

第13回 河川堤防技術シンポジウム

論 文 集

2026年1月26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**

目 次

1. 河川堤防で実施された三軸圧縮試験 (CU三軸試験) で得られた強度定数に関する考察	1
○中西 智哉 (土木研究所), 石原 雅規	
2. 吉野川を対象とした河川堤防の浸透点検手法の有効性の検討	5
○栗原 朋之 (中央開発(株)), 脇中 康太, 石田 正利, 坂本 淳一, 岡村 未対	
3. 被覆土層厚の違いがボイリング発生時のG/Wに及ぼす影響に着目した遠心模型実験	9
○吉武 治紀 (九州工業大学), 伊原 丞希, 鬼丸 鳩人, 川尻 峻三	
4. Sellmeijerモデルを用いた河川堤防のパイピング破壊の進展評価	13
○近藤 知輝 (名古屋工業大学), 前田 健一, 齊藤 啓, 佐々木 一真, 加藤 碩二郎, 渡邊 亮太	
5. 複層基礎地盤におけるパイピング進展条件とロジスティック回帰分析による被災予測	17
○齊藤 啓 (名古屋工業大学 (日本工営(株))), 前田 健一, 近藤 知輝	
6. 非定常動水勾配条件下におけるパイピング現象の地盤緩み挙動による発達過程の解明	21
○真中 蒼惟 (埼玉大学), 田中 規夫, 五十嵐 善哉	
7. 河川堤防の浸透破壊に関わる堤防脆弱性指標について今一度考える	25
○福岡 捷二 (中央大学), 中央大学研究開発機構	
8. 降雨時における水収支解析に基づく堤体内の水の挙動と水分分布の検討	29
○白石 芳樹 (中央大学), 竹村 吉晴, 後藤 岳久, 福岡 捷二	
9. 河川堤防での長期水位観測による堤防内水位予測モデルの構築	33
○川田 勇希 (復建調査設計(株)), 竹下 祐二	
10. 河川災害における被災要因別の『場の特徴』についての一考察	35
○山本 裕司 (基礎地盤コンサルタント(株)), 丸田 亮, 坂本 淳一, 山邊 晋, 上野 俊幸, 三木 博史	
11. 令和6年出水で決壊した子吉川における被災履歴の整理と堤防開削調査からの考察	39
○吉本 昌弘 (パシフィックコンサルタント(株)), 筋野 晃司, 石原 雅規, 小高 猛司, 岡村 未対, 前田 健一, 薄井 隆義	
12. 河川堤防のモグラ穴に対する発生要因分析等の様々な検討報告	43
○薄井 隆義 (パシフィックコンサルタント(株)), 家治 真之助, 吉本 昌弘, 田村 友紀夫, 武田 光弘	
13. 超過洪水における堤防越水時の堤体浸透・侵食及び高水敷、低水路河岸侵食の影響評価	47
○佐藤 海輝 (中央大学), 福岡 捷二	
14. 遠心模型越流破堤実験における侵食プロセスの非静水圧・非平衡1次元洪水流・河床変動解析	51
○山西 威毅 (九州工業大学), 重枝 未玲, 伊藤 晋一郎, 鬼丸 鳩人, 川尻 俊三, 廣岡 明彦	
15. 圧力勾配を考慮した一般座標系での数値モデルによる堤防の越流侵食の数値シミュレーション	53
○村塙 健太 (京都大学), 音田 慎一郎	
16. トランスペレントソイルを用いた地形の時空間変化の可視化に関する試み	55
○牧川 星朗 (京都大学), 音田 慎一郎, 肥後 陽介	
17. 土質および締固め度の違いが堤体の越水侵食プロセスに与える影響に関する遠心模型実験	57
○鬼丸 鳩人 (九州工業大学), 伊藤 普一郎, 川尻 峻三	
18. 粘性土と短纖維材を用いた堤防法面補強土工法の侵食実験および遠心力場での越水実験	61
○大熊 広樹 (東洋建設(株)), 小川 直央, 河田 晃靖, 宮本 順司	
19. 河川越流に対する粘り強い堤防道路の構築に向けた一考察	65
○原田 紹臣 (立命館大学), 藤本 将光, 藤本 将光, 里深 好文	
20. 地震時における河川堤防の亀裂深さに関する重回帰分析と被害メカニズム別の影響評価	67
○脇中 康太 (熊本高等専門学校), 松田 達也	
21. 吉野川水系旧吉野川における空気注入不飽和化工法 (Air-des工法) による堤防の液状化対策の試験施工について	69
○橋田 水輝 (国土交通省 徳島河川国道事務所), 林田 拓都, 甲斐 誠士, 森島 直樹, 山田 直之	
22. 分布型音響計測技術によるダークファイバを用いた河川堤防内部の地盤可視化	73
○野中 隼人 (鹿島建設(株)), 横田 泰宏, 伊達 健介, 永谷 英基, 川端 淳一, 林 宏一, 森 啓年, 曾我 健一	
23. 河川管理用光ファイバ網を活用した堤防の遠隔ネットワーク監視の適用と評価	77
○永谷 英基 (鹿島建設(株)), 毛利 輝, 今井 道男, 川端 淳一, 森 啓年, 光井 伸典, 熊本 勝史	

河川堤防で実施された三軸圧縮試験（CU試験）で得られた強度定数に関する考察

土木研究所 正会員 ○中西 智哉
土木研究所 正会員 石原 雅規

堤防, 三軸圧縮試験, 強度定数

1. はじめに

河川堤防のすべり破壊の安全率を求める円弧すべり解析に用いる強度定数（粘着力、内部摩擦角）は、三軸圧縮試験で求められることが多い。三軸圧縮試験の試験条件には、UU 条件（非圧密非排水条件）、CU 試験（圧密非排水条件）、 $\bar{C}U$ 試験（圧密非排水条件、間隙水圧測定）、CD 試験（圧密排水条件）がある。実施する試験条件は、試料の透水性や堤体の土層構成から想定される被災メカニズム、土質の不均質さ、隣接する土層の排水条件等を考慮し、工学的判断の上、選択する。現行の河川堤防の構造検討の手引きでは、砂質土・礫質土の場合は $\bar{C}U$ 試験と CD 試験、粘性土の場合は CU 試験の実施が推奨されている¹⁾。

円弧すべり解析では CU 試験または $\bar{C}U$ 試験で得られる全応力条件の強度定数が用いられるが、全応力条件の粘着力は大きい値を示すことがある。一方で、 $\bar{C}U$ 試験で得られる有効応力条件での粘着力は小さい値を示す傾向がある。実際にすべり破壊が生じた堤防では、 $\bar{C}U$ 試験で得られた有効応力条件の強度定数を用いた円弧すべり解析結果が実態と合うことがある。そこで、本稿では、応力条件（全応力条件、有効応力条件）や土質の違いによりどれほど強度定数に違いがあるかを確認するため、全国の直轄管理区間の河川堤防で実施された、堤体土に関する三軸圧縮試験の $\bar{C}U$ 試験結果を集計し、傾向の分析及び考察を行った。

2. 使用データについて

2.1 使用データの集計方法

土質試験結果は、国土技術政策総合研究所が公開している「河川堤防の土質試験結果情報」（最終更新日：2014 年 9 月 10 日）²⁾から集計した。参考文献に記載したリンク先から、直轄管理区間の河川堤防で実施された土質試験結果を整理した Excel データを、各地方整備局単位でダウンロードすることができるようになっている。Excel データには、土質試験が実施された場所（河川名、距離標、調査位置、試料採取深度）、 N 値、物理試験結果、力学試験結果等が格納されている（詳細はリンク先参照）。これらのデータのうち、堤体土に関して、三軸圧縮試験の $\bar{C}U$ 試験が実施されているデータを抽出し、 $\bar{C}U$ 試験で得られた粘着力、内部摩擦角等を集計した。

2.2 使用データの概要

今回、集計したデータのうち堤体土に関するデータの件数を表 1 に示す。現行の河川堤防の構造検討の手引きに記載の通り、堤体土の砂質土及び礫質土で $\bar{C}U$ 試験が多く実施されている。 $\bar{C}U$ 試験が実施されている箇所では、各種物理試験（湿潤密度試験、粒度試験、液性・塑性限界試験等）も実施されている。強度定数の傾向の考察にあたっては、これら物理試験結果も使用した。

3. 強度定数の確率密度について

粘着力及び内部摩擦角の傾向を分析するにあたって、集計したデータを地盤材料の工学的分類に基づき、礫質土（{G}、{GS}、{GF}）、砂質土（{S}、{SG}、{SF}）、粘性土（{M}、{C}）の中分類に分類した。粗粒土に区分される礫質土及び砂質土については、粒度試験結果を基に分類した。細粒土に区分される粘性土については、試料の観察が要する分類は行わず、液性・塑性限界試験結果を基に分類した。分類したデータを基に、各分類における粘着力及び内部摩擦角の確率密度分布を作成した。表 1 に集計データの統計量、図 1～3 に礫質土、砂質土、粘性土の粘着力及び内部摩擦角の確率密度分布を示す。ここでは、三軸圧縮試験の $\bar{C}U$ 試験で得られた全応力条件での粘着力、内部摩擦角を c_{cu} 、 ϕ_{cu} とし、有効応力条件での粘着力、内部摩擦角を c' 、 ϕ' と表記する。

表 1 CUB 試験実施件数一覧

項目	データ総数	CUB 試験実施件数
全体	164257	
堤体土	52068	1842
堤体土(礫質土[G])	11654	408
堤体土(礫質土[G]:礫[G])	494	11
堤体土(礫質土[G]:砂礫[GS])	7508	176
堤体土(礫質土[G]:細粒分まじり礫[GF])	3652	221
堤体土(砂質土[S])	22956	1209
堤体土(砂質土[S]:砂[S])	2321	62
堤体土(砂質土[S]:礫質砂[SG])	3706	85
堤体土(砂質土[S]:細粒分まじり砂[SF])	16929	1062
堤体土(粘性土[Gs])	14022	135
堤体土(粘性土[Gs]:シルト[M])	3743	19
堤体土(粘性土[Gs]:粘土[C])	7841	52
基礎地盤	109290	

3.1 応力条件による違いについて

応力条件の違いによる粘着力及び内部摩擦角の全体の傾向として、 c' は c_{cu} より小さく、 ϕ' は ϕ_{cu} より大きい傾向がある。また、どの土質においても、 c_{cu} 、 ϕ_{cu} はバラつきが大きいが、 c' 、 ϕ' ではバラつきが小さい傾向がある。

3.2.1 大分類による違い

c_{cu} は礫質土<砂質土<粘性土の傾向があるが、 c' はどの土質でも0.5~1.80を示し大きな違いがない傾向がある。 ϕ_{cu} は砂質土で最も大きい傾向があり、礫質土で最も小さい傾向がある。 ϕ' の土質による違いは小さいが、礫質土<砂質土<粘性土の傾向がある。

3.2.2 中分類による違い

c_{cu} は粒径が細かい材料が混じるほど小さい傾向があり。 c' はどの土質でも大きな違いは見られない。 ϕ_{cu} は粒径が細かい材料が混じるほど小さい傾向があり、 ϕ' は土質の違いによる傾向が明瞭でない。

礫質土における ϕ_{cu} は砂や細粒分が多く混じる砂礫{GS}、細粒分混じり礫{GF}で極端に小さい傾向があり、 ϕ' も小さい傾向がある。これは、三軸圧縮試験を実施する際に粒径の大きな礫を除いて試験をしている影響や後述する試料採取時に生じた試料の乱れの影響によるものと考えられる。

礫質土と砂質土の ϕ_{cu} と ϕ' について、粒径が揃った土質(礫{G}や砂{S})ほど ϕ_{cu} と ϕ' の差が小さい傾向がある。

粘性土のデータについては、液性・塑性限界試験結果を基にシルト{M}、粘性土{C}に分類したため、砂が多く混じる等で塑性指数が得られていない試料のデータが除かれている。そのため、粘性土全体の c' はシルト{M}、粘性土{C}よりも小さく、粘性土全体の ϕ' はシルト{M}、粘性土{C}よりも大きい傾向となっている。

表2 集計データの統計量

項目	件数	c_{cu}			c'			ϕ_{cu}			ϕ'		
		最小	最大	最頻値	最小	最大	最頻値	最小	最大	最頻値	最小	最大	最頻値
堤体土(礫質土[G])	408	0.00	138.00	5.01	0.00	29.70	0.70	6.20	44.70	12.65	2.50	47.70	35.64
礫質土[G]:礫{G}	11	0.60	46.30	6.21	0.00	17.30	1.80	12.70	35.00	31.07	29.60	42.10	38.92
礫質土[G]:砂礫{GS}	176	0.00	138.00	6.11	0.00	29.50	0.50	7.50	44.70	12.65	4.70	47.70	35.96
礫質土[G]:細粒分まじり礫{GF}	221	0.00	124.00	5.01	0.00	29.70	1.40	6.20	4.60	13.69	2.50	44.30	35.16
堤体土(砂質土[S])	1209	0.00	143.50	5.81	0.00	29.80	0.50	1.50	44.60	24.10	3.46	49.60	35.88
砂質土[S]:砂{S}	62	0.00	135.30	11.21	0.00	20.40	0.50	9.10	44.10	29.15	22.10	41.10	35.96
砂質土[S]:礫質土[SG]	85	0.00	137.30	10.11	0.00	28.90	0.60	8.50	42.30	25.87	16.80	47.10	36.20
砂質土[S]:細粒分まじり砂{SF}	1062	0.00	143.50	5.71	0.00	29.80	0.60	1.50	44.60	23.62	3.46	49.60	35.72
堤体土(粘性土[Cs])	135	0.00	67.30	6.21	0.00	26.30	0.80	43.10	7.10	21.94	14.60	41.50	36.12
粘性土[Cs]:シルト{M}	19	0.00	52.00	9.81	0.00	26.10	1.20	11.30	36.40	23.22	14.60	40.60	35.56
粘性土[Cs]:粘土{C}	52	0.00	67.30	8.81	25.30	0.00	0.90	7.10	36.90	22.02	16.20	40.00	35.72

※粘性土の中分類は、液性・塑性限界試験結果が得られているデータのみ分類しているため、塑性指数が得られなかつたデータが欠損している。

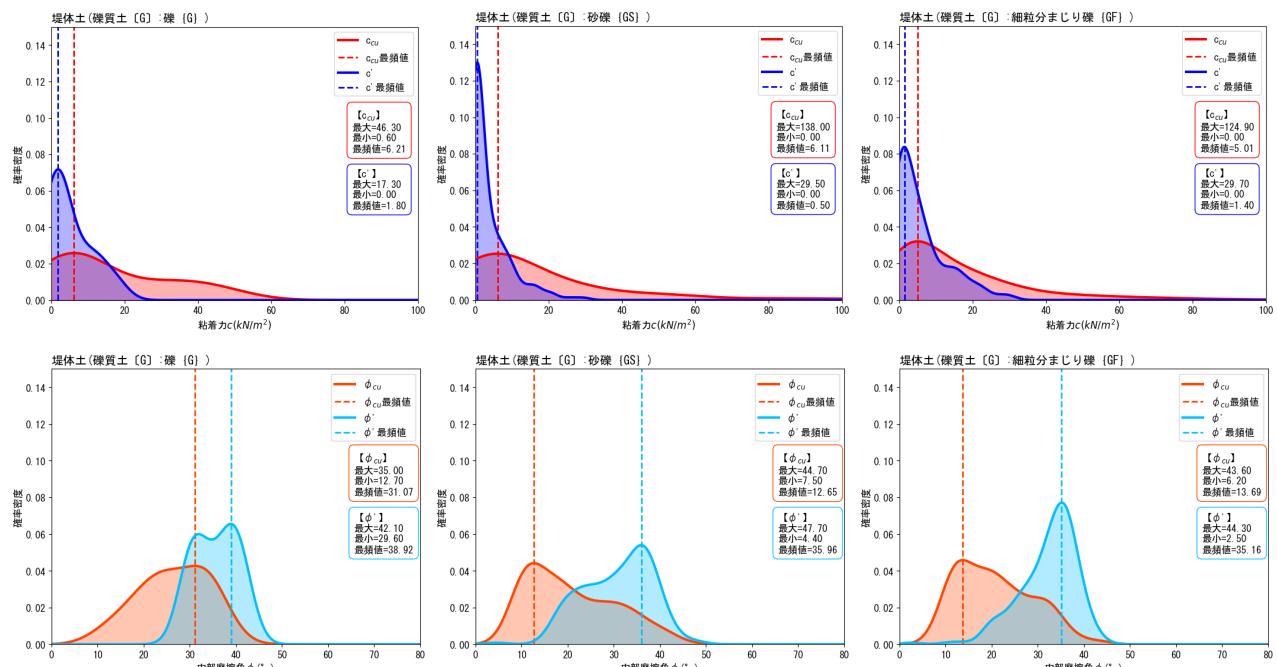


図1 堤体土(礫質土)の粘着力・内部摩擦角の確率密度分布
(左：礫{G}、中央：砂礫{GS}、右：細粒分混じり礫{GS})

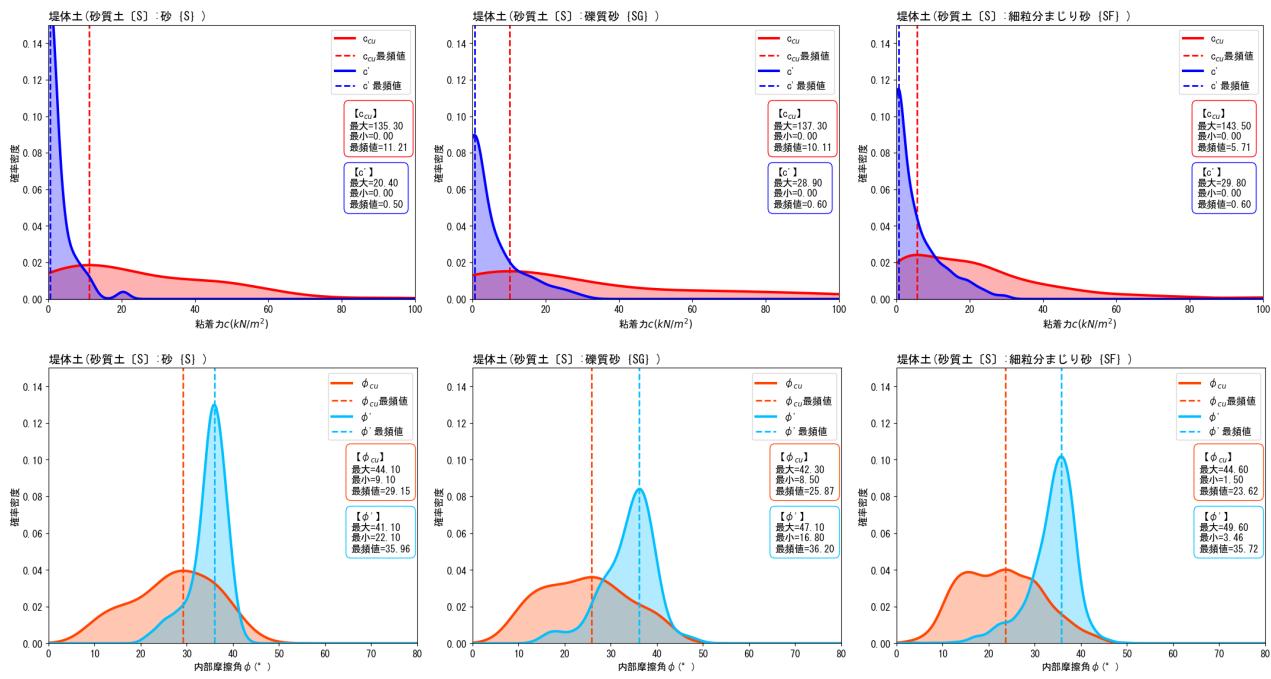


図2 堤体土（砂質土）の粘着力・内部摩擦角の確率密度分布
(左：砂[S]、中央：礫質砂[SG]、右：細粒分混じり砂[SF])

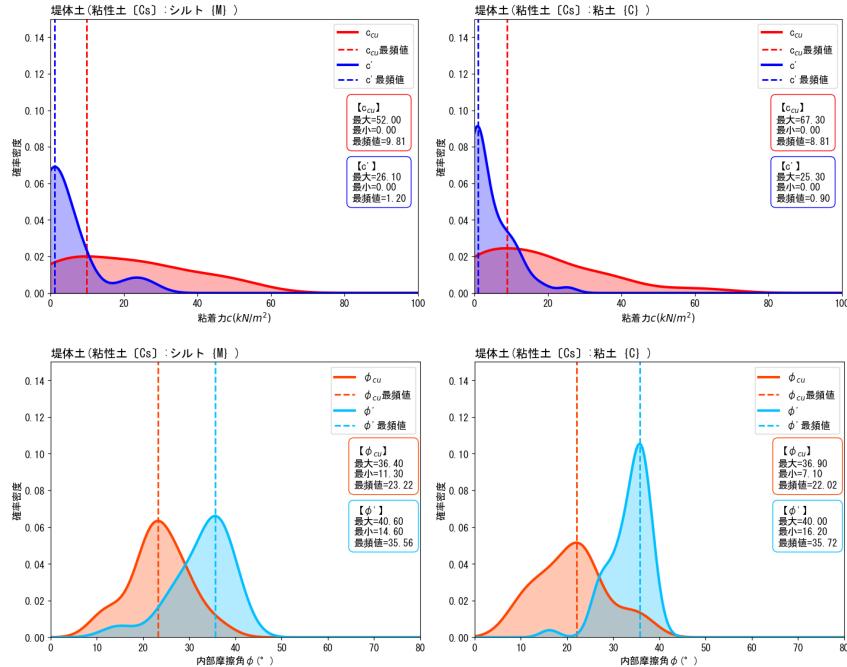


図3 堤体土（粘性土）の粘着力・内部摩擦角の確率密度分布
(左：シルト[M]、中央：粘土[C])

4. 強度定数と間隙比との比較

物理特性の違いによる強度定数への影響を確認するため、粘着力及び内部摩擦角と物理試験結果（粒度特性、湿潤密度、間隙比、塑性指数）との比較を行った。ここでは、間隙比と比較した結果について示す。粘着力 c_{cu} 、 c' 及び内部摩擦角 ϕ_{cu} 、 ϕ' と間隙比の関係を図4に示す。

全体的な傾向として、粘着力 c_{cu} 、 c' 及び内部摩擦角 ϕ_{cu} 、 ϕ' のいずれも間隙比が大きくなると、小さくなる傾向がある。全応力条件の強度定数 c_{cu} 、 ϕ_{cu} と有効応力条件の c' 、 ϕ' を比較すると、 c_{cu} 、 ϕ_{cu} の方が間隙比の違いによる影響が大きい傾向がある。また、土質による違いを比較すると、粒径の粗い礫質土ほど、間隙比の増大による強度定数の低下率が大きい傾向がある。湿潤密度や間隙比は締固め度によっても異なるが、間隙比が大きい試料は試料採取時に乱れが生じ、緩詰めの試料となっている可能性もある。特にサンプリングが難しい礫質土では、間隙比が大きい試料で粘着力、内部摩擦角がともに小さい傾向があり、前述した内部摩擦角が小さい傾向を示す砂礫{GS}、細粒分まじり礫{GF}では試料が緩詰めになっていた可能性が考えられる。

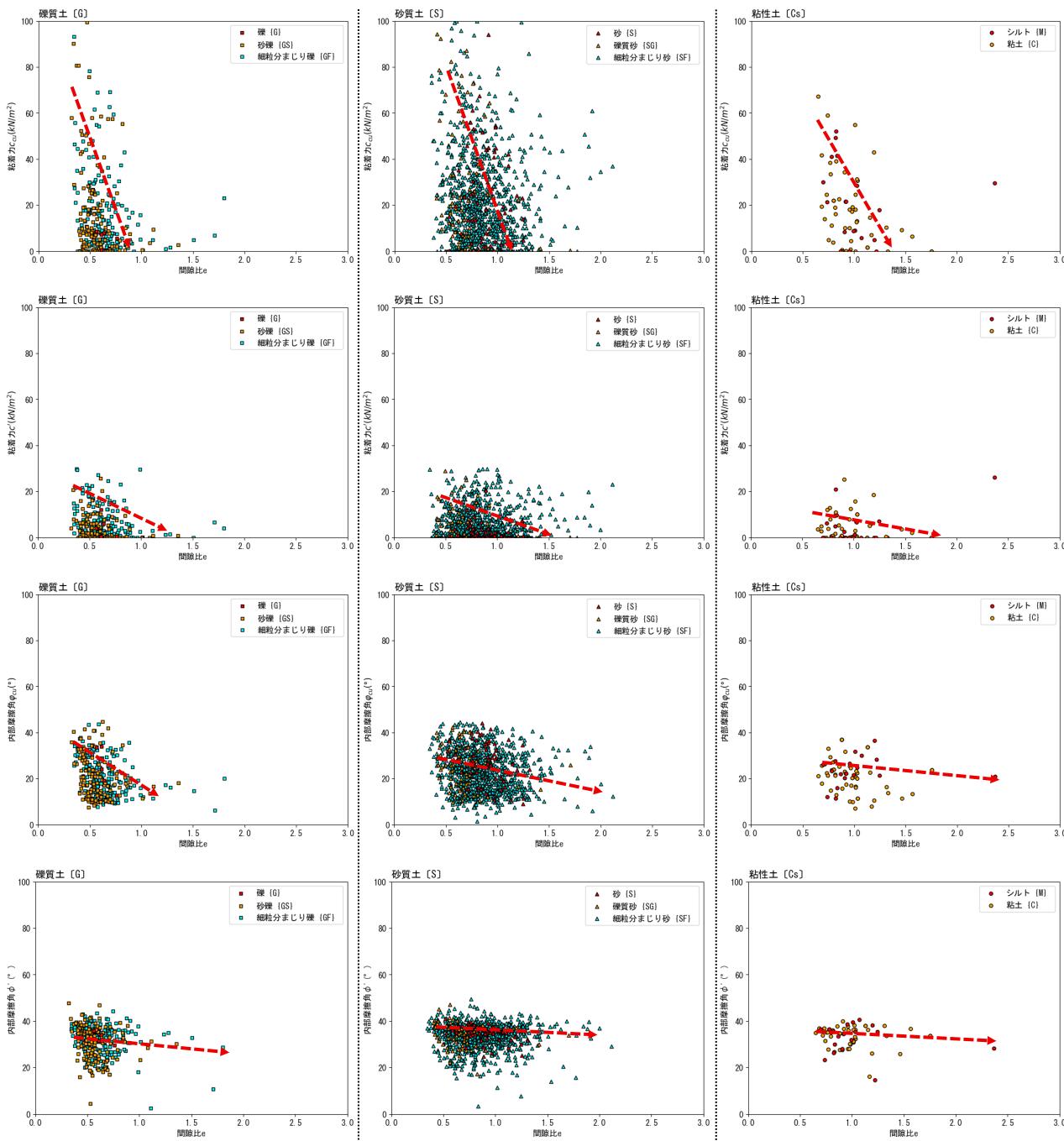


図4 堤体土の粘着力・内部摩擦角と間隙比の関係
(左列：礫質土 [G]、中央列：砂質土 [S]、右列：粘性土 [Cs])

5. 考察及びまとめ

- 全国の直轄管理区間の河川堤防で実施された、堤体土に関する三軸圧縮試験のCU試験結果を集計した結果、応力条件(全応力条件、有効応力条件)や土質による強度定数の傾向の違いを確認した。確認された傾向と考察を以下に示す。
- どの土質でも、 c' は c_{cu} より小さく、 ϕ' は ϕ_{cu} より大きい傾向が確認された。すべり破壊の安全率を求める円弧すべり解析では粘着力の影響が大きいことから、 c' 、 ϕ' を強度定数として採用すると安全側の結果になると想定される。
 - c' 、 ϕ' は土質による違いが小さい傾向が確認された。 c' 、 ϕ' を強度定数として採用する場合、土質による強度定数の違いよりも、土質毎の透水係数や保水性の差で生じる浸潤面の違いが円弧すべり解析の結果に与える影響が大きくなると想定される。
 - 緩詰めとなったと推定される試料(特に礫質土)で、 ϕ_{cu} と ϕ' が小さくなる傾向が確認された。礫質土の試験結果を取り扱う際には、大きい粒径の除外や試料の乱れにより内部摩擦角を過少評価する恐れがある。

参考文献：1) (一財) 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)，2012. 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所：河川堤防の土質試験結果情報 (https://www.nilim.go.jp/lab/fbg/download/geo_download/geo_download.html)，2014. 3) (公社) 地盤工学会：河川堤防の調査・検討から維持管理まで，2020.

吉野川を対象とした河川堤防の浸透点検手法の有効性の検討

河川堤防 浸透点検手法

中央開発株式会社

○栗原 朋之

熊本高等専門学校

脇中 康太

一般社団法人リバーテクノ研究会

石田 正利

中央開発株式会社

坂本 淳一

早稲田大学

岡村 未対

1.はじめに

『河川堤防の構造検討の手引き』¹⁾の浸透に対する安全性照査（以降、浸透点検と称す）が導入されて20年以上経過し、実務レベルでは点検結果に基づき様々な対策が講じられてきた。近年では、浸透破壊やパイピングのメカニズム解明に関する研究が活発で、かつ大きく進展したものの、浸透点検の手法そのものを検証した事例は少ない。

本論文は、浸透点検の有効性の評価を目的として、高知県から徳島県へと流れる一級河川吉野川を対象に、浸透点検の結果と被災実績を照合・分析したものである。浸透点検の手法のうち、表1に示すパイピングの照査基準に着目し、点検結果と被災の有無が一致した「正解」箇所、照査基準を満たさなかったものの被災しなかった「空振り」箇所、照査基準を満たしたにもかかわらず被災した「見逃し」箇所に分類し、浸透点検の有効性を定量的に評価した。また、「空振り」および「見逃し」が生じた要因について分析を行った。特に、河川管理上問題となる「見逃し」箇所については、対策工の有無や一度被災した箇所が繰り返し被災する可能性等に着目し、「見逃し」が発生した要因を考察した。

2. 使用した資料と整理の方法

(1) 対象区間と被災実績

対象区間は吉野川 3.2~77.6k で、平成 17 年～平成 19 年に浸透点検が実施された 149 箇所を対象とした。実現象は平成 23 年、平成 26 年の出水時(以降、H23/H26 出水時と称す)の被災実績(漏水)を用いた。なお、H23/H26 出水時の被災箇所のうち 9 箇所については、平成 28 年に地盤調査及び被災箇所の浸透流解析による再現解析²⁾が実施されている。

(2) 点検結果の分類方法

まず、点検結果のうち、パイピングに対する照査基準による判定結果(OK/NG)と実現象(被災/無被災)の整合性を比較した。表2に示した①正解(OK-無被災)、②空振り(NG-無被災)、③見逃し(OK-被災)、④正解(NG-被災)に区分した。

なお、H23/H26 出水時以外の過去漏水については、被災状況の詳細が確認できないことから、①～④の評価には含めていない。また、対策工の有無を考慮するため、「浸透点検が NG で対策工を実施したものの、H23/H26 出水時に漏水したケース」を③見逃しに区分し、「浸透点検が NG で対策工を実施し、H23/H26 出水時に漏水しなかったケース」は④正解に含めた。

3. 浸透点検の実績に関する全体傾向

点検箇所 149 箇所のうち、点検結果に対して H23/H26 出水時の被災の有無について分類した結果を表3に示す。また、①～④の割合を図1に示す。①及び④の正解は合計で 77.9% (116 箇所) となり、これは対象河川における浸透点検の妥当性を示したものと言える。②空振りの割合は 14.1% (21 箇所) となったが、浸透点検の性格上、安全率を見込ん

表1 パイピングに対する照査基準

被覆土なし	局所動水勾配 $i < 0.5$ i :裏のり尻近傍の基礎地盤の局所動水勾配
被覆土あり	盤膨れ安全率 $G/W > 1.0$ G :被覆土層の重量 W :被覆土層基底面に作用する揚圧力

表2 浸透点検結果と被災の関係

		浸透点検結果	
		OK	NG
実現象	無被災	①正解	②空振り
	被災	③見逃し	④正解

表3 点検結果の分類内訳

区分	浸透点検	H23/H26漏水	対策工	判定	件数(箇所)	割合%
A	OK	無	有/無	①正解	35	23.5
B	OK	有	有/無	③見逃し	2	1.3
C	NG	無	有/無	④正解	81	54.4
D	NG	有	有	③見逃し	10	6.7
E	NG	無	無	②空振り	21	14.1
合計					149	100.0

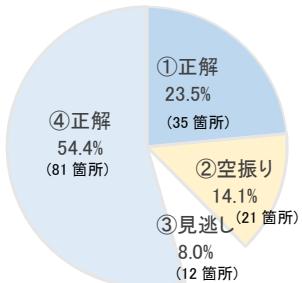


図1 点検結果の分類割合

Examination of the effectiveness of seepage inspection methods for river levees in the Yoshino River

Tomoyuki Kurihara, Junichi Sakamoto, CKC corporation

Kota.Wakinaka, National Institute of Technology,Kumamoto College

Masatoshi Isida, Research Institute of River Technology

Mitu Okamura, Waseda University

でおく必要があることを考えると、妥当な範囲の割合と言える。③見逃しの割合は8.1% (12箇所) であり、このうち特に河川管理上の問題となる「浸透点検がOKで被災した見逃し」は1.3% (2箇所) だった。②空振り、③見逃しについて、以下に詳述する。

