成立しない. ただし, 決壊区間上流端から跳水までと, 跳水より下流では比エネルギーが一定であると仮定できる. 決壊区間上流端で限界水深が現れるので  $h_0 = 1$  となる. そのとき決壊区間上流端から跳水箇所までの比エネルギー  $E_{ju}$  は式 (7a) より次式で表される.

$$E_{ju} = 3/2 \quad (16)$$

跳水以降の比エネルギーを  $E_{jd}$  とすると式 (12) より次式が得られる.

$$E_{jd} = h_1 + \frac{1}{2} F_u^{20/9} h_1^{4/3} \quad (17)$$

跳水が生じる前後の水深を  $h_{ju}$  および  $h_{jd}$  とすると, それらは共役水深の関係を有し, 次式の関係がある.

$$h_{jd} = \frac{1}{2} \left( -1 + \sqrt{1 + 8Q_j h_{ju}^{-3}} \right) h_{ju} \quad (18)$$

ここで  $Q_j$  は跳水地点における主流の流量であり, 式 (2b) より次式で表される.

$$Q_j = h_{ju} \sqrt{2(3/2 - h_{ju})} \quad (19)$$

また, 跳水前後で流量が保存されることから次の関係が成立する.

$$h_{ju} \sqrt{2(3/2 - h_{ju})} = h_{jd} \sqrt{2(E_{jd} - h_{jd})} \quad (20)$$

跳水の発生する位置を  $x_j$  とすると式 (3) および (4) より次式が得られる.

$$x_j = \phi_d(h_{ju}) - \phi_d(1), \quad x_j = L - (\phi_d(h_1) - \phi_d(h_{jd})) \quad (21a,b)$$

よって次の関係が成り立つ.

$$L = \phi(h_1) - \phi(h_{jd}) + \phi(h_{ju}) - \phi(1) \quad (22)$$

式 (18) に (19) を代入した式は  $h_{jd}$  および  $h_{ju}$  の関係式であり, 式 (20) に (17) を代入した式は  $h_{jd}$  および  $h_{ju}$ ,  $h_1$  の関係式となる. それらと式 (22) を連立させて解けば,  $h_{jd}$  および  $h_{ju}$ ,  $h_1$  が求められる.

### 3. 結果と考察

図 3 に式 (14) から導かれる決壊口越流高  $w$  と決壊口に射流が現れない最大決壊幅  $L_{max}$  の関係を示す. 図中の曲線より決壊幅  $L$  の小さい範囲では全決壊区間で流れは常流となり, 大きい範囲では決壊区間の上流側で射流が現れ跳水が発生する.  $w$  の増加に伴って  $L_{max}$  も大きくなるが,  $w = 1$  で  $L_{max}$  は急激に増加し,  $w > 1$  では  $L$  がどんなに大きくても射流が発生しなくなる. これは  $w$  が限界水深より大きくなるため射流が発生しなくなることを意味している.

図 4 に  $L$  の増加に伴う全越流量  $Q_w$  の変化を示す.  $w$  が 1 より大きい場合は  $Q_w$  は  $L$  の増加に伴い滑らかに増加するが,  $w$  が 1 より小さい場合,  $L$  が  $L_{max}$  より大きくなると射流が現れるため, 増加率が急に減少することがわかる. この

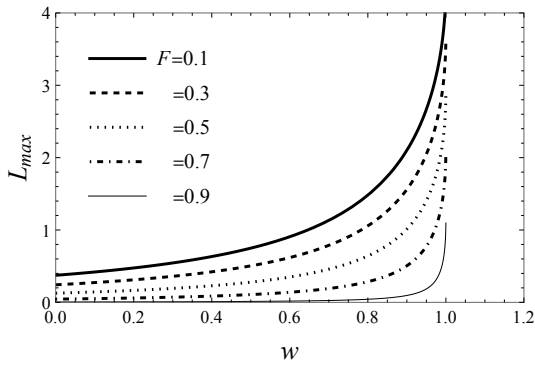


図3 決壊口に射流が現れない最大決壊幅  $L_{max}$  の決壊口越流高  $w$  による変化.

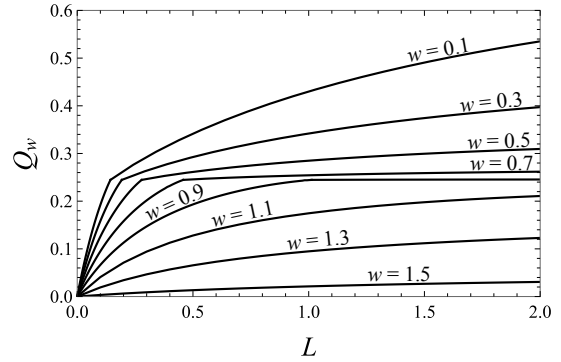


図4 決壊幅  $L$  および決壊口越流高  $w$  による全越流量  $Q_w$  の変化.  $F_u = 0.5$ .

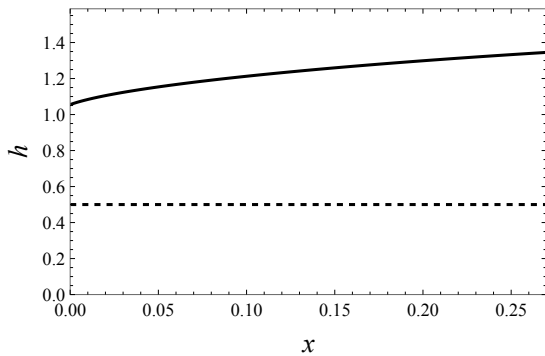


図5 全決壊区間で常流となる場合の水面形.  $F_u = 0.5$ ,  $w = 0.5$ ,  $L = 0.27$ . 実線が水面高  $h$ , 破線が決壊口越流高  $w$  を表す.

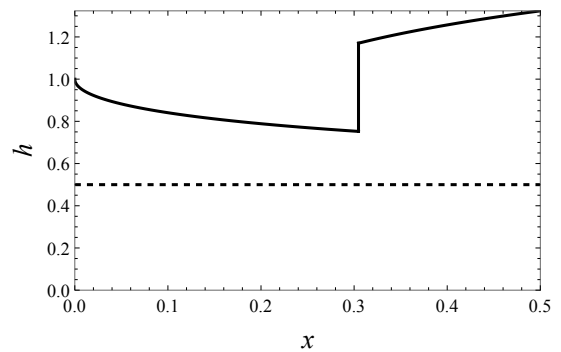


図6 決壊区間の上流側に射流が現れる場合の水面形.  $F_u = 0.5$ ,  $w = 0.5$ ,  $L = 0.5$ . 実線が水面高  $h$  破線が決壊口越流高  $w$  を表す.

増加率の変化はほぼ同じ  $Q_w$  で起きているが、これは次のように説明できる。式 (13) で  $h_0 = 1$  であるとき  $F_u$  を与えると  $h_1$  は一意に決まる。それらの値を式 (6) に代入すると  $Q_w$  も  $F_u$  のみによって決まることがわかる。全越流量  $Q_w$  は決壊口越流高  $w$  の影響を受けないため、同一の  $F_u$  に対して決壊区間に射流が現れない最大越流量も同一の値を取る。

図5に全決壊区間で常流となる場合の水面形を示す。 $F_u = 0.5$  であり、決壊幅  $L$  は  $w = 0.5$  における  $L_{max}$  より小さい  $0.27$  である。流下方向に水位が滑らかに上昇しているのがわかる。

図6に決壊区間の上流側に射流が現れる場合の水面形を示す。 $F_u = 0.5$  であり、決壊幅  $L$  は  $w = 0.5$  における  $L_{max}$  より大きい  $0.5$  である。決壊区間の上流部分では射流となっているため流下方向に水位が低下しているのがわかる。また、 $x = 0.3$  付近で跳水を起こすため水面形が不連続となっている。

#### 4. 結論

横越流に関する De Marchi の公式を用いた理論解析を行うことで、Froude 数と決壊口における越流高さ、決壊幅が与えられた場合の全越流量と水面形を求めることができた。流れが常流である場合、決壊幅が大きく決壊越流高が小さい場合、決壊区間の上流部分に射流と跳水が現れることが明らかとなった。

#### 参考文献

- [1] 中川博次, 中川修: 横越流ぜきの特性について, 京大防災研年報, 第 11 号 B, pp. 249–265, 1968.
- [2] 室田明, 福原輝幸, 鋤田義浩: 横越流堰の越流量の評価に関する研究, 土木学会論文集, 第 363 号/II-4, 1985.
- [3] 秋山壽一郎, 重松未玲, 大庭康平: 直線河道における破堤氾濫流の横越流特性と流量式の改善, 水工学論文集, 第 55 巻, pp. I.901–I.906, 2011.

## 正面越流による堤防決壊プロセスの簡易モデル

堤防, 決壊, 正面越流

北海道大学工学院 ○宇野一輝  
 北海道建設部 宮脇幸大  
 北海道大学工学研究院 泉 典洋  
 京都大学農学研究科 藤澤和謙

### 1. はじめに

近年, 局所的集中豪雨などの影響から洪水などの災害が増えている. 特に堤防決壊による被害は床下浸水や家屋の崩壊など甚大なものがある. したがって決壊時の被害を最小限に抑えることや堤防自体の安全性を高めるためにも決壊のメカニズムを解明することは非常に重要である. 本研究では決壊の要因の約 8 割を占める越水による決壊を扱う.