4. 空振り箇所の分析・評価

(1) 外水位

空振り箇所は、149箇所のうち21箇所あり、このうち痕跡水位が確認できた箇所で、痕跡水位が高水敷より高い箇所は12箇所で（表4）、H23/H26出水時の痕跡水位は計画高水位（HWL）より2.0~4.3m低い。図2は、空振り12箇所のH23/H26出水時の痕跡水位をHとしたときの平均動水勾配(H/D)を示したものである。HWL時の平均動水勾配は対象河川の全区間で約0.1程度となるのに対して、H23/H26痕跡水位での平均動水勾配は0.01~0.07であり、空振り箇所に作用した外力は小さかったと言える。

(2) 浸透流解析

空振りの要因を確認するために、H23/H26出水時の痕跡水位による飽和不飽和2次元浸透流解析（以降、浸透流解析と称す）を行った。解析断面は、表4に示す断面から、痕跡水位による平均動水勾配が相対的に大きく、被覆土のあるL37.0k(G/W評価)、被覆土のないR36.5k(i_v, i_h 評価)の2断面を選定した。

各解析断面およびメッシュ図を図3および図4に示す。

L37.0kは、堤体が礫質土主体、基礎地盤は上から礫質土、粘性土、礫質土の順で、裏法尻には被覆土となる粘性土が堆積している。R36.5kは、堤体が礫質土主体、基礎地盤は砂質土、礫質土の順で、裏法尻に砂質土が堆積している。各断面の解析は浸透点検の手法に準拠し、解析モデルや土質定数は既存の浸透点検時と同一条件で実施した。

図5および図6に解析ハイドロと浸透点検時の照査外水位を合わせて示す。H23/H26出水時の解析ハイドロは、①ピーク水位はH23/H26出水時の痕跡水位、②解析箇所近傍の観測水位(36.0k)とピーク水位時刻を合わせる、③高水位継続時間は浸透点検時と同じとした。

(3) 浸透流解析による再評価結果

表5にL37.0kのG/Wの最小値を示す。同時刻の裏法尻のG/Wは1.8~1.9となり、G/W照査基準を満足する結果となつた。

表6にR36.5kの i_v, i_h の最大値を示す。同時刻の裏法尻の i_v は0.18~0.26、 i_h は0.02となり、 i_v, i_h の照査基準を満足する結果となつた。

上記の結果から、空振りの要因は外水位が低かったことと考えられる。浸透流解析では、平均動水勾配が相対的に大きい箇所を選定しているため、他の空振り箇所も同様の結果を得るものと想定される。したがって、浸透点検手法の有効性を否定するものではない。

表4 空振り箇所のHWLと痕跡水位の差

No.	代表断面(km)	HWL(m)	痕跡水位(m)		HWL-痕跡(m)	
			H23	H26	H23	H26
1	左岸	10.0	9.0	4.6	5.1	4.3
2		13.0	10.4	6.7	6.7	3.7
4		15.0	12.0	9.2	9.3	2.7
5		16.1	13.2	10.3	10.1	2.9
6		37.0	34.0	31.4	31.7	2.6
7		38.8	37.0	33.9	34.5	3.1
8		15.0	11.9	9.3	9.1	2.6
9	右岸	15.6	12.6	10.0	9.6	2.6
10		23.9	19.8	16.9	16.9	3.0
11		36.5	33.3	31.3	31.0	2.0
12		37.9	35.4	33.2	33.0	2.2

※L37.0k, R36.5kで再現解析を実施

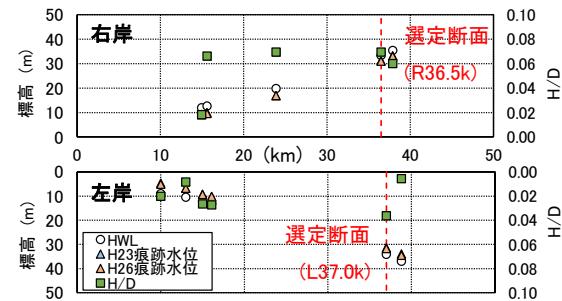


図2 空振り箇所の平均動水勾配

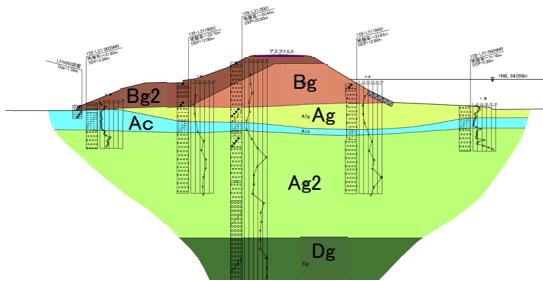


図3 検討断面L37.0k(上；断面図、下；メッシュ)

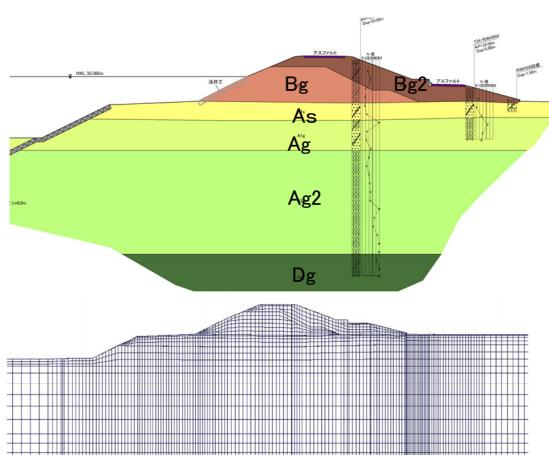


図4 検討断面R36.5k(上；断面図、下；メッシュ)

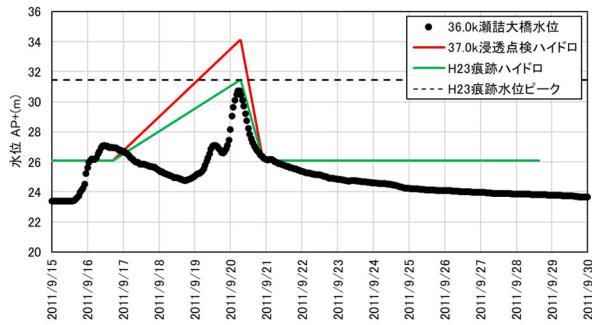


図 5 H23 出水時の水位観測記録と解析ハイドロ

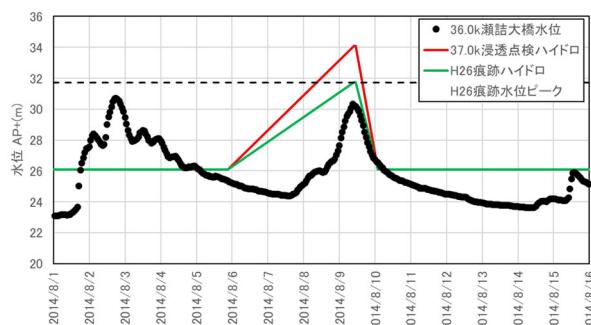


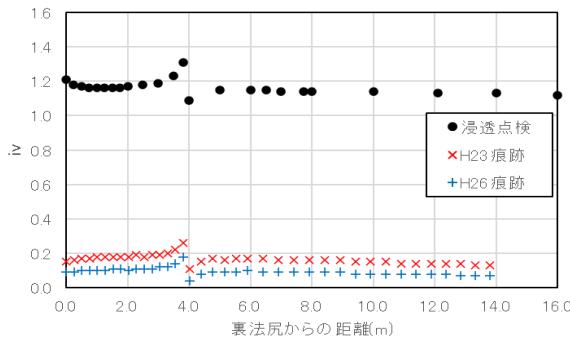
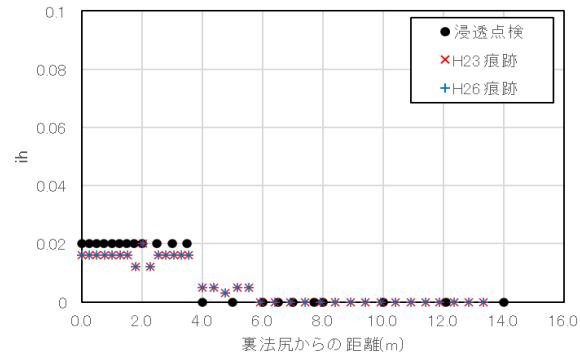
図 6 H26 出水時の水位観測記録と解析ハイドロ

表 5 H23/H26 出水時の G/W の最小値

検討ケース	時刻t(h)	法尻からの距離(m)	G/W最小
浸透点検時	300	-4.000	0.85
H23痕跡	300	0.250	1.89
H26痕跡	300	0.250	1.78

表 6 H23/H26 出水時の i_v, i_h の最大値

検討ケース	時刻t(h)	法尻からの距離(m)	i_v 最大	時刻t(h)	法尻からの距離(m)	i_h 最大
浸透点検時	300	3.814	1.31	-	2.034	0.02
H23痕跡	270～301.5	3.814	0.26	299～300	2.034	0.02
H26痕跡	270～300.5	3.814	0.18	299～300	2.034	0.02

図 7 H23/H26 解析結果 i_v の分布 ($t=300h$)図 8 H23/H26 解析結果 i_h の分布 ($t=300h$)

5. 見逃し箇所の分析・評価

(1) 被災履歴と対策工の有無

表 7 に、H23/H26 出水時に被災した箇所の浸透点検結果と被災回数、対策工の有無を示す。見逃し箇所は、「浸透点検が OK で H26 出水時に被災した場合」が 149 箇所うち 2 箇所（割合 1.3%）となる。また、「浸透点検が NG で対策工実施後の H23/H26 出水時に被災した場合」が 10 箇所（割合 6.7%）となる。H23/H26 出水時に被災した箇所の多くは対策工有りとなる。

図 10 に、空振りと見逃し箇所の痕跡水位を示す。縦軸に痕跡水位と堤内地盤高の差をとり、横軸は HWL と堤内地盤高の差とした。空振りの理由として、H23/H26 出水時の外水位が低かったことは既に述べたが、見逃し箇所の外水位は空振り箇所に比べて高いことがわかる。また、HWL と堤内地盤高の差も見逃し箇所の方が大きい傾向にある。つまり、見逃し箇所は空振り箇所に比べて、浸透に対しては厳しい条件下にあったと言える。しかしながら、その痕跡水位も HWL より 1.85～3.60m 下にあり、また同程度の条件でも空振り（被災しなかつた）だった箇所が見受けられる。

図 11 に、H23/H26 出水時に被災した 12 箇所の被災回数を示す。見逃し箇所では、被災回数が 3～4 回確認されており、被災が同一の一連区間ににおいて繰返す傾向にある。なお、国土交通省による被災の判定は、漏水と墳砂がみられた

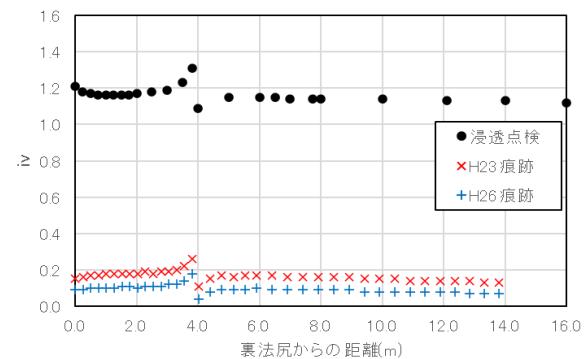
図 9 H23/H26 解析結果 G/W の分布 ($t=300h$)

表 7 見逃し箇所の被災履歴

No.	左右岸別	浸透点検	距離標(km)		代表断面	被災履歴		対策工有無
			始点	終点		被災年	被災回数	
1	左岸	NG	16.16	16.20	16.10	S23, H2, H16, H23	4	有り
2		NG	20.55	20.60	20.62	S27, S29, H5, H26	4	有り
3		NG	20.60	21.06	20.62	S27, S29, H5, H26	4	有り
4		NG	21.58	22.03	23.16	S29, H5, H16, H23	4	有り
5		OK	26.96	27.80	27.60	S20, S51, H5, H26	4	有り
6		NG	17.30	17.78	18.00	S23, S24, H2, H16, H23	5	有り
7		NG	17.78	17.85	18.00	S23, S24, H2, H16, H23	5	有り
8		NG	17.85	17.91	18.00	S23, S24, H2, H16, H23	5	有り
9		NG	17.91	18.00	18.00	S23, S24, H2, H16, H23	5	有り
10		NG	18.00	18.11	18.00	S23, S24, H2, H16, H23	5	有り
11	右岸	NG	26.37	26.90	26.60	S27, S29, H26	3	有り
12		OK	33.14	34.20	33.60	S27, H16, H26	3	無し

※L27.6k, R33.6kで見逃しの要因分析を実施

場合とされているが、漏水のみで被災と判定している場合もあるため、被災の判定にやや曖昧さが残ることに留意が必要である。

(2) 既往検討資料に基づく見逃し要因の分析

見逃し箇所の被災箇所について、H28 既往検討資料²⁾において、地盤調査および浸透流解析による再現解析が行われている。ここでは、浸透点検でOKにも関わらずH26 出水時に被災した左岸 26. 96~27. 80k（代表断面 L27. 6k），右岸 33. 14~34. 20k（代表断面 L33. 6k）について分析する。

1) 代表断面 L27. 6k

図 12 に代表断面と一連区間の位置を加筆した治水地形分類図を示す。一連区間の代表断面は L27.6k であるのに対して、被災箇所は L27.0k である。被災した断面 L27.0k には、L27.6k では確認されなかった被覆土層(粘性土)が川裏法尻に薄く確認された。図 12 の治水地形分類では L27.6k の裏法尻が氾濫平野であるのに対して、被災箇所は旧河道となっていた。

H26 出水時の痕跡水位に対する再現解析 (L27.0k) では、
 $G/W=0.47$ となり照査基準を満足できない結果となった。以上か
ら、一連区間の中で如何に危険な箇所を代表断面として抽出でき
るかが課題と考えられる。

2) 代表断面 R33. 6k

図13にR33.6kの地質断面図を示す。H26出水時に代表断面であるR33.6kのごく近傍で漏水が確認されている。つまり、ジャストポイントで漏水が発生しているにも関わらず見逃した箇所となる。しかし、H28既往検討資料では、H26年の痕跡水位による再現解析において照査基準を満足する結果となっており、外水位、堤体の透水係数、外水位の継続時間などを安全側の条件とした場合においても実現象を再現できていない。同区間では、過去3回の被災履歴が確認されており、過去の被災によって水みち等の漏水が発生しやすい状況が形成されていることも考えられる。

6. おわりに

- ・浸透点検の結果について、正解(①+④)は吉野川 149 箇所中 116 箇所で 77.9% だった。
 - ・空振り箇所(14.1%)は、H23/H26 出水時の痕跡水位が HWL に対して 2m~4m 程度低く、痕跡水位による平均動水勾配も 0.02~0.07 程度であり、空振りは作用した外力が小さかったためと考えられる。
 - ・見逃し箇所(8.0%)が生じた要因として代表断面の抽出方法が挙げられた。吉野川の浸透点検は H17~H19 年に実施されているが、当時の資料・データの精度等の関係から、一連区間の中で最も危険な箇所が代表断面として選定されていないことが考えられる。現在は微地形の判読に LP データを活用するなど技術が進展しているため、代表断面の抽出精度を向上することができれば、見逃しを減らすことができると思われる。
 - ・また、見逃し箇所では複数回の漏水が繰り返し発生していた事実が確認されたことから、過去漏水に起因する水みちの形成等、被災しやすい地盤条件になっていることも考えられる。H28 年既往検討による再現解析においても、実現象を再現できないことから、このような箇所に対しては現行の浸透点検手法は適用できない可能性があり、現行の手法に被災実績の有無を考慮するなど、何らかの対応が必要になると想われる。

【謝辞】本論文で用いた吉野川の浸透点検結果や各種検討資料は、国土交通省四国地方整備局徳島河川国道事務所よりご提供いただきました。末筆ながら、ここに深謝の意を表します。

【参考文献】

- 1)財団法人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）, 2012.
 - 2)国土交通省四国地方整備局徳島河川国道事務所：平成28年度吉野川漏水対策業務報告書, 2017.

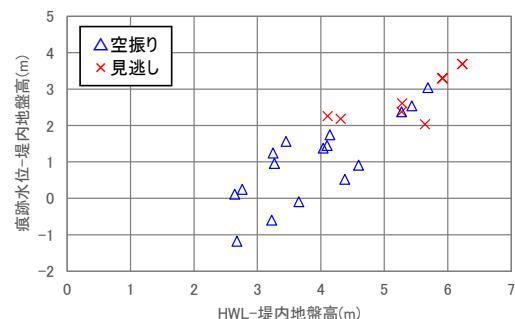


図 10 空振り箇所と見逃し箇所の痕跡水位の比較

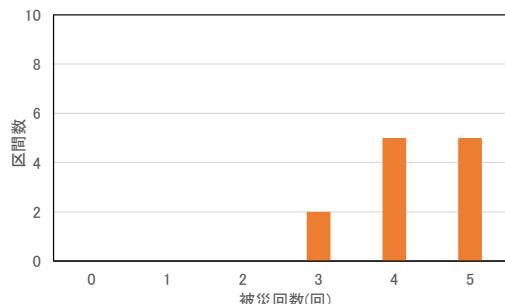


図 11 見逃し箇所の被災回数

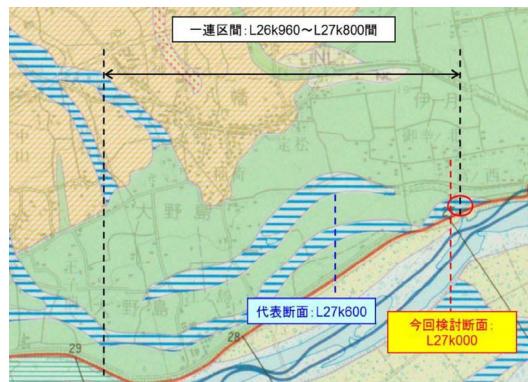


図 12 代表断面 L27.6k 近傍の治水地形分類図

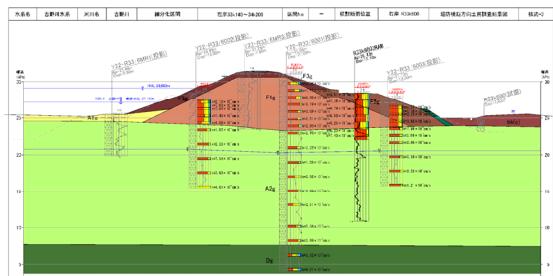


図 13 H26 に被災した R33. 6k の地質断面図

被覆土層厚の違いがボイリング発生時の G/W に及ぼす影響に着目した遠心模型実験

ボイリング 限界動水勾配 G/W 遠心模型実験

九州工業大学工学部

学生員

○吉武治紀

九州工業大学大学院

学生員

伊原丞希, 鬼丸颯人

九州工業大学大学院

正会員

川尻峻三

1. はじめに

近年の気候変動に伴う高水位外力の長時間化によって、河川水が基礎地盤に浸透することで発生するパイピングの前兆現象となる堤内地での漏水・噴砂発生が報告されている。河川管理上の重点監視箇所抽出の観点からも、漏水・噴砂発生の支配因子・評価指標・閾値の解明が精力的に進められている。国内での漏水・噴砂の照査では、パイピングに対して局所動水勾配 i_v , i_h あるいは G/W (= 被覆土層の自重 / 揚圧) による判定が用いられている。しかし、地盤工学的にみると G/W の G は主として土被り等の「自重」として定義され、土のせん断強度による抵抗を陽に含んでいない。そのため、照査において G/W を満足しても過去の出水で発生した亀裂、空洞化、局所せん断などの進行性破壊を十分に説明できない可能性がある。

この点を示唆する近年の研究として、大桑・前田¹⁾は透水性基礎地盤の層構造が漏水・噴砂・損傷過程に影響し得ることを模型実験と浸透流解析で検討している。さらに大桑ら²⁾は開削調査に基づく模型実験から、不透水性表層のたわみ・弱体化に続き、斜めひび割れや頂部ひび割れの発生、砂溜り形成、押し抜きせん断様の変形を伴って噴砂に至るプロセスを具体的に報告しており、盤ぶくれを伴う噴砂が「自重と揚圧の釣合い」だけでなく、せん断破壊と損傷の進展が強く結び付くことを示している。また、被災が単発洪水ではなく洪水履歴として損傷が蓄積した結果である可能性にも言及している。一方で、噴砂発生後のパイピングの進展については、Okamura et al.³⁾が遠心模型実験と解析により、管内流れが層流と乱流が同一管内で併存し得ること、流況変化がスケール効果や動水勾配に影響することを整理している。

本研究では、パイピングの初期段階である堤内地盤での盤ぶくれの評価において土のせん断強度を考慮した方法の検討を目的としている。具体的には、被覆土層（以下、本文では難透水性層とする）の厚さを変化させたモデル地盤に対して遠心場でのボイリング実験を行い、実験中のモデル地盤内の間隙水圧、局所動水勾配、 G/W の時間変化の違いを観察した。この結果に対し、梁のせん断ひび割れ破壊モデルを適用した難透水性層の非排水せん断強さを取り入れた盤ぶくれの簡易照査について検討した。

2. 実験に使用したモデル地盤および実験条件の概要

図-1 は本実験で用いた土槽およびモデル地盤の概略図を示す。表-1 はモデル地盤に用いた地盤材料の物性値などのまとめをしている。本研究では、実スケールで地盤高さが 2m となるよう縮尺比 1/20 のモデル地盤を高さ 100mm、奥行き 100mm で作製し、20G の遠心場で実験を実施した。所定の遠心力に到達後、貯水槽へ注水することで外水位を上昇させてモデル地盤にボイリングを発生させた。なお、実験装置の流量の制約から、外水位を十分に確保するためにモデル地盤の両端部は難透水性地盤として粘性土を配置した。モデル地盤内の間隙水圧分布を測定するため、小型間隙水圧計をモデル地盤の地表面から 10mm, 50mm, 90mm の深度に設置した。貯水槽での水圧を測定するために、貯水槽内においてモデル地盤底面と一致する位置に間隙水圧計を設置した。モデル地盤の最下層には珪砂 3 号を厚さ 10mm（実換算で 0.2m）で相対密度 $D_r = 60\%$ となるように堆積させており、この最下層の上部の基礎地盤層には珪砂 6 号を水中落下法で $D_r = 70\%$ になるように堆積させた。この基礎地盤層の上層は難透水性層として石狩川で採取された粘土を用いて、含水比 w を液性限界である $w_L = 45.1\%$ に調整した後、基礎地盤層の乱れが無いように慎重に設置した。

表-2 は本稿で結果を示す実験ケースを示している。実験は被覆土層となる難透水性層の有無と難透水性の高さを変化させた 4 ケースとした。Case1 は難透水性層を設けず、難透水性層が無いケースである。Case2～4 は難透水性層を有するケースであり、モデル地盤の高さ H （難透水性層 H_c + 基礎地盤層 H_b ）に対する難透水性層 H_c の高さを変化させた。また、Case4 については、1 回目の注水で盤ぶくれが発生した後、貯水槽の水位が低下させて水位が十分に落ち着いたことを確認後、再度 2 回目および 3 回目の注水を行い、盤ぶくれの状況を観察した。

本実験では、遠心場における地盤内での液体の浸透速度の相似則を満足させるために 20G の遠心加速度に応じ

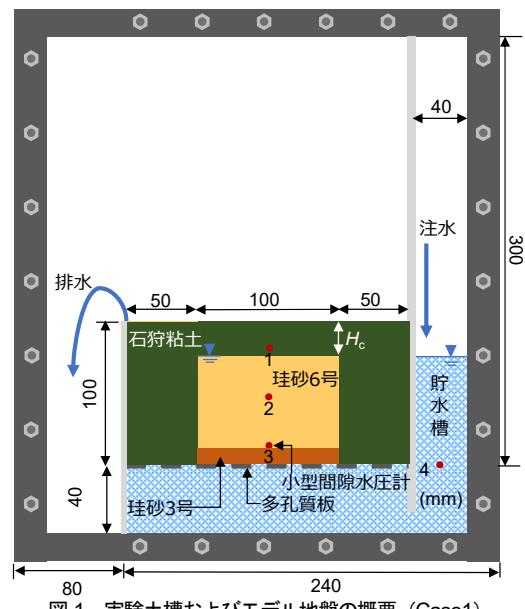


図-1 実験土槽およびモデル地盤の概要 (Case1)

表-1 モデル地盤に用いた地盤試料の諸量のまとめ

	地盤試料	土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	相対密度 D_r (%)	間隙比 e	飽和透水係数 k_{sat} (m/s)
難透水性層	石狩粘土	2.638	-	0.792	1.55×10^{-6}
基礎地盤層	珪砂 6 号	2.574	70	0.641	1.39×10^{-4}
礫層	珪砂 3 号	2.635	60	0.894	3.27×10^{-3}

て水の粘性を変化させたメトローズ溶液を用いた。また、貯水槽の初期水面は基礎地盤層の上面に一致させた後、貯水槽への注水を開始した。以下の実験結果と考察では、特に断りがない限りは相似則を適用した実大スケールで議論している。

3. 実験結果および考察

図-2 は本実験における代表的な実験結果として、Case3 におけるボイリング発生中のモデル地盤の様子を高速度カメラで撮影し、PIV 解析から推定したモデル地盤内の流速分布の変化を示している。なお、図中の経過時間 t は注水開始を $t = 0$ 分とした経過時間を示している。難透水性層を有する Case2, 3, 4 では共通して、上向きの浸透流によって難透水性層の下端に作用し、たわみが発生するとともにアップリフトが生じ、難透水性層の側面部には亀裂が形成した ($t = 4.56$ 分)。これとほぼ同時に基礎地盤層下端と礫層上端の境界部付近に空洞が発生して、この空洞が基礎地盤の上部へ移動した。さらに貯水槽の水位が上昇すると亀裂が難透水性層の地表面まで貫通し、台形状の難透水性層が完全に浮き上がり、貫通した亀裂での流速が上昇して亀裂を通して基礎地盤層の珪砂の流出が発生した ($t = 4.96$ 分)。その後、貯水槽の水位が高い状態が継続されると基礎地盤層からの珪砂の流出と併せて、基礎地盤層内が混相状態になった。貯水槽へのメトローズ溶液の供給量とモデル地盤内からの流出量が同程度なり、貯水槽の水位低下に伴い、混相状態にあった基礎地盤層では珪砂が重力方向に再堆積して空洞が消失するとともに、珪砂の流出が停止した。台形状の難透水性層が下方へ移動した。この際、亀裂内には基礎地盤層の珪砂が充填されているため地表面高さは注水前よりも高い位置となり、実験後には実験前と比較して隆起した状態となった ($t = 5.23$ 分)。この一連のプロセスは、大桑らが報告している実験結果や北川でたびたび発生している噴砂の発生メカニズムの推測結果と一部で整合している。なお、Case3 では繰返し注水を行っているが、再注水時には亀裂から再度、珪砂が流出し、台形状の難透水性層がアップリフトした。しかし、難透水性層の端部の亀裂は貫通しているために 1 回目の注水で確認された難透水性層のたわみは発生せず、形状を保持した状態で水位上昇に伴ってアップリフトした。

次に図-3 は実験中における各実験ケースの間隙水圧 γ_w 、局所動水勾配 i_v 、 G/W の経時変化を示している。図中の t は先述したように注水開始を $t=0$ 分とした経過時間である。また、図中には間隙比 e から計算した限界動水勾配 i_c と、この i_c と浸透路長 L から算出した i_c に対応する水頭差 ΔH を圧力換算した値を併記している。ボイリング発生時刻は、実験中の撮影画像から決定した。難透水性層重量 G は式(1)を用いて算出した。

$$G = \{(1+w) \cdot G_s / (1+e)\} \cdot \gamma_w \cdot H_c \quad (1)$$

ここで、水の単位体積重量 $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$ とし、他のパラメータは表-1 に示した実験ケースの各種条件から設定した。揚圧力 W は貯水槽内においてモデル地盤底面と一致する位置に設置した間隙水圧計 Ch.4 にて計測した貯水槽水位と、モデル地盤底面から難透水層底面までの高さの基礎地盤層内は静水圧分布していると仮定して圧力水頭を算出して、貯水槽水位と圧力水頭の差を W とした。 i_v については、基礎地盤層に設置されている間隙水圧計である Ch.2 と Ch.3 で計測された間隙水圧から算出した。モデル地盤のアップリフトや噴砂発生の時間は、土層側面および上部に設置した高速度カメラとアクションカメラの動画から判断した。

難透水性層が無い Case1 では、珪砂 6 号で構成された基礎地盤層地表のアップリフトが発生した後、噴砂が発生して珪砂が地表面に流出した。注水開始から i_v が増加し、 i_v よりもやや小さい値でピークとなった。このピークを示した際にアップリフトが発生し、その後、 i_v は低下した。難透水性層を有する Case2~4 においては、難透水性層地表のアップリフトから噴砂発生までの時間が Case1 よりも長い。また、 H_c が大きくなるほどアップリフトから噴砂発生までの時間が短くなっている。難透水性層無しの Case1 では基礎地盤層のみであることから、 i_v が大きくなり局所的なボイリングの発生による基礎地盤層内の空洞の発生が地表面のアップリフトに直接的に影響するためと考えられる。一方で、難透水性層を有する場合には、基礎地盤層内でボイリングが発

表-2 実験ケースのまとめ

実験ケース	難透水性層厚 H_c (m)	基礎地盤層厚 H_s (m)	H_c/H_s	繰返し注水 の有無
Case1	0	1.8	0	無し
Case2	0.2	1.6	0.125	無し
Case3	0.3	1.5	0.200	無し
Case4	0.6	1.2	0.500	有り

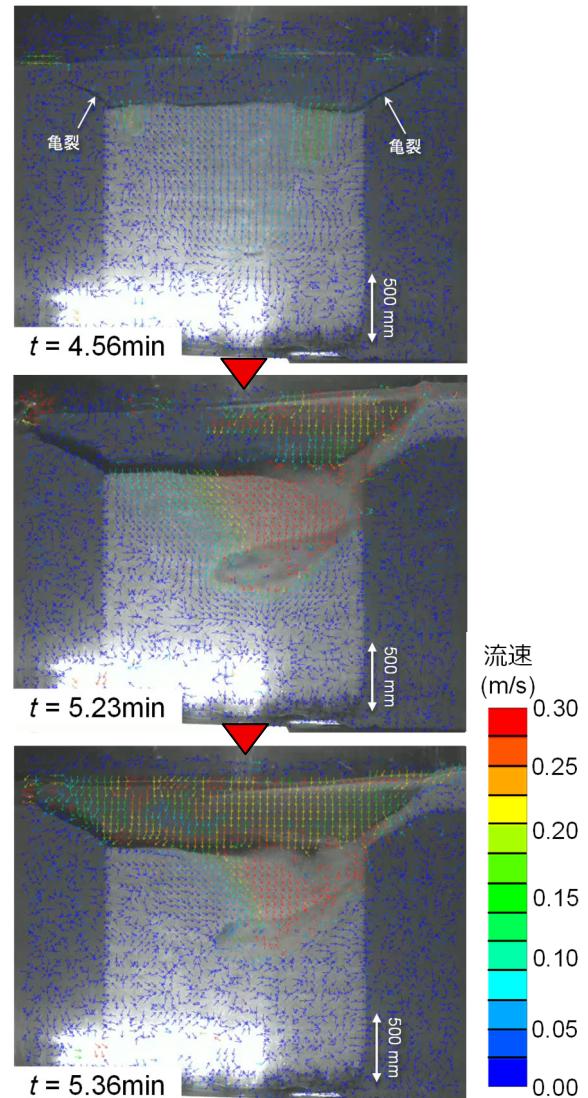


図-2 Case3 のボイリング発生時のモデル地盤の流速分布

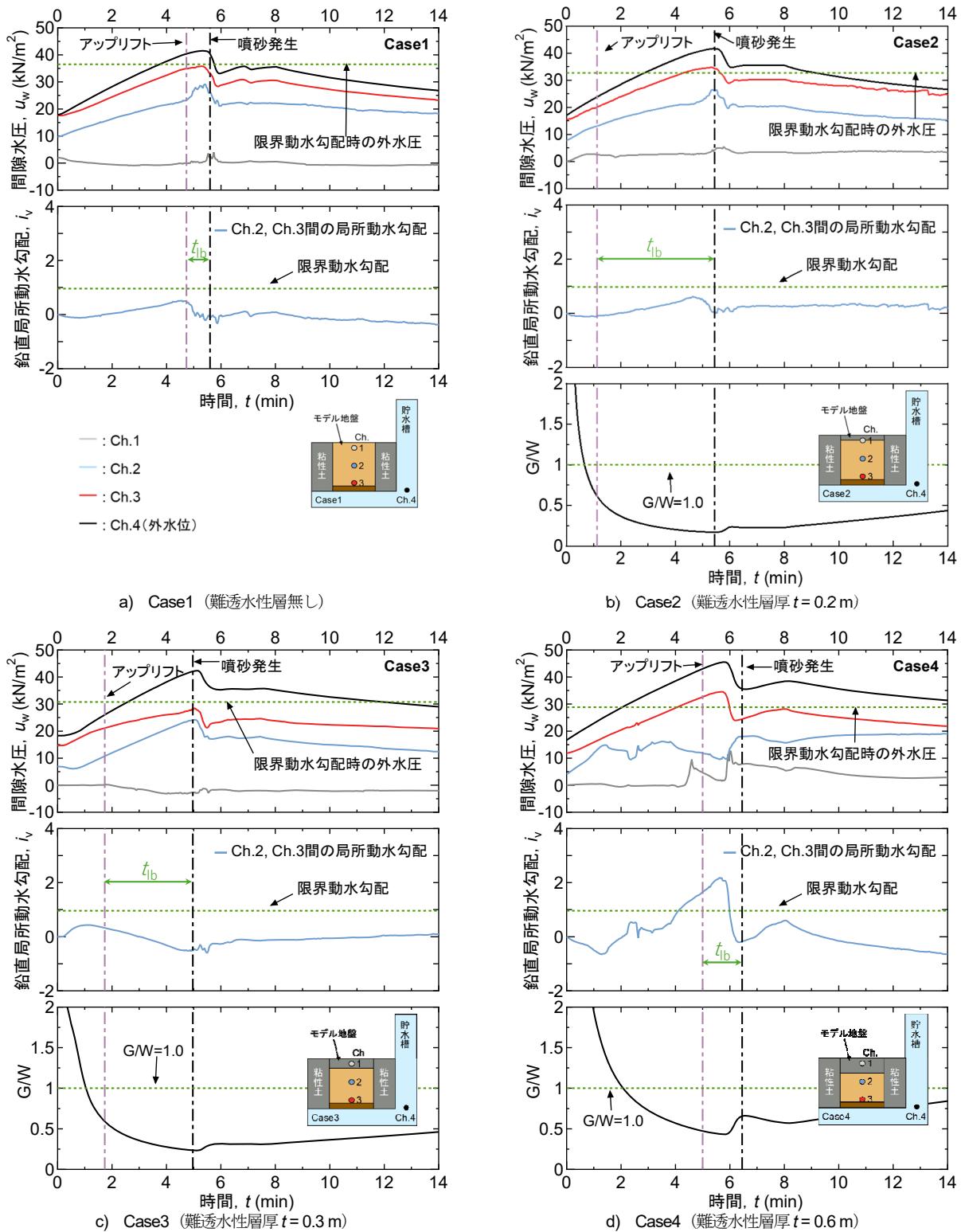


図-3 各実験ケースにおける間隙水圧、局所動水勾配、G/Wの時間変化

生し、上方への地盤流動が発生しても強度・剛性を有する難透水性層が存在するため、直ちに地表面へ基礎地盤層内の土が流出できないと考えられる。

Case2～4 の基礎地盤層下部である Ch.3 の u_w に着目すると、 H_c が最も大きい Case4 の u_w が他のケースよりも大きくなつた。Case4 では難透水性層の厚さが大きいため W の増加と比較して難透水性層の抵抗力が大きく、これによって基礎地盤層内の間隙水圧が高まり、図-2 に示したような難透水性層のアップリフトによる亀裂が発生後、直ちに噴砂が発生したと予想できる。図-4 は Case2～4 における Ch.3 で計測した u_w から算出した過剰間隙水圧比 $\Delta u_w / \sigma_v'$ の経時変化を示している。Case4 ではアップリフト時には $\Delta u_w / \sigma_v' = 0.93$ 程度と高い値となっており、基礎地盤層内では液状化した状態になつてゐたと考えられる。