### 2. 越流流速

河道に流れ方向と直角に設置された堤防が決壊しているような状況を考える. 河道の幅を  $W$ , 上流からの単位幅流量を  $Q$ , 河川の水深を  $H$  とし, 決壊口の幅を  $B$ , そこでの単位幅流量を  $q$ , 越流水深を  $h$ , 堤防の高さを  $\eta$  とする. 河道内の流れと堤防上の流れの間にエネルギーの保存則が成り立つとすると限界水深  $u_c$  は次のように表される.

$$u_c = \frac{q}{h_c} = \frac{\sqrt{gh_c^3}}{h_c} = \sqrt{gh_c} = \sqrt{\frac{Q^2}{3H^2} + \frac{2}{3}g(H - \eta)} \quad (1)$$

### 3. 堤防天端の侵食と決壊口の拡幅

堤防天端の侵食量が天端上の剪断力のべき乗に比例すると仮定し, 剪断力を抵抗係数  $C_f$  で表すと次式が成り立つ.

$$E_{r1} = \begin{cases} \alpha (\tau_b - \tau_{c1})^n & \text{when } \tau_b \geq \tau_{c1} \\ 0 & \text{when } \tau_b < \tau_{c1} \end{cases}, \quad \tau_b = \rho C_f u_c^2 \quad (2a,b)$$

ここで  $\tau_{c1}$  は侵食の発生する限界剪断力,  $C_f$  は水深の弱い関数であるが問題を簡単にするために定数と仮定する.

決壊口幅の拡幅は天端上の剪断力による侵食であると仮定する. その時, 拡幅速度  $E_{r2}$  を次のように表す.

$$E_{r2} = \begin{cases} \beta (\tau_b - \tau_{c2})^m & \text{when } \tau_b \geq \tau_{c2} \\ 0 & \text{when } \tau_b < \tau_{c2} \end{cases} \quad (3)$$

ここで  $\tau_{c2}$  は決壊口側面で侵食が発生する限界剪断力である.

堤防の側面が天端幅  $L_s$ , 法勾配  $1:k$  の台形であるとする, 決壊口の側面の上底は  $L_s$ , 下底は  $L_s + 2k(H_b - \eta)$ , 高さは  $H_b - \eta$ , 幅は  $B$  であるから, 拡幅速度  $dB/dt$  によって発生する土砂が決壊口に均等に堆積するとすると堆積速度  $dD/dt$  は次のように表される.

$$\frac{dD}{dt} = \frac{(H_b - \eta)(L_s + k(H_b - \eta))}{B(L_s + 2k(H_b - \eta))} \frac{dB}{dt} \quad (4)$$

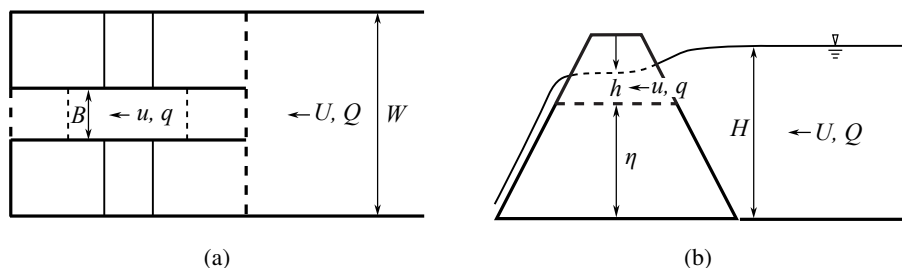


図1 決壊口の概念図. (a) 平面図, (b) 側面図.

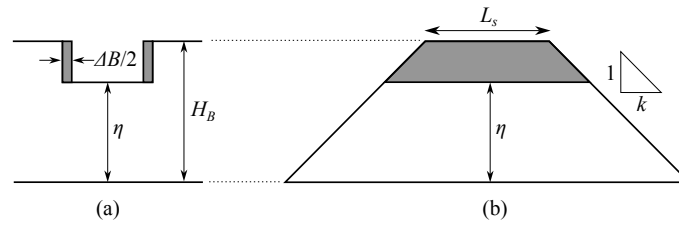


図2 決壊口の (a) 正面図, (b) 側面図.

天端の侵食と決壊口拡大による堆積の結果, 天端高さ  $\eta$  および決壊幅  $B$  の時間変化は次のように表される.

$$\frac{d\eta}{dt} = -E_{r1} + \gamma \frac{dD}{dt}, \quad \frac{\partial B}{\partial t} = E_{r2} \quad (5a,b)$$

ここで  $\gamma$  は決壊口拡幅による土砂堆積の寄与率を表し, 0 から 1 までの値を取る.

#### 4. 河川水位の時間変化

決壊口からの流出によって河川の水位も次第に低下する. 流量の保存則から次式が成り立つ.

$$\frac{dH}{dt} = \frac{1}{WL} (QW - qB) \quad (6)$$

ここで  $L$  は水路の長さであり,  $L$  が  $H$  と独立で一定と仮定している.

#### 5. 結果と考察

式 (5a,b) と (6) は  $g$  および  $Q, L$  を与えると,  $\eta$  および  $B, H$  に関する連立微分方程式となっている. これらを解いた結果が図 3(b) である. 図 3(a) の実験 [2] と比較すると決壊の進行が若干遅くなっているが, これは実験では変化が起これり始めてからの時間を取っているためである. また,  $B$  が小さくなっているのは決壊幅を水際の幅で定義しているため水位の低下に伴って見かけ上減少したものである.  $q$  が過大評価されているが, 決壊のプロセスを定性的には表現できていることがわかる.

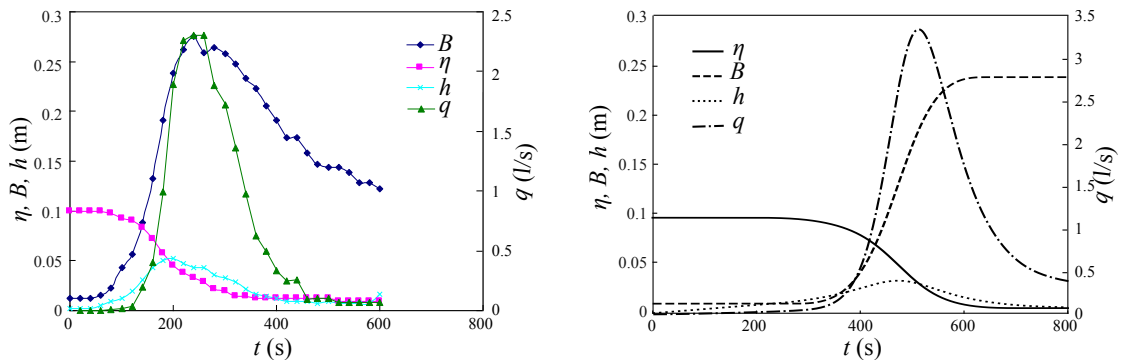


図3 (a) 堤防決壊実験 [2] と (b) 解析結果.  $\alpha = 1.5 \times 10^{-4}, \beta = 5.0 \times 10^{-4}, \gamma = 0.1, n = 1.5, m = 1.5, Q = 0.001 \text{ m}^2/\text{s}, L = 15 \text{ m}, H_B = 0.1 \text{ m}, \tau_{c1} = 0.8, \tau_{c2} = 1.2, L_s = 0.3 \text{ m}$ .

#### 6. 結論

正面越流による堤防の決壊プロセスを表現する簡易モデルを提案し, 堤防決壊プロセスを定性的に表現できることを示した.

#### 参考文献

- [1] 宮脇幸大: 越水による堤防破堤プロセス, 北海道大学卒業論文, p. 37, 2011.
- [2] 館澤清城: 河川堤防の決壊口拡大過程に関する実験的研究, 北海道大学修士論文, p. 82, 2009.

## 表面被覆型越流対策工の小型模型実験

越流 法面被覆工 模型実験

名城大学大学院 正会員 ○夏目 将嗣  
 名城大学 正会員 小高 猛司  
 名城大学 正会員 岡本 隆明  
 日本工営/名城大学 正会員 李 圭太

### 1. はじめに

令和元年台風第19号による全国142か所の堤防決壊を踏まえて、越流が発生した場合においても決壊するまでの時間を少しでも引き延ばすための構造を有した「粘り強い河川堤防」に関する技術開発が現在進められている。越流対策の代表例としては、表面被覆型と自立型<sup>例えぱり</sup>の対策工が挙げられる。すでに実務での施工例もある表面被覆型対策工は、越流水による直接的な裏法面侵食に対して一定の効果が期待されているものの被覆工を施した堤体内部における崩壊メカニズムについては不明な点が多い。また、河川堤防の基礎地盤は自然地盤であり多様な地盤条件にあるが、特に透水性の高い基礎地盤上にある河川堤防においてはパイピングの危険性が懸念される。このようなパイピングを誘発しやすい複雑な基礎地盤上にある堤体において、越流対策として表面被覆型の対策工を施した場合に堤体に発生する現象について検討を行う必要性も考えられる。

本論文では、「粘り強い河川堤防」の対策として挙げられる表面被覆型対策工を施した堤体に対して、表面被覆及び法尻保護工の長さ、ドレーン工の有無、地盤条件を変化させた2次元模型越流実験を行うことで表面被覆型対策工の耐越流性・浸透性効果について検討を行った。なお、以下に示すCase1~5については、岡本らの研究<sup>2)</sup>を参照されたい。

### 2. 実験概要

模型の諸元を図1、実験Caseを表1に示す。Case1からCase6においては、すべての地盤材料に三河珪砂8号砂(間隙比 $e=1.06$ 、透水係数 $k=3.98 \times 10^{-5} \text{m/s}$ )を用いている。Case7からCase10の複層構造の基礎地盤を有する堤体における越流実験では、小高らの研究<sup>3)</sup>を参考として、高透水性基礎地盤である領域Iには、三河珪砂3号砂( $e=0.95$ 、 $k=2.67 \times 10^{-3} \text{m/s}$ )、被覆土層である領域II、堤体である領域IIIには、三河珪砂8号砂( $e=1.06$ 、 $k=3.98 \times 10^{-5} \text{m/s}$ )を用いた。被覆材にはアクリル板を用い、土槽との側面境界部から越流水が流入しないようにアクリル板の両側に止水ゴムを張り、実験装置の壁面同士で挟み込むように固定して実験を行った。また、ドレーン工には、複層地盤の領域Iと同様に三河珪砂3号砂( $e=0.95$ 、 $k=2.67 \times 10^{-3} \text{m/s}$ )を用いて縦50mm、横200mmのスケールで堤体法尻部に設置した。