次に図-5 は各実験ケースにおける注水開始から噴砂発生までの時間 τ_b とアップリフトから噴砂発生まで時間 τ_a を基礎地盤層の厚さに対する難透水性層の厚さである H_c / H_s で整理したものである。 τ_b は $\tau_b = 5 \sim 6.5$ 分程度の狭い範囲に分布しており、注水開始か

ら噴砂までの時間は H_c に依らないことがわかる。これは基礎地盤層のボイリングが外水位の高さに依存しているためと考えられる。一方で η_w については、難透水性層を有する $H_c / H_s > 0$ の結果において H_c / H_s の増加に伴い η_w が小さくなり、先述したように W の増加と比較すると難透水性層の抵抗力は層厚に影響していると解釈することができる。

次に表-3 は Case2~4 における G/W の算出結果を示している。繰り返し注水を行った Case4 については、2 回目および 3 回目の注水時の G/W についても記載している。再注水時の G については、亀裂よりも上部の難透水性層の領域として算出した。Case2 および 3 と Case4 の 1 回目の注水では $G/W < 1$ となっており、外水位上昇に伴う盤ぶくれを表現できている。一方で、繰り返し注水を行った Case4 では、2 回目および 3 回目の注水時には $G/W > 1$ となっており、注水による盤ぶくれを評価できていない。ここで表中の W に着目すると、2 回目および 3 回目では 1 回目よりも W が小さいことがわかる。これは 2 回目および 3 回目の注水時の高速度カメラで撮影した動画を見ると、1 回目の注水によって発生した難透水性層の亀裂部が水みちとなって局所的な流水となっていた。つまり、事前の注水で難透水性層に損傷（亀裂）が発生した 2 回目および 3 回目では W が過小評価されたことで $G/W > 1$ になったと考えられる。一方で、再注水時には亀裂よりも上部の難透水性層が土塊としてアップリフトしたことを考えると、亀裂部での高速流が土塊のアップリフトの駆動力になっている可能がある。このことから、出水によって隆起が発生した堤内地盤においては、難透水性層（被覆土層）の損傷によって G/W による照査精度が低下している可能性があり、 i_v, i_h のパイピング発生の照査が合理的と言える。

上記の検討から、難透水性層が亀裂などの損傷を受けていない場合には $G/W < 1$ となり、盤ぶくれの照査が可能であることが改めて確認された。一方で、 G/W の G には土の強度のパラメータは導入されていないため、実験で確認された難透水性層のたわみの効果を評価することができない。また、被災後に堤内地盤を埋戻し、再転圧した際の締固め効果を考慮できない。そこで、図-6 に示すように単純支持されたコンクリート梁のせん断ひび割れ発生時の耐力評価を参考に、難透水性層の非排水せん断強さ S_u を考慮した照査モデルを考えた。このモデルでは、せん断抵抗として室内ベーンせん断試験から得られた非排水せん断強さ τ_v と H_c からせん断抵抗 V_r を算出し、難透水性層の下層に W が等分布荷重として作用したときの単純梁の端部せん断力 $V_u = (W \cdot B)/2$ (W は揚圧力、 B は難透水性層の幅) が発生すると仮定し、 V_r/V_u からせん断破壊型のアップリフトを照査するものである。なお、 S_u については原位置で簡便に計測できる方法としてベーンせん断試験とした。 H_c についてはせん断強さが発揮されるひび割れ長さが適当であると考えられるが、原位置での計測の容易性を考えて H_c を使ってモデル化した。図-6 中の表に示したように、Case2, 3 および Case4 の 1 回目の注水時の V_r/V_u は $V_r/V_u = 0.9 \sim 1.2$ 程度であった。Case4 については V_r/V_u によってひび割れの発生を伴うアップリフトの発生を表現できているものの、 H_c が小さい Case2, 3 では過大評価となっている。これは H_c が小さいことで難透水性層にたわみが発生し、 W が過小評価されていることが予想される。また、 S_u には異方性や拘束圧依存性の影響があると考えられるため、 $\alpha \cdot S_u$ のようにせん断強さに安全率に相当するような係数を考慮するなどが考えられ、今後、実験データを蓄積してモデルの妥当性を詳細に検証する予定である。

4. まとめ

遠心模型実験から G/W の適用性について検討し、損傷を受けて亀裂が発生した地盤における G/W の適用限界の一例を示した。また、梁のせん断ひび割れ破壊の考え方を援用した照査基準について新たに検討した。

参考文献：1)大桑・前田：河川技術論文集, Vol. 30, pp. 215-220, 2025. 2)大桑ら：土木学会論文集, Vol. 80, No.16. 24-16114, 2025. 3)Okamura et al.: Soils and Foundations, Vol. 62, No. 5, 101214, 2022.

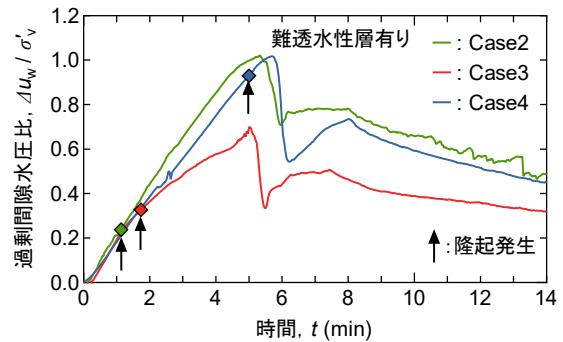


図-4 Case2~4 における $\Delta u_w / \sigma_v$ の経時変化

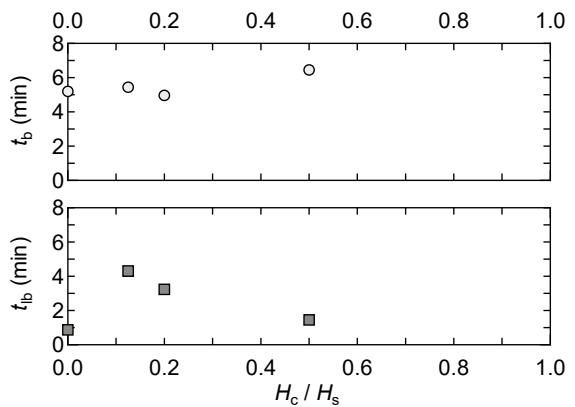


図-5 H_c / H_s と隆起から噴砂発生時間および噴砂発生時間の関係

表-3 Case2~4 における隆起発生の G/W

Case	H_c (m)	G (kPa)	W (kPa)	G/W
2	0.2	4.2	6.9	0.61
3	0.3	6.3	10.6	0.60
4-1 st		12.6	26.6	0.47
4-2 nd	0.6	22.7	11.4	2.00
4-3 rd		22.7	15.1	1.50

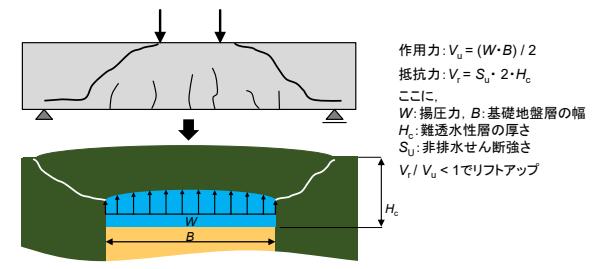


図-6 単純張りのせん断ひび割れを援用したアップリフトの照査

Case	H_c (m)	V_r / V_u
2	0.2	1.20
3	0.3	1.12
4	0.6	0.93

Sellmeijer モデルを用いた河川堤防のパイピング破壊の進展評価

名古屋工業大学 学生会員 ○近藤 知輝 名古屋工業大学 正会員 前田 健一
 名古屋工業大学 正会員 齋藤 啓 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 加藤碩二郎 名古屋工業大学 学生会員 渡邊 亮太

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、河川堤防が損傷あるいは破堤する危険性の高い重点監視箇所を効率的に抽出するための研究¹⁻³⁾が進められてきた。しかし、現行のパイピング照査は局所動水勾配、あるいは噴砂の照査基準の1つであるG/Wで照査されており、いずれもパイピングの発生の有無は判定できるが、どの程度までパイピング破壊が進展しているかは考慮されていない。一方で、海外ではSellmeijerによって、パイピングにより空洞が生じた後、さらに進展し得るか空洞内の地下水と砂粒子の安定性から限界平衡状態を理論的に導き出されており⁴⁾、さらにSellmeijerのモデルの改良について検討がされている(例えば)⁵⁾。

本稿では、対象の堤防でどの程度までパイピング破壊が進展しているかを Sellmeijer のモデルを用いて検討した。そこで、パイピングを再現した模型実験及び噴砂等の被害が報告されている実堤防の再現解析を通して、解析結果との整合性及び現行の照査との比較・考察をした。また、パイピング孔が生じる層の粒度分布の粒径に着目し、土質区分や透水係数がパイピング進展に与える影響を検討した。

2. パイピング破壊の進展・評価について

本稿では、Sellmeijer の考案したモデルを応用して対象の堤防でどこまでパイピング孔が進展するか、計算可能な解析ソフト「D-GeoFlow」を用いて検討を行った。「D-GeoFlow」では、FEM による定常状態時の浸透流解析結果を基に、パイピング孔が進展するか判定する式(1)とハーゲン・ポアズイユ流れを用いてどこまで進展するかを式(2), (3)から計算される⁵⁾。また、「D-GeoFlow」では、対象の堤防でパイピング破壊が起きる直前の水頭 (h_c : Critical head) や設定した水位でどれほどパイピング孔が進展しているか計算が可能である。

$$a \frac{dp}{dx} = \frac{\pi}{3} (\rho_s - \rho_l) g d_{70} \eta \tan \theta \quad (1)$$

$$v = -\frac{a^2}{12\mu_l} \frac{dp}{dx} \quad (2)$$

$$\Delta x = v \Delta t \quad (3)$$

ここで、 a :パイピング孔の径[m], dp/dx :パイプ内の圧力勾配[N/m], ρ_s :土粒子密度[kg/m³], ρ_l :水の密度[kg/m³], g :重力加速度[m/s²], d_{70} :70%粒径[m], η :White's 定数, θ :摩擦角[°], v :パイプ内の流速[m/s], μ_l :水の動粘性係数, Δx :パイプの進展距離[m], Δt :時間ステップを表す。

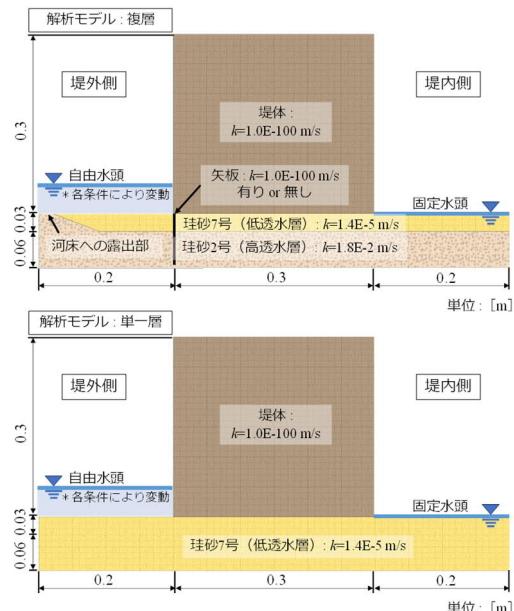


図-1 実験模型の再現解析モデルの概略図

表-1 解析ケース

	基礎地盤条件	矢板の有無	実験時 t'	解析時 i'
Case1	複層	無し	0.32	0.28
Case2	複層	有り	0.33	0.36
Case3	單一層	無し	0.84	0.91

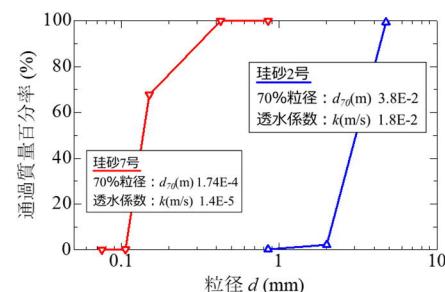


図-2 解析に用いる試料の粒度分布及び物性値

3. パイピングを再現した模型実験の再現解析

3.1. 解析概要

図-1に実験模型の再現解析モデルの概略図、表-1に解析ケースを示す。本解析では、河川堤防の基礎地盤条件及び矢板の有無がパイピング進展に影響を及ぼすか検討した模型実験の再現解析を実施した。ここで、基礎地盤条件として、Case1(矢板無し)、Case2(矢板有り)は、上層に珪砂7号の低透水層と下層に珪砂2号の高透水層が堆積した複層(高透水層の一部が河床へ露出し、よりパイピングがしやすい条件³⁾としている)、Case3(矢板無し)は、珪砂7号の低透水層が均一に堆積した単一層とした。

図-2に解析に用いる試料の粒度分布及び物性値を示す。堤体は、実験時に堤体の変状によるパイピング進展への影響を除去するため、アクリル板で拘束している。そのため、実験時に水が浸透しない堤体及び矢板は、不透水層となるように透水係数を限りなく小さく設定している。

3.2. 実測値と再現解析結果の比較及び考察

図-3に実測値と再現解析の破堤時の平均動水勾配 i' （パイピング破壊が起きる直前の水頭を堤体幅で除した値）の関係を示す。ここで、実測値は矢部川（H24年度の破堤時の調査結果⁹⁾）および模型実験の結果（表-1参照）と「D-GeoFlow」で得られた解析結果を考察する。

まず、図-3中のすべての実測値と解析値の値が1:1の関係を示す線付近にプロットされており、「D-GeoFlow」を用いることで実堤防、模型実験の破堤時の平均動水勾配を予測できる可能性が示唆された。ただし、模型実験に対して、実堤防は相似則的に小さい平均動水勾配で破堤することに留意する必要がある⁷⁾。

また、模型実験での複層と単一層に着目すると、複層の方が低い水位で、より破堤しやすい傾向にあるといえる。そして、矢部川のプロット（詳細は4章で述べる）に着目すると、矢部川は基礎地盤が複層構造になっていたことが明らかになっており⁶⁾、模型実験の複層より、小さい平均動水勾配で破堤していることが分かる。したがって、模型実験と実堤防の破堤時の平均動水勾配のスケール効果も再現できている。

3.3. 粒径に着目したパイピング破壊の起きやすさ

3.2節で概ね模型実験を再現できていることを踏まえ、本節では、Sellmeijerの考案した式(1)の d_{70} と Creagerの式⁸⁾に用いられる d_{20} の2つの粒径に着目し、模型実験スケールに対し、どの粒径範囲でパイピング破壊が起りやすいかを検討した。

以下に検討手順を示す。

1. パイピング孔が生じる層（模型実験を再現したモデルでは低透水層）の d_{70} を決め、それ未満の粒径で Creagerの式の d_{20} より透水係数を決定する。
2. 「D-GeoFlow」から算出された h_c (Critical head) から、破堤時の平均動水勾配 i' を求める。
3. d_{70} の範囲（0.02mm～5.0mm）と d_{20} の範囲（0.01mm～2.0mm）で、 $d_{70} \geq d_{20}$ が成立する条件で1.～2.の手順を繰り返す。（例えば、 $d_{70}=0.1\text{mm}$ の時、 $d_{20}=0.01\text{mm}, 0.02\text{mm}, 0.06\text{mm}$ で解析を実行し、得られた傾向からデータがない部分を補完し、センターを作成する）

図-4に模型実験の再現解析から得られた粒径に対するパイピング破壊の起きやすさを表すセンターを示す。ここで、 d_{70} の大小はパイピング孔先端で土粒子が流出させようとする力に対するせん断抵抗の大きさ、 d_{20} は透水性の大小から土粒子を流出させようとするせん断力の大きさに関わる。

まず、複層で矢板が無い場合のセンター(a)に着目すると、砂質土（特に細砂～粗粒砂）で破堤時の平均動水勾配 i' が小さくなることからパイピング破壊が起きやすく、粒度分布が均一であるほど危険であることが分かる。

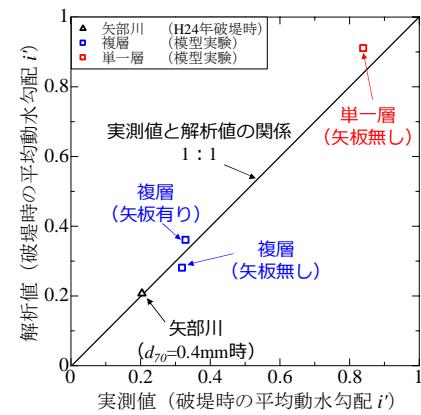
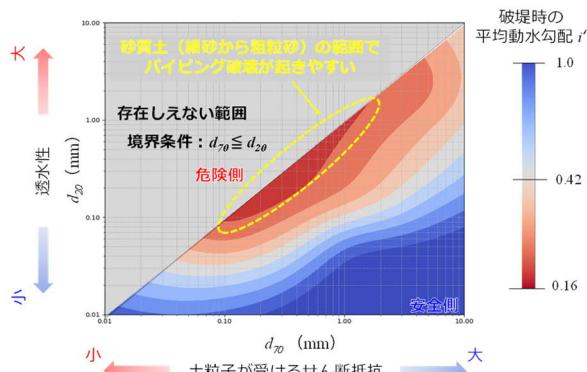
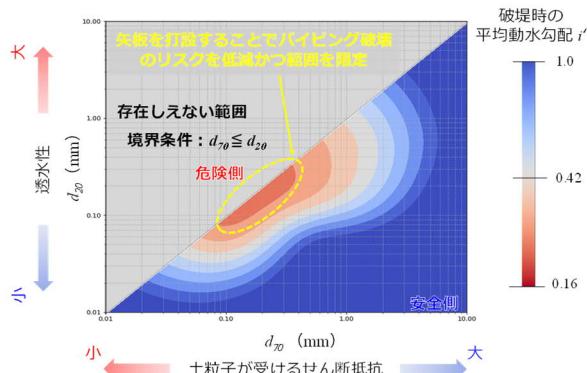


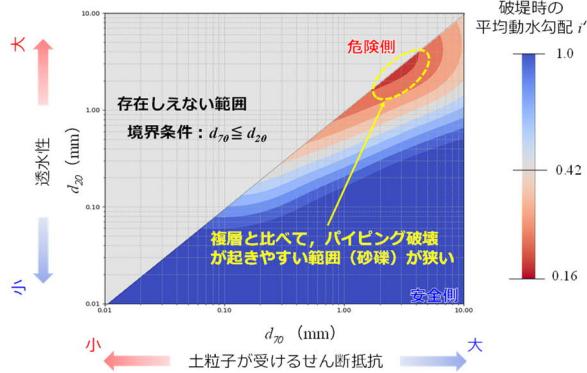
図-3 実測値と再現解析の破堤時の平均動水勾配の関係



(a) 複層_矢板無しのパイピング破壊の起きやすさ



(b) 複層_矢板有りのパイピング破壊の起きやすさ



(c) 単一層_矢板無しのパイピング破壊の起きやすさ

図-4 粒径に対するパイピング破壊の起きやすさ

次に、複層で矢板がある場合のセンター(b)に着目すると、矢板が無い場合に比べて、破堤時の平均動水勾配 i' が大きくなるとともに、パイピング破壊が起きやすい粒度分布の範囲が砂質土の中でも細砂周辺と狭まっていることが分かる。このことから、矢板を打設することでパイピング破壊のリスク低減やパイピング破壊が起きる可能性がある粒度分布を限定する効果があるといえる。

最後に、単一層で矢板が無い場合のセンター(c)に着目すると、複層に比べてパイピング破壊が起きる粒度分布の範囲が砂礫となり、ある程度の透水性が無いと単一層ではパイピング破壊が起きにくいと考えられる。ただし、Sellmeijer のモデルは砂質土での検討が推奨されていることに留意する必要がある。

以上、粒径に着目し、Sellmeijer のモデル及び実務でも広く使用されている Creager の式からパイピング破壊の起こりやすさの評価を試みた。その結果、解析対象の堤防で危険な粒度分布の特定や矢板の対策効果の検討に有用である可能性が示唆された。

4. 噴砂等の被害が報告されている実堤防の再現解析

4.1. 解析概要

図-5に矢部川右岸 7.3k 地点の再現モデル(A側線)、図-6に常呂川左岸 KP26.8 地点の再現モデルを示す。本章では、パイピング破壊により破堤に至った矢部川(右岸 7.3k 地点)とパイピングが原因として破堤には至っていないが、パイピング破壊の前兆である噴砂被害が報告されている常呂川(左岸 KP26.8 地点)の再現解析を実施した。ここでは、実堤防に対する「D-GeoFlow」での再現性の確認と現行のパイピング照査である G/W が、どこまでパイピング破壊を評価できているか Sellmeijer のモデルを用いて検討する。

本解析では、各堤防の調査委員会の報告書^{6,9}から、解析断面の選定及び透水係数を設定した。また、矢部川の再現モデルでは、調査委員会の報告書⁹を参考に、裏法尻へ As 層から地表面にかけて噴砂孔(幅 0.5m, $k=1.0E-3$ m/s)を再現した。

本解析ケースは、現地調査から As 層でパイピング破壊が進展していることを踏まえ、As 層の 70% 粒径を $d_{70}=0.1mm \sim 0.8mm$ の範囲で変化させて検討を行う。

ここで本章では、パイピング進展度(裏法尻からパイピング孔先端部までの距離を堤体敷幅で除した値)を用いて、堤体下においてどの程度パイピング孔が進展したかを定量的に評価する。ここで、パイピング進展度が 1 は、パイピング孔が堤内側から堤外側へ貫通し、パイピング破壊により破堤に至ったことを意味する。

4.2. 実堤防での再現性及び G/W との比較

図-7 に再現解析から得られた矢部川右岸 7.3k 地点の h_c と d_{70} の関係を示す。矢部川右岸 7.3k 地点付近の As 層の 70% 粒径は $d_{70}=0.2mm \sim 0.6mm$ であり⁶、再現解析から得られた h_c と実際の破堤時の水位を比較すると、 $d_{70}=0.3mm, 0.4mm$ の予測値と同程度の水位で破堤していることが分かる。このことから、「D-GeoFlow」を用いて、解析対象の堤防付近の d_{70} が

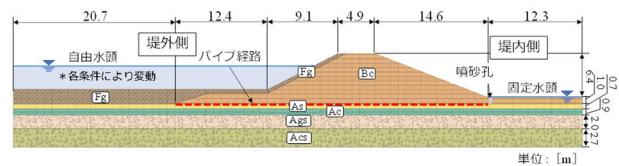


図-5 矢部川右岸 7.3k 地点の再現モデル (A 側線)

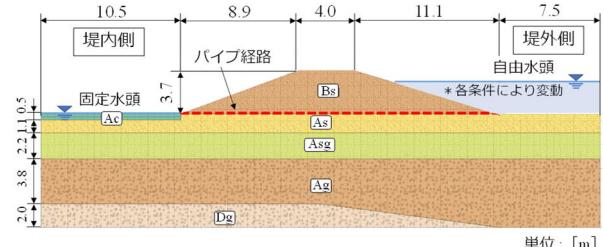


図-6 常呂川左岸 KP26.8 地点の再現モデル

表-2 各モデルの解析に用いる試料の透水係数

矢部川右岸 7.3k 地点	常呂川左岸 KP26.8 地点		
土質区分	k (m/s)	土質区分	k (m/s)
Bc	3.40E-07	Bs	1.00E-06
As	3.10E-03	As	1.00E-05
Ac	4.50E-08	Ac	1.00E-07
Ags	8.50E-05	Asg	1.00E-05
Acs	8.90E-04	Ag	1.00E-04
Fg	5.30E-05	Dg	1.00E-04

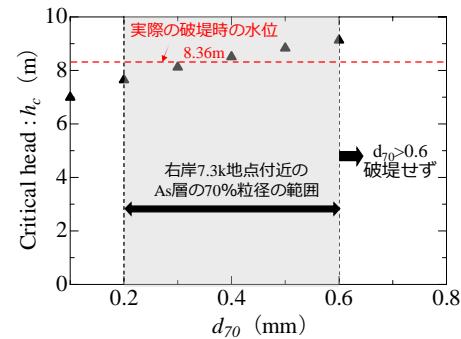


図-7 矢部川における h_c と d_{70} の関係

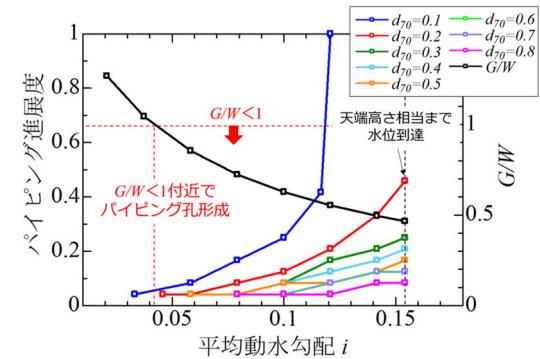


図-8 常呂川におけるパイピング進展度と d_{70} の関係

土質試験等から把握ができるれば、実堤防の破堤時の水位予測が出来る可能性が示唆された。

図-8 に再現解析から得られた常呂川左岸 KP26.8 地点のパイピング進展度と d_{70} の関係を示す。まず G/W (被覆土層の重量/被覆土層底面の揚圧力) に着目すると、 G/W が 1 を下回った付近から、パイピング孔が形成・進展していることが分かる。また、常呂川左岸 KP26.8 地点付近の As 層の 70% 粒径は $d_{70}=0.2mm \sim 0.3mm$ 程度であり⁹、解析結果から堤体幅の

2割～4割程度パイピング破壊が進展していることが考えられる。また、現地調査で行われた貫入試験の試験結果からも堤体下の基礎地盤が緩んでいることが確認されている³⁾。

のことから、 G/W はパイピング孔が形成されるか否かの判定に有用であるが、河川堤防の維持管理をする上で、その後どの程度、堤体下で損傷が進行しているかは Sellmeijer の考え方を用いた堤体下の損傷予測が重要である。

4.3. 堤体下への損傷履歴がある実堤防の再現解析

図-9に常呂川左岸 KP26.8 地点の再現モデルにおいて、堤体下への損傷履歴を再現した場合を示す。ここで、堤体下の損傷履歴の再現として、4.2節の常呂川左岸 KP26.8 地点の解析結果より、パイピング孔の進展により堤体幅に対して2割、堤体下に裏法尻から緩んでいる領域が存在すると仮定した。

図-10に損傷履歴の有無に対するパイピング進展度の比較を示す。ここでは、常呂川左岸 KP26.8 地点付近の As 層の70%粒径 ($d_{70}=0.2\text{mm}, 0.3\text{mm}$) を用いて考察する。図-10より、堤体下に損傷履歴が存在すると同じ平均動水勾配でも更にパイピング破壊が進展していることが分かる。特に、 $d_{70}=0.2\text{mm}$ の場合、1回目の被災では破堤に至っていないことも、再び被災すると破堤に至る可能性が高まっているといえる。そのため、噴砂被害等が報告されている河川堤防において、現地調査時の貫入試験等による堤体下の損傷具合の把握とその結果を踏まえ、Sellmeijer の考え方を用いた河川堤防の破堤までのリスク検討が必要である。

5. まとめ

本研究結果から、以下の知見が得られた。

- (1) Sellmeijer のモデルを用いた「D-GeoFlow」で、模型実験及び実堤防の再現解析の整合性から、破堤時の水位予測や水位履歴後の堤体下の損傷を評価することが出来る可能性が示唆された。
- (2) Sellmeijer のモデルに用いる d_{70} 及び実務でも広く使用されている Creager の式に用いる d_{20} の二つの代表粒径に着目することで、解析対象の堤防で危険な粒度分布の特定や矢板の対策効果の検討に有用である可能性が示唆された。
- (3) 現行のパイピング照査の 1つである G/W はパイピング孔が形成されるか否かの判定に有用であるが、堤体下で損傷が進行しているかは Sellmeijer の考え方を用いた堤体下の損傷予測が有用である可能性が示された。
- (4) 堤体下への損傷履歴がある堤防では、再び被災をすると破堤に至る可能性が高まっていることがわかった。したがって、貫入試験等による堤体下の損傷具合の把握とその結果を踏まえたパイピング破壊の進展を評価する必要がある。

今後の課題として、現状の Sellmeijer のモデルは砂質土での検討が推奨されているため、砂礫など幅広い粒度分布に対応できることやパイピング破壊の進展を時間軸で評価できるモデルの構築が必要である。

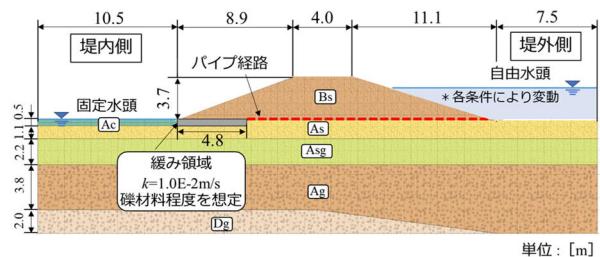


図-9 堤体下への損傷履歴の再現（常呂川）

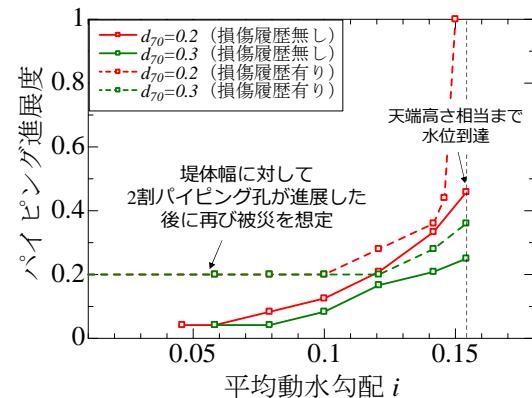


図-10 損傷履歴の有無に対するパイピング進展度

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浸透破壊の力学的相似条件—浸透流ナンバー 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) Sellmeijer, J. B.: On the mechanism of piping under impervious structures, Ph.D.thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 1988.
- 5) Van Esch, J. M., Van Beek, V. M., Voogt, L.: WTI 2017: Piping and transient groundwater flow (WTI 2017: Toetsregel Piping), Deltares Report, 2014.
- 6) 矢部川堤防調査委員会, 矢部川堤防調査委員会報告書, 2013.
- 7) 露口祐輔, 岡村未対, 内田崇亮, 遠心実験による堤体基礎地盤パイピングの寸法効果の研究, 河川技術論文集 27巻, pp.169-174, 2021.
- 8) Creager, W. P. Justin, J. D. and Hinds, J.: Chap.16 soil tests and their utilization, in Engineering for dams, Vol. III: Earth, Rock-fill, Steel and Timber Dams, John Wikey and Sons, pp.645-654, 1945.
- 9) 常呂川堤防調査委員会, 常呂川堤防調査委員会報告書, 2017.