実験手順は、まず、基礎地盤と堤体の材料である三河珪砂8号砂を含水比4%に調整した後、所定の間隙比になるよう丁寧に締め固めを行い、模型地盤を作製し、その後、アクリル板を天端・裏法面・法尻部にそれぞれ設置する。次に、給水槽の水位を水槽底面から250mm(堤体高さ5割)、排水槽の水位を100mmで保ちながら100分間給水を続け、堤体材料を浸潤させた。その後、給水槽の水位を一気に上昇させ、越流水深10mmになるように水位を保ち、越流に伴う堤体挙動の観察を行った。堤体の変状が見られなくなるまで最大で90分間越流させ続けて実験を行った。

表1 実験ケース

Case	地盤条件	天端・法面	法尻保護工の長さ $L_1(\text{cm})$ , $L_1/h$	ドレーン工	$t$ [s]	$t$ [実スケール換算 [h]]	
1	単層	被覆無し	0	無	20	0.03	
2			0		760	1.16	
3			5		1730	2.63	
4			10		2480	3.77	
5			15		5400	8.22	
6			0		有	5400	8.22
7	複層	被覆有り	0	無	35	0.05	
8			15		268	0.41	
9			0		有	5400	8.22
10			15		有	5400	8.22

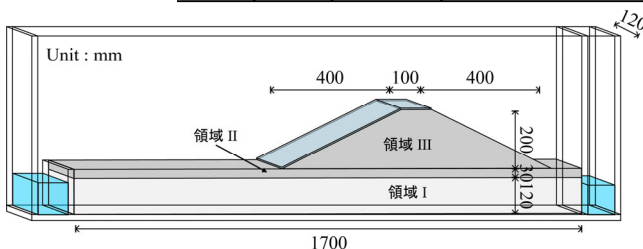


図1 模型諸元

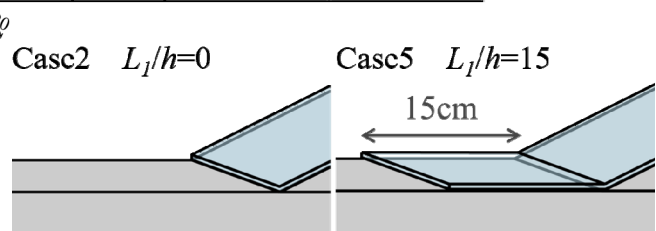


図2 法尻保護工設置長さ

### 3. 実験結果

本論文の紙面では、Case2, Case5, Case6, Case7, Case8の実験結果について示す。

単層地盤における表面被覆工及び法尻保護工、ドレーン工の耐越流性・浸透性効果の検証を行うために Case2, Case5, Case6 の実験を行った。図3に堤防の侵食過程を示す。天端・裏法面のみ被覆工を施した Case2 では、越流水が法尻部に到達すると、堤体法尻よりも川裏側の基礎地盤が侵食される。その後も川裏側へ向かって基礎地盤の侵食が進行していくが、ある時点を境に堤体材料が川裏側へ吸い出され始め、裏法面被覆材に沿って川表側への内部侵食 (backward erosion) が進行する。この内部侵食が透水性に大きなギャップのある堤体と被覆材との境界に沿って進行し、被覆材に沿って生じた水みちが連通することで越流開始から 760s で決壊へと至った。法尻保護工 15cm を設置した Case5 では、越流による基礎地盤の洗堀は見られるものの、Case2 のような内部侵食による堤体材料の吸出しは生じず、越流開始から 5400s 後も堤体の変状は見られなかった。この結果より、法尻保護工を設置することで崩壊のトリガーとなる吸出しによる内部侵食を抑制し、決壊までの時間を引き延ばすことができた。また、Case5 では、越流過程において川表面面に蛍光染料を注入し、堤体内の浸潤線を可視化しており、5400s 時点で浸潤線が裏法面被覆工の下まで進行していることがわかる。最大 90 分とした越流時間内では Case5 は決壊に至らなかったが、さらに長時間越流させ続けた場合には、被覆工と堤体間で水みちが生じて Case2 と同様に決壊に至る可能性は否定できない。天端・裏法面被覆に加え堤体法尻部にドレーン工を併設した Case6 では、越流直後、基礎地盤が大きく洗堀され、堤体材料の一部が川裏側へ吸い出されるが、その後はほとんど堤体の変状は見られず、越流開始から 5400s 後も決壊には至らなかった。Case6 では、堤体法尻部にドレーン工を設置することで堤体内の浸潤線が低下しており、裏法面被覆工に達する前にドレーン工に集水されていることがわかる。ドレーン工を設置することで崩壊のトリガーとなる被覆工と堤体との境界における水みちの形成を抑制することが決壊へと至らなかった要因であると考えられる。

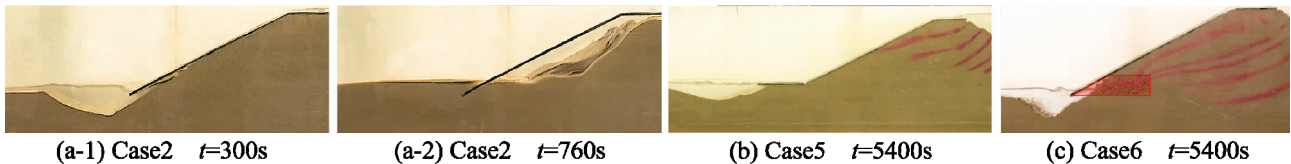


図3 越流侵食過程(a) Case2, (b) Case5, (c) Case6

Case6 までの実験を踏まえ、複層基礎地盤における表面被覆工及び法尻保護工による効果の検証を行うために Case7, Case8 の実験を行った。図4に Case7, Case8 の侵食過程を示す。天端・裏法面に被覆工を施した Case7 では、越流開始直後、基礎地盤の洗堀に加え、基礎地盤から多量の浸透水が供給されることにより堤体への侵食が進行し越流開始から 35s で決壊へと至った。法尻保護工 15cm を設置した Case8 では、Case7 と同様に高透水性基礎地盤に起因する内部侵食により堤体が侵食され、堤体材料が川裏側へ吸い出され、堤体と被覆工間の水みちが進行することで越流開始から 268s で決壊へと至った。複層地盤上の堤体では、水位の上昇に伴い堤体法尻部に高い動水勾配が作用し、地層境界で高透水性基礎地盤に起因する内部侵食により堤体が侵食されることで単層地盤上の堤体において表面被覆型の対策工を施したケースよりも短い時間で決壊へと至ったと考えられる。一方、小高らの研究で浸透に対する高い効果を示した基盤排水工を併用した Case9 と 10 では、法尻保護工の設置の有無に関係なく、越流によって決壊に至らないことが示された。

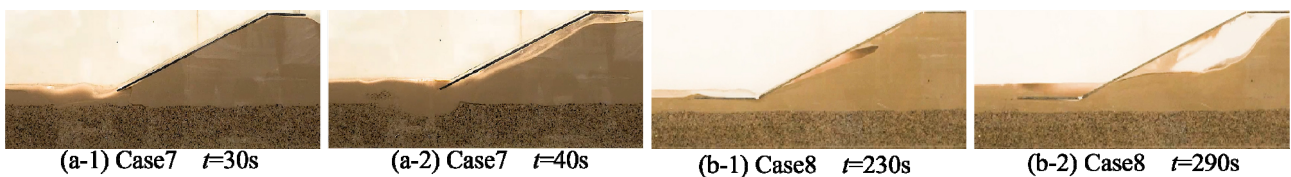


図4 越流侵食過程(a) Case7, (b) Case8

### 4. おわりに

本論文では、被覆工及び法尻保護工の設置、ドレーン工の有無、地盤条件などを変化させ、表面被覆型対策工を施した堤体における 2 次元模型越流実験を実施することで表面被覆型対策工の効果の検討を行った。法尻保護工の長さ確保することや堤体法尻部にドレーン工を併設することで決壊のトリガーとなる堤体法尻部への吸出しによる内部侵食を抑制できることを示した。一方、高透水性基礎地盤上の堤防においては、越流対策としての表面被覆工だけでなく、基盤排水工の併用が重要であることが示された。

### 参考文献

- 1) 持田祐輔, 山崎弘芳, 妙中真治, 藤澤和謙, 高橋章浩: 越水による河川堤防の決壊に対する鋼矢板補強構造の抵抗機構に関する実験的研究, 第9回河川堤防技術シンポジウム論文集, Vol.9, pp. 89-92, 2021.
- 2) 岡本隆明, 夏目将嗣, 小高猛司, 李圭太, 松本知将, 山上路生: 堤防法尻侵食に伴う越流水の流れ構造の変化と法尻保護工の効果に関する実験的研究, 土木学会論文集 特集号 (水工学), Vol.81, No.16, 2025.
- 3) 小高猛司, 李圭太, 中村宏樹, 山下隼史: 高透水性基礎地盤上の河川堤防の浸透破壊に対する効果的な基盤排水工の検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.17, No.3, pp.433-449, 2022.