複層基礎地盤におけるパイピング進展条件とロジスティック回帰分析による被災予測

河川堤防 複層基礎地盤 パイピング

(日本工営株式会社)

正会員

○齊藤 啓

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

近藤 知輝

1. はじめに

近年、豪雨の頻発化や台風の大型化に伴う洪水の長期化により相次いで浸透による基盤漏水や裏法すべり等の被災事例が報告されており、堤防の量的整備に加え質的整備的重要性が一層増している。国内の管理延長は16万2千kmにも及ぶ。その中から浸透に対する危険箇所の絞込みのために、概略点検や詳細点検により堤防の安全性照査を実施する¹⁾。一方こうした照査について、菊森²⁾は詳細点検の結果が実際の被災と一致しない場合もあると指摘しており、解析による照査が必ずしも実現象を表すものではないとの認識が必要である。以上を踏まえ本稿では以下の2点の課題について検討したものである。

- ① 現行の詳細点検や目視点検においては噴砂であること即ち対策もしくは補修が必要という評価となるが、実際には噴砂が発生した後に空洞進展という過程がある。堤防機能を適切に評価するために空洞の進展をいかに評価するか。
- ② 詳細点検と実現象との不一致があることは理解した上で、蓄積された情報や履歴をもとに長大な堤防からパイピング危険箇所をいかに予測するか。

2. 噴砂発生後の空洞進展

(1) 空洞進展が生じやすい基盤層の構成

パイピング現象の解明のため、図-1の通り久樂ら³⁾の実験を参考にアクリル壁で堤体を拘束することで堤体直下の水平流れに着目した単純な実験及び解析を行っている。基盤層の条件として同じ土質材料を用いて構成した単一層と上層と下層で透水性を変えた複層を比較したところ、複層では破堤時の水位が低く、また堤体と基盤層との境界に明瞭な空洞の進展を確認できた。なおこうした複層の基盤層については山村氏⁴⁾、長瀬氏⁵⁾もその危険性を指摘している。

本稿ではまず模型実験と浸透流解析から単一層と複層における浸透現象の特徴を考察した上で空洞の進展現象を考察する。検討ケースと外力条件をそれぞれ表-1、図-2に示す。

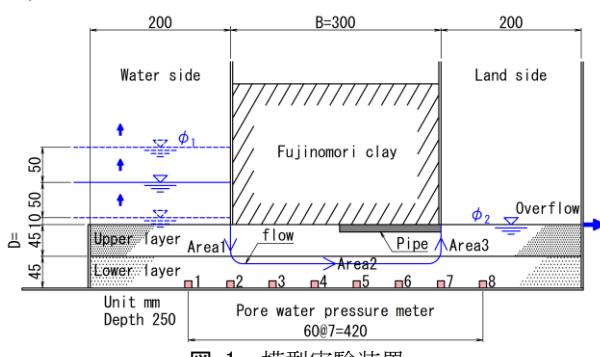


図-1 模型実験装置

Prediction of Damage in Piping-Affected Multi-Layered Foundation Ground Using Piping Progression Conditions and Logistic Regression Analysis

表-1 実験ケース

	Case1	Case2
Dike	Fujinomori clay $k:3.0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$	Fujinomori clay $k:3.0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$
Upper Layer	Silica#7 $k:1.4 \times 10^{-5} \text{ m/s}$	Silica#7 $k:1.4 \times 10^{-5} \text{ m/s}$
Lower Layer	Silica#2 $k:1.8 \times 10^{-2} \text{ m/s}$	Silica#2 $k:1.8 \times 10^{-2} \text{ m/s}$

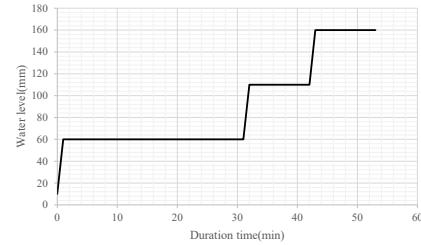


図-2 外力の設定条件

(2) 基盤層内水圧分布の比較 (Case1 : 単一層)

図-3の上段に基盤層を単一層とした模型実験及び浸透流解析における水頭分布を示す。なお、グラフの水頭は実験初期の状態を0とし増分を示す。Case1の単一層について模型実験と浸透流解析を比較すると、下流端で模型実験の方で水頭が若干高くなるもののおおよそ水頭分布の様子は一致する。上流から下流に向かって水頭が均等に減衰していくことから単一層については平均動水勾配と下流側法尻付近を局所的に見た動水勾配（局所動水勾配）は同様であると考えられる。

(3) 基盤層内水圧分布の比較 (Case2 : 複層)

図-3の下段に基盤層を複層とした模型実験及び浸透流解析における水頭分布を示す。先ほどの単一層の水頭分布と異なり、複層の場合は基盤層内の水頭分布が比較的平坦な形状を示す。模型実験と浸透流解析で実験初期（0～30分後）では水頭値がほぼ一致するが、その後模型実験では水位上昇に関わらず基盤層内の水頭値の上昇が鈍化した。一方、浸透流解析では水位の上昇に伴い基盤内で水頭値が一様に上昇する。模型実験では実験中に堤内地側で噴砂が度々観察されており、噴砂発生時点の水頭の挙動を見ると基盤内の水頭が一様に低下する様子が見られた。浸透流解析ではこうした噴砂に伴う圧力低下について見込まれていないため、模型実験より水頭分布が高くなったと考える。

(4) 水頭分布に関する理論的考察

複層の水頭分布に関する考察を行うため、図-1に示す浸透条件において領域を3つにわけて簡易的に検討する。領域の境界において水頭及び流量の連続性を満足するすれば、 $x = D$ および $x = D + B$ における水頭をそれぞれ φ_D 、および φ_{D+B} となる。各領域の水

H.Saito :Nagoya Institute of Technology(Nippon Koei)
K.Maeda :Nagoya Institute of Technology
T.Kondo :Nagoya Institute of Technology

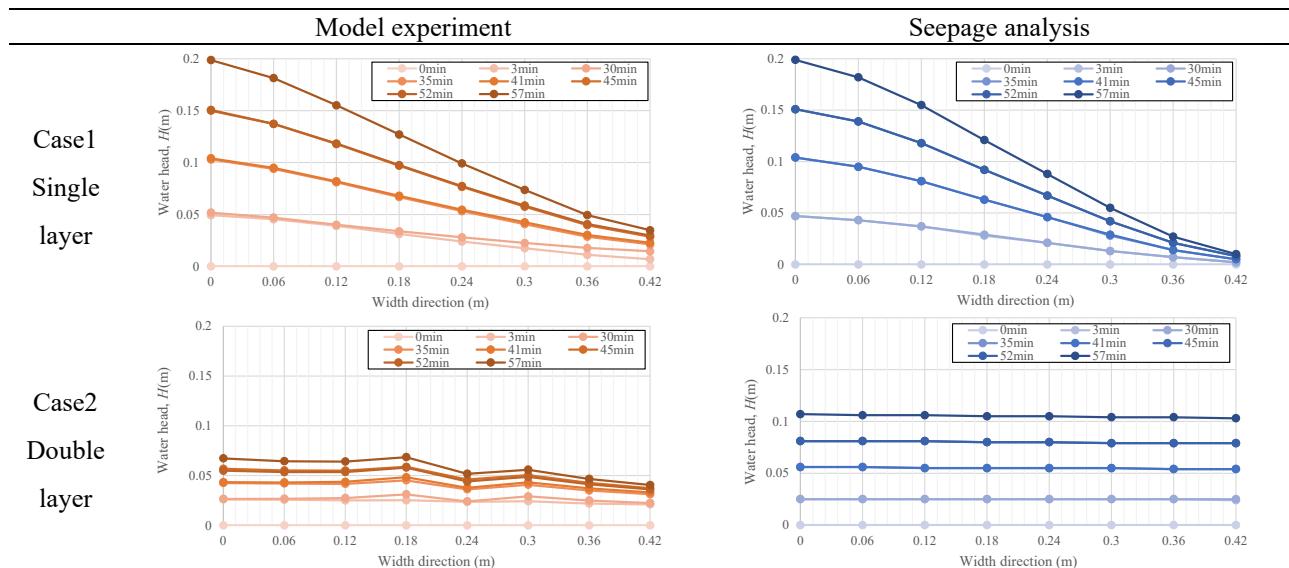


図-3 模型実験及び浸透流解析における基盤層内間隙水圧分布

頭分布は以下の通りとなる。

領域 $0 < x < D$

$$\varphi_D = \frac{kD\varphi_2 + (Dk + Bk')\varphi_1}{kD + (Dk + Bk')} \quad (1)$$

$$\varphi_{D+B} = \varphi_2 - (\varphi_D - \varphi_1) \quad (2)$$

$$\varphi_1 - \varphi = (\varphi_1 - \varphi_D) \frac{x}{D} \quad (3)$$

領域2 : $D < x < D + B$

$$\varphi_{D+B} - \varphi = (\varphi_{D+B} - \varphi_D) \frac{-x + (B + D)}{B} \quad (4)$$

領域3 : $D + B < x$

$$\varphi_2 - \varphi = (\varphi_2 - \varphi_{D+B}) \frac{-x + (B + 2D)}{D} \quad (5)$$

図-1の土層条件として水頭分布を検討すると図-4の通りとなる。領域2の水頭分布は図-3のCase2と同様に動水勾配が小さくなる。各領域の接続点でダルシー則による流量の連続を満たす必要があることから各領域の流量は同一となる。また、各領域で透水係数が異なるため領域1, 3では透水係数が小さい分動水勾配が大きくなり、領域2ではその逆となる。漏水、噴砂においては特に領域3の動水勾配が重要であり、複層基盤では動水勾配が大きくなるため注意が必要となる。

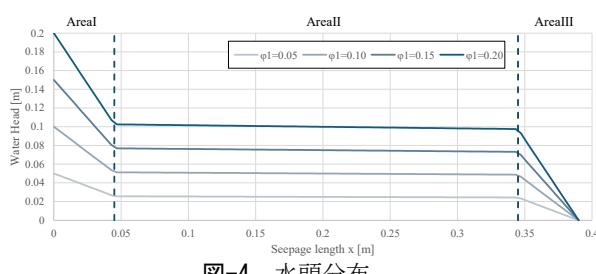


図-4 水頭分布

(5) 空洞の進展に関する考察

模型実験では噴砂後に堤内側で生じた空洞が堤外側に進展する現象が見られた。空洞内での粒子の運動にはSellmeijer⁶⁾により理論的な考察がなされており、本稿ではその理論をもとに実験結果の考察を行う。空洞内で粒子に作用する力は①流れによるせん断力、②浸透水の水平勾配による力、③粒子の重量、④浸透水による鉛直勾配による力と考えられ、概念図を図-5に示す。以下の力のつり合い式より粒子の転動を判定する。

$$R_1 = R_3 \tan \beta \quad (6)$$

ここで、 R_1 :水平方向の力(①+②)[N], R_3 :鉛直方向の力(③+④) [N], β :合力の方向角を表す。

粒子が空洞底部で動き出す限界条件を下式で表している。

$$Cq + p \left(\frac{3}{4} \hat{C} \frac{a}{d} + 1 \right) \cot \theta = \frac{\gamma_p'}{\gamma_w} \quad (7)$$

ここで、 C :表面係数, q :鉛直方向の動水勾配, p :水平方向の動水勾配, \hat{C} :ドラッグ係数, a :空洞厚[m], d :粒子径[m], θ :砂の安息角(水中)[°], γ_p' :水中単位体積重量[N/m³], γ_w :水の単位体積重量[N/m³]を表す。

理論的には上記式により粒子が空洞底部で動き出す限界条件を示す。実務においてはこうした物理的意味は保持しつつ設計者が使いやすいようにオランダではD-Geo Flowという解析ツールを公開している⁷⁾。この解析ツールでは通常のFEMによる浸透流計算に加えて、ハーゲン・ポアズイユ流れを前提としたSellmeijerの空洞進展に関する以下の評価式を取り入れていることが特徴である。

$$a \frac{dp}{dx} = \frac{\pi}{3} (\rho^s - \rho^l) g d_{70} \eta \tan \theta \quad (8)$$

ここで、 a :空洞厚[m], $\frac{dp}{dx}$:空洞内の圧力勾配[Pa/m], ρ^s :土粒子密度[kg/m³], ρ^l :水の密度[kg/m³], g :重力加速度[m/s²], d_{70} :70%粒子径[m], η :White定数, θ :摩擦角[°], γ_w :水の単位体積重量[N/m³]を表す。

空洞進展の計算の流れは以下の通りである。

1. 解析条件として空洞の発生位置(Pipe trajectory)を指定する。
2. FEMにより圧力場を計算する。
空洞内の圧力勾配を用いて限界平衡条件を評価する。その際、空洞厚をステップ的に増加させる。
3. 条件を満たす場合は1要素分浸食が進む。

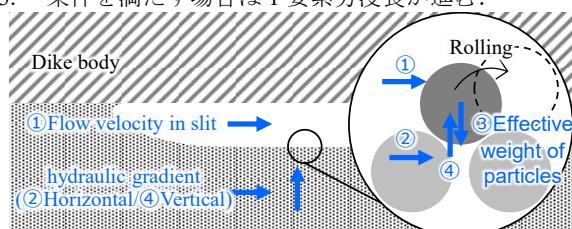


図-5 粒子移動の概念図

4. 1要素浸食が進んだ状態で再度圧力場を計算する。空洞が進展していく、残り1要素となった段階の水位をCritical Headと定義しており、これが照査基準となる。前述した実験及び解析と同条件にてD-Geo Flowを使用したCritical Headの算出結果を以下に示す。単一層では240mmでCritical Headとなり、その時の空洞進展は15mmであった。一方、複層では200mmでCritical Headとなり、その時の空洞進展は180mmであった。まずCritical Headについてみると単一層の方が高い水位であり、実験の結果とも整合する。また、空洞進展についても実験では単一層では空洞がほとんど確認されず決壊したのに対し、複層では堤体と基盤層との間で空洞が進展したのち決壊しておりこれも実験の結果と整合する。ただし、あくまで単純な条件下での比較であり、実際の堤防のような複雑な地層条件での妥当性は今後検証が必要となる。

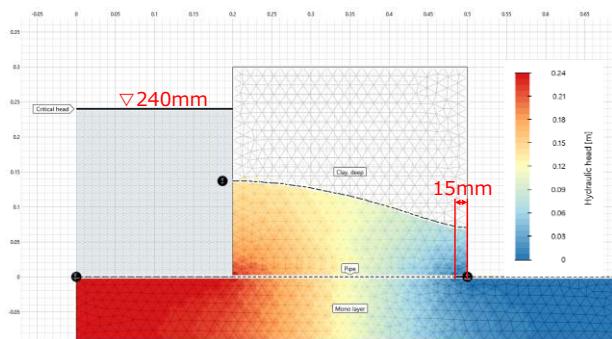


図-6 単一層における空洞進展の照査

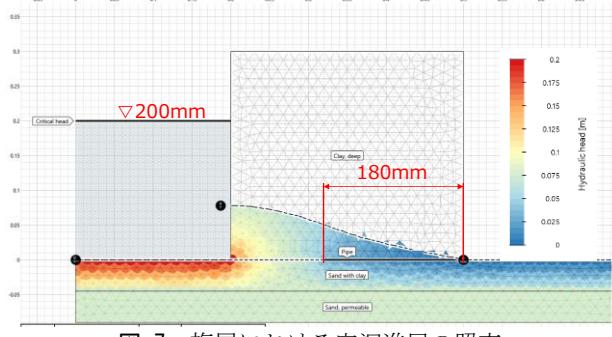


図-7 複層における空洞進展の照査

3. ロジスティック回帰分析による被災予測

(1) 概要

これまで模型実験等からパイピング現象について研究を進めており、そこで得られた知見を踏まえて被災予測を試みた。浸透現象のように複数のリスク因子が同時に存在する状態を多重リスクファクターと呼び、疫学研究ではこうした多重リスクファクターから個体の発症確率を求める方法の一つとしてロジスティック回帰分析を利用している。ロジスティック回帰分析は複数の要因（説明変数）から2つの結果（目的変数）を予測する統計手法であり、(1), (2)式で表されグラフは図-8の通りである。結果が0~1までの確率で表現されることや、説明変数が二値や多値、または連続変量であっても扱うことができる事が特徴として挙げられる。土木分野においても既存地すべり地形の地震時の危険度評価⁸⁾や本稿と同様に浸透による変状の発生事例⁹⁾等でロジスティック回帰分析が利用されている。また、回帰分析以外の方法では佐藤らの堤防基盤脆弱性指標tb*¹⁰⁾もあるが、浸透に関する各要因の影響度合いを確認するために回帰分析による手法を選択した。

$$P = \frac{1}{1 + \exp(-Y)} \quad (9)$$

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \cdots + \beta_k X_k \quad (10)$$

p : 目的変数, β_x : 偏回帰係数, X_x : 説明変数

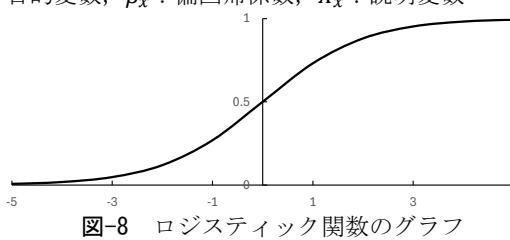


図-8 ロジスティック関数のグラフ

(2) 調査事例

本検討では平成24年7月に北部九州で発生した矢部川の漏水・噴砂事例を調査対象とする。事象発生以前の詳細点検結果や測量、地質成果等と実際に漏水・噴砂があつた箇所を照らし合わせることでロジスティック回帰分析による予見可能性及び浸透の安全性に影響する条件の影響度合いを検証する。矢部川堤防調査委員会報告書より対象とする被災箇所を設定した。

(3) 検討における基本単位

疫学研究の対象となる人であれば各個人を基本単位として調査するが河川堤防は長大であるという特徴から、ある延長で区分する必要がある。ここでは定期縦横断の基本単位である200mで検討する。その場合、被災の有無の割合は表-2の通りとなる。なお、近年ではALB測量や地上レーザ測量などの点群測量も増えていることから今後はさらに細分して検討できる可能性がある。

表-2 被災の有無の割合

	n	%
被災無	125	81.17%
被災有	29	18.83%
全 体	154	100.00%

(4) 説明変数の設定

説明変数はどの項が予測能の向上に貢献するか、またはどの項を取り去れば予測能への影響が一番少ないかについて、統計学的な検定により判断する方法もあるが、本検討においては現状の調査では把握が困難なものを受け、採用しうる項目すべてを抽出することとし、被覆土層厚、透水係数比、旧河道、築堤年代、湾曲部、平均動水勾配、高水位継続時間を採用した。

(5) 回帰式に含まれる変数（偏回帰係数・信頼区間等）

回帰式に含まれる変数（偏回帰係数・信頼区間等）の一覧表を表-3に示す。偏回帰係数を個別に検討する

表-3 偏回帰係数, wald検定結果 * : P<0.05

説明変数	偏回帰係数 β	偏回帰係数の有意性	
		Wald	P値
高水位継続時間	0.1117	6.1218	0.0134*
被覆土層厚	-0.3334	5.0939	0.0240*
湾曲部	0.2672	4.8425	0.0278*
築堤年代	0.8024	1.9944	0.1579
平均動水勾配	6.2227	1.0161	0.3134
透水係数比	0.0001	0.9820	0.3217
旧河道	0.1524	0.0692	0.7924

検定を実施している。wald検定の結果、被覆土層厚や湾曲部、高水位継続時間が有意水準5%で有意であり、これはモデルに対して影響がないとは言えないことを示す。ここで説明変数のうち被覆土層厚の偏回帰係数のみ負となるのは被覆土層厚が小さい程漏水の危険性が高くなることを意味している。被覆土層厚は前述したG/Wの照査式に直接関わるためモデルへの影響度も高いと考える。その他の説明変数は統計学的に必ずしも有意であるとは言えないものの、自然科学的な知識や経験による判断を尊重し、本検討においては説明変数の削除をしていない。今後の事例収集を踏まえてどの説明変数を選択すべきかが課題となる。

(6) 回帰式の予測能の検討

回帰式の判定能力の指標としてROC曲線を検討した。ROC曲線では分類値(予測確率の閾値)を変化させることでTPとFPを求め、プロットしたものであり図-9の通りに示される。検査の予測能が高いほどROC曲線の下面積が1.0に近づき、一般的に0.9-1.0が「優」、0.8-0.9が「良」、0.7-0.8が「可」とされる。設定した回帰式に予測能がない場合には図-9の破線の通り傾き45°の直線となり、このとき、ROC曲線下の面積は0.50となる。予測値が予測能なしよりも上部に位置していることから予測能があると評価でき、ROC曲線下面積(図中網掛部)は0.76であることから上記の目安を参考とするならば「可」に分類される。

このROC曲線を使ってFP、TPのバランスのよい分類値を設定する方法として距離最小法があり、(0,1)点(左上隅)から予測値線までの距離が最も近い点を探索するものである。この方法によりFP、TPのバランスのよい点を探査すると分類値0.1904でFPの確率は0.2960、TPの確率は0.7241となる。これは被災ありを70%以上の確率で的中できる一方、被災なしを被災ありと誤って予測する確率が30%程度あるという見方になる。

表-4 判断的中率

		予測値		判断的中率
		0	1	
観測値	0	124 TN=True negative	1 FP=False positive	99.20%
	1	25 FN=False negative	4 TP=True positive	13.79%
		全 体		83.12%

凡例 0:漏水被災なし、1:漏水被災あり 分類値は0.50
TP:実際に被災ありでモデルも被災ありと正しく予測
FP:実際に被災なしだがモデルが被災ありと誤って予測
FN:実際に被災ありだがモデルが被災なしと誤って予測
TN:実際に被災なしでモデルも被災なしと正しく予測

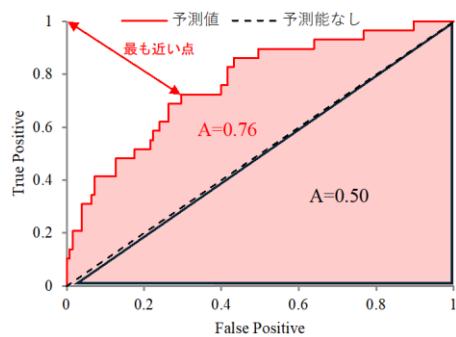


図-9 ROC曲線

4. 結論

(1) 噴砂発生後の空洞進展

国内のパイピング照査においては空洞進展を評価しているが、国外の事例を参考に空洞の進展現象について考察した。堤防の性能を考える上で噴砂の有無のみの評価ではなく、空洞進展に至る噴砂かどうかの評価が重要である点で国外の事例は参考になる。一方、今回扱った解析では水平方向のパイピングのみの適用となっており、傾斜を持つようなパイピング孔に適用できなかったり、解析上設定される空洞高が不明瞭な点は今後の課題である。

(2) ロジスティック回帰分析による被災予測

wald 検定で有意性が認められた湾曲部や高水位継続時間は河道の平面・縦断形状の影響を受けるものであり、各河川で特徴が異なることから実務で適用する場合には回帰式は各河川で設定し、漏水被災があった場合には更新していくことが望ましい。本検討で選択した説明変数の中には放棄した方がよいものもあれば、選択しなかった(できなかった)説明変数の中には有意な説明変数があることも否定できない。今後は説明変数の選択が課題となる。

参考文献

- 財団法人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. 42-85,2012.[National Institute for Land and Infrastructure Management: Guidance for Structural Investigation of River Levees (Revised Edition), 2012.]
- 菊森佳幹：堤防の浸透破壊に対する安全性評価の精度向上に関する調査，国総研資料，第 441 号，2008. [Kikumori, Y.:Study on Accuracy Improvement of Safety Evaluation of Seepage Failure of River Levees, TECHNICAL NOTE of National Institute for Land and Infrastructure Management, No.441, 2008.]
- 久樂勝行，吉岡淳，佐藤正博：水平方向浸透流下における砂地盤のパイピングについて，第 20 回土質工学研究発表会，pp.1483-1484, 1985.
- 山村和也：河川堤防の土質工学的研究，1971.
- 長瀬迪夫：浸透破壊に関する考え方と破壊発生の条件（その 2）-諸基準の統一的視野-, 応用地質年報, NO.15, 1993.
- Sellmeijer, J. B.: On the mechanism of piping under impervious structures, Ph.D.thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 1988.
- Van Esch, J. M, Van Beek, V. M., Voogt, L.: WTI 2017: Piping and transient groundwater flow (WTI 2017: Toetsregel Piping), Deltares Report, 2014.
- ハスバートル, 丸山清輝, 野呂智之, 中村明：ロジスティック回帰分析を用いた既存地すべり地形の地震時の危険度評価, 日本地すべり学会誌, 第49巻(2012)1号, pp.12-21, 2012.
- 森啓年, 福原直樹, 服部敦：河川堤防の点検・巡視の合理化に関する一考察, 河川技術論文集, 第20巻, pp.479-484, 2014.
- 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, pp.I_121-I_126, 2021.

非定常動水勾配条件下におけるパイピング現象の地盤緩み挙動による 発達過程の解明

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 学生会員 ○真中 蒼惟
 埼玉大学大学院理工学研究科 フェロー会員 田中 規夫
 埼玉大学大学院理工学研究科 正会員 五十嵐善哉

1. はじめに

気候変動の影響を受けて大規模出水が増加しており、それに伴って堤防の決壊要因の一つであるパイピング現象の起因となる噴砂や漏水も各地で発生している。崔ら¹⁾は基礎地盤と堤体の材料構成の違いによって、狭義のパイピングと呼ばれる水みちが堤体下部を貫通することによる決壊形態や、基礎地盤の有効応力が失われることによってその上部の堤体がすべることによる決壊形態があることを模型実験により明らかにした。また、佐藤・福岡²⁾は堤防の基礎地盤からの漏水や噴砂を判断するための指標として堤防基盤脆弱性指標 t_b^* を導き、高水継続時間と基礎地盤条件から噴砂や漏水がどのような条件で発生するかを整理した。このように、パイピングの破壊形態や発生条件に関する研究は進められつつある。一方で、これらの研究は河川が高水位の定常状態でのパイピングに関するものであり、洪水時の水位変化の速度とは関連付けられていない。すなわち、高水位に至るまでの動水勾配が非定常に変化する状態におけるパイピングの発生形態や進行に関する研究は十分に進められていない。実洪水では、高水位に至るまでにも基礎地盤内において浸透の進行状況が異なることから、河川水位の上昇影響も考慮して検討を進めることが望まれる。

そこで、本研究では高水位に至るまでの水位上昇速度を変化させた浸透実験を行い、水位上昇速度の違いによるパイピングの進行形態への影響について考察する。実験では、複層構造基礎地盤の上に、堤体の代わりに底面がアクリル板となっている水槽を設置し、堤体（水槽）下部でのパイピング現象の平面的な進行状況の違いを把握する。

2. 実験条件

本実験では高さ 45 cm、幅 30 cm の水路において、被覆土層の下に透水層を有する複層構造の基礎地盤を作成した。基礎地盤は伊神ら³⁾の研究を参考に、単一層構造である場合よりもパイピングが発生しやすいとされる複層構造とした。図-1 に本実験で用いた実験模型縦断面図を、表-1 に実験条件を示す。複層構造基礎地盤は、厚さ 7 cm の透水層（三河珪砂 4 号、透水係数 $7.0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ ）の上に、厚さ 2 cm の被覆土層（三河珪砂 8 号、透水係数 $1.50 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ）を配置し、全長 90 cm とした。基礎地盤上には、堤体下のパイピング現象を可視化するため、底面に幅 30 cm、長さ 70 cm のアクリル板を有する水槽を設置した。

堤体幅は⁴⁾を参考として、表法尻付近の基礎地盤では河床面に透水層を 10 cm 露出させることで、浸透が生じやすい構造とした。一方、裏法尻付近の基礎地盤には、法尻から 10 cm の位置に透水性が極めて小さい荒木田土（透水係数 $1.0 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ ）を用いた行き止まり層を設置し、噴砂が発生しやすい条件を再現した。さらに、基礎地盤下層および表法尻付近の境界部

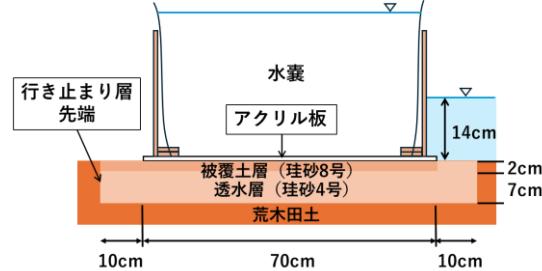


図-1 実験模型縦断面図

表-1 実験に使用した基盤材料とその透水係数

使用土	透水係数 (m/s)
三河珪砂8号	1.50×10^{-5}
三河珪砂4号	7.0×10^{-2}
荒木田土	1.0×10^{-7}

にも荒木田土を配置し、不要な浸透の発生を抑制した。

基礎地盤の締固めは、透水層および被覆土層を分けて実施し、各層とも層厚 3.5 cm ごとに突き固めを行い、締固め度が 90 %以上となるようにした。被覆土層の締固めにおいては、締固め完了後に表層を平坦に削ることで基礎地盤表面の不陸を低減し、アクリル板との隙間が極力小さくなるよう配慮した。さらに、被覆土層の表層には、縦横方向に 5 cm 間隔でカラーサンドによる基準線を設置し、可視化領域における水みちの進展と被覆土層の変形挙動を把握可能とした。

実験水路における基礎地盤と側壁との境界部では、材質の相違により、水路中央部の基礎地盤と比較してパイピング現象が進行しやすいことが、過去の実験により確認されている。そこで、齊藤ら⁵⁾を参考に、側壁付近に向かって被覆土層を 4 cm、透水層を 5 cm の厚さとするよう層厚比を調整し、側壁部におけるパイピングの進行が促進されない条件とした。

本実験における水位条件は、最大高水位時の平均動水勾配が $i=0.20$ となるよう、基礎地盤表層から 14 cm までの水位上昇を想定して実験を行った。実験では、高水位まで水位を急上昇させたケースと、平均動水勾配が $i=0.10$ となる水位 7 cm まで水位を急上昇させた後、噴砂や漏水に起因する基礎地盤表面の変化が目視により 10 分以上確認されなくなった段階で、 $i=0.01$ に相当する水位 0.7 cm ずつの低速度で段階的に水位を上昇させるケースの 2 条件を実施した。

3. 実験結果

(1) 水位上昇速度の違いによる現象の変化

表-2 に水位を急上昇させた（上昇速度が大きい）ケースを、表-3 に水位を低速度で段階的に上昇させた（上昇

表-2 水位上昇速度が大きいケース ($i = 0.2$ まで急激に水位上昇させたケース) で観察された現象とその発生時刻

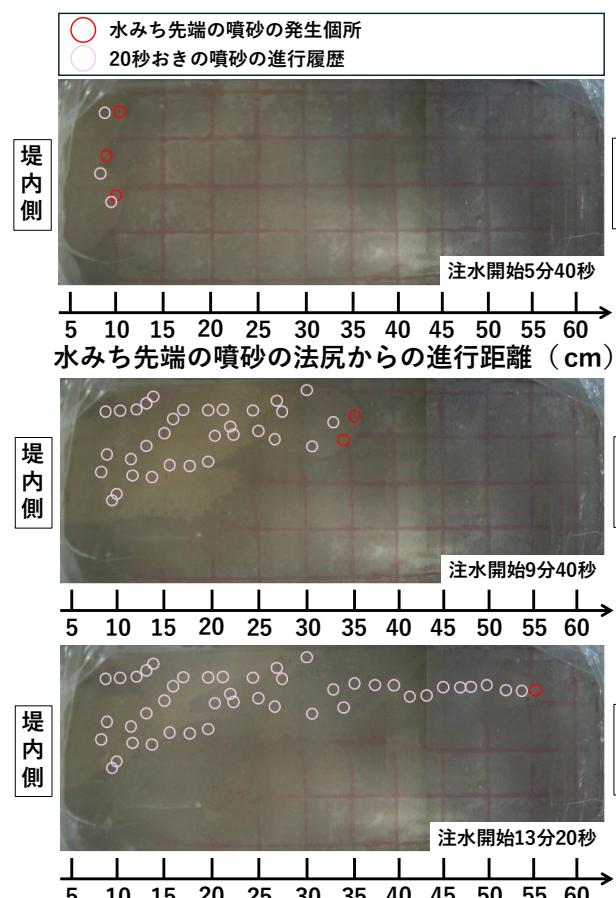
観察された現象	現象の発生時刻 (注水開始時刻を基準)
水位14 cm到達	2分
基礎地盤湿潤	3分10秒
噴砂発生	3分20秒
水みち貫通	20分15秒

表-3 水位上昇速度が小さいケース ($i = 0.1$ から段階的に水位を上昇させたケース) で観察された現象、その時点での動水勾配、および現象の発生時刻

観察された現象	動水 勾配	現象の発生時刻 (注水開始時刻を基準)
水位7 cm到達	0.10	1分
基礎地盤湿潤	0.10	8分25秒
噴砂発生	0.10	12分55秒
水位上昇開始*	0.10	30分20秒
水位上昇開始*	0.11	46分10秒
水位上昇開始*	0.12	60分15秒
水位上昇開始*	0.13	76分10秒
水位上昇開始*	0.14	91分5秒
水位上昇開始*	0.15	107分5秒
水位上昇開始*	0.16	122分10秒
水位上昇開始*	0.17	135分45秒
水位上昇開始*	0.18	165分35秒
堤体貫通	0.19	171分25秒

*約0.7cmの水位上昇にかかる時刻は約20秒

水位上昇速度が大きいケース



速度が小さい) ケースにおける、それぞれの事象を時系列で整理して示す。水位上昇速度が大きいケースでは、行き止まり層まで湿潤状態となる前に $i = 0.2$ となる水位(14 cm)に到達し、その約 10 秒後に行き止まり層付近で噴砂が発生し、注水開始から約 20 分で水みちが堤体下部を貫通した(表-2)。水位上昇速度が小さいケースでは、行き止まり層まで湿潤状態となった約 4.5 分後に行き止まり層付近で噴砂が発生した。その後、水位を段階的に上昇させていき、およそ 170 分で基礎地盤の土砂が流され堤体下部を貫通した(表-3)。

図-2 は水位上昇速度が大きいケースと水位上昇速度が小さいケースにおける可視化した基礎地盤でのパイピングの進行の様子を示したものである。図に示す画像は水槽上部からアクリル板を通して撮影したことによる可視化した基礎地盤の様子であり、画像の右が堤外側、左が堤内側となっている。

図-2 の左に示す水位上昇速度が大きいケースでは、行き止まり層付近で最初に噴砂が発生した後、噴砂は法尻側(堤外側)へ進行した。法尻に到達した噴砂は、基礎地盤の可視化部分において、水みち先端の噴砂として堤外側へ進行していくことが確認された。図-2 に示す赤色の丸は注水開始後の各時刻の水みち先端の噴砂の発生箇所、桃色の丸は 20 秒おきの噴砂の進行履歴を示している。噴砂が堤体下部を進行する初期段階においては、複数の水みち先端の噴砂が並列的に進行したが、水みちの進行が進むにつれて水みち先端の噴砂の個数が減少し、一部の水みちが局所的に進行することが確認された。水位上昇速度が大きいケースでは、水みちが形成されており可視化部分で急速な土砂の運搬が確認されたことから、崔

水位上昇速度が小さいケース

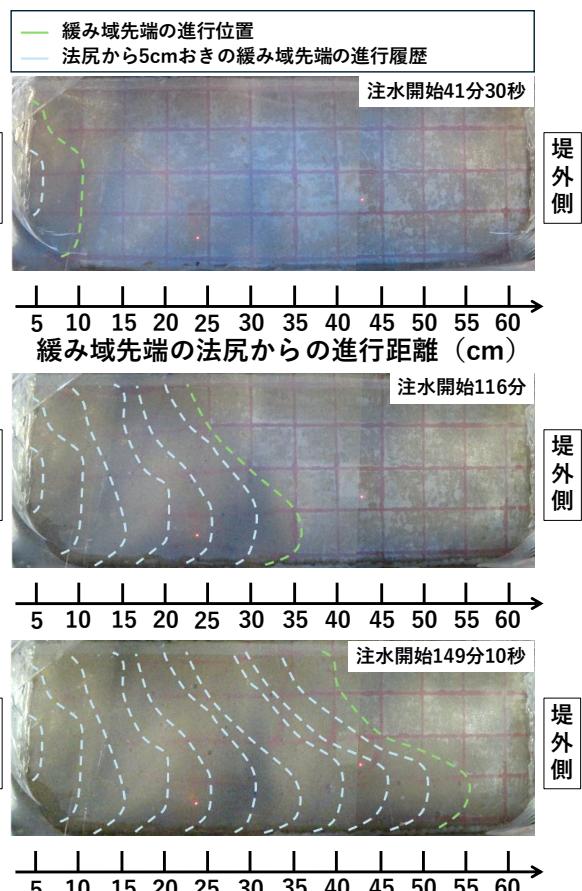


図-2 可視化した基礎地盤でのパイピングの進行の様子

ら¹⁾が定義している狭義のパイピングが発生していたことが考えられる。

図-2 の右に示す段階的に水位を上昇させた水位上昇速度が小さいケースでは、行き止まり層付近で最初に噴砂が発生した後、行き止まり層付近で発生した噴砂は法尻へと移動することなく、法尻付近において新たな噴砂の発生が間欠的に確認された。本ケースでは、基礎地盤の可視化部分において、法尻付近で発生した噴砂が水みちとして堤体下部を進行する様子は確認されなかった。一方で、基礎地盤表層に基準線として設置したカラーサンドが動水勾配の上昇に伴い堤内側へ引っ張られるように歪むことが確認された。このことから、基礎地盤の緩みが発生していることが考えられる。図-2 に示す緑色の破線は、注水開始後の各時刻の緩み域先端の進行位置を示しており、水色の破線は、法尻を起点として堤外側方向へ 5 cm 間隔で緩み域先端部が進行した際の進行履歴を示している。緩み域の判断では、カラーサンドの基準線が歪んでいる箇所、基準線が消えている箇所、基準線の幅が伸びている箇所を緩み域として破線で結んでいる。また、緩み域の境界付近では微細な気泡が確認されており、これは基礎地盤中の隙間に存在していた空気が地盤の飽和によってアクリル板の下に浮かび上がったと考えられることから、気泡の位置も緩み域として判断した。実験では、動水勾配 $i = 0.10$ の時点から地盤の緩みの発生が確認された。地盤の緩みは堤内側から堤外側へ広がり、明確なパイピングを伴わずに堤内側へ緩み域先端が滑るように移動する現象が確認された。また、水位上昇速度が大きいケースと近い動水勾配となる $i = 0.18$ まで水位が上昇した後においても、狭義のパイピングで見られる水みちの形成は確認されず、緩み域先端が滑る様子が確認された。

水位上昇速度が小さい場合において水みちではなく地盤の緩みが発生した要因として、水位上昇が遅いことで局所的な浸透水圧の高まりが生じず、地盤全体に浸透流が分散して作用することで地盤全体の有効応力が低下し地盤の緩み挙動が発生したと考えられる。水位の上昇速度が大きいケースと近い動水勾配となる $i = 0.18$ まで水位が上昇した後も水みちが形成されなかつた要因としては、高水位になる前に基礎地盤全体が十分に飽和し液状化のようになっていたことで浸透水圧が局所的に集中する場所が生まれなかつたためだと考えられる。また、表-2、表-3 から、水位の上昇速度が大きいケースでは行き止まり層まで基礎地盤が湿潤する前に高水位に到達しているため、基礎地盤が不飽和で浸透水圧が局所的に作用しやすい状態かつ高い浸透水圧が急激に加わることで水みちが発生し、狭義のパイピングが発生すると考えられる。本実験から、水位上昇速度が基礎地盤への浸透状態（飽和・不飽和）を変化させ、それによってパイピングの進行形態が異なることが示唆された。

(2) パイピングの進行速度の変化

図-3に、水位上昇速度が大きいケースにおける水みち先端の噴砂の進行距離の変化を示す。水みち先端の噴砂が法尻から 55cm の距離に到達するまで、噴砂の進行速度には顕著な変化が見られなかつた。一方で、法尻からの距離が 55cm 以降の決壊までの進行速度は大幅に遅延された。この要因として、実験では 55cm 以降、それまで可視化範囲内を進行していた水みちが可視化範囲外で進行し始めた。これにより、可視化範囲外の被覆土の厚みが大きいところで水みちが進行することとなり遅延された可能性がある。

図-4 に、水位上昇速度が小さいケースにおける緩み

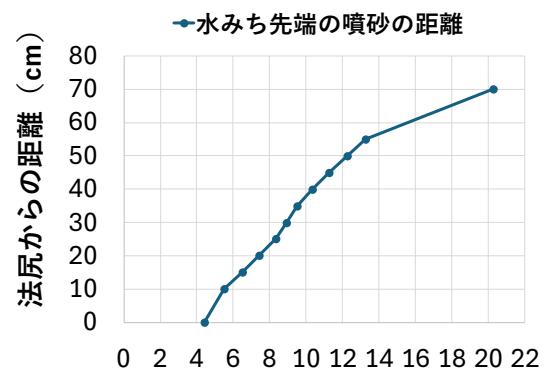


図-3 水みち先端の噴砂の進行距離の変化

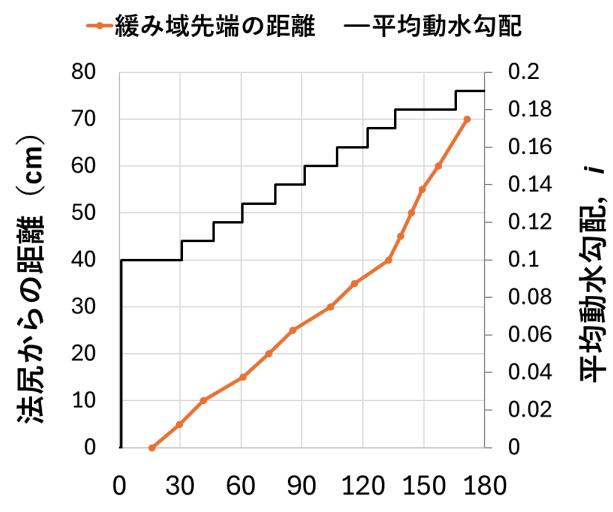


図-4 緩み域先端の進行距離の変化

域先端の進行距離の変化と平均動水勾配の経時変化を示す。実験では動水勾配 $i = 0.17$

cm に至るまで、緩み域先端の進行速度に顕著な変化は見られなかつた。一方で、動水勾配 $i = 0.18$ 、緩み域先端の進行距離が法尻から 40 cm を超えた以降の進行速度は、動水勾配 $i = 0.17$ 、緩み域先端の進行距離が法尻から 40 cm に至るまでの進行速度と比較して、およそ 2 倍に増加した。緩み域先端の進行速度が堤体中央付近を境界に変化する理由として、緩み域先端が堤体中央より堤内側では、地盤全体への浸透流の流入による給水より法尻からの排水の影響が大きいが、緩み域先端が堤体中央を超えて堤外側へ進展すると、法尻より河床が近くなることで排水より給水の影響が大きくなることで緩みやすくなり、緩み域の進展速度が増加したと考えられる。水位上昇速度が大きいケースにおける、水みちが形成される場合に堤体中央付近を境界に進行速度が変化しない理由として、一度水みちが形成されると、浸透流はその水みちを主な流路として集中して安定的に流れようになる。その結果、堤体中央を境界としても浸透流の給水と排水の条件が大きく変化せず、水みちの進行速度はほぼ一定に保たれると考えられる。

(3) 緩み域後方での水みちの発生と消失

図-5 は水位上昇速度が小さいケースにおける動水勾配 $i = 0.16$ のときの緩み域後方での現象の様子である。実験では、緩み域先端が堤体中央付近まで進行していく過程において、緩み域後方で噴砂の発生とそれに伴つた水みち

の進行が確認された。発生した噴砂はおよそ2分間の短い間でわずかな距離を進行した後に消失が確認された。水みちが発生した要因として、緩みが生じていて地盤内の圧力が低下している場所と緩みがまだ生じておらず圧力が高い場所との境界で圧力差が生じることにより、局所的に浸透水圧が高まり噴砂が発生したと考えられる。水みちが消失した要因としては、緩み域先端の進行が水みちの進行よりも早いことにより水みち周辺で緩みが生じたことで圧力が低下し、水みち形成に必要な浸透水圧が作用されなかったことが考えられる。このことから、水位上昇速度が遅く緩みによる基礎地盤の変状が発生している場合、基礎地盤内で発生する現象として地盤の緩みが支配的となっていたことが考えられる。一方で、水位上昇速度が大きい場合は狭義のパイピングが継続して進行していたことから、水位上昇速度によって基礎地盤内で支配的となる現象は異なることが示唆され、今後は水位上昇速度と基礎地盤内で支配的となる現象の関係について検討を進めていきたい。

4. まとめ

堤体下部を可視化した状態において水位上昇速度の違いによるパイピング現象の平面的な進行状況を把握する実験を行った結果、以下のことが明らかになった。

- (1) 浸透に対して水位上昇速度が遅い非定常動水勾配条件下では、パイピングは水みちによる進行でなく、地盤の緩みが基礎地盤内を進行していき最終的に堤体下部を貫通することが確認された。
 - (2) 基礎地盤内での浸透速度に対して水位上昇速度が速い場合、基礎地盤が不飽和かつ高水位によって局所的に高い浸透水圧が加わることで、堤防裏法尻から噴砂が進行して水みちとなって堤体下部の基礎地盤の土砂を排出し決壊に至る。一方で、基礎地盤内での浸透速度に対して水位上昇速度が遅い場合、局所的な浸透水圧が加わらず地盤全体に浸透流が分散することで地盤全体の有効応力が下がることで緩みによる進行が生じ、基礎地盤が滑るように移動することで決壊に至る。これにより、基礎地盤への浸透状態に対する水位上昇速度の大小によってパイピングの進行形態が異なることが示唆された。
 - (3) 水位上昇速度が小さいケースでは、高水位に至っても狭義のパイピングにみられる水みちの発達による決壊は生じず、水みちが発生してもすぐに消失することが確認された。このことから、基礎地盤内で発生するパイピング現象は、水位上昇速度に応じて支配的となる現象が変化する可能性が示唆された。
- 本研究より非定常動水勾配条件下におけるパイピングの進行形態の違いを示すことができた。パイピングの進行形態が水位上昇速度と基礎地盤の浸透状態に応じて変化することが示唆されたことから、今後は水位上昇速度

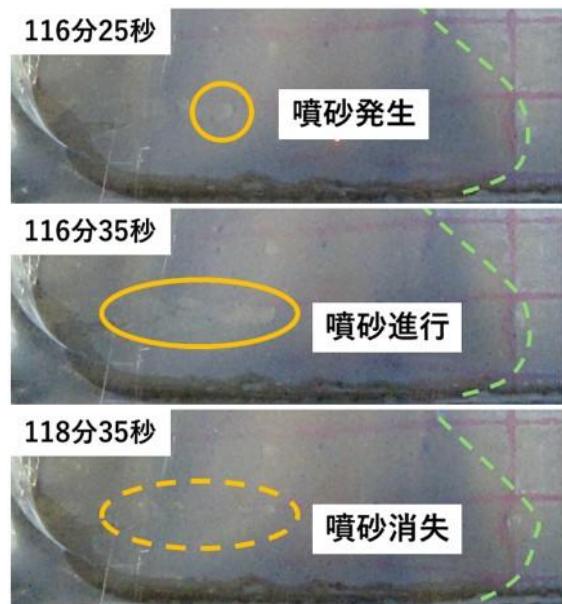


図-5 緩み域後方での基礎地盤の様子

と基礎地盤の飽和・不飽和状態といった地盤条件、堤外側から堤内側にかけた基礎地盤内の浸透速度の関係に着目してパイピングのメカニズムについて検討していくたい。

参考文献

1. 崔瑛, 小高猛司, 李圭太, 森三史郎, 林愛実; 高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊メカニズムの検討, 第28回中部地盤工学シンポジウム, 81-88, 2016.
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, pp. I_121-I_126, 2021.
3. 伊神友裕, 前田健一, 牧洋平, 岡田類: 河川堤防のパイピング破壊における間隙水圧の消散および浸透流の局所化の影響, 第32回中部地盤工学シンポジウム, pp. 5-12, 2020.
4. 柳山総平, 前田健一, 齋藤啓, 西村恆哉, 李兆卿, 泉典洋: 漏水・噴砂の動態に着目した河川堤防のパイピングの進行性に及ぼす地盤条件と水位条件, 第4回河川堤防技術シンポジウム, pp. 9-12, 2016.
5. 齋藤啓, 前田健一, 泉典洋: 基盤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22巻, pp. 251-256, 2016

河川堤防の浸透破壊に関わる堤防脆弱性指標について今一度考える

浸透破壊 堤防脆弱性指標

中央大学研究開発機構 機構教授 福岡捷二

1. 序論

土中の地下水は非常に遅い流れであり流れの力学的相似性は Reynold 数で決まる。河川堤防中の浸透流でもこの条件は重要である。しかし、河川堤防の高さや、幅、等が有限で、かつ多様な境界形状を取ることから、これらが河川堤防内の浸透流の運動に影響を与えると考えられる。したがって、堤防内の流れの力学的相似条件は、これら変化する諸量を含む形で表した Reynold 数で検討することが重要である。

地下水の基本式である Richard の式を用いて導かれる唯一の無次元基本物理量は、堤防脆弱性指標 t^* であることが福岡・田端によって示された。堤防脆弱性指標は Reynold 数を堤防の大きさ、幅、洪水流の水深、堤体の透水係数を用いて表現したものである。

福岡・田端は堤防脆弱性指標が模型と原型で同じ値を持つことが力学的相似の条件であり、原型と模型堤防の流れの比較を議論するうえで必須の要件となることを示した。すなわち、模型堤防が現地堤防と幾何学的に相似な形をしていれば、脆弱性指標が両者の間で同じ値を持つときに、両者の流れは力学的に相似となり、模型実験堤防の流れが現地堤防の水理現象を説明できること、また、現地において浸透破壊した堤防の脆弱性指標の値を集めることによって、堤防が浸透破壊に近づいているときの危険性について脆弱性指標の閾値を用いての判断することも可能になることを明らかにした。

本文では、堤防の浸透破壊と堤防脆弱性指標、模型実験と現地堤防の力学的相似関係について考える際の無次元形で示された堤防脆弱性指標の物理的解釈を論じ、さらに、堤防中の浸透流における透水係数について議論を深めることが本論文の目的である

2. 堤防脆弱性指標の持つ意味

流体力学、水理学では、異なるスケールで起こっている水理現象であるが、相似な形を有する場の流れが力学的に相似である条件は、流れの基礎式を関係する代表諸量で無次元化し支配的な流れの無次元量を得、これを用いて議論することが重要であることを最初に学んでいる。それらは、慣性力が卓越する場では、Froude 数 ($F=U/(gh)^{1/2}$) であり、粘性力が卓越する場では Reynold 数 (Ud/v) である。ここに U は平均流速、 h は水深、 d は土砂の粒径、 v は動粘性係数である。土中を流れる地下水は粘性力が卓越する場であることから Reynold 数が支配的な無次元量である。

河川堤防内の破堤時の浸透流現象は多様で複雑であり、堤防の大きさや洪水規模が異なる」

Reexamining the levee vulnerability index related to seepage failure in river levee

Shoji Fukuoka Research and Development Initiative, Chuo University

る中で、破壊時の Reynold 数がどのような値かわかるることは容易でなく、仮にわかったとしても破堤を予測できるわけではない。しかし、堤防と洪水流の諸元を用いて Reynold 数、すなわち堤防脆弱性指標の持つ値の意味を知ることが出来れば、実堤防の破壊の危険性や模型実験から現地の堤防の挙動予測が可能になることから、力学的相似条件を理解することは堤防工学の上からも大きな意味を持ってくると考える。すでに著者らによって発表してきた堤防脆弱性指標の考え方について論じ、またその意味について考えてみる。

土中の地下水水流を表す基本式は Richard の式である。これは、運動方程式として Darcy 式と連続式から式 (1) で導かれる。

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho \lambda S_r}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial h}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad (1)$$

原型と模型の堤防内の流れにおいて力学的相似が成立するには、現象を支配する基礎方程式を無次元化したときに、原型と模型で同じ式となることが必要である。式(1)の各変数の無次元量を、代表値を用いて以下のように表す。

$$\rho' = \frac{\rho}{\rho_0}, S_r' = \frac{S_r}{S_{r0}}, \lambda' = \frac{\lambda}{\lambda_0}, h' = \frac{h}{H_0}, t' = \frac{t}{T_0}, k' = \frac{k}{k_0}, x' = \frac{x}{L_0}, y' = \frac{y}{L_0}, z' = \frac{z}{L_0} \quad (2)$$

式(6)の関係を考慮して式(2)を整理すると、最終的に以下の無次元方程式が得られる。

$$\frac{1}{\rho'} \frac{\partial \rho' \lambda' S_r'}{\partial t'} + \boxed{\frac{1}{S_{r0}} \frac{k_0 H_0 T_0}{\lambda_0 L_0^2}} \left\{ - \frac{\partial}{\partial x'} \left(k' \frac{\partial h'}{\partial x'} \right) - \frac{\partial}{\partial y'} \left(k' \frac{\partial h'}{\partial y'} \right) - \frac{\partial}{\partial z'} \left(k' \frac{\partial h'}{\partial z'} \right) \right\} = 0 \quad (3)$$

無次元化した基礎式 (3) では、左辺第 2, 3, 4 項を纏めた括弧の前にある項がある。この値は、基礎式の無次元化によって現れた無次元数である。

$$\frac{1}{S_{r0}} \frac{k_0 H_0 T_0}{\lambda_0 L_0^2}$$

基礎式が無次元形で書き表されたことにより、この値が原型と模型で同じであれば浸透流の基礎方程式が同一となり、式 (3) を説くことにより得られる両者の浸透流は力学的に相似となる。式(3)の赤枠部分で示された値は、浸透流ナンバー (Seepage flow number) と呼ばれる。対象とする浸透流場 (原型) とそれを模した模型の流れは式 (3) で表現されるので、両者が同じ浸透流ナンバーを持つときのみ、両者の支配方程式は同一となる。このとき両者の浸透流は力学的に相似になる。

浸透流ナンバーは $k_0 H_0 / \lambda_0 L_0^2$ と $1/T_0$ の 2 つの時間の比で表されている。前者の時間は、浸透流の実質流速 $k_0 H_0 / \lambda_0 L_0$ によって代表水平長さ L_0 を移動するに要する時間を表し、一方、 T_0 は非定常浸透流の代表時間を示す。代表水平長さ L_0 、代表時間 T_0 は、それぞれ、対象浸透場を規定する水平長さと時間であり、 L_0 と T_0 適切に選ぶことが重要である。

ここで、浸透流ナンバーを堤防浸透流や破壊を支配する代表量、すなわち式(2)の下付き 0 の諸量を書き換える。 $L_0 = b$ (堤防の敷幅)、 T_0 は高水敷に洪水流が乗っている時間 t 、 H_0 を外水位 H 、 k_0 を透水係数 k とする。

この変換によって浸透流ナンバーは、堤防内の浸透流による堤防破壊指標である堤防脆弱性指標 t^* と呼ばれ式(4)で表される。

$$t^* = \frac{5}{2} \frac{kHt'}{\lambda b^2} \quad (4)$$

式(4)は浸透流の力学的相似則を示すものでフルード数やレーノルズ数と同様に無次元表示のままで使われるべきもので、式(4)の個々の諸量の数値の大小で議論するのではないことに注意が必要である。福岡・田端は、式(4)を用いて、 t^* の大きさによって、堤体の漏水、滑り、浸透破壊が決まり、堤防脆弱性指標が現地堤防と模型堤防の間で同じ力学的相似条件となることを示した。

堤防の浸透破壊について数多くの調査研究が行われて来ている。洪水時の堤防の浸透破壊につながる事象の解析で常に問題とされるのは、堤防を構成する土の透水係数 k をどのように与えるかである。土の透水係数は、土中の流速と関係するの諸元持つており、浸透水の挙動に大きく影響する。堤防の土質構成が複雑であればあるほど、どのような透水係数を解析に用いるかは大きな課題となるのは当然のことである。実際に、そのために、透水係数の算定法が数多く提案され、目的に応じた使われかたをしている。

「浸透に係る重要水防額設定手順（案）」等、堤防の浸透問題においては、 k は材料やその状態によって 100 倍、100 倍と容易に変わるために k の値で浸透現象が大きく変わることについて注意を促している。

しかし、式(4)およびそれを適用した現地と模型堤防の破壊基準で見たように^①、堤防での浸透破壊を規定する堤防税持薬性指標はある範囲の値をとる。この値は k のみでなく堤防の大きさ（敷幅の 2 乗）や洪水流の特性値も関係しており、浸透破壊は k の大きさではなく、これらの諸量を組み合わせた無次元形の値に注目するべきである。確かに k の変化が大きいと t^* の値に対する影響が大きいが、堤防の敷幅 b が大きいと t^* には 2 乗で効く。その影響も大きいこと、その結果、透水係数は長い時間大きな空間を通過することにより透水係数は、空間的に調整された値をとるものと解釈できる。

次章では、堤防は複雑な土質材料で構成されており、堤防破壊が起こる時には、堤防脆弱性指標がある範囲になるように透水係数が落ち着くと考えるのがよいことの事例を示す。

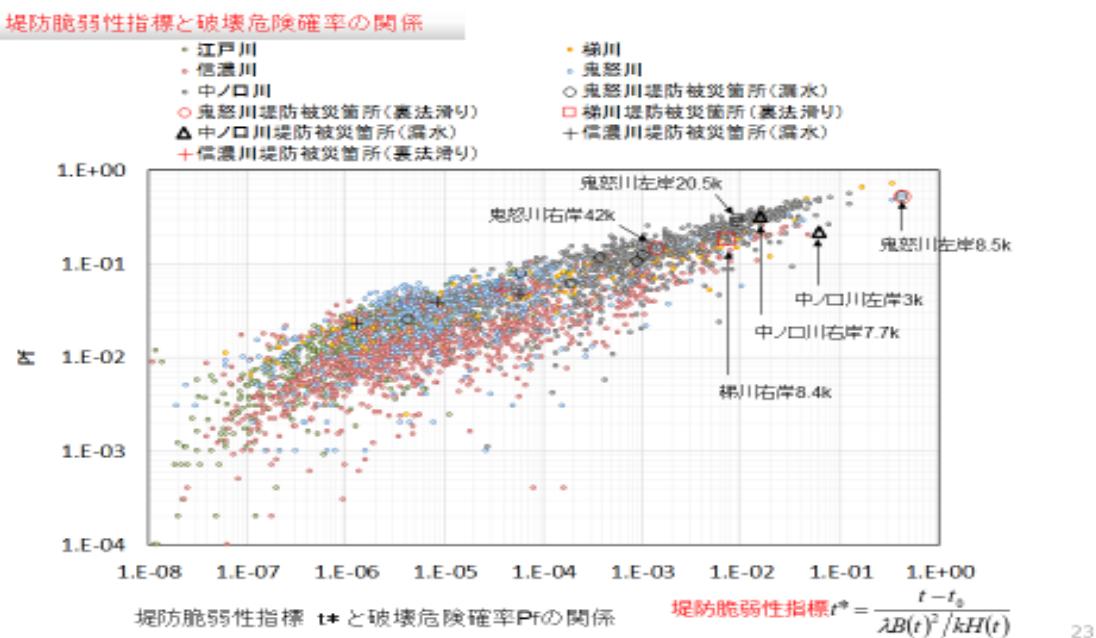
3. 堤防破壊時の堤防脆弱性指標と透水係数について

小高ら堤防模型を用いて、透水係数や基盤層の厚さを変化させ、計 22 ケースの実験を行っている。小高らは堤防脆弱性指標についての情報は実験当時有していなかったが、小さい模型で堤防の浸透破壊実験を行うためには、目的に応じた物理的解釈のもとに堤体材料を選ぶこと必要があるとの立場で、実験条件の設定を行った。小高らは、暗黙知に堤防脆弱性

指標の重要性を認識していたと思われる。著者らは小高らの実験データを用いて、小高らの堤防被災形態と堤防脆弱性指標の値との関係について検討した、その結果堤防脆弱性指標を用いて堤防決壊、変状が生じていた現象の説明が出来た。

図-1に代表的な一級河川の堤防脆弱性指標に対する浸透破壊危険確率の計算結果を示す。図中の横軸には、実際に河川堤防で浸透破壊が生じたときの脆弱性指標値をプロットしており、この時に t^* に用いた透水係数は堤体の平均値である。破壊危険確率の解析は、洪水流・河床変動解析で得られる堤防前面に沿った水位ハイドログラフを用いて、堤体内浸潤線の挙動を時・空間的に算出する。浸潤線堤防裏乗り先に達したときに浸透破壊を生ずるとしている。このとき、透水係数 k を確率変数として縦断的に堤防の信頼性解析を行い、浸透破壊危険確率を算出する。具体的には堤体内的ボーリングデータより透水係数の平均値とばらつきを与え、モンテカルロ法により信頼性解析を行った。図-1で注目すべきことは、堤体の k の平均値を与えた横軸の t^* に対して、信頼性解析では透水係数の大きな散らばりを与え堤防破壊危険確率を計算している。それにもかかわらず、堤防浸透破壊時の破壊危険確率は極めて狭い範囲にあり、実際に現地堤防で起こった浸透破壊時のデータ ($t^*=0.1\sim 1.0$) が破壊危険確率の狭い範囲内にプロットされていることである。これは先に述べたように、洪水時、堤防において長い時間、大きな空間を浸透流が通ることにより透水係数は、空間的に平均化された値をとっているものと解釈できる。

3. 堤防基礎データ、破壊危険確率から見た危険箇所の推定-堤防脆弱性指標



- 1) 福岡捷二, 田端幸輔: 堤体基礎地盤の透水性・堤防強化対策を考慮した堤体内非定常浸潤線解析法の開発と堤防破壊危険確率の低減効果の見積りに関する研究, 河川技術論文集, 第22巻, pp.261-266, 2016.
- 2) 福岡捷二, 小高猛司, 田端幸輔: 現地堤防と模型堤防の浸透破壊を規定する力学的相似条件—堤防脆弱性指標, 第5回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.79-82. 2017.
- 3) 浸透に係る重要水防箇所設定手順(案)、一般財団法人 国土技術研究センター、2019.

降雨時における水収支解析に基づく堤体内的水の挙動と水分分布の検討

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。外水位だけでなく、堤防への降雨量も増大しており、緩傾斜堤防であっても法すべりによる崩壊事例が生じている。利根川のように川裏のり勾配が7割となる堤防では、堤体表面積が増加することで降雨の浸透量が増大し崩壊をもたらす可能性もある。一般的な浸透解析法で降雨浸透現象を計算する場合、流量境界として降雨強度から降雨境界面上に浸透流量を与えるが¹⁾、地表での圧力水頭がゼロになるとそれ以上降雨が浸透しない条件に変更される。堤体内に浸透した雨は Richards 式により土質定数や水分特性曲線に基づいて堤体内的圧力水頭分布が計算され、地下水面が求められる。その場合、実際にどれくらいの降雨量が浸透したかはわからないこと、間隙空気が存在することによって降雨初期に水が浸透しにくい現象が見られ、これを再現するためには気液二相混合浸透流解析など複雑な計算を行う必要があることが課題である²⁾。

これまで、堤防に降った雨と堤防からの流出量と堤体内部の飽和度等の時間変化が観測できれば、表面流と不飽和流れの一体的な水理解析法を用いることで、降雨浸透量や堤体内部の水の時空間貯留量の推定に用いることができる水収支解析法の有用性を示した³⁾。しかし構築した水理解析モデルにおいても、降雨が浸透する量はわからないため、流出量と内部の飽和度が合うように設定したものであった。また間隙空気などによって浸透しづらい内部の水分分布についても再現できおらず、時系列的な変化を捉えられていない。本研究では、土木研究所⁴⁾の大型模型堤防を用いた降雨実験結果と鉄道総研の模型盛土を用いた降雨実験結果をもとに、水収支解析法に基づいて堤体内的飽和・不飽和流れの解析法を改良し、本解析法で新たに定義したパラメータを比較・検証することで、降雨浸透と不飽和特性について考察し、今後の水収支解析における課題を整理する。

2. 本研究での飽和・不飽和流れの支配方程式の考え方

2.1 土木研究所の大型模型堤防の実験概要と不飽和特性

土木研究所⁴⁾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ことを目的として、堤防の補強工法の効果を確認する大型模型堤防実験を行っている(図-1)。この実験では湛水実験及び降雨実験が実施されているが、本研究では、図-1の無処理堤防での降雨実験データを用い、検討する。無処理堤防(砂質土、透水係数 $3.65 \times 10^{-5} \text{ m/s}$)では降雨量、流出量、堤体内的飽和度分布が計測されている。

図-2は降雨実験における堤体法肩の深度方向の飽和度時系列変化を示す。これによると降雨開始後、堤体内的飽和度はすぐに上昇せず、堤体表面(底面から4.5m)から、段階的に飽和度が上昇していく、底面から1.5mの飽和度が上昇するまで約20時間経過していることがわかる。このように水が段階的に下方向に移動する現象はサクションや間隙空気が流れを阻害することによって降雨量が浸透しづらい現象と考えられる。

実験結果から、飽和状態に至るまでにサクションと間隙空気の影響でほとんど水が移動しない状態、横断方向には水が移動するが、間隙空気により鉛直下向きには移動しづらい状態がある。

2.2 不飽和特性を考慮した水理解析モデルの改良

本研究では、降雨実験時に浸透した水がサクションや間隙空気の影響で段階的に移動する点に着目した。これらの土中の水の移動を考慮するため、まず堤体内を複数のタンクで構成し、堤体内的水分分布は、体積含水率に該当する土中の水分量を各タンクの貯留高 h_t で表現するものとした。

図-3は、降雨による各タンクの水の移動の考え方を示したもの

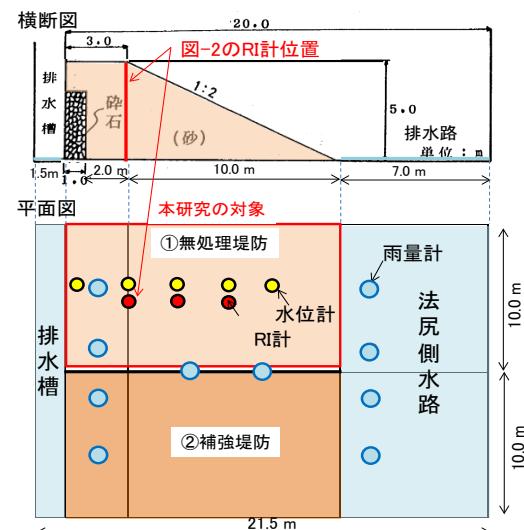


図-1 土木研究所⁴⁾の模型大型堤防実験装置
(上: 横断図, C: 平面図)

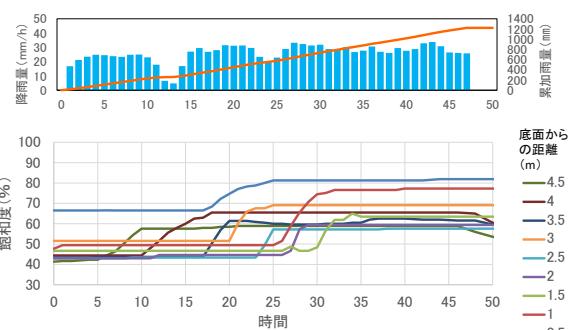


図-2 無処理堤防の降雨グラフ(上)とRI計による深度毎飽和度変化図(下)