「粘り強い河川堤防」の破壊モード・プロセスに関する実験的研究

河川堤防 越水 粘り強い

日本製鉄㈱

正会員

○持田祐輔

森安俊介

石濱吉郎

1. はじめに

近年、豪雨の激甚化は顕著であり、2019年台風19号に代表されるように河川堤防が越水により決壊する被害が頻発している。これら被害を軽減すべく、越水した場合でも決壊するまでの時間を少しでも長くするなどの減災効果を発揮する「粘り強い河川堤防」の検討が国土交通省を中心に進められている<sup>1)</sup>。一般に越水時における堤防の破壊形態としては越流水による侵食がのり面から天端にかけて発生し、堤高が保持されなくなる<sup>2)</sup>ことが知られている<sup>3)</sup>。これに対し「粘り強い河川堤防」の代表的な構造として「表面被覆型」や「一部自立型」が提案され、その耐越水性について研究が進められている。

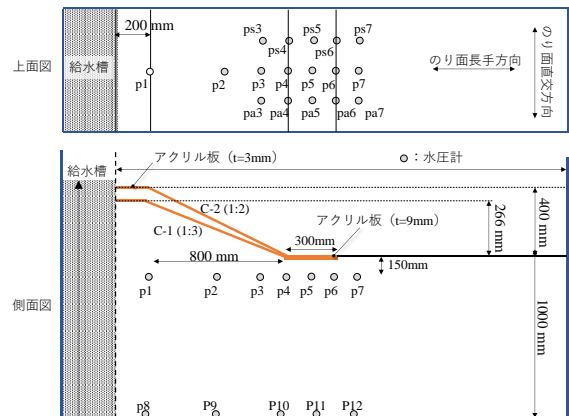
「粘り強い河川堤防」の被災形態については表面被覆型では越流水の掃流力や表面被覆工に不陸を生じさせる揚力によるコンクリートブロックの浮き上がり<sup>1)</sup>、一部自立型では洗掘発生に伴う鋼矢板の傾斜等が実験的に確認されている<sup>2)</sup>。一方で破堤のトリガーとなる現象や堤防内の応力状態について調べた例は少ない。そこで本報では両構造における被災状態を実験的に再現し、計測や観察結果から破壊までのプロセスについて調査した結果について報告する。

2. 実験条件

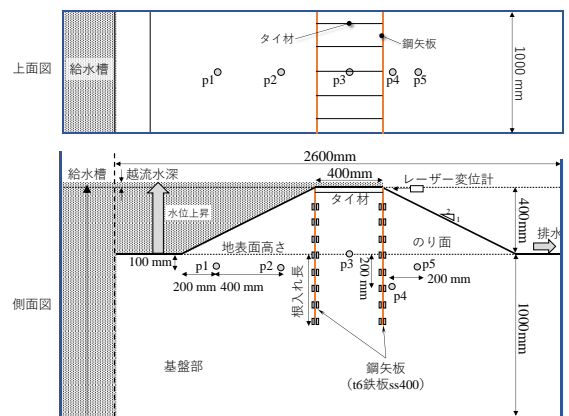
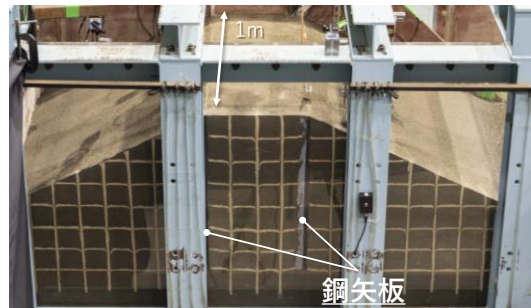
図1-[A]に表面被覆型を対象とした模型堤防の断面および計測器（間隙水圧計測）の設置位置を示す。堤高6mの堤防をプロトタイプとし、1/15スケールでモデル化した。本実験では、のり面被覆工をアクリル板とすることで、のり面での挙動を視認できる条件とし、アクリル板は天端、のり面、のり尻でそれぞれ分割し、境界部分に粘土を詰めることで止水性を確保した。また、法尻のアクリル板は既往研究を参考にのり面長手方向に300mmの長さとした<sup>3)</sup>。

表1は地盤条件を示しており、各実験で同ロットの材料を使用した。また表2は実験ケースを示しており、のり面勾配1:2および1:3の2水準で実施した。本実験では破壊状態を顕著に確認するため、透水係数の高い地盤材料を採用し、平均動水勾配も高い状態をモデル化できるよう半断面の堤防模型とした上でドレーン材は設置しなかった。

実験中の越流は給水槽に設置した水位計の値を基に制御した。実験手順としては、初期状態として、実験開始前までに基盤部（土槽底面からの高さ1000mm）を飽和させ、実験開始から約15分かけて天端から20mm低い位置まで給水槽の水位を上昇させた。給水槽と模型堤防の境界部はろ紙を貼り付けた穴あき鋼板で仕切られており、水平方向に水が浸透することで堤体内の浸潤を進行させた。その後目安の越流規模として提案されている越流水深30cm・3時間<sup>1)</sup>を継続することを想定し、越流水深としては幾何学的相似、越流時間としてはフルード則を仮定することで越流水深20mm



[A] 表面被覆型



[B] 一部自立型

図1 実験セットアップ



表 1 地盤物性

項目	値
単位体積重量 $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17.4
内部摩擦角 $\phi$ [°]	38.5
粘着力 $c$ [kPa]	1.4
透水係数 [m/s]	$2.2 \times 10^{-4}$
平均粒径 $d_{50}$ [mm]	0.45
締固め度 [%]	90

表 2 実験ケース

ケース名	補強構造	条件	越流水深 [mm]
C-1	表面被覆型	のり面勾配 1:3	20
C-2		のり面勾配 1:2	20*
S-1	一部自立型	根入長: 1000mm	20
S-2		根入長: 500mm	20
S-3		根入長: 300mm	20
S-4		根入長: 100mm	20*

※目安の 45 分経過前に破壊により実験終了

を 45 分継続させた。また、C-1 のケースでは、破堤させることを目的に最終的に越流水深 35mm まで上昇させた。

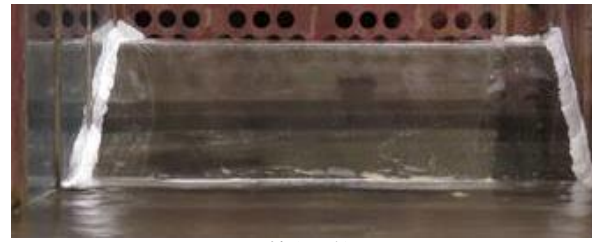
図 1-[B]は一部自立型（鋼矢板二重壁構造）を対象とした模型堤防の断面および計測器の設置位置を示す。表面被覆型の実験と同様の地盤材料、土槽を用いて模型堤防を作製した。実験手順は表面被覆型のケース同様に、越流水深 20mm の状態を 45 分保持した。

表 2 の S-1~S-4 は実験ケースを示しており、仮締切マニュアル<sup>4)</sup>に基づいた設計計算から根入れ長 500mm を基本条件として設定した。これは計画高水位を 320mm とし、仮締切マニュアルの安定に対する検討で示される安全率（せん断、滑動、支持力、極限平衡法）および浸透に関する安全率（仮締切マニュアル記載の水位差と浸透経路の比、計画高水位を天端高さの 8 割と仮定）のいずれも所定の安全率を上回っている。一方で、レインの加重クリーブ比の値（本実験の地盤材料（中砂 細砂）の場合 6~7）をやや下回る条件とした。基本ケースよりも根入れが短い条件においては上記の安全率やレインの荷重クリーブ比を満たしていない。

### 3. 実験結果

#### 3.1 表面被覆型構造の越水時挙動

図 2 に経過時間ごとの川裏側のり面状態の変化を示す。C-1 においてはのり面直交方向にしわ状の変状が見られ、のり面被覆工下に蛇行した細い水みちは確認されたものの目安である 45 分間において特段大きな変状は確認されなかった。越流水深を保持している間においてはのり面上の水深はのり肩付近で 7mm、中段で 5mm、のり尻付近で 3mm であり、のり尻被覆工より下流側の洗掘は 45mm 発生した。越流水深 20mm を 45 分保持した後、破堤させることを目的に越流水深を 20mm から 35mm に増加させたところ、直後にのり尻から堤体土の流出が確認された。その際、給水槽水位を保持できない状態（以下、給水限界と称す）が生じた。前述の堤体土の流出により、堤体内部に水みちが形成され、給水が間に合わない状態が生じたと考えられる。本実験では給水装置の能力に起因した限界に達したものの、実河川において上流から水が継続的に越流することを想定すると同様の状態がより顕著に発生するものと考えられる。



(i) 越水開始



(ii) 越水開始から 45 分経過



(iii) 越流水深を 35mm に増加

図 2 のり面変状 (C-1) ※正面から撮影

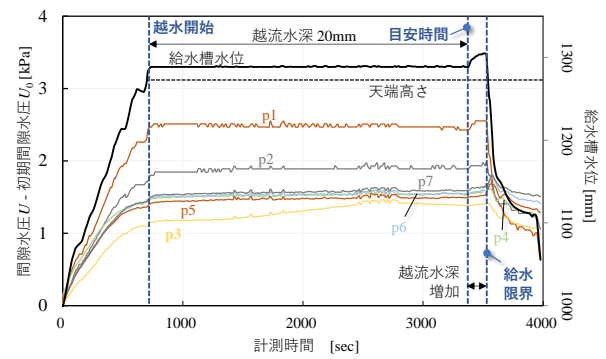


図 3 間隙水圧の変化

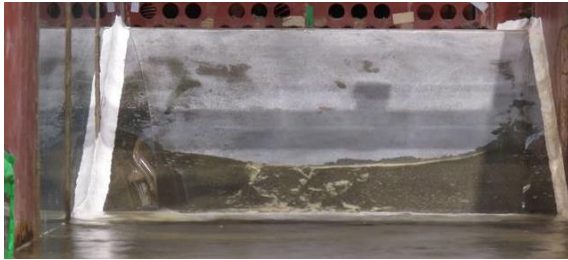
破堤後にのり面のアクリル板を観察した結果、面外に膨らむ変形が見られており、破堤時には前述の流出によって、被覆材に対し大きな土水圧が作用した可能性が示唆された。