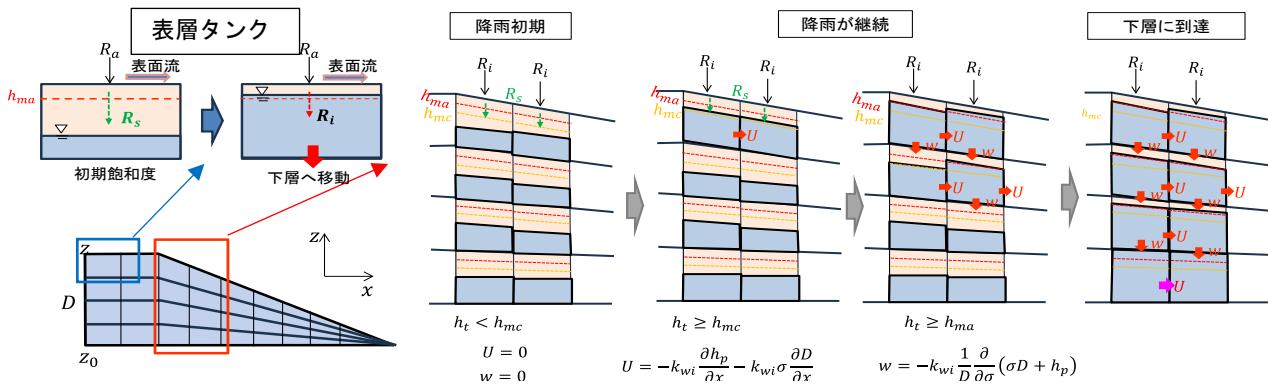


図-3 水理解析モデルにおける各段階のタンクの水の移動イメージ

である。降雨が与えられた最初の段階では、サクションと間隙空気の影響で水がほとんど動かない。これを考慮すると、タンクの貯留高 h_{mc} :浸透流移動開始貯留高(m)以下のときは移動しないとした。 h_{mc} を超えると水は水平方向に移動するが、下層にある間隙空気により鉛直下向きの移動は制限される。このため h_{ma} :間隙空気移動開始貯留高 (m)以下では水平方向は移動するが、鉛直方向は動かないとした。堤体表面からの降雨浸透も同様にサクションや間隙空気の影響で水が浸透しづらい。このため表層タンクには、 $h_t < h_{ma}$ のときは降雨量 R_a に対し少量の降雨量 R_s が表層に浸透され、残りが表面流として流れるとした。 R_s は単位時間あたりの表層浸透量(mm/h)と定義し、降雨が間隙空気の影響によって浸透しづらい一方で、地表付近で徐々に水と空気との交換が行われる現象⁵⁾を表現したパラメータである。降雨が継続し、表層の h_t が h_{ma} 以上になると全降雨量が堤体内に浸透することとした。

堤体内部の支配方程式は、堤防形状に沿った流れを計算するため、鉛直座標を $\sigma = (z - z_0)/D$ のように定義した連続式と運動方程式(式(1)～式(8))を用いて解析する。式(3)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、表面流との降雨の分離が行われる。

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($m^{-1/3} s$), g :重力加速度(m/s^2), θ_b :堤防表面の角度, h_t :タンク貯留高(m), U :堤体内の水平方向流速(m/s), w :堤体内部の鉛直方向流速, w_{ts} :タンク上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), θ_t :タンク上面の角度, θ_b :タンク底面の角度, k_a :飽和透水係数(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), k_{wi} :不飽和透水係数(m/s), S_e :有効飽和度, ξ :間隙結合関数, m :無次元パラメータである。また、不飽和時の透水係数はMualem-Van Genuchtenの式⁶⁾による関係式を用いて与えるものとした。

(表面流の連続式・運動方程式)

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

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

(堤体表層の連続式)

$$\frac{\partial h_t}{\partial t} + \frac{\partial U h_t}{\partial x} + \frac{1}{3.6 \times 10^6} R_i - \frac{w_{\sigma b}}{\cos \theta_b} = 0 \quad (R_i = R_s \ (R_a \geq R_s), \quad R_i = R_a \ (R_a < R_s)) \quad (3)$$

(堤体内部の連続式)

$$\frac{\partial h_t}{\partial t} + \frac{\partial U h_t}{\partial x} + \frac{w_{\sigma t}}{\cos \theta_t} - \frac{w_{\sigma b}}{\cos \theta_b} = 0 \quad (4)$$

(堤体下部の連続式)

$$\frac{\partial h_t}{\partial t} + \frac{\partial U h_t}{\partial x} + \frac{w_{\sigma t}}{\cos \theta_t} = 0 \quad (5)$$

(堤体内部の運動方程式)

$$U = 0 \quad (h_t < h_{mc}) \quad U = -k_{wi} \frac{\partial h_p}{\partial x} - k_{wi} \sigma \frac{\partial D}{\partial x} \quad (h_t \geq h_{mc}) \quad (6)$$

$$w = 0 \quad (h_t < h_{ma}) \quad w = -k_{wi} \frac{1}{D} \frac{\partial}{\partial \sigma} (\sigma D + h_p) \quad (h_t \geq h_{ma}) \quad (7)$$

(不飽和透水係数の推定式)

$$k_{wi} = k_a \cdot S_e^\xi \left\{ 1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^{m-2} \right\} \quad (8)$$

3. 大型模型実験の計測値に基づく水理解析と考察

3.1 土木研究所の降雨実験結果

土木研究所⁴⁾の大型模型堤防において降雨時の水収支分布解析を適用するが、その考え方を説明する。式(1)～(8)を同時に解き、実験で計測された堤体内の飽和度分布を説明するようにパラメータである h_{mc} , h_{ma} , R_s の値を試行錯誤的に与え、堤体内の水分分布と流出量が合うようにし、現象について明らかにする。初期のタンク貯留高 h_t は降雨実験の飽和度観測分布を用いて設定し、その他の諸条件は実験諸元と合わせた。

図-4は降雨開始後6時間目、8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。実験結果では6時間目から8時間目にかけて法尻付近から法肩に向かって飽和度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0.6～0.7程度となっている。また、実験結果では8時間目でも天端表層付近では、飽和度の変化が少なく、降雨後に浸透しづらい現象が観測されている。解析結果では、表層に徐々に貯留され、降雨後に浸透が遅れる現象が再現できている。その後46時間目の解析飽和度分布では飽和度0.8の境界線と実験の浸潤線は同程度となっており、法尻から碎石側に飽和領域が移動していく現象を捉えている。図-5は計測値と解析結果の水収支分布図を示す。

3.2 鉄道総研の降雨実験の適用

佐藤ら⁷⁾は、降雨に対する鉄道盛土の性能を評価することを目的に、実物大の盛土模型（幅12.0m、奥行き6.0m、高さ5.0m、細粒分混じり砂）を対象とした降雨実験及び各崩壊段階での載荷実験を実施している。降雨強度30mm/hの降雨実験

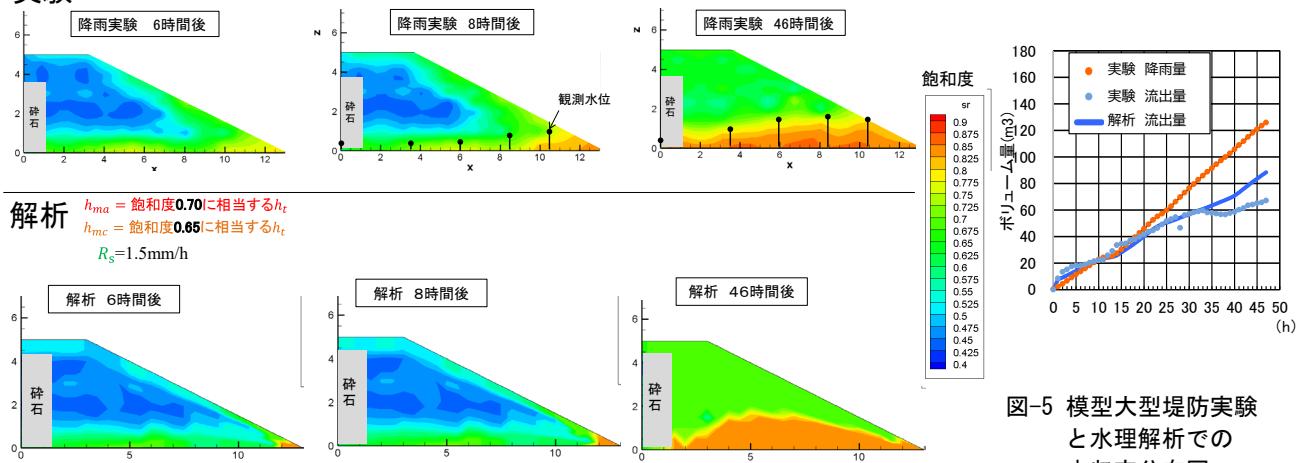


図-4 模型大型堤防実験（降雨実験）と水理解析での飽和度分布の比較

図-5 模型大型堤防実験
と水理解析での
水収支分布図

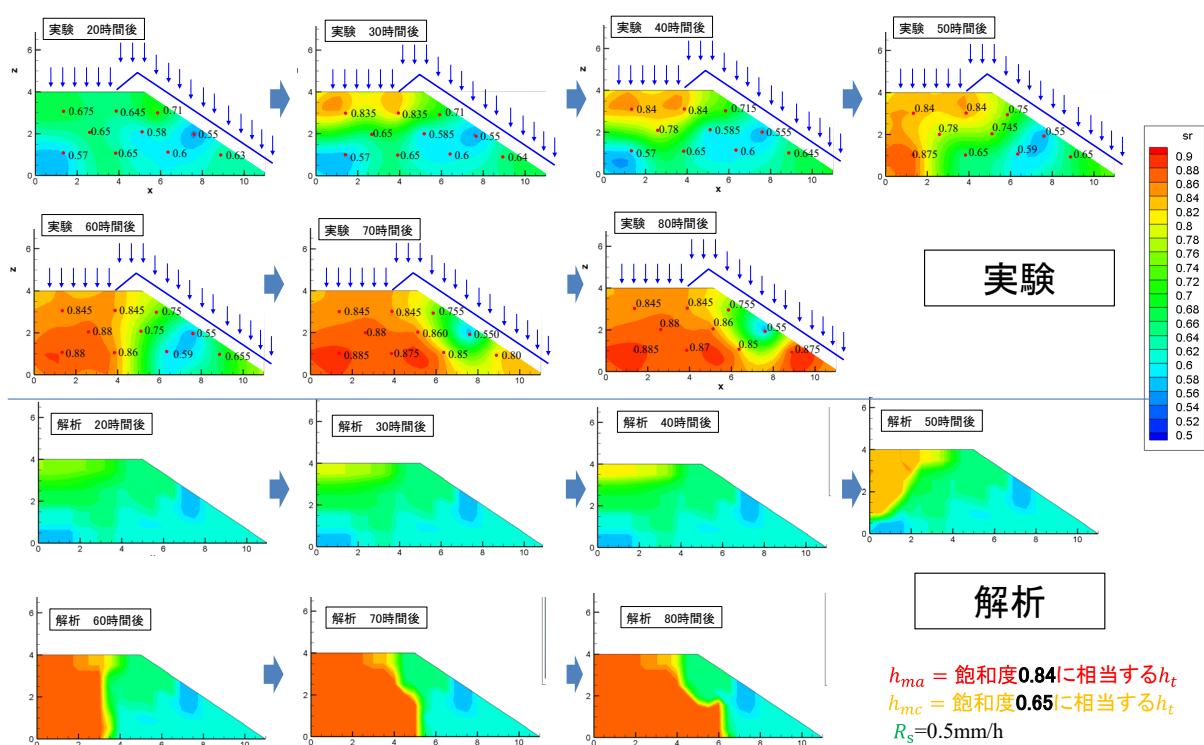


図-5 鉄道総研降雨実験と水理解析での飽和度分布の比較

表-1 各模型大型堤防実験と有効飽和度による h_{mc} , h_{ma} , R_s の比較

実験事例	土質	パラメータ			間隙比 e	透水係数 m/s	降雨強度 mm/h
		h_{ma}	h_{mc}	R_s			
土研	砂	0.70	0.65	1.5	0.764	3.65×10^{-5}	20~30
鉄道総研	砂細粒分 混じり砂	0.84	0.65	0.5	0.580	2.98×10^{-5}	30
釧路川(表面)	シルト質土	0.90	0.70	10.0	1.140	7.24×10^{-5}	10
釧路川(内部)	砂	0.80	0.65	-	0.800	1.27×10^{-5}	-

雨が与えられている。この堤体内部の飽和度の変化について水理解析モデルを適用し検討を行った。なお本実験では堤体からの流出量は算定されていない。堤体の飽和度分布が実験結果に整合するよう、 h_{mc} , h_{ma} , R_s の各値を調整した。

図-5は降雨開始後 20 時間目から 80 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。実験飽和度は降雨開始から 40 時間目まで天端付近で飽和度が高まった後、鉛直下向きに飽和度が移動している。解析結果においても同様に 50 時間以降、飽和度が下向きに分布している。一方、70 時間目以降においては、実験飽和度が法尻付近まで高くなっているが、解析飽和度は法尻付近において初期飽和度からあまり変化していないことから、水平方向の水の移動についてはさらに検討が必要である。

3.3 各パラメータの物理的意味について

2つの大型模型堤防及び盛土実験に対し本研究での水理解析モデルに各パラメータを導入することで、降雨量が段階的に浸透し堤体内の水分分布を再現できることが分かった。しかしこれらのパラメータの値はそれぞれの実験の不飽和特性を表現するために設定したものであり、各値の物理的意味を検討する必要がある。表-1は各実験における h_{mc} , h_{ma} , R_s 設定値と堤体材料について、新たに計算した釧路川⁸⁾の再現結果のパラメータを加えたものを示す。これによると、 h_{mc} はどの実験においても 0.65 程度を示しており、これは不飽和時のサクションによって移動する水分量はどのような実験でもほぼ同等の値である可能性を示唆している。また h_{ma} は細粒分混じり砂やシルト質土で高くなっていることから、細かい粒径を含む材料では浸透しづらいという特性を示している。さらに R_s と降雨強度の間には逆相関があることがわかった。

4.まとめ

本研究では、土木研究所⁴⁾の模型大型堤防、鉄道総研⁷⁾の模型大型盛土における降雨実験を対象として飽和・不飽和流れの水理解析モデルを用いた水収支分布解析を実施し、水収支を考慮した降雨による堤体内の水分分布の検討を行った。その結果、本研究で定義したパラメータによって降雨によって生じる間隙空気やサクションによる不飽和特性を考慮でき、段階的な飽和度変化を再現することができることを示した。以下に今後の課題を示す。

本研究では、大型模型実験を対象として境界条件が明確である事例について確認したが、実際の堤防では基盤層への排水や堤体内部の土質構成が様々であることから境界条件や土質条件によってパラメータの値が変わることがある。そのため解析手法については今後、様々な現地実験にて検証する必要がある。今後各パラメータと土質特性及び降雨特性との関係が明らかになれば、この解析手法を用いることで広範囲の堤防を対象とした降雨浸透解析が可能と考える。また、水収支解析法に基づいて降雨境界条件を与えることができれば、堤体内部の水分分布の計算は一般的な飽和不飽和浸透流解析法でも実施でき、その精度の向上にも寄与できると考える。

参考文献

- 赤井浩一, 大西有三, 西垣誠: 有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析, 土木学会論文集, 第 264
- 新清晃, 西村聰, 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.
- 白石芳樹, 竹村吉晴, 後藤岳久, 福岡捷二: 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, 河川技術論文集, 第 31 卷, pp.241-246, 2025.
- 久樂勝行, 丹羽薰, 斎藤義章, 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.
- 大津宏康, 堀田洋平, Soralump,S, 新村知也: 热帯性豪雨による斜面降雨浸透特性に関する研究, 材料, Vol. 59, No. 3, pp.192-198, 2010.
- Van Genuchten, M.Th. : A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils, Soil Sci. Soc. Am. J., Vol.44, pp.892~898, 1980.
- 佐藤武斗, 杉山健太, 阿部慶太, 笠原康平, 松丸貴樹, 富田佳孝: 実物大鉄道盛土の降雨・載荷実験による崩壊規模に応じた安定性評価, 地盤工学ジャーナル Vol.19, No.1, pp.101-115, 2024.
- 岡村健斗, 川尻峻三, 濱中昭文, 大串正紀, 鈴木智之, 不動充: ベーンコーンせん断試験を用いた実大試験堤防の強度特性変化の観察と安定性評価, 第 10 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.63-66, 2022.

河川堤防での長期水位観測による堤防内水位予測モデルの構築

河川堤防 回帰モデル 現地計測

復建調査設計株式会社 正会員○川田勇希
岡山大学 正会員 竹下祐二

1.はじめに

著者らは、実河川堤防にて計測された河川水位および堤防内水位の変動事例に基づいて構築された回帰モデルを用いて、洪水時に堤防内水位の変動を予測する方法を提案している¹⁾。本文では、河川堤防での長期水位観測によって得られた河川水位上昇に対する堤防基盤層の水位変動事例を用いて、堤防基盤層の水位変動を予測する線形回帰モデルを構築した。回帰モデルは学習させる水位変動事例の異なる3種類を構築し、それらの水位予測性能は、計測期間中に発生した最も大きな河川水位上昇時における堤防基盤層の水位変動によって確認した。

2. 河川堤防での水位計測および回帰モデルの概要

対象とした一級河川堤防は概ね水平に堆積した基盤透水層（透水係数 1×10^{-4} m/s程度）の上に築堤されており、河川水位上昇による基盤透水層の水位変動が懸念されている。そのため、堤体のり面下部の基盤透水層の水位（以後、基盤水位）および堤防護岸部における河川水位の計測を2024年4月より10分間隔で継続中である。計測期間において、河川水位および基盤水位の変動量が比較的大きかった2024年の8事例、2025年の4事例を図-1に示す。これらの水位変動事例に対してスパースモデリング手法を適用し、河川水位に対する基盤水位の変動特性を表現する線形回帰モデルを構築した。

図-1によれば、基盤水位は河川水位の変動に比べて4時間程度遅れて変動する傾向が見られ、両者には相関が認められる。そこで、両者の相関を表現できる水位計測時刻を包含するために、回帰モデルの説明変数には現在時刻から240分前までの30分毎の9時刻に計測された河川水位($r_1 \sim r_9$)および基盤水位($h_1 \sim h_9$)を用いた。回帰モデルから出力される目的変数は、現在時刻から任意の時間後の基盤水位であり、ここでは60分、120分および180分後のそれぞれの時刻における基盤水位の計測値を教師データとして回帰モデルに学習させた。回帰モデルの水位予測性能は河川水位の変動量が計測期間中で最も大きかった2024年11月の水位変動を用いて検証した。構築した回帰モデルは3種類であり、それらに学習させた水位変動事例は、水位予測対象とした2024年11月事例を除いた、2024年7事例（モデルA）、2024年7事例および2025年4事例（モデルB）、2025年4事例（モデルC）である。

線形回帰モデルは式(1)で表現される。

$$y = \sum_{i=1}^n r_i x_i + \sum_{j=1}^m h_j x_j + b \quad (1)$$

ここで、 y

i : 時刻*i*における河川水位の計測値、
 h_j : 時刻*j*における基盤水位の計測値、 n : 河川水位*r_i*の計測時刻数、 m : 基盤水位*h_j*の計測時刻数、 x_i : 河川水位*r_i*の重み係数、 x_j : 基盤水位*h_j*の重み係数、 b : 回帰モデルの観測誤差

重み係数 (x_i , x_j) はLASSO回帰²⁾を用いて算定した。

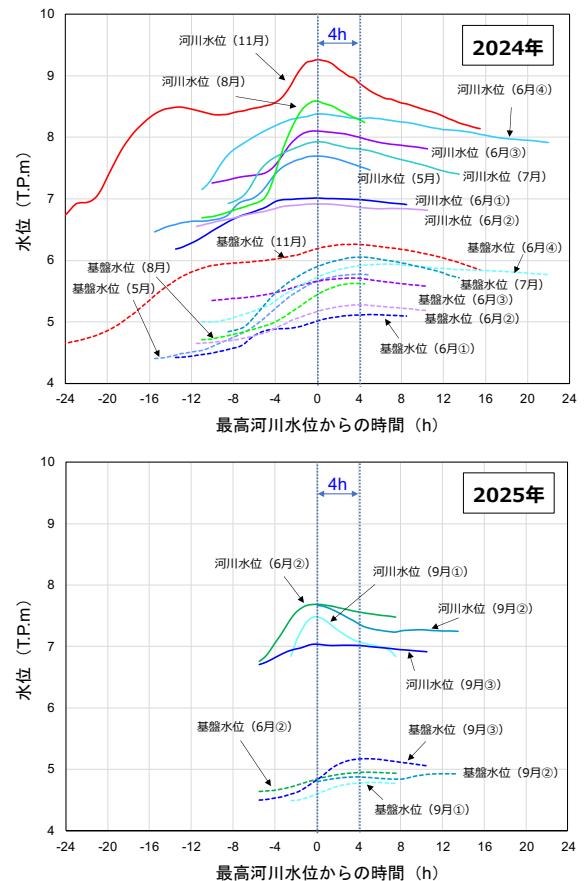


図-1 観測された河川水位および基盤水位の変動

3. 回帰モデルによる河川水位上昇時の基盤水位予測

構築された回帰モデルの重み係数を図-2に示す。水位計測時刻に対する重み係数の分布はモデルによって異なり、予測時間によっても変化している。その特徴としては、①現在時刻の基盤水位の重み係数は高い値を有する。②重み係数が負値となる基盤水位の時刻分布は異なる。③河川水位の重み係数は基盤水位に比べて小さい。

2024年11月の水位変動に対して、それぞれの回帰モデルにより算出された基盤水位の予測値を図-3に示す。凡例には基盤水位の予測値と実測値との二乗平均平方根誤差(RMSE)を示した。モデルAおよびモデルBでは、水位予測時間の増加によってRMSEはやや増加する傾向が見られるが、RMSEは小さく、基盤水位の変動がトレースされている。また、予測された基盤水位の最高水位とその到達時刻は、実測値にほぼ的中している。一方、モデルCでは全体的に水位予測精度が低下しており、120分および180分後予測では、やや低い基盤水位が算出され、最高基盤水位の到達時刻も異なっている。このように回帰モデルによる基盤水位の予測精度は、学習させた水位変動事例に依存して異なっている。今回の解析例では、

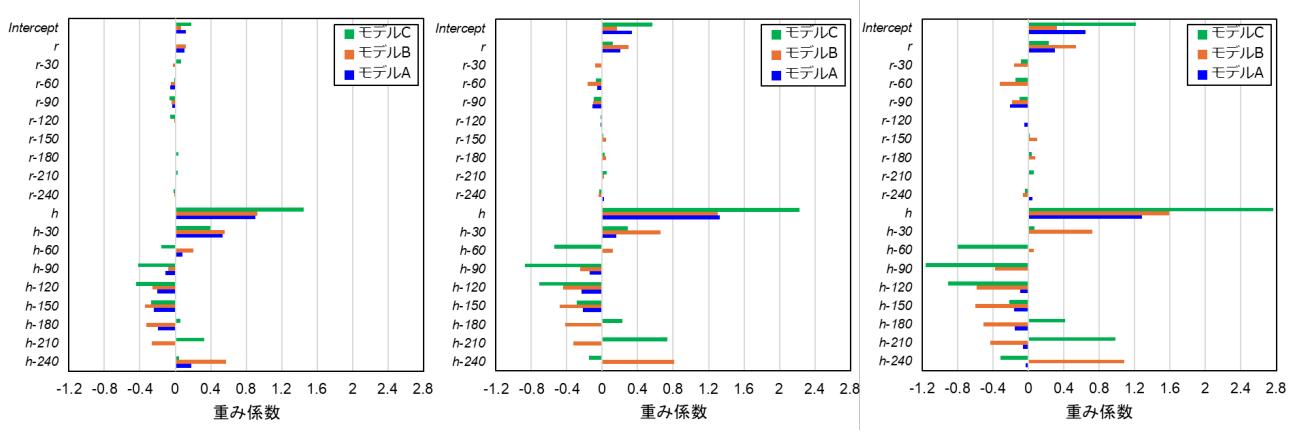


図-2 構築された回帰モデルにおける重み係数の分布

2025年の水位変動4事例を学習させたモデルBやモデルCは、2024年の水位変動7事例のみを学習させたモデルAに比較して水位予測精度が低下しており、モデルCでは、学習させた水位変動事例が不十分であったと思われる。

一般に、回帰モデルによる水位予測では、学習させた水位変動パターンの内挿区間での予測が前提であり、外挿区間での予測値の妥当性は保証されない。対象河川堤防において、過去に洪水などによる大きな水位変動が計測されていない場合には、出水期間に計測される日常的な水位上昇事例を回帰モデルに学習させることになる。そのため、洪水時の水位予測では外挿区間での予測が行われることになる。今回のモデルAおよびモデルBでは、学習させた水位変動による内挿区間に近い外挿区間において、予測すべき水位が内挿区間の延長として扱えた場合であり、比較的妥当な予測値が得られたと思われる。モデルCでは、内挿区間より離れた外挿領域での予測が行われたため、予測精度が低下していると考えられる。

4. おわりに

実河川堤防での水位計測に基づいて、堤防内の浸透挙動を表現できる回帰モデルを構築することは、堤防の維持管理に有用と考えられる。回帰モデルの構築においては、単年度での水位計測事例のみを用いるのではなく、複数年度での長期計測によって多様な水位変動パターンを蓄積し、学習させる水位変動事例を選択することが重要と思われる。今後は、回帰モデルに用いる水位変動事例の種類および量、重要な計測値の抽出による回帰モデルの変数選択、そして未曾有の河川水位上昇に対する回帰モデルの適用性などについて検討する予定である。

謝辞

本研究は国土交通省中国地方整備局岡山河川事務所受託研究費（2024-2025年度）およびJSPS科研費JP22K04313の助成を受けて実施しました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 川田勇希, 竹下祐二, 西村輝, 上熊秀康: 河川堤防での水位モニタリングによる堤防浸透モデルの構築事例, 第60回地盤工学研究発表会, 22-5-1-08, 2025.
- 2) 染田貴志, 木虎直樹, 宇佐見一平, 増井隆治, 田辺広樹: ITエンジニアのためのスペースモデリング入門, pp.30-35, 翔泳社, 2021.

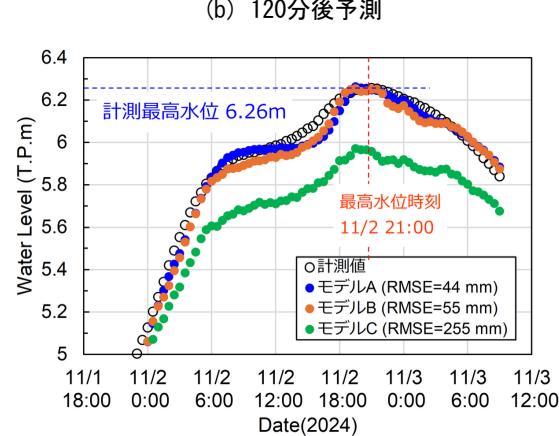
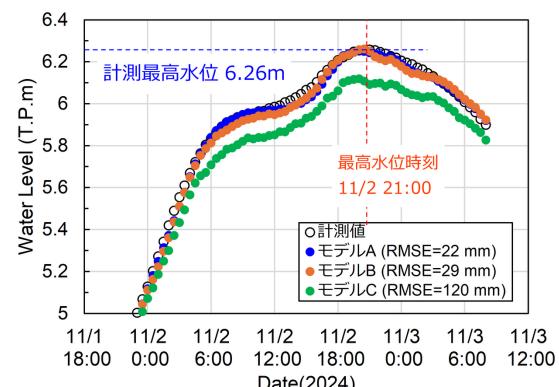
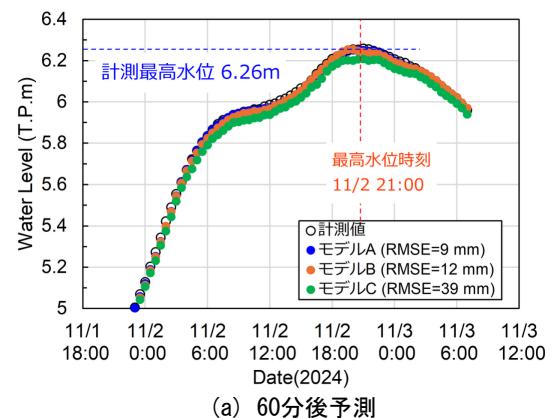


図-3 回帰モデルにより算出された基盤水位の変動

河川災害における被災要因別の『場の特徴』についての一考察

河川灾害 浸透・越水 治水地形分類図

基礎地盤コンサルタント(株)	○山本裕司
大日本ダイヤコンサルタント(株)	正会員 丸田 亮
中央開発(株)	正会員 坂本淳一
川崎地質(株)	山邊 晋
応用地質(株)	正会員 上野俊幸
(株)三木地盤環境工学研究所	正会員 三木博史

1. はじめに

豪雨による河川災害は、日本各地で毎年発生している。被害規模や社会への影響が大きい災害では、調査委員会等を設置し被災要因や復旧方法等の検討が行われ報告書等として取りまとめられている。また、多くの研究者による検討成果も発表されている（以後、既往資料）。これらの既往資料には、多くの知見が含まれており、河川の防災や堤防強化対策等を考える上で貴重な資料となる。一方、既往資料の検討対象は、多くの場合、当該災害に限定されており、複数の災害事例を俯瞰して比較・整理された事例は少ない。

筆者らが活動している（一財）リバーテクノ研究会技術開発委員会地盤WG（以後、地盤WG）では、1995年～2019年に起きた豪雨災害を対象に既往資料を収集・整理し「近年の豪雨による河川災害事例集」を取りまとめた。この取りまとめでは、被災当時の状況、被災時の外力、被災箇所の場の特徴、被災原因、得られた知見や教訓等について整理し、被災箇所周辺には従来から指摘されているような事項も含めて特徴的な場の存在が認められた。例えば、浸透が問題となる基礎地盤の地盤構成とし、河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）に示されている行止り型の地盤構造は、表-1に示した利根川、五十嵐川、矢部川、常呂川において確認されている。

本報告は、この成果を発展させ堤防付近だけでなく、周辺の地形状況等を含む『場の特徴』に着目して共通点や特徴的な事項等を基に被災要因との関係について考察を加えたものである。

2. 検討対象とした災害事例

検討対象とした災害事例（1995年～2019年間の30事例）を表-1に示す。なお、参考文献には、代表的な既往資料を示した。

表-1 検討対象とした災害事例（30事例）

番号	発生年・災害名称	河川名	左右岸	被災箇所	被災要因	被災形態	被災規模	漏水	文献
1	平成7年7月豪雨	関川	左岸	16.5k	越水	破堤	L=150m	不明	1), 2)
2	平成10年8月豪雨	阿武隈川	左岸	61.0k	氾濫流の越水	破堤	本川 (L=20m)・支川1箇所	有	3), 4)
3	平成10年8月豪雨	余笠川	左右岸	那須町	侵食	河岸崩壊	—	無	5), 6)
4	平成12年9月東海豪雨	新川	左岸	8.2k	浸透	破堤	L=100m	無	7)
5	平成13年10月台風第15号	利根川	右岸	139k	浸透	噴砂	噴砂 2箇所	有	8)
6	平成16年10月台風第23号	円山川	右岸	13.2k	浸透・越水	破堤	L=100m	不明	9)
7	平成16年10月台風第23号	出石川	左岸	5.4k	越水	破堤	L=100m	不明	—
8	平成16年7月新潟県豪雨洪水	五十嵐川	左岸	3.4k	浸透・越水	破堤	L=117m	有	10)
9	刈谷田川	左岸	中之島地区	越水	破堤	L=50m	有(堤体)	—	—
10	平成16年7月福井豪雨	足羽川	左右岸	4.6k	浸透・越水	破堤	破堤:L=60m 越水:L=900m	無	11)
11	平成18年7月豪雨	天竜川	右岸	204.8k	侵食	破堤	破堤区間:L=120m	無	12)
12	平成18年7月豪雨	斐伊川	右岸	7.5k	浸透	噴砂・陥没	L=5m	有	13), 14)
13	平成19年9月豪雨	米代川	左岸	15.5k他	浸透	噴砂	直径3m程度	有	15), 16)
14	平成24年7月九州北部豪雨	矢部川	右岸	7.3k	浸透	破堤	決壊幅 約50m	不明	17)
15	平成25年7月豪雨	子吉川	右岸	10.8k	浸透	裏のりすべり・噴砂	L=60m	有	18)
16	平成25年7月大雨	梯川	右岸	8.4k	浸透	裏のりすべり・噴砂	L=450m	有	19)
17	平成27年9月関東・東北豪雨	鬼怒川	右岸	21.0k	越水	破堤	L=200m	不明	20, 21)
18	平成28年8月北海道大雨	常呂川	左岸	22.6k	越水	裏のり崩れ	L=16m	無	22)
19	平成28年8月北海道大雨	常呂川	左岸	26.4k・26.8k	浸透	噴砂	—	有	—
20	平成29年7月九州北部豪雨	桂川	右岸	朝倉市	越水	破堤	決壊1箇所	不明	23)
21	平成29年7月九州北部豪雨	赤谷川	左右岸	朝倉市	河道埋塞	溢水氾濫	0~8k区間 河道埋塞 7箇所	不明	24)
22	平成29年10月台風第21号	木津川	右岸	6.0k	浸透	噴砂	漏水 噴砂 9箇所	有	25)
23	平成30年7月豪雨	小田川	左岸	3k400	越水	破堤	L=100m	不明	26)
24	阿武隈川	左岸	98.6k	氾濫流の越水	破堤	L=50m	無	27)	—
25	吉田川	左岸	20.9k付近	越水	破堤	L=100m	無	28)	—
26	那珂川	左岸	40.0k	越水	破堤	L=200m	無	—	29)
27	久慈川	左岸	27.0k	越水	破堤	L=200m	無	—	—
28	越辺川	右岸	0.0k付近	越水	破堤	L=70m	無	—	30)
29	都幾川	右岸	0.4k付近	越水	破堤	L=90m	無	—	—
30	千曲川	左岸	57.5k	越水	破堤	L=70m	無	—	31)

A Study on the Characteristics of
Locations by Disaster Factors in
River Disasters

Yuji Yamamoto: Kiso Jiban Consultants Co., Ltd.

Ryo Maruta: Dia Nippon Engineering Consultants Co., Ltd.

Junichi Sakamoto: Chuo Kaihatsu Co., Ltd.

Susumu Yamabe: Kawasaki Geological Engineering Co., Ltd.

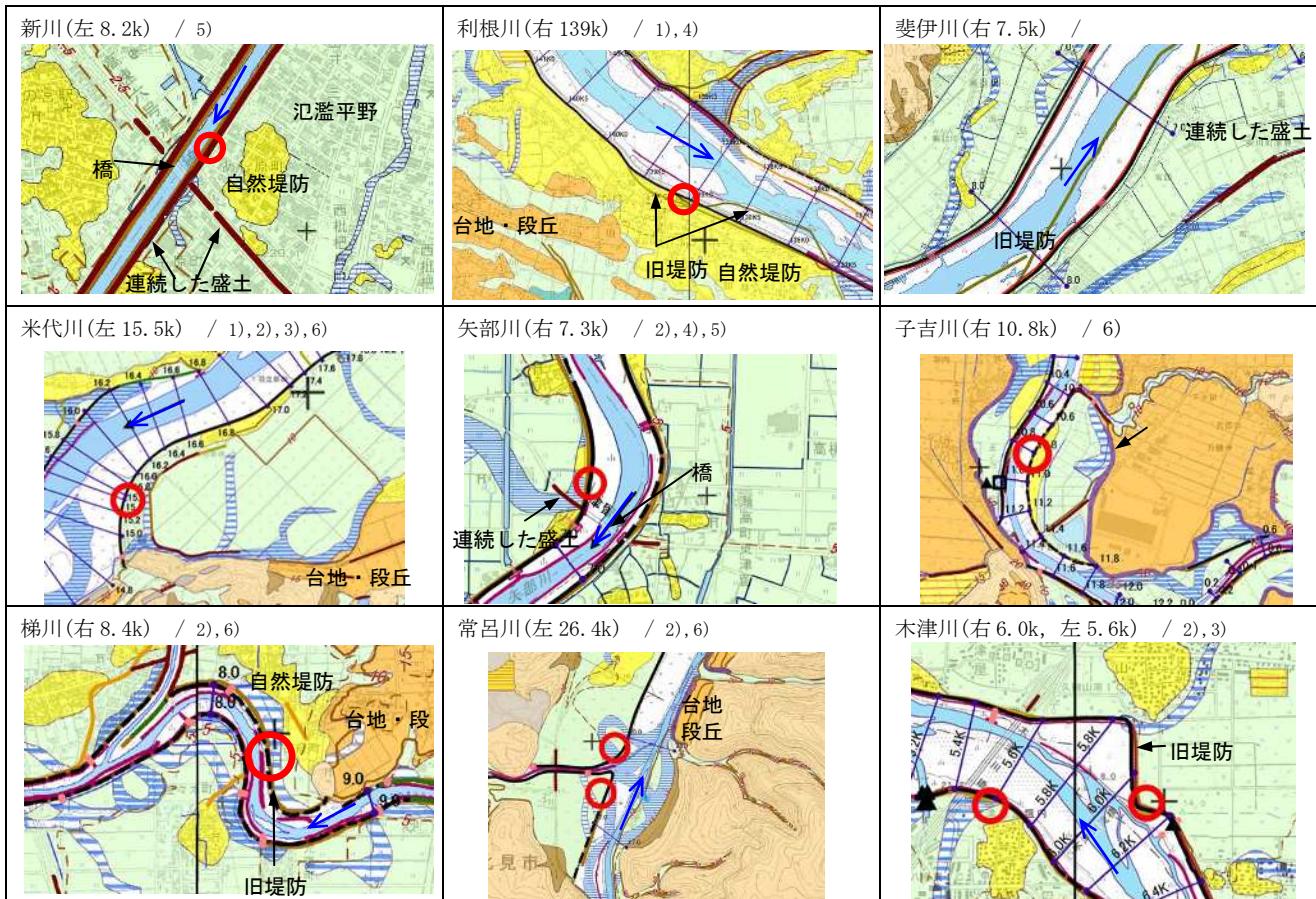
Toshiyuki Ueno: OYO Corporation

Hiroshi Miki: MIKI Environmental Geo-technology Research Institute Co., Ltd.

表-1より、堤防の被災要因は、浸透（9事例）、越水（15事例）、浸透と越水の複合（3事例）、侵食と河道閉塞（3事例）である。

3. 浸透による災害事例の『場の特徴』

浸透による災害事例（9事例）の『場の特徴』を図-1に示す。なお、図は、治水地形分類図³²⁾を基図とし被災箇所他を加筆した。また、『場の特徴』についての概要を以下に示す。



○：被災箇所

※9つの災害事例の河川名後ろの番号は、以下に示す『場の特徴』の概要と対応している。

図-1 浸透による災害事例（9事例）の『場の特徴』（治水地形分類図に加筆）

1) 旧堤防と現堤防の位置関係

- ・河川堤防の法線は、河川改修の変遷と共に変化してきた。このため、現堤が旧堤を横切るように位置していたり、旧堤よりも川表側（又は、川裏側）に位置していることがある。
- ・利根川の災害事例では、被災箇所付近で現堤が旧堤を横切っていることが確認できる。
- ・米代川の災害事例では、被災箇所の堤防（現堤）は、旧堤よりも川表側に位置していることが確認できる。
- ・現堤が旧堤を横切っている場合、旧堤の一部を残して現堤を施工すると旧堤と現堤の土質が異なることが考えられ堤体の透水性に差が生じ、浸透による漏水やパイピングを生じやすくなる可能性が考えられる。
- ・現堤が旧堤よりも川表側に位置している場合、旧堤時代の流路が現堤の基礎地盤となる。このため、基礎地盤中で局所的に浸透しやすい場所が存在したり、行止り型の地盤構造で、噴砂や盤ぶくれが生じやすい条件になっている可能性が考えられる。

2) 旧河道の存在

- ・旧河道は、地表水が集まりやすく、浸水しやすい場所と言われており河川災害（堤防被害）等のリスクの高い場所である³³⁾。
- ・米代川、矢部川、梯川、常呂川、木津川の災害事例では、被災箇所の近くに旧河道の存在が確認できる。
- ・旧河道は、埋積している土質により、透水層となる場合や難透水層となる場合があるため、その存在自体が浸透による災害の要因となるかどうか詳細な地盤調査や分析が必要である。また、治水地形分類図上で示されている位置や分布範囲が異なる場合や、分布が示されていない場所に旧河道が存在する場合もあることから注意が必要と考えられる。

3) 堤内地の微地形

- ・米代川、木津川の災害事例より被災箇所の川裏側の地盤高が周辺に比べて低くなっている状況が確認できた。
- ・川裏側の地盤高が低い場合、被覆土層が相対的に薄くなるため、河川水位の上昇により揚圧力が作用（伝播）したときに盤ぶくれの可能性が周囲よりも高くなることが考えられる。

4) 透水層の分布

- ・河川水位上昇による浸透問題では、透水層の分布範囲や層厚変化による行止り地盤により、漏水やパイピングが発生しやすくなるといわれている³⁴⁾。
- ・利根川、矢部川の災害事例では、既往資料によると行止り地盤の存在が被災要因の一つとして考えられている。
- ・透水層や難透水層の分布状況を地形判読や現地踏査のみで把握することは難しく、三次元的な地盤構造を効率的に得ることができる調査手法や評価手法の導入が今後必要と考えられる。

5) 橋梁の上流部

- ・橋梁部では、橋脚等により河積断面が小さくなったり、洪水時に流木等が引っ掛かり流下能力が低下する可能性がある。このため、橋梁の上流側は水位が上昇しやすく、浸透圧の上昇による影響を受けやすい箇所になると推測される。
- ・新川と矢部川の災害事例では、橋梁の上流側に被災箇所が存在している。
- ・新川の既往資料⁷⁾では、新川には河口から破堤地点まで16kmの間に30橋があり、破堤地点では、約40cmの水位上昇の影響があったと推測されている。

6) 堤内地側背後の台地・丘陵等

- ・既往資料では触れられていないが、図-1に示した米代川、子吉川、梯川、常呂川の災害事例の共通点として、①堤防から離れた位置に台地・段丘が分布している。②台地・段丘と現河道との間に旧河道が存在している。という2点を挙げることができる。
- ・堤防と台地・段丘に囲まれたエリアは、地形的に“地”のようになっており旧河道も存在することから、元々、水が集まりやすく、浸水しやすい条件になっていると推測される。
- ・台地・段丘の位置は堤防から遠く、浸透の問題と直接的な関係は低いと思われるが、水が溜まりやすそうなエリア付近の堤防は、浸透に対しても注意をした方が良いと推測される。

浸透に対して注意が必要な『場の特徴』として上記に挙げた項目以外にも、漏水履歴（堤体・基礎地盤）、支川合流部等において本線と支川に挟まれた箇所、河道の曲率変化の大きい湾曲部の内側、裏のり勾配が急な箇所等を挙げることができる。

また、河川堤防の浸透に対する安全性照査では、地形や地盤状況、被災履歴等を基に区間分けを行った上で代表断面を設定するが、代表断面と被災位置が一致していない事例もあるため、より被災リスクが高い箇所を代表断面として抽出できるようになることが求められる。

4. 越水による災害事例の『場の特徴』

表-1に示した越水による災害事例における『場の特徴』の概略を以下に示す。

1) 越水が生じやすい条件

- ・越水は、堤防天端が低くなっている箇所や河川水位が上昇しやすい箇所で発生しやすい。

2) 堤防天端が低くなる箇所

- ・堤防天端が低くなりやすい箇所は、堤防下の基礎地盤が軟弱で圧密沈下が生じている箇所や構造物周りの堤防盛土の締固めを十分に行うことができない箇所が考えられる。
- ・河川堤防では、定期的な縦断・横断測量が行われているが、測点と測点の間で局所的な沈下が発生している場合、堤防天端が低くなっていることを把握できず、堤防の沈下による越水リスクを見逃してしまう可能性が考えられる。

3) 河川水位が上昇しやすい箇所

- ・河川水位が上昇しやすい箇所は、「3.」で示したように橋梁の上流側を挙げることができる。
- ・上記以外にも河道狭窄部、支川合流部、稼働湾曲部外側の水衝部、樹木の繁茂や土砂が著しく堆積している箇所等を挙げができる。

地球温暖化の影響による気温上昇を2°Cと仮定した場合、降雨量は約1.1倍、河川を流れる洪水の流量は約1.2倍になると予測されている³⁵⁾。この場合、越水の危険性が高まるため、越水に対する場の特徴を把握したうえで必要な調査・対策を行っていくことが必要である。

5.まとめ

近年の豪雨による河川災害の事例を収集・整理し、浸透及び越水による被災箇所の『場の特徴』に着目した検討を行った。

気候変動による外力の増大に伴う事前防災の重要性が指摘される中、直轄河川に限らず中小河川も含めて河川堤防の安全性を高めることが求められる。例えば、浸透に対する安全性は、代表断面を選定した上で、地盤調査及び数値解析を行い評価される。代表断面を選定する際に本報で報告した、1)旧堤防と現堤防の位置関係、2)旧河道の存在、3)堤内地の微地形、4)透水層の分布、5)橋梁の上流部、6)堤内地側背後の台地・丘陵他の災害事例から見た共通点、つまり『場の特徴』を反映させることにより現地状況に則した、より危険性が高いと考えられるエリアの抽出が可能となり、堤防の安全性評価に対する水準を向上させることができると考えている。

今後は、浸透に対する代表断面の効果的な抽出方法や『場の特徴』に適した調査手法、堤防・基礎地盤を三次元的に効率よく調査・評価する考え方や手法等について検討を進めていく予定である。

【謝辞】

本報告は、地盤 WG における活動成果の一部をとりまとめたものです。検討にあたっては多くの既往資料^{1) ~31)}を参考とさせていただいた。このような貴重な資料を残していただいた調査委員会・研究機関・研究者等の皆様に改めて感謝の意を示します。

【参考文献】

- 1) 大熊孝：堤防の自主決壊による氾濫水の河道還元に関する研究, 土木史研究, 第 18 号, 1998
- 2) 新潟県 HP : 平成 7 年 7 月 11 日豪雨災害について
- 3) 岸井徳雄 : 平成 10 年 8 月末豪雨による阿武隈川の洪水被害について, 2001
- 4) 三木博史・藤井厚人・野口典考・佐々岡博明 : 福島県豪雨災害阿武隈川上流堤防調査, 第 34 回地盤工学研究発表会, 1999
- 5) 上野鉄男 : 余笛川の 1998 年 8 月水害と治水対策について, 京都大学防災研究所年報_第 46 号 B, 2003
- 6) 丹羽俊二・関口辰夫 : 那珂川上流余笛川の水害, 国土地理院技術資料 D・5-No. 17, 1999
- 7) 辻本哲郎・安部友則 : 愛知県河川堤防緊急強化検討会報告, JSCE, Vol. 86, 2001
- 8) 佐藤宏明・中山 修・佐古俊介 : 利根川堤防で発生した漏水に関する調査事例, 河川技術論文集, 第 11 卷, 2005
- 9) 豊岡河川国道事務所 : 円山川堤防調査委員会報告書, 2005
- 10) 7. 13 新潟豪雨洪水災害調査委員会 : 7. 13 新潟豪雨洪水災害調査委員会報告書, 2005
- 11) 足羽川洪水災害調査対策検討会 : 足羽川洪水災害調査対策検討報告書, 2005
- 12) 天竜川上流河川事務所 HP 過去の災害情報より
- 13) 佐古俊介 : 被災から学ぶ堤防技術, 2008
- 14) 植野直美・壇上裕司・小俣雅志・長谷川浩夫・水草浩一・西尾仁志 : 堤防被災箇所における変状機構解明事例からの考察, 河川技術論文集, 第 14 卷, 2008
- 15) 谷中仁志・齋藤由紀子・小橋秀俊・古本一司・中西利典 : 平成 19 年 9 月豪雨による米代川・北上川堤防被災調査, 河川技術論文集, 第 14 卷, 2008
- 16) 小松田孝寿・佐藤円・佐々木利明・坂本悟 : 米代川左岸堤内地で発生した大規模噴砂の調査事例について, 全地連「技術 e-フォーラム 2008」高知, 2008
- 17) 矢部川堤防調査委員会 : 矢部川堤防調査委員会報告書, 2013
- 18) 秋田河川国道事務所 : 子吉川における堤防被災メカニズムと調査分析結果について, 2014
- 19) 佐藤 豊・大渕 貴・福岡捷二 : 梶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, 2018
- 20) 鬼怒川堤防調査委員会 : 鬼怒川堤防調査委員会報告書, 2016
- 21) 2015 年関東・東北豪雨災害 土木学会・地盤工学会 合同調査団関東グループ : 平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による関東地方災害調査報告書, 2016
- 22) 常呂川堤防調査委員会 : 常呂川堤防調査委員会報告書, 2017
- 23) 地盤工学会河川ため池被害グループ : 平成 29 年 7 月九州北部豪雨地盤災害 河川・ため池被害調査報告, 2017
- 24) 筑後川右岸流域河川・砂防復旧技術検討委員会 : 筑後川右岸流域河川・砂防復旧技術検討委員会報告書, 2017
- 25) 有本浩太郎・嶋田剛士 : 平成 29 年台風 21 号による木津川基盤漏水の調査報告, 平成 30 年度近畿地方整備局研究発表会 論文集, 2018
- 26) 高梁川水系小田川堤防調査委員会 : 高梁川水系小田川堤防調査委員会報告書, 2020
- 27) 阿武隈川上流堤防調査委員会 : 阿武隈川上流堤防調査委員会報告書, 2020
- 28) 鳴瀬川堤防調査委員会 : 鳴瀬川堤防調査委員会報告書, 2020
- 29) 那珂川・久慈川堤防調査委員会 : 那珂川・久慈川堤防調査委員会報告書, 2020
- 30) 荒川水系越辺川・都幾川堤防調査委員会 : 荒川水系越辺川・都幾川堤防調査委員会報告書, 2020
- 31) 千曲川堤防調査委員会 : 千曲川堤防調査委員会報告書, 2020
- 32) 国土地理院 : 地理院地図 https://www.gsi.go.jp/bousaichiri/fc_index.html
- 33) 国土地理院 : <https://www.gsi.go.jp/bousaichiri/bousaichiri61047.html>
- 34) 独立行政法人土木研究所 : 河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント, 2013
- 35) 気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会 : 気候変動を踏まえた治水計画のあり方 提言, 2021

令和6年出水で決壊した子吉川における被災履歴の整理と堤防開削調査からの考察

決壊 堤防開削 被災要因

土木研究所	正会員	石原 雅規	名城大学	正会員	筋野 晃司
早稲田大学	正会員	岡村 未対	名古屋工業大学	正会員	小高 猛司
パシフィックコンサルタント(株)	正会員	薄井 隆義			前田 健一
					○吉本 昌弘

1. はじめに

本検討は、令和6年7月に発生した出水(以後、今次出水)により被災した子吉川10.2k~10.4k付近において、過去の被災履歴等の既往資料整理と堤防開削調査を実施し、過去の被災及びその復旧材料と今次出水の被災形態との関係性を検討し、被災形態ごとの被災原因を考察した。

2. 対象箇所の既往資料整理結果

対象箇所の既往資料整理結果を表-1に示す。同表より、築堤履歴は1~2回と想定され、過去に複数回の被災履歴がある。対象地の地形的特徴としては湯ノ沢川との合流部に位置し、地形区分は氾濫平野である。下流側には旧河道があり、堤内地の段丘が近接している。堤防点検や事前の現地踏査の結果では、寺勾配や堤防天端に縦断亀裂が確認されている。浸透流解析はH16年とR6年の堤防調査委員会で実施されており、揚圧力はいずれもNG、川裏すべりがR6の一般値使用のケースでNGとなっている。

表-1 既往資料整理結果

河川名	左右岸	距離標	築堤履歴		地形地質概要と地形の変遷	被災履歴		堤防点検と事前現地踏査結果	浸透流解析			
			築堤時期	内容		被災時期と位置	被災内容		項目	照査結果		
									H16 詳細点検	R6堤防調査委員会 試験値	R6堤防調査委員会 一般値	
子吉川水系 子吉川	右岸	10.2k +180m	S22以前	初期堤防	<p>■地形分類 氾濫平野に該当と想定される 上・下流には自然堤防と旧河道 背後地は段丘が近接</p> <p>■地形の変遷 ・S22 拡幅及び嵩上げ ・S22 拡幅を確認 ・S37頃 嵩上げ ・H16 下流側防災ステーション</p>	・S55 出水 ・10.4k	・決壊(170m)	<p>・H17.6 川裏法面寺勾配 ・R1.9 堤防天端に縦断亀裂 ・R7.8 堤防天端の舗装は格子状クランクや縦断亀裂。上 流側は顕著な寺勾配</p> <p>・H25 出水 ・10.7k付近</p> <p>・R6 出水 ・10.2k+180m</p>	<p>川表すべり F≥1.000 F=3.391</p> <p>川裏すべり F≥1.452 F=2.803</p> <p>局所動水勾配</p> <p>揚圧力 G/W=0.52</p>	<p>F≥1.000 F=2.314</p> <p>F≥1.452 F=2.849</p> <p>F≥1.452 F=1.093</p> <p>G/W=0.805</p> <p>G/W=0.805</p>	<p>F≥1.000 F=1.669</p> <p>F≥1.452</p> <p>G/W=0.805</p> <p>G/W=0.805</p>	
			S22~S37	拡幅及び嵩上げ		・H23 出水 ・10.2k+100付近	・縦管下流で決壊 ・縦管上流で裏法すべり					
						・H25 出水 ・10.7k付近	・裏法すべり					
						・R6 出水 ・10.2k+180m	・決壊(70m)					

3. 対象箇所の被災状況と堤防開削調査の位置関係

対象箇所の過去の被災状況と今回の堤防開削調査の位置関係を図-3に示した。S55年の出水では、今回の被災箇所より上流側の湯ノ沢川との合流地点で大規模に決壊し、深さ5.0mに及ぶ大規模な落堀が発生している。堤体が消失した範囲を図-3から推察すると、側線No.0は法面の部分流出、側線No.1は堤体及び基礎地盤の流出が認められ、この範囲で堤体消失が遷移していると考えられる。

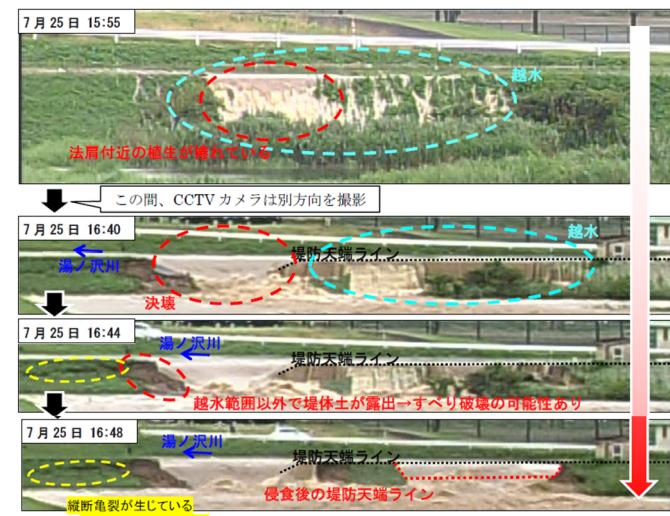
次に、H23年の出水では、今回の被災箇所より子吉川の下流側に位置する向中島排水樋管より上流側が決壊し、下流側は川裏すべりが発生している。工事復旧資料によると川裏すべりが発生した範囲は、法肩から法尻まで復旧されていることが確認できる。

H25年の出水では、上流側の10.7k付近で川裏すべりが発生している。

今次出水では越水による決壊が生じ、約70m区間が決壊した。川裏側には長さ13m、深さ2m程度の落堀が法尻からやや遠い位置に発生した。また、図-2に示すCCTVカメラの時系列整理結果から、15:55時点の越水が起きてすぐ決壊した範囲があり、子吉川の下流側には越水後16:44ま



図-1 調査位置図(地理院地図に加筆)

図-2 今次出水の越水や川裏すべりの時系列変化¹⁾

で時間経過してから決壊した範囲がある。また、決壊した範囲の子吉川の上流側では川裏側の法面に明瞭な亀裂が認められ、川裏すべりが発生していたと想定される範囲があることが明らかとなった。

堤防開削調査は、子吉川の上流側(A断面)と下流側(B断面)の2断面で実施し、A断面はS55年の出水で決壊または堤体の一部が流出した範囲に該当し、B断面はH23年の川裏すべりが発生した範囲に該当していると想定される。

以上のことから、今回の被災状況と想定される堤体材料及び堤防開削調査の対象断面を下記に整理する。

表-2 今回の被災状況と想定される堤体材料及び堤防開削調査の対象断面

今回の被災内容	想定される堤体材料	堤防開削調査の対象断面
①越水後すぐに決壊	初期堤防	なし
②越水後一定時間後に決壊	初期堤防とH23年出水後の川裏すべり復旧材料	子吉川の下流側：B断面
③裏法すべりが発生したと想定	初期堤防は部分的に残存。S55年出水後の復旧材料	子吉川の上流側：A断面

図-3 過去の被災状況と堤防開削調査断面の位置関係

4. 堤防開削調査結果

令和7年11月5~7日に図-4~図-5に示すA断面、B断面で堤防開削調査を実施した。堤防開削調査とは、堤防の開削断面を1m×1mのメッシュで区切り、地層観察やスケッチを行って築堤履歴や変状等の確認、各種原位置試験や試料採取と室内土質試験(物理・力学・透水)を実施して堤体の特性を把握するものである。

A断面の堤体材料は概ね均質で比較的よく締まった粘性土(①Bc)が主体で、川表側は護岸の裏込め材と舗装時の路床と想定される ϕ 10~50mmの円~角礫が主な砂礫層(①Bg)があり、川裏側には法尻保護工敷設時の礫混じり粘性土(②Bcg)が存在し、混入礫は ϕ 50~150mm程度の亜角礫が主体である。また、②Bcg層の内部には ϕ 20mm程度のイタドリの根が多く混入している。

①Bc層は全体としては材料に明瞭な違いは認められないが、一部水平に暗灰色を呈す部分や、有機物が面的に分布している様子が認められ、S23年以前の初期堤防が残っていた可能性や、S55年の復旧時に段階的に築堤がされた可能性がある。また、①Bg層が川裏法肩付近に法面に入り込むように分布しており、出水時に水が溜まってすべりが発生しやすい構造となっている。②Bcg層の位置は、R6出水時に上流側で縦断亀裂が認められた位置と概ね一致している。

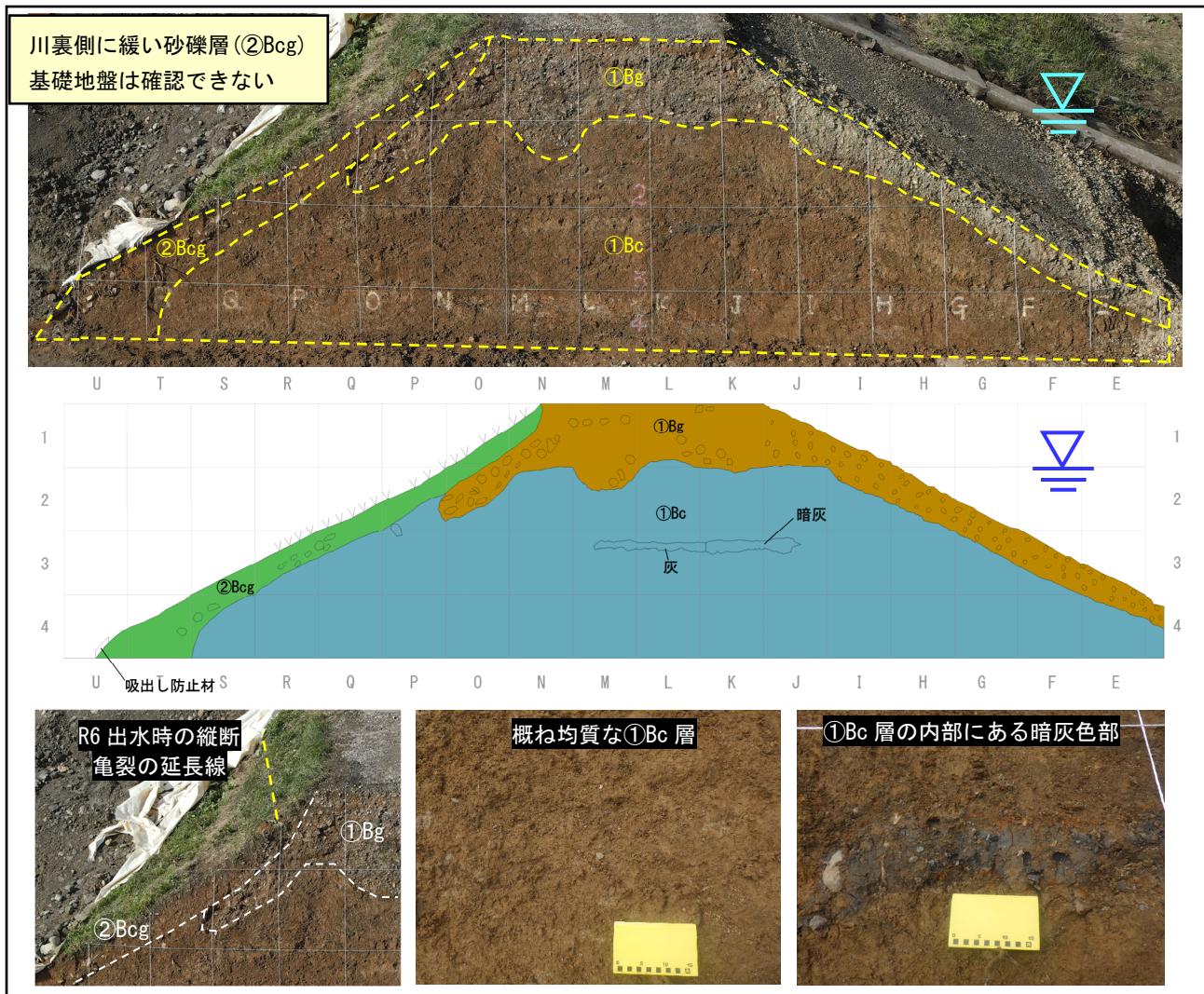


図-4 A断面(子吉川の上流側断面)の開削断面の写真・スケッチ及び特徴的な写真

B断面の築堤材料はやや軟らかい粘性土層(①Bc層)が主体であるが、川裏側の法面付近はよく締まった玉石混じり粘性土(②Bcg層)が存在している。礫はやや固結度の低い泥岩が主体で、 ϕ_{max} 300mm程度となる。これはH23年出水の被災時の工事資料の埋め戻し範囲とほぼ合致している。基礎地盤は表層に段丘堆積物と思われる円礫を主体とした砂礫層(Ag層)があり、混入礫は ϕ 10~30mmの円~亜円礫主体、 ϕ_{max} は150mm程度で岩種は泥岩主体で軽石も混じり、強風化したものが多い。その下部は粘性土(Ac層)が主体であるが、川表側は砂質土を多く含んだ中間土(Acs層)を呈し、一部砂主体(As層)となる。

Ag層は3-j, 4-L~4-Mで一部消失して不連続となっているが、仮に川表から川裏まで連続していた場合、浸透上非常に危険な地層状況となっていた。不連続となっている原因として、築堤時の技術者が浸透上危険であると判断し、一部を掘削して粘性土の堤体で縁切りとした、または旧河道から流下する小規模な小川や土側溝の存在などが考えられるが、S22年の空中写真では既に堤防が存在し、当時の築堤時の資料が存在しないため、詳細な検証は困難である。

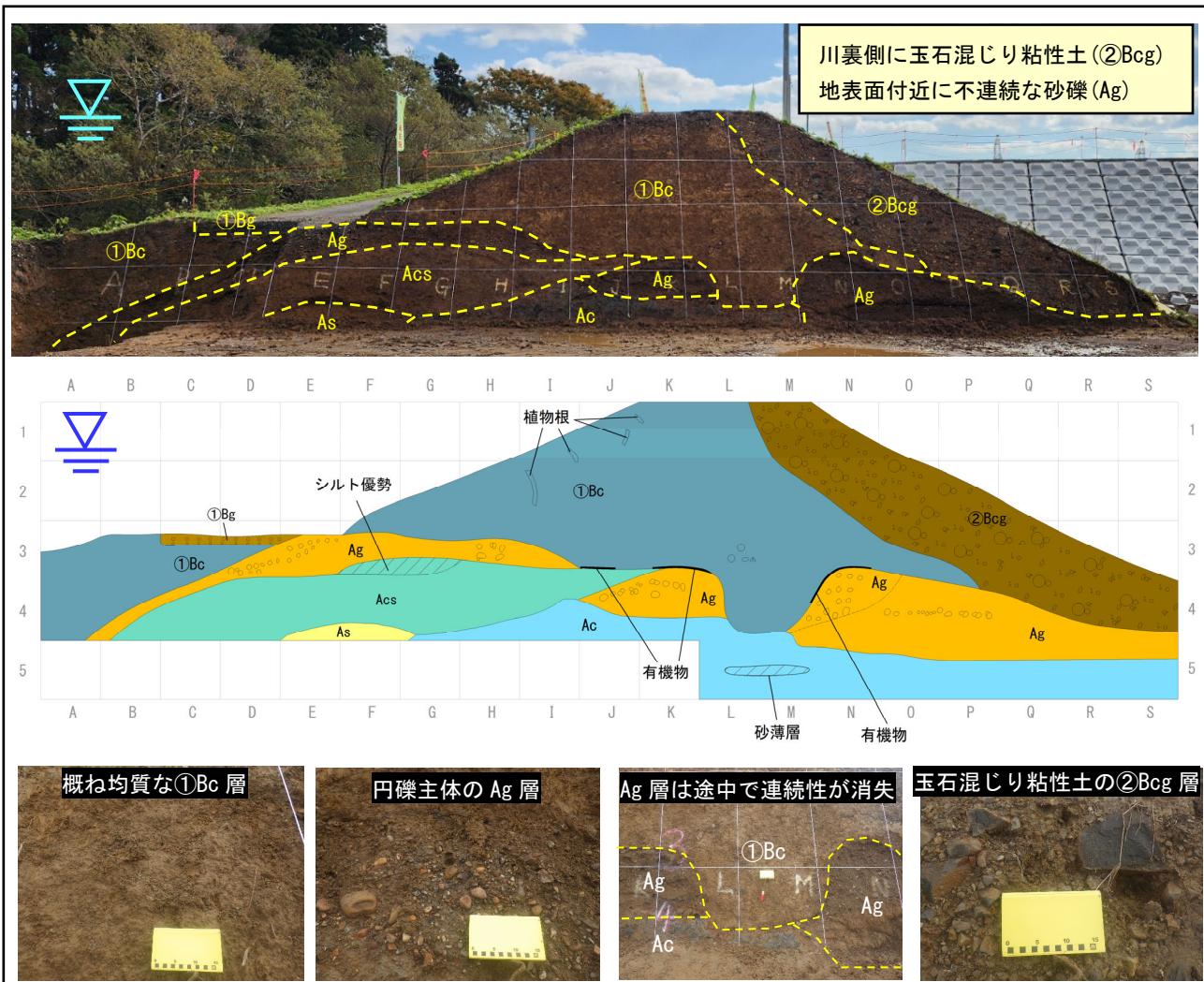


図-5 B断面(子吉川の下流側断面)の開削断面の写真・スケッチ及び特徴的な写真

5. 被災原因の考察

以上の検討結果から、過去の被災状況と築堤材料の違いから、今次出水の被災原因の推察を行った。まず、堤体材料の主体となる材料はS22年以前の初期堤防とS55年出水の復旧材料、H23年出水の川裏復旧材料の大きく3つに区分されていた。次に、決壊の主要因はCCTVの映像から初期堤防が分布していた範囲で短時間の越水によるものと想定される。これは、子吉川の上流側にはS55年、下流側にはH23年の復旧材料があり、S22年以前より存在する初期堤防は相対的に脆弱であったためと想定される。また、初期堤防が分布していたと想定されるH23年の向井中島排水樋管より子吉川の下流側(湯ノ沢川の上流側)、H25年の10.7k付近で川裏すべりが発生していることから、今次出水でも越水前にすべりが発生した可能性もある。