図 3 は間隙水圧を示しており、越流水深 20mm の間においては間隙水圧が定常状態にあることが確認できた。従って、越水中に地盤の応力状態に大きな変化は生じなかったと考えられる。一方、越流水深を 35mm とした後に給水限界に達した直後では、堤体内部の p1、p2 においては間隙水圧が低下したのに対し、のり尻付近 (p4~p7) では一時的に間隙水圧が上昇した。次に、のり面勾配を 1:2 とし、安定性を低下させた C-2 の結果について述べる。C-2 では図 4 の通り越水開始約 300 秒後から被覆工下部の地盤がのり尻方向に徐々に移動するなどの変状が確認され、10 分程度でのり尻から堤体土の流出が発生し給水限界に至った。図 5 にのり面の変化を示す。

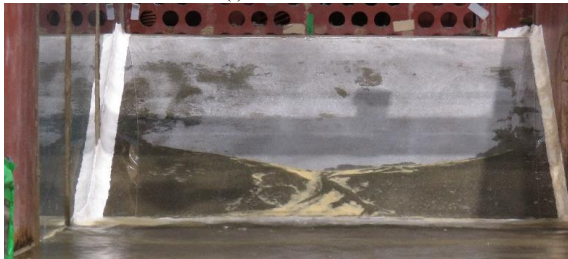
図 6 は間隙水圧の変化を示しており、越水開始後にのり尻付近 (P3~P7) では徐々に間隙水圧が上昇し定常化に至っている。図 7 は時間軸を給水限界前後とした間隙水圧の変化を示しており、給水限界に至ると同



図 4 側面からの変状の様子 (越水開始から 10 分経過)



(i) 越水開始



(ii) 越水開始から 1 分経過



(iii) 越水開始から 10 分経過  
図 5 のり面変状 (C-2)

時にのり尻付近 (特に p3~p5) で間隙水圧が急増していることが確認できた。

上記の結果から表面被覆型の補強構造における越流時の破壊としては、浸透によるのり尻からの堤体土の流出が想定され、その際にのり尻付近で水圧の急増が生じると考えられる。従って、上記の破壊に対しては、既往研究<sup>3)</sup>でも示されている通り、のり尻へのドレン材設置による対策が有効と考えられる。

### 3.2 一部自立型構造の越水時挙動

図 8 に S-1~S-3 の目安時間 (越水開始 45 分後) および S-4 の越水開始 6 分後における堤体の変状を示す。各ケースの経時変化については既報を参照されたい<sup>2)</sup>。いずれの条件においても S-1 に示すような洗掘が川裏側に発生した。また S-1、S-2 においては川裏のり面が越流水による侵食により流出するが、鋼矢板二重壁自体の変状は見られなかった。そのため、変状発生時の分析することを目的に以下では S-3、S-4 について取り扱う。

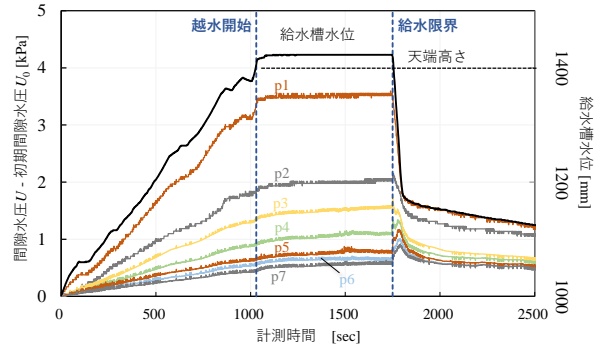


図 6 間隙水圧の変化

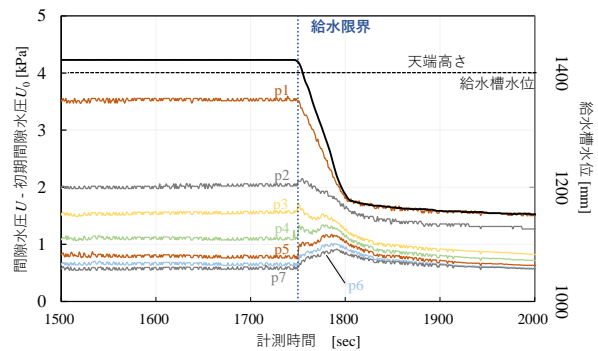
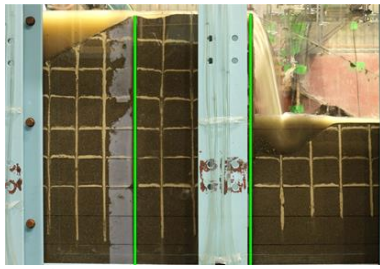


図 7 給水限界前後の間隙水圧の変化

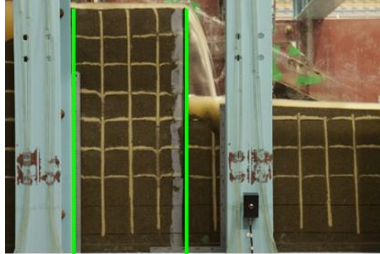
S-3 においては目安時間までに若干の水平変位は生じつつも堤高が保持された。図 9 は給水槽水位と堤体内間隙水圧の変化を示している。越水開始後に鋼矢板で挟まれたコア部での水圧(p3)は上昇し、その後ほぼ定常状態となった。一方、p4、p5 については越水開始直後に水圧が上昇し、その後緩やかに低下し定常状態となった。これは、越水直後には越流水によって堤体表面からの流入に起因してのり尻部で水圧が上昇し、流入と同時にのり面が侵食され地盤が消失することでその後水圧低下に転じたと考えられる。

次に S-4 の結果について述べる。S-4 は極端に根入れを短尺化 (堤高の 25%) した条件であり、越流による変状が顕著に生じることを狙いとした。変状発生時の堤体形状から、川裏側の鋼矢板が沈下しつつ水平方向に移動する挙動が見られ、その結果コア部にせん断面が発生したと考えられる。

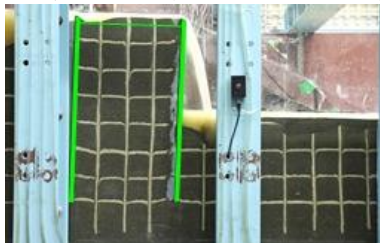
図 10 は S-4 における給水槽水位と堤体内間隙水圧の変化を示している。なお、越流開始後 400 秒程度で実験オペレーション上、一時的に給水を止めたため、給水槽水位が一時的に低下した。計測時間 2000 秒を過ぎた付近で給水槽の水位が低下しており給水限界に至ったことが分かる。これは上記のタイミングで天端高さが低下したことを示している。実河川において上流から水が継続的に供給される場合においては越流量が増加することとなるため、本実験で確認されたような鋼矢板が沈下しつつ水平方向に移動する変状が生じないよう根入れ長を設定することが重要と考えられる。p1~p3 においては基本的に間隙水圧が定常に保たれており、実験限界に達する直前においても特徴的な変化は見られなかった。一方 p4 においては、実験限界の直前に間隙水圧の上昇がみられており、川裏側鋼矢板の根入れ



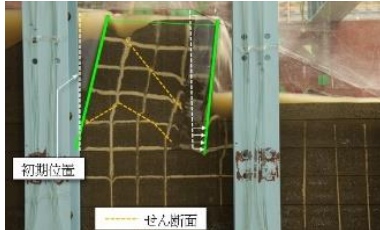
S-1(根入れ長：1000mm)※越水開始から45分経過



S-2(根入れ長：500mm) ※越水開始から45分経過



S-3(根入れ長：300mm) ※越水開始から45分経過



S-4(根入れ長：100mm) ※越水開始から6分経過  
図 8 堤体の変状

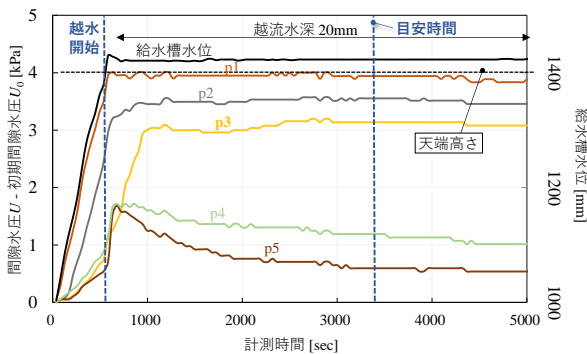


図 9 間隙水圧の変化 (S-3)

部付近で間隙水圧が上昇することにより地盤の抵抗力(有効応力)が低下したと考えられる。

S-3 においては上述の p4 における間隙水圧の上昇は発生しておらず、浸透に対する設計による根入れ長を確保することで破壊を抑制可能と考えられる。ただし、S-4 では、鋼矢板下端よりも下に p4 が位置しているのに対し、S-3 では鋼矢板根入れ部の真横に位置しており条件に差異がある点について留意されたい。

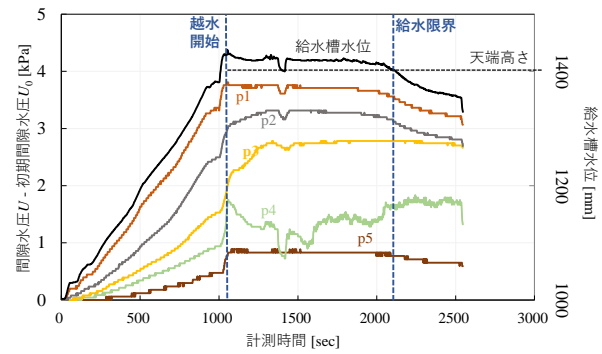


図 10 間隙水圧の変化 (S-4)

#### 4. まとめ

粘り強い河川堤防の代表的な構造形式である「表面被覆型」と「一部自立型」の二種類を対象に越水実験を実施し、破堤のトリガーとなる現象や堤防内の応力状態について調べた。その結果、各構造形式において、目安の越流規模で安定したケースと、顕著な変状が確認されたケースの比較から以下の知見が得られた。

表面被覆型については、のり尻から堤体土が流出することによる変状が確認された。上記変状においてはのり尻付近において水圧上昇が確認された。そのためドレーン材の設置によりのり尻での水圧を緩和することが変状抑制に有効と考えられる。

一部自立型については、仮締切マニュアルの「安定に対する検討」で示される安全率が確保された条件(S-2)の1/5まで根入れを短尺化した条件(S-4)においては、洗掘を伴い、川裏側矢板付近の水圧が上昇した後に給水限界に達した。一方、上記よりも根入れを増した条件(S-1~S-3)においては、目安時間において大きな変状は生じず、間隙水圧は定常化していることが確認された。上記の結果から洗掘を考慮して根入れ長を確保することで破壊を抑制できると考えられる。

#### 謝辞

本研究の一部は国土交通省/河川砂防技術研究開発公募での研究であり、国土技術政策総合研究所の委託研究「一部自立型構造を有する河川堤防の増水～越水～引水時性能評価に関する技術研究開発」として実施しました。また実施にあたり、表面被覆型構造の検討に関し、名城大学小高教授、日本工営(株)の皆様から、一部自立型の検討に関し東京科学大学高橋教授、京都大学藤澤教授から多大なご指導ご助言を賜りました。ここに深謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室 国立研究開発法人 土木研究所 地質・地盤研究グループ(土質・振動)：粘り強い河川堤防の構造検討に係る技術資料(案)，2022。
- 2) 持田祐輔, 山崎弘芳, 妙中真治, 藤澤和謙, 高橋章浩：越水による河川堤防の決壊に対する鋼矢板補強構造の抵抗機構に関する実験的研究(その2)，第10回河川堤防技術シンポジウム論文集, 33-36, 2022。
- 3) 夏目将嗣, 小高猛司, 岡本隆明, 李圭太：表面被覆型越流対策工の小型模型実験, 第12回河川堤防技術シンポジウム論文集, 2025。
- 4) (財)国土技術研究センター編. 鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル, 山海堂, 2000。

## 粘り強い河川堤防における設計照査手法の構築に関する考察

粘り強い河川堤防 一部自立型 鋼矢板二重壁

日本工営株式会社 正会員 ○海野瀬綾乃 李圭太  
大瀧諭 松下朋哉 岡部貴之  
名城大学 正会員 小高猛司

### 1. はじめに

「粘り強い河川堤防」に関する技術開発が進められている。国土交通省では令和4年より「河川堤防の強化に関する技術検討会」が実施され、その設計指針となる技術資料（案）が公表された。翌年より現地への適用を目的とした技術公募も実施されている。本研究グループでは「粘り強い河川堤防」構造として想定される表面被覆型、一部自立型の両構造に関して設計照査手法（案）の提案を目的に研究に取り組んでいる。本報では一部自立型を対象に、鉛直二次元 FEM 解析モデルを用いた解析的検討を行い、堤防変状の主要因となる越水による洗掘の形状とその周辺地盤のゆるみ領域に着目した検討結果を示す。なお、鉛直二次元 FEM 解析モデルの適用は、これまでの研究で実験モデルの再現を目的とした検討で妥当性を確認したものである。

### 2. 「粘り強い河川堤防」に関するこれまでの取り組み

#### 2.1. 国土交通省等における検討の経緯

令和元年台風第19号を契機として「粘り強い河川堤防」に関する検討が進んでいる。近年の気候変動による降雨量の増加等が懸念されることを踏まえた水災害対策に関する検討に際し、令和元年11月より国土交通省 社会資本整備審議会 河川分科会に「気候変動を踏まえた水災害対策検討小委員会」が設置された。本委員会においては、氾濫量を抑制する手法の一つとして、越水しても決壊しにくく、決壊までの時間を少しでも長くするなど減災効果を発揮する構造の河川堤防が挙げられており、令和2年7月に発表された答申において「粘り強い河川堤防」を目指した堤防強化の取り組みが必要であることが示された<sup>1)</sup>。

令和2年2月、国土交通省に「令和元年台風第19号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会」が設置された。ここでは令和元年台風第19号で発生した堤防決壊等の要因を分析するとともに、今後の危機管理として堤防強化の方向性が検討され、令和2年8月に報告書がとりまとめられた。全国142箇所が発生した堤防決壊の要因として越水が大多数であったこと、また今後の気候変動により洪水による被害が頻発化、激甚化することが考えられることを踏まえ、「粘り強い河川堤防」の技術研究開発の必要性が示された<sup>2)</sup>。

これらの検討を受け、令和4年より、越水に対して「粘り強い河川堤防」の技術開発に必要な技術的検討を行うことを目的に「河川堤防の強化に関する技術検討会」が設置された。この検討会においては、「粘り強い河川堤防」の技術は、その効果に幅や不確実性があることから、現段階では「必要となる性能を評価し、設計できる段階には至っていない」としている<sup>3)</sup>。また、「粘り強い河川堤防」工法の現地適用のための技術公募に関する審議を行っており、パイロット施工や大型の水理模型実験等も視野に入れた対策工法の検証を実施し、技術開発が進められている<sup>4)</sup>。令和4年12月には、国土技術政策総合研究所から、この構造の設計指針となる「粘り強い河川堤防の構造検討に係る技術資料（案）」（以降、技術資料案とする。）が公表された。本指針は主に表面被覆型構造（裏法面にコンクリートブロックを施した構造）の設計手法、特に越水に対する構造検討を対象としており、裏法面を流れる越流水の評価手法が詳細に掲載されているものである<sup>5)</sup>。越流に対する構造検討以外の項目については、「既存の堤防の機能を毀損しない」こととして、河川砂防技術基準<sup>6)</sup>より抜粋する形で、堤防に求められる基本的な機能、堤防の設計に反映すべき事項、考慮すべき事項を示している。

#### 2.2. 設計照査手法の構築に向けた取り組み

本研究グループでは、令和4年9月より「粘り強い河川堤防」構造の設計照査手法（案）の提案を目指した取り組みを行っている。検討の契機として、河川堤防の耐震対策工における鋼矢板二重壁の効果と施工の優位性に着目したことが挙げられる。河川堤防における現行の耐震対策工では、法尻部分に鋼矢板等の対策工を施す、既設堤防の開削を行い堤体下部に地盤改良を施す等の工法が選定されている。しかし、堤防開削を行う場合は仮設として鋼矢板二重締切工が必要となり、堤防背後に住宅地や施設が近接している等の理由により大規模な仮設工が困難であることも多い。そこでこの仮設工を直接堤体に設置することでこれら困難を軽減することが可能と考えた。あわせて耐越水対策としてもこの耐震対策工の効果が期待できると考え「粘り強い河川堤防」への適用を検討したものである。技術資料案に示される

「粘り強い河川堤防」一部自立型構造は、この耐震対策工と同様に堤体に直接鋼矢板二重壁を施す工法となっている。

鋼矢板二重壁構造は、港湾分野では海岸堤防の地震津波対策等で既に実用化されているが、河川堤防においては決壊後の応急復旧や堤防開削時の仮締切構造といった仮設構造物として取り扱われている。本構造が「粘り強い河川堤防」として実用化されるには、本設構造として必要となる性能の評価、設計照査手法の構築が不可欠であり、本研究グループでは今後の設計の基礎資料となることを目的とした解析的検討を継続して行っている。

既往検討では、まず設計照査への解析コードの適用性の考察として、鋼矢板二重壁を施した堤防構造の越水模型実験を再現する鉛直二次元平面ひずみによる FEM 解析（解析コード ALID/Win）<sup>7)8)</sup>を実施した。解析結果から変形モードや変位の整合性を確認し、鉛直二次元 FEM 解析で越水時ならびに川裏側洗掘時における鋼矢板の挙動を解析的に扱うことが可能であることが確認され、鋼矢板二重壁による「粘り強い河川堤防」に関する設計照査の解析コードとして鉛直二次元 FEM 解析を適用可能であることが示唆された。前報<sup>9)10)</sup>では、国内における耐震対策（堤防開削を伴う堤体下部の地盤改良工）が必要となる河川堤防を検討対象断面として、鋼矢板二重壁構造の耐震対策工としての適用性を検討した。まずフレーム計算による液状化を考慮した構造計算により鋼矢板二重壁の諸元を決定し、次にこの構造を適用した河川堤防に対して、現行の耐震性能照査指針に基づく液状化に対する FEM 自重変形解析を用いたレベル 2 耐震性能照査を実施した。これら一連の検討より、鋼矢板二重壁による「粘り強い堤防」一部自立型構造の耐震対策効果が確認されたとともに、耐震に着目した本構造の設計照査手法の妥当性が示された。本報では、越水模型実験の再現において解析結果に及ぼす主要因となる地盤特性値と洗掘モデルに着目し、その設定方法について実断面を用いて検討を行う。

一部自立型構造の設計照査手法（案）を構築する一方で、表面被覆型構造に関しても検討を進めている<sup>11)</sup>。裏法面にコンクリートブロックを施した構造の設計照査手法について、設計指針<sup>5)</sup>では特に越水に対する構造検討を対象としており、コンクリートブロック上を流れる越流水の評価手法が詳細に示されている。しかしながら先の実験<sup>12)13)</sup>より、裏法面被覆工を施した堤防の崩壊のトリガーとなる現象は堤体の内部侵食であることが示されていることから、越水時には裏法面被覆工上の流れに対する検討の他、裏法面被覆工と堤体の境界部で発生する現象を考慮した設計が必要であることが示唆される。現行の河川構造物（床止め<sup>14)</sup>、柔構造樋門<sup>15)</sup>、越流堤等）の設計においては、揚圧力やパイピングの照査、法覆工の浮き上がりの照査がされていることから、表面被覆型構造にもこれらの検討項目、検討手法を援用し設計照査手法（案）を構築していくことが考えられる。

### 3. 鋼矢板二重壁による「粘り強い河川堤防」一部自立型構造における解析的検討

#### 3.1. 解析モデル

対象とした断面は前報<sup>10)</sup>と同じ諸元を適用し、鉛直二次元平面ひずみによる FEM 解析を実施した。解析範囲は、堤外側境界は低水路中心とし、堤内側は境界の影響を考慮し十分な距離をモデル化した。土層構成と土質定数は周辺の地質調査をもとに設定した。初期水位は、河道側水位は潮位の影響を受けるものとして平均潮位、堤内側水位はボーリングデータより設定した。越水時には河道側水位を天端高まで上げ、堤内側水位は地盤高に設定した。鋼矢板は前報と同じ（SP-25H、断面二次モーメント  $2.44 \times 10^4 \text{ m}^4/\text{m}$ 、矢板長 23.5m）とした。また既往設計成果より、川表側にコンクリート護岸、表法尻に鋼矢板（SP-10H、断面二次モーメント  $1.05 \times 10^4 \text{ m}^4/\text{m}$ 、矢板長 8.3m）を施した。モデル内の各要素は護岸・天端舗装を線形弾性モデル、鋼矢板を梁モデル、各構造物と堤体との接触部に非線形ジョイント要素を適用した。堤体・基礎地盤の要素は、偏載荷重により地盤内に引張応力が発生する可能性がある B 層～A2s 層に非線形弾性モデル、A3cs 層以下に線形弾性モデル

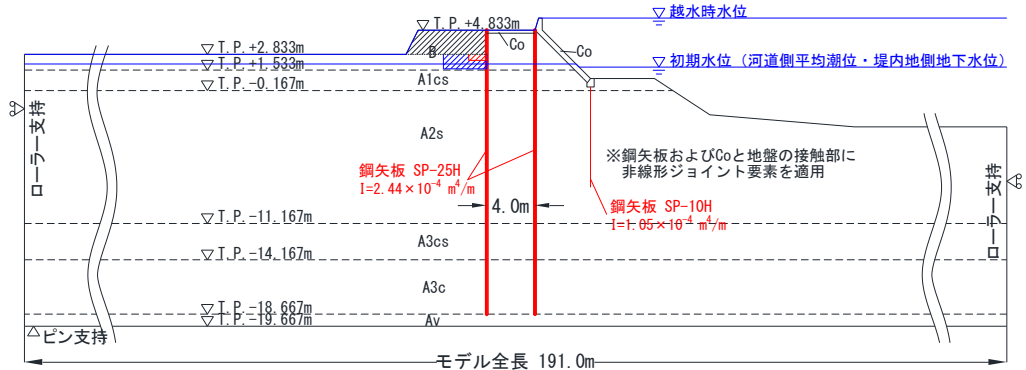


図 1 解析モデル（全体）

性モデル，鋼矢板を梁モデル，各構造物と堤体との接触部に非線形ジョイント要素を適用した。堤体・基礎地盤の要素は、偏載荷重により地盤内に引張応力が発生する可能性がある B 層～A2s 層に非線形弾性モデル，A3cs 層以下に線形弾性モデルを適用した。

#### 3.2. 地盤の特性値

せん断剛性は、ケース 1・3 においては道路橋示方書などで一般的に用いられる変形係数

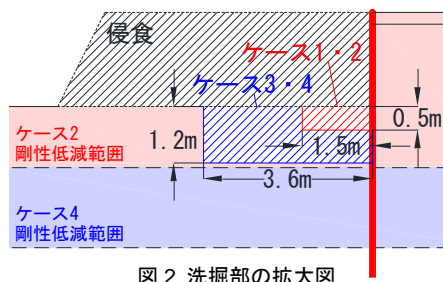


図 2 洗掘部の拡大図

表 1 地盤特性値

要素名	単位体積重量 $\gamma_t$ kN/m <sup>3</sup>	設計 N 値	地盤特性値			
			弾性係数 $E_0$ kN/m <sup>2</sup>	せん断弾性係数 $G_0$ kN/m <sup>2</sup>	粘着力 $c$ kN/m <sup>2</sup>	せん断抵抗角 $\phi$ °
B (低減時)	20.20	8	22400 (5600)	8402 (2101)	0	32
A1cs (低減時)	16.00	4	11200 (2800)	4201 (1050)	25	0
A2s	18.50	12	33600	12603	0	32
A3cs	17.50	9	25200	9452	-	-
A3c	16.00	5	14000	5251	-	-
Av	18.00	21	58800	22056	-	-
Co	24.50	-	23500000	10217391	-	-

$E_0=2800N$  よりポアソン比  $\nu=0.333$  を介して推定した。ケース 2・4 においてはひずみレベルの非線形性を考慮して、洗掘深の 2 倍程度の深さまでは  $E_m=700N$  (孔内水平載荷試験で得られる変形係数程度) とした。既往検討<sup>8)</sup>では堤体部に一様なせん断剛性を設定した場合、洗掘深より上部においては鋼矢板の挙動をよく表現するが、洗掘深より下部における拘束を表現しきれないことが得られた。そのため、本解析ケース 2・4 においては洗掘の影響を及ぼすと想定した洗掘深の 2 倍程度の深さまではせん断剛性を低減し、地盤のひずみレベルの非線形性を考慮した。

### 3.3. 越水による洗掘モデル

田中ら<sup>16)</sup>は堤防裏側に形成された落堀を調査し、堤防天端のエネルギー水頭と洗掘深、洗掘長の関係性について整理した。この関係性から落堀の大きさを簡便に推定できる。既往検討においてこの考え方により堤内地の洗掘をモデル化し、解析へ適用を試みた。しかしこれらの事例は海岸近くの堤防が多く含まれていること、「粘り強い河川堤防」で想定される堤体や外力の条件とは合致していないことから、「粘り強い河川堤防」一部自立型構造の設計照査における洗掘モデルの推定手法としては工夫が必要である。

そこで近年発生した越水による河川堤防の決壊事例を収集し、堤防天端のエネルギー水頭と洗掘深・洗掘長の関係性について整理した。決壊事例は堤防調査委員会の資料<sup>17)~22)</sup>を用いた。とりまとめ結果を図 3 に示す。既往検討と比較して越流水深が小さく堤防も低いため、エネルギー水頭は 3~8m に集中した。一方で洗掘深は 1~6m とばらつきがあり、堤防高よりも大きな洗掘が形成されたとみられる事例も存在した。那珂川の事例はエネルギー水頭より洗掘深のほうが大きい結果であったため、洗掘形状の設定においては対象外とした。

収集事例における決壊プロセスは裏法面の侵食(落堀の形成)→堤体コア部の侵食(落堀の発達)をたどるものであり、本構造で想定される、堤体コア部が残存し天端からの越流水が堤内地を叩きつけて落堀が発達する現象は確認されなかった。今回、決壊事例から経験的な関係式を作成し洗掘モデルを設定することを試みたが、落堀の発達プロセスが異なることから、実際の決壊事例から本構造の洗掘モデルを推定することは難しく、堤体コア部が残存する条件の実験結果などから設定することが妥当とも考えられる。

解析における洗掘深は図中赤線と青線で示した 2 ケースとした。赤線(ケース 1・2,  $y=0.22x$ ) は「粘り強い河川堤防」一部自立型構造の実験結果をもとに推定した式を使用して設定した。対象とした 9 事例の中で、洗掘深の最大値、最小値を除いた 7 事例で回帰式を作成すると  $y=0.21x$  となり、実験値と近似することも確認された。青線(ケース 3・4,  $y=0.48x$ ) は対象事例を包絡したものである。既往整理においてはエネルギー水頭と洗掘深の関係性<sup>16)</sup>として  $y=0.51x$  が示されており、この既往検討とほぼ同等である。洗掘長は、既往文献<sup>16)</sup>

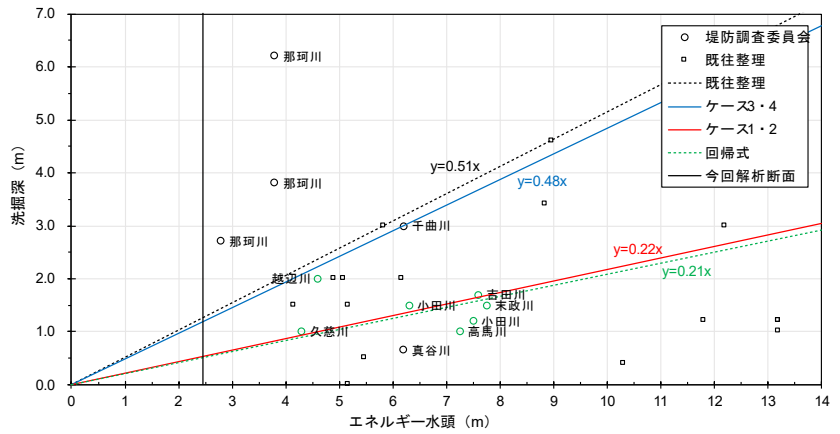


図 3 エネルギー水頭と洗掘深の関係性

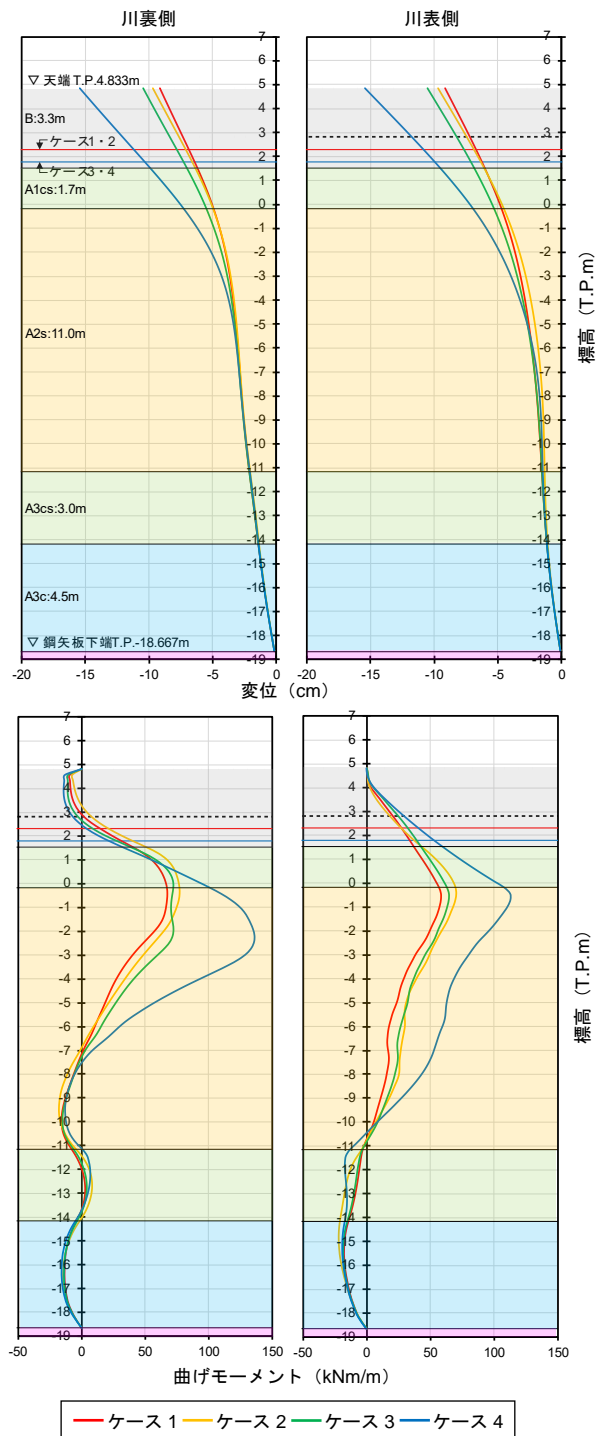


図 4 解析結果(鋼矢板変位・曲げモーメント)

において洗掘深の3.6倍、既往越水模型実験において洗掘深の3.2倍であったことから、本検討においてはこれら洗掘長は同等と考え洗掘深の3.5倍として検討に適用した。

表2 鋼矢板の応力度照査結果

項目	川裏側				川表側			
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
モーメント 最大値(kNm/m)	67.5	76.9	72.1	135.7	58.4	70.4	64.4	112.8
断面係数(cm <sup>3</sup> /m)	1610							
曲げ応力度(N/mm <sup>2</sup> )	41.9	47.8	44.8	84.3	36.3	43.7	40.0	70.1
許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )	180							
判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

3.4. 解析結果

図4 上段に鋼矢板川表側、川裏側の変位

図、下段に曲げモーメント分布図を示す。鋼矢板は全ケースにおいて川表側、川裏側ともに堤内地側にたわむモードとなった。曲げモーメントは全ケースとも A1cs 層と A2s 層の境界付近において最大値が現れている。ケース 1~3 を比較すると、洗掘形状（ケース 1 と 3）による変位、曲げモーメントの顕著な違いはみられない。また、せん断剛性の低減範囲（ケース 1 と 2）の比較でも変位、曲げモーメントは同様であった。ケース 4 は洗掘形状が大きくせん断剛性の低減範囲が深い条件であり、最大変位は約 1.5 倍、最大曲げモーメントは約 2 倍となっているが、変位モードの曲率変化点（T.P.-5.0m 付近）は各ケースとも同じ深部であった。このケースの堤内側の曲げモーメントのピークは他のケースと比較して約 2m 下方となった。ケース 4 では洗掘深がケース 1 の 2.4 倍であり、せん断剛性の低減深さが A1cs 層全体となることから変位、曲げモーメントが他のケースと比較して大きな値となったことが考えられる。一方、変位モードの曲率変化点が各ケースとも同じ深部となっていることから、洗掘形状、せん断剛性低減範囲に関わらず、鋼矢板の根入れ長が十分満足していることを確認した。

本解析条件の設定では、道路橋示方書における下部構造の設計の有効根入れ深さに関係する地盤の特性値  $B^{23)}$  を考慮していないが、地盤のせん断剛性を洗掘深にあわせて設定することにより同様の効果があったと考えられる。洗掘モデルを設定する際には、その形状のみならず地盤の特性値をあわせて考慮しなければならないことが確認された。

本解析における各ケースの応力度照査は、最大曲げモーメントと断面係数より発生応力を算定し行った。結果を表 2 に示す。全てのケースにおいて常時の許容応力度を満足する結果が確認された。ただし、越水を伴う事象において常時の許容応力度を評価基準と設定するかは今後の課題である。

4. まとめ

本報では「粘り強い河川堤防」設計照査手法の構築に向けた取り組み内容をとりまとめるとともに、一部自立型を対象に、鉛直二次元 FEM 解析モデルにおける、堤防変状の主要因となる越水による洗掘の形状とその周辺地盤のゆるみ領域に着目した検討結果を示した。ひずみレベルの非線形性を考慮して上部のせん断剛性を低減した解析ケースを実施し、洗掘モデルを設定する際にはその形状のみならず地盤の特性値をあわせて考慮しなければならないことが確認された。洗掘深、洗掘長は近年の堤防決壊事例より設定することを試みたが、落堀の発達プロセスが異なることから、本構造と同じ条件の実験結果などから推定することが妥当とも考えられる。引き続き、実験と解析から「粘り強い河川堤防」一部自立型・表面被覆型両構造における設計照査手法（案）の提案を目指した検討を進めていく。

参考文献

- 1) 国土交通省：気候変動を踏まえた水災害対策のあり方について 答申, 2020.7
- 2) 国土交通省：令和元年台風第 19 号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会 報告書, 2020.8
- 3) 国土交通省：河川堤防の強化に関する技術検討会 資料, 2022.5~
- 4) 国土技術開発センター：越水に対して「粘り強い河川堤防に関する技術」（技術公募）資料, 2022.9~
- 5) 国土技術政策総合研究所：粘り強い河川堤防の構造検討に係る技術資料（案）, 2022.12
- 6) 国土交通省：河川砂防技術基準 設計編 第 1 章 第 2 節 技術資料, 2019.7
- 7) 海野瀬綾乃, 大瀧諭, 李圭太, 岡部貴之, 松下朋哉, 小高猛司, 森安俊介, 乙志和孝：粘り強い河川堤防における鋼矢板二重壁補強堤防に関する一考察, 第 58 回地盤工学研究発表会, 2023.7
- 8) 海野瀬綾乃, 大瀧諭, 李圭太, 岡部貴之, 松下朋哉, 小高猛司, 森安俊介, 乙志和孝：粘り強い河川堤防における鋼矢板二重壁補強堤防に関する一考察（その 2）, 第 79 回土木学会全国大会, 2024.9
- 9) 森安俊介, 乙志和孝, 李圭太, 海野瀬綾乃, 大瀧諭, 岡部貴之, 松下朋哉：鋼矢板二重壁で補強された河川堤防における液状化を考慮した断面計算 その 1（フレーム計算による検討）, 第 59 回地盤工学研究発表会, 2024
- 10) 海野瀬綾乃, 李圭太, 大瀧諭, 岡部貴之, 松下朋哉, 森安俊介, 乙志和孝, 小高猛司：鋼矢板二重壁で補強された河川堤防における液状化を考慮した断面計算 その 2（自重変形 FEM 解析による耐震性能照査）, 第 59 回地盤工学研究発表会, 2024.7
- 11) 音田慎一郎, 肥後陽介, 大竹雄, 高野大樹, 岡本隆明, 小高猛司, 大瀧諭, 松下朋哉, 海野瀬綾乃, 李圭太：越流侵食に対する河川堤防性能評価手法の高度化に関する技術研究開発（令和 5 年度 国土技術政策総合研究所 受託研究報告書）, 2024.3
- 12) 夏目将嗣, 小高猛司, 岡本隆明, 李圭太：表面被覆型越流対策工の小型模型実験, 第 12 回河川堤防技術シンポジウム, 2025.1
- 13) 持田祐輔, 森安俊介, 石濱吉郎：「粘り強い河川堤防」の破壊モード・プロセスに関する実験的研究, 第 12 回河川堤防技術シンポジウム, 2025.1
- 14) 国土技術開発センター：床止め構造設計の手引き, 1998.12
- 15) 国土技術開発センター：柔構造樋門設計の手引き, 1998.11
- 16) Tanaka, N., Sato, M.: Scoured depth and length of pools and ditches generated by overtopping flow from embankments during the 2011 Great East Japan Tsunami, Ocean Engineering, 2015.
- 17) 国土交通省：鬼怒川堤防調査委員会 資料, 2015.9~2016.3
- 18) 国土交通省：高梁川水系小田川堤防調査委員会 資料, 2018.7~2018.10
- 19) 国土交通省：鳴瀬川堤防調査委員会 資料, 2019.11~2020.6
- 20) 国土交通省：千曲川堤防調査委員会 資料, 2019.11~2020.8
- 21) 国土交通省：荒川水系越辺川・都幾川堤防調査委員会 資料, 2019.11~2020.3
- 22) 国土交通省：那珂川・久慈川堤防調査委員会 資料, 2019.11~2020.3
- 23) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編, 2012.3