A断面(子吉川の上流側)付近の川裏すべりは、S55年出水で全て流出または一部流出して再築堤された材料が分布した範囲で発生していると想定される。堤防開削調査の結果では、裏法面の法肩付近に透水性の高い砂礫層(①Bg)が分布し、出水時に水が集まりやすい構造となっており、裏法すべりが発生しやすい環境であったと想定される。

B断面(子吉川の下流側)はH23出水の川裏すべりの復旧材料が分布している。図-2のCCTVの映像から、越水後1時間程度経過してから決壊しており、川裏側の材料は非常に良く締まった玉石混じり粘性土(②Bcg)であったことから、越水前に川裏すべりは発生していなかったと想定できる。

6. まとめ

今回は、今次出水で決壊した子吉川右岸10.4k+180m付近において既往資料収集と堤防開削調査を実施した。既往資料収集の結果、対象箇所は過去に何度も被災を繰り返して堤体材料の構成が複雑となっており、堤体材料の特徴に応じて令和6年出水の被災形態が異なっていたと推察した。堤防開削調査の結果では、上流側断面は川裏法肩付近に砂礫層が分布し、川裏すべりが発生しやすい状況であったことを明らかとした。下流側断面は川裏側法面に非常に良く締まったH23年出水の復旧材料があり、川裏すべりに対する安全性や越水に対する抵抗力が高かったと想定した。また、基礎地盤の砂礫層が途中で消失しており、築堤時に縁切りして浸透強化を図っていた可能性があることを明らかとした。

最後に、データ使用をご許可頂いた国土交通省 東北地方整備局 東北技術事務所、秋田河川国道事務所 子吉川出張所に御礼申し上げます。参考引用文献：1)子吉川堤防調査委員会 報告書；子吉川堤防調査委員会、令和7年3月

河川堤防のモグラ穴に対する発生要因分析等の様々な検討報告

堤防開削 モグラ穴

パシフィックコンサルタンツ株式会社
パシフィックコンサルタンツ株式会社
パシフィックコンサルタンツ株式会社
パシフィックコンサルタンツ株式会社
パシフィックコンサルタンツ株式会社

正会員 ○薄井 隆義
家治 真之助
吉本 昌弘
田村 友紀夫
武田 光弘

1. はじめに

河川堤防におけるモグラ穴は維持管理上の問題の一つであり、モグラ穴が発達すると、堤体強度の減少や水みち形成による透水性の増加といった堤防機能の低下、雨水や河川水の流入による内部の空洞化に伴う陥没等が懸念される。しかし、これまでモグラ穴は河川堤防に対して危険な存在であることは認識されつつも、実情は不透明な問題として扱われてきた。

他方、老朽化した樋管等の撤去・改築に併せて堤防開削調査が頻繁に行われる中で、開削断面でモグラ穴が確認される事例が多く集まるようになってきた。そこで筆者らは、堤体の土質や締まり具合、植生などからモグラ穴が発生しやすい堤防の傾向分析を行った。また、モグラ穴石膏調査により堤体内のモグラ穴の分布状況の直接確認と UAV 写真測量による三次元化を行い、孔道の発達の傾向や特徴を明らかとし、維持管理上の留意点を整理した。また、モグラ穴分布状況を非掘削で確認できる手法として、貫入棒試験が有効であることを提案した。

2. モグラ穴の発生要因分析

東北地方整備局管内で実施した堤防開削調査において、堤防の開削断面にモグラ穴が認められるケースが複数箇所で確認されたため、モグラ穴が認められた箇所を「モグラ穴有」とし、それ以外を「モグラ穴無」と区分し、堤防法面の川表・川裏側の法肩・法尻において表-1、図-1 に示す試験を行った。なお、モグラ穴有には堤体表面にモグラ塚がある場合も含めている。その結果から、各試験項目とモグラ穴の有無の関係や、試験結果同士の相関性を検討した結果を以下に示す。

表-1 試験項目と想定されるモグラ穴への影響

試験項目	想定されるモグラ穴への影響
SH型 貫入試験	土の締まり具合と植物根の発達状況には関係がある。 締まっている程根が入らず、有機質とならない。 締まっている程、モグラも掘削をしづらい。
貫入棒	浅部で貫入不能となると、モグラの侵入が困難である。
強熱減量 試験	有機物を多く含んだ土の方が小動物が生息しやすく、 それらを捕食するモグラが巣を作りやすい。
粒度試験	細粒分が大半を占めないとモグラ穴が自立しない。 砂や礫では穴が崩れてしまう。
植生	堤体を富栄養化しやすいアブラナ科やマメ科があると、 餌となる小動物が豊富になり、モグラが生息しやすい。 堤体を緩めるイタドリはモグラが穴を作りやすい環境を作る。

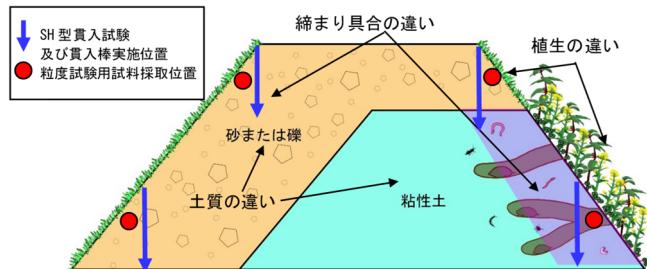


図-1 各試験実施位置のイメージ図

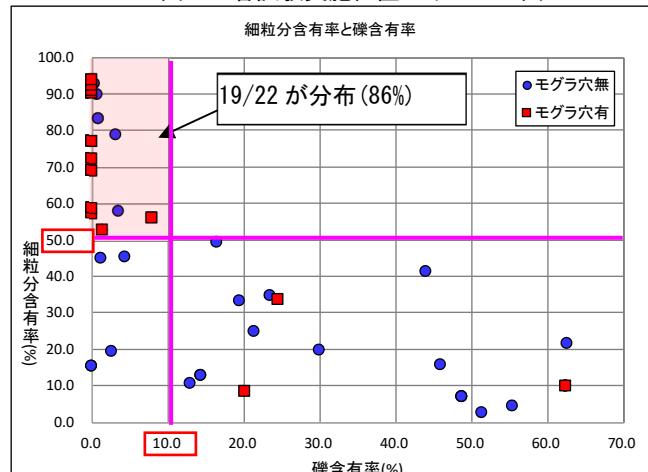


図-2 モグラ穴有無と細粒分含有率と礫含有率

Reports on various studies and of mole holes in river levees.

Takayoshi Usui, Shinnosuke Kaji, Masahiro Yoshimoto
1pacific consultants co., ltd. Hidenori Sato,
Yuka Takamori, Nobuyasu Kokubo 2Tohoku Technical Office

立せず、礫が多いと掘削が困難なためであると推察する。⑤堤体の植生：モグラ穴有は、アブラナ科、マメ科、イタドリが多い傾向がある。堤体を富栄養化させやすいアブラナ科はその傾向が顕著であり、モグラ穴の有無を想定する上で一つの指標になると考えられる。一方、芝はモグラ穴無の箇所に多く、根の密集度が高いことが抑制効果に繋がっていると想定される。

以上の結果から、各試験結果の要因分析結果を表-2 に示す。モグラ穴の発生には堤体の締まり具合、粒度、植生が関係していることが明らかとなった。

3. モグラ穴への石膏調査

これまで河川堤防内部にモグラ穴がどのように発達しているかを明らかとした事例は極めて少ないとから、モグラ塚が確認されている様々な堤防で石膏調査と UAV 空中写真測量を実施して発達状況を確認した。石膏調査とは、モグラ穴に石膏を流し込み、固化後に掘り起こして型取りすることで、堤防内部にモグラ穴がどのように分布しているかを直接確認する調査である。具体的な調査方法を以下に示す。

◆調査方法

- モグラ穴石膏調査は下記の手順で実施した。
- ①メッシュ設置(1m×1m)と貫入棒試験
 - ②石膏の配合試験(30 分程度で固化を目標)
 - ③石膏注入作業(堤体上部より)
 - ④モグラ穴型取り作業
 - ⑤UAV 空中写真測量
 - ⑥試料採取や室内土質試験
 - ⑦調査結果とりまとめ

◆モグラ穴の発達状況について

これまで実施した石膏調査の結果から得られた発達状況や特徴を以下に示し、それぞれの写真を図-4 に示す。

①モグラ穴の発達状況：これまで石膏調査で型取り出来た全長は最大 60 m 程度で、発達方向は堤防縦横断方向に網の目状に発達し、明瞭な傾向は認められない。孔道の大きさは直径 50 mm~60 mm 程度である。孔道の深さは概ね 0.3 m 以内が主体であるが、局所的に鉛直方向に深い孔道が散見され、鉛直方向の最大深さは約 1.2m を確認している。深い孔道は最深部でやや広がった形状を呈す場合が多く、居住用の巣穴の可能性がある。また、孔道の複線化となる状況も確認されている。モグラは 1 匹の生息範囲は 30 m×30 m とされ、捕食用の孔道を浅い部分に広範囲に作り、局所的に居住用に深い穴を掘って広い空間を作るとされており、今回石膏調査で確認された孔道の発達状況と合致していることが確認できた¹⁾。但し、図-4 に示すように過去の堤防開削調査では鉛直方向に 1.7m、水平方向に 3.5m まで発達した孔道もあったことから、今回確認されたものより深い位置に孔道が存在している場合があることは留意が必要である。
②堤防の土質：孔道付近の土質は砂質シルト～シルト質砂で構成されている場合が多く、一部礫混じりの部分にも存在するが、礫を避けて孔道が作られていた。また、全般的に有機質化した材料が多い。これらは要因分析でモグラが生息しやすいと評価してきた粒度特性と合致している。
③貫入棒試験：孔道が存在する箇所は貫入棒の貫入量が多い傾向が確認された。また、孔道の深さと貫入棒の深さには相関性が認められた。
④堤体内の小動物について：堤体内には非常に多種多様な小動物が生息していた。モグラは完全な肉食で、これらの小動物を捕食して生活していることから、小動物が豊富な堤防にモグラは生息しやすいものと想定される。
⑤モグラの 1 日の排出土量：石膏注入の翌日(半日程度経過)には新たなモグラ塚が形成されており、その土量は 1 箇所あたり 0.4 kg 程度であった。多い箇所では 5 つ以上形成されており、合計 2.0 kg 以上の土砂が搬出されていた。このような土砂排出が経年に行われており、相当量の土が堤防から失われ、弱体化していることが想定される。
⑥陥没箇所との関係：事前踏査で法面が 0.2m 程度陥没していた箇所があり、石膏調査を実施すると陥没範囲に孔道が存在し、かつ 0.9m の深さに達する孔道が確認された。経年的な土砂排出によって陥没が発生したと想定される。

表-2 各試験の要因分析結果とモグラ穴との関係性の有無

試験項目	試験結果		関係性
	モグラ有	モグラ無	
SH型貫入試験	・2.0mまでのNd/dropが2.5~6.67の値の範囲にある	・2.0mまでに貫入不能または、6.67以上の値を示す	有
貫入棒	・0.3m以上の貫入量 ・表層付近で貫入不能となる	・表層付近で貫入不能となる	有
強熱減量試験	明瞭な特徴無し		無
粒度特性	・細粒分含有率50%以上 ・礫含有率10%以下	・細粒分含有率に特徴無し ・礫含有率10%以上	有
植生	・アブラナ科 ・マメ科 ・イタドリ	・芝	有



図-3 モグラ穴石膏調査の状況

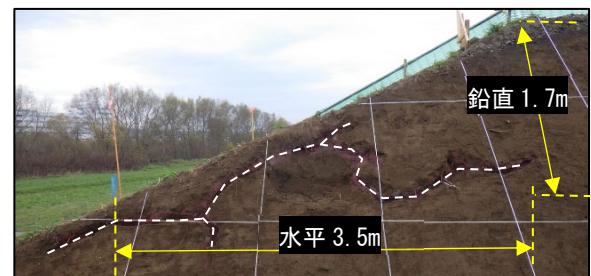


図-4 堤防開削断面で確認されたモグラ穴



図-5 これまでのモグラ穴石膏で確認できた様々な特徴

◆石膏調査の結果から考察するモグラ穴の維持管理上の留意点

維持管理上の留意点は堤体や基礎地盤の土質構成等によって異なり、想定される例を以下に示す。①堤防全体が中間土：モグラ穴が全体に発達するリスクがあり、永年に亘り土砂が流出していくことで、堤体表面付近の脆弱化や水みちの形成による浸潤線の上昇に伴う表層崩壊の危険性がある。また、土砂排出による陥没も想定され、浸食に対して弱部となることも想定される。②堤体の主体が砂礫や砂の透水性が良好な材料：表土にモグラ穴が存在している場合、モグラ穴は内部の透水性が高い堤体まで貫通している場合があり、河川水位が上昇した際に水みちとなって河川堤防に流入し、川裏側での堤防漏水の危険性がある。③基礎地盤が粘性土でその下部に透水性の高い地層が分布している：基礎地盤にモグラ穴が存在していると揚圧力に対して弱部となり、出水時にパイピングを助長する可能性があるため、詳細点検で基盤漏水に注意が必要な箇所は、川裏法尻付近のモグラ塚の有無に注意する。

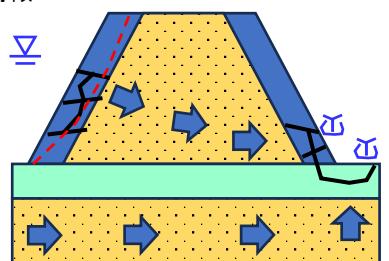


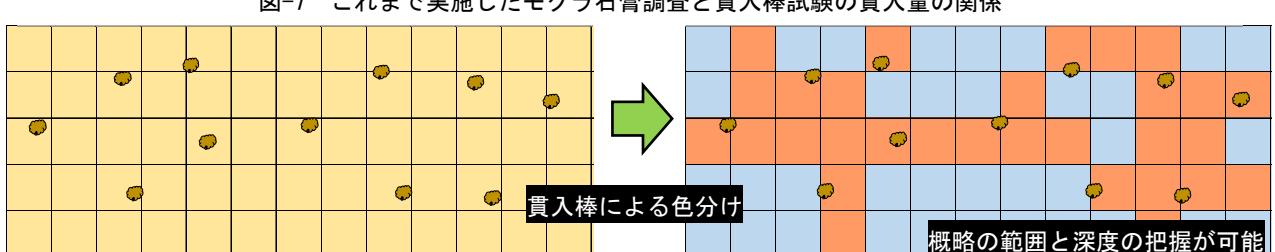
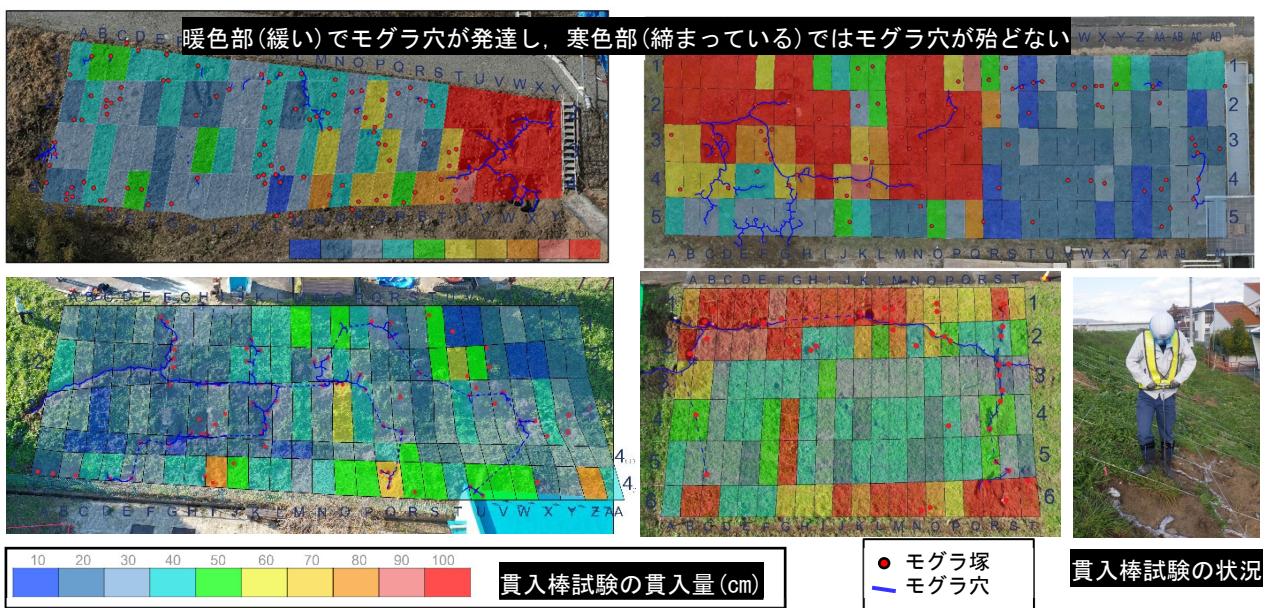
図-6 想定される被災事例

4. 非開削によるモグラ穴の分布状況調査の提案

今後、モグラ穴の危険性がより詳細に明らかとなり、具体的な対策工を実施していく段階となつた場合、対策を実施する範囲や深度の設定が重要となってくる。これまで実施してきたモグラ穴石膏調査は石膏を十分に固化させて、慎重に掘り起こす必要があり、調査に数日を要すること、掘削後の埋め戻しは重機を使って十分に行う必要があることから、非常に手間と時間がかかり、堤防点検や維持管理という視点では非効率な調査である。

そこで、図-7に示したこれまでの石膏調査と貫入棒試験の結果から、モグラ穴の分布や深度と貫入棒試験結果に大きな相関性が認められ、石膏調査以外でモグラ穴の発達状況を確認する方法として貫入棒試験を提案する。

具体的には図-8に示すように、モグラ塚がある箇所を0.5m~1m程度にメッシュ分けを行い、各メッシュで貫入棒調査を実施することにより、非開削でモグラ穴の最大深度と概ねの分布範囲を明らかにすることが可能と想定している。例えば、貫入量が10~30cmであれば危険性は低いが、貫入量が100cmとなる箇所が大半であれば既に多くの堤体土が流出して緩んだ状態となり危険性は高くなっていると判断できる。また、SH型貫入試験を合わせて実施することで、貫入棒では判定出来ない堤体の地層状況も概略で把握出来るようになり、モグラ穴が堤体に与える影響を検証出来るようになる。これにより、対策実施の有無を容易に判定することが可能になると考えられる。



5. まとめ

本検討では、河川堤防に存在するモグラ穴の発生要因分析と、様々な堤防における石膏調査を実施して分布状況や特徴を把握し、それらの結果を踏まえた維持管理上の留意点を整理した。また、貫入棒試験による非開削でのモグラ穴分布状況の確認方法を提案した。

要因分析では粒度や緩み具合、植生が影響していることが明らかとなり、今後、長大な堤防の中で、モグラの発生箇所の絞り込みに有益となると考えている。モグラ石膏調査では、モグラ穴の分布状況を直接確認することに成功し、モグラの生態と孔道の分布状況が概ね合致していることが確認できた。また、堤体の特徴と合わせて検討することで、特徴毎にモグラ穴に関する維持管理上の留意点が異なることを明らかとした。

今後の展望として、モグラが生息する限りはモグラ穴の拡張が進行し、時間の経過と共に被災のリスクは高まるばかりであり、従前のモグラ塚を踏みならす対処方法では、危険性を取り除くことはできていないと想定できる。今後も石膏調査等を継続することで、モグラ穴が河川堤防にどのような影響を及ぼすのかを詳細に検証し、広域的なモグラ穴発生可能性リスク評価や、モニタリング方法、対策の必要性判定、対策工の具体案等を検討していきたい。最後に、データの使用についてご許可頂いた国土交通省 東北地方整備局 東北技術事務所に御礼申し上げます

参考文献：1)川田伸一郎：モグラ博士のモグラの話，岩波書店，pp. 2-49, 2009.

超過洪水における堤防越水時の堤体浸透・侵食及び高水敷, 低水路河岸侵食の影響評価

堤防越流 全エネルギー水頭 堤防脆弱性指標

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 フェロー 福岡捷二

1. 序論

超過洪水では, 河道被災危険箇所が河道状況や水位によって変化する。高水敷に少し水が乗った低水路満杯時には, 低水路と高水敷で流速差が生まれることから, 低水路河岸の侵食被災が生じる可能性が高く, 水位の上昇と共に高水敷洗掘へと拡がる。計画高水位から洪水ピーク時には, 堤防越流・堤防侵食・堤体浸透の危険性が高くなる(図-1)。低水路河岸の被災危険性が高い時間では, 低水路と高水敷の流速差やエネルギー勾配で検討することが重要である。一方, 堤防決壊の危険性がある水位の高い時間では, 高水敷が冠水している時間や堤防越流時間が長く, 堤防侵食や堤体浸透が発生していることが十分に考えられるため, 越流・侵食・浸透の観点から総合的に検討することが重要である²⁾。解析技術の向上により, 河道で起こる様々な被災形態について定量的に検討できる段階に近づきつつある。

本研究では, 令和元年東日本台風時における千曲川を対象に, 非静水圧準三次元洪水流・河床変動解析を行い, 得られた解析結果から全エネルギー水頭の平面分布や堤防脆弱性指標, 無次元流量に対する無次元河幅, 無次元水深の関係を分析し, 低水路河岸侵食や堤防決壊の原因を検討した。

2. 解析方法・解析条件

図-2は解析区間を示す。令和元年東日本台風時の低水路河岸侵食は57.8km左岸で発生し, 堤防決壊は57.4km左岸で発生している。解析は千曲川と途中で合流する犀川を対象とする。上流端は杭瀬下水位観測所(千曲川 82.4km)と小市水位観測所(犀川 9.0km)であり, 下流端は柏尾橋水位観測所(25.3km)である。解析手法は, 非静水圧準三次元洪水流・河床変動解析(Q3D-FEBS³⁾)を用いた。上下流端の境界条件には, それぞれの場所で観測された水位ハイドログラフを与え, 粒度分布は洪水前に計測された粒度分布を与えた。河道内に繁茂している樹木群は樹木群透過係数を用いて考慮した。

3. 解析結果

3.1 水面形の実測と解析結果の比較

図-3は水面形の観測値と解析結果を示す。図-3より, 解析水面形の時間変化は観測水位の時間変化をおおむね満たしており, 解析は洪水を十分に再現している。

3.2 低水路河岸侵食被災の検討

図-4は低水路河岸侵食場所と堤防決壊地点周辺における, 高水敷に約1.5m水が乗った低水路満杯時, 計画高水位時, 洪水ピーク時における全エネルギー水頭の平面分布を示す。全エネルギー水頭は式(1)で評価される局所的なエネルギー水頭 H を底面から水面まで水深積分した式(2)で定義される⁴⁾。

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

$$H_{all} = \frac{1}{h(x, y, t)} \int_{z_b}^{z_s} H(x, y, z, t) dz \quad (2)$$



図-1 令和元年東日本台風時における堤防決壊地点の様子(57.4km 左岸)¹⁾

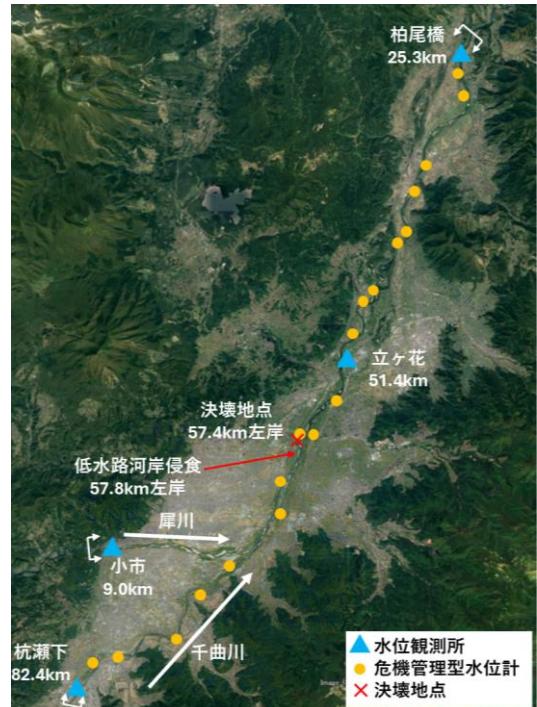


図-2 解析区間

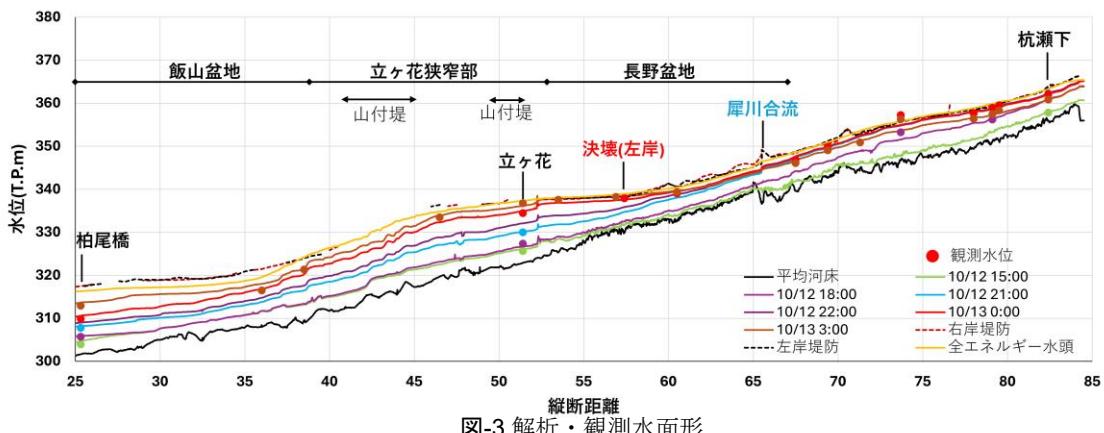


図-3 解析・観測水面形

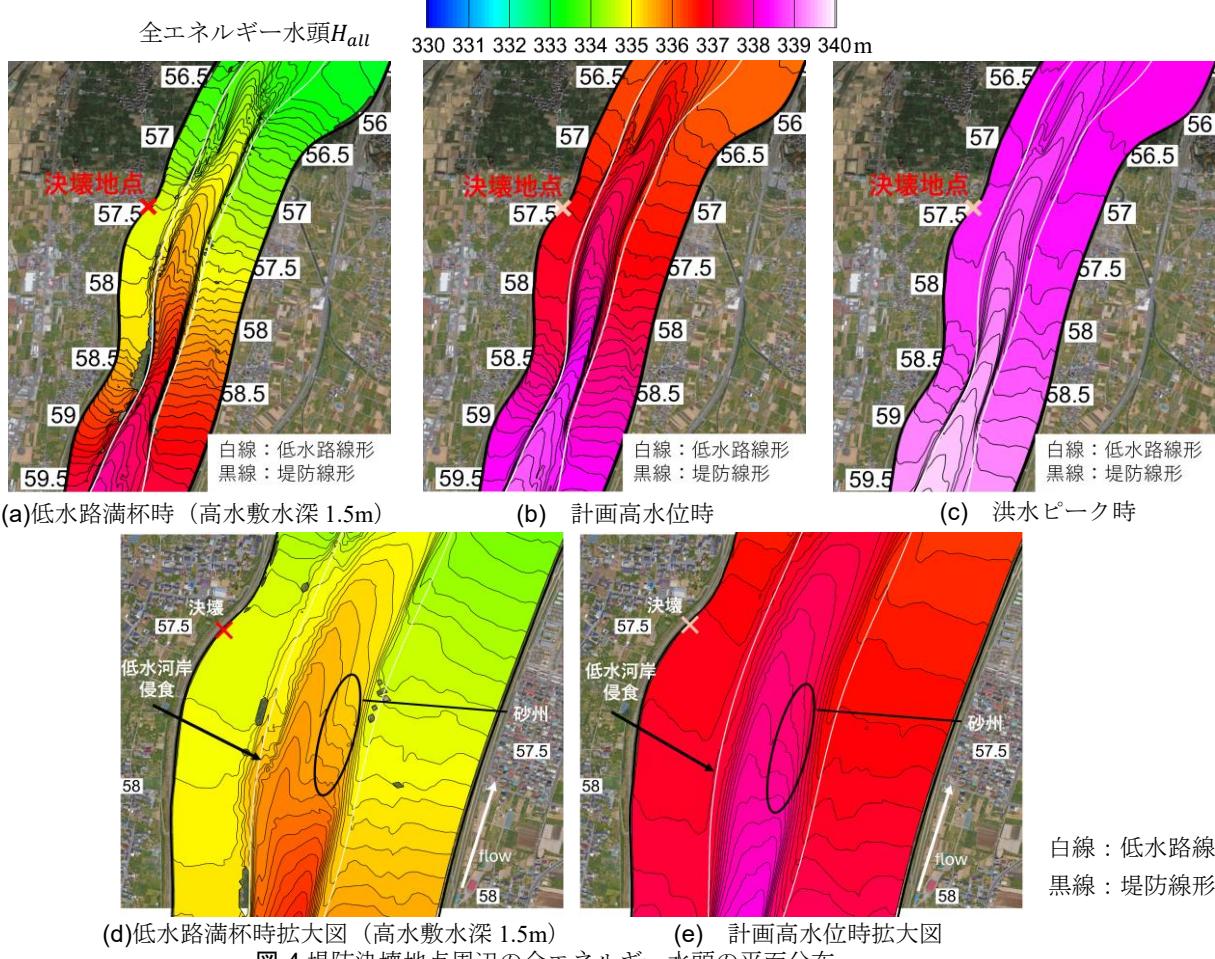


図-4 堤防決壊地点周辺の全エネルギー水頭の平面分布

ここに H : 局所的なエネルギー水頭, H_{all} : 全エネルギー水頭, u, v, w : x, y, z 方向の局所的な流速, p : 圧力, ρ : 水の密度, h : 水深, g : 重力加速度, z : 基準からの高さ, z_s : 水位, z_b : 河床高である.

図-4 より、低水路河岸侵食被災が生じた 58km 付近は下流の砂州の影響で、全エネルギー水頭の尾根が右岸から左岸に移り、被災場所に向かっている。縦断エネルギー勾配の時間変化に着目すると、高水敷に水が少し乗った低水路満杯時は計画高水位時と比較して、縦断エネルギー勾配が大きい。そして、高水敷流速に対して低水路流速が大きいため、低水路の速い流れに高水敷の遅い流れが引っ張られ、低水路と高水敷の境界付近でのせん断力が大きくなっている。高水敷に少し乗った低水路満杯時における低水路河岸侵食被災場所の底面にはたらくせん断力は、計画高水位時と比較して 3 倍程度であった。エネルギー勾配が大きく、全エネルギー水頭の尾根が被災場所に向いていることに加え、底面にはたらくせん断力が大きくなつたことで、低水路河岸で侵食被災が生じたものと考えられる。エネルギー勾配が大きい低水路満杯時付近で最も低水河岸侵食の危険性が高くなる。低水路河岸侵食がその後の水位上昇時に高水敷洗掘につながらないか注意が必要である。

3.3 堤防決壊原因の検討

千曲川の決壊は図-1 に示すように、左岸堤防が約 70m 決壊した。越流が生じてから決壊まで約 3 時間を要し、越流水

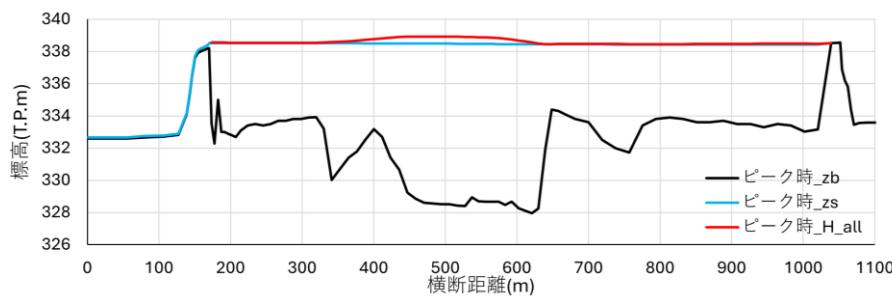


図-5 堤防決壊断面の洪水ピーク時における全エネルギー水頭の横断分布

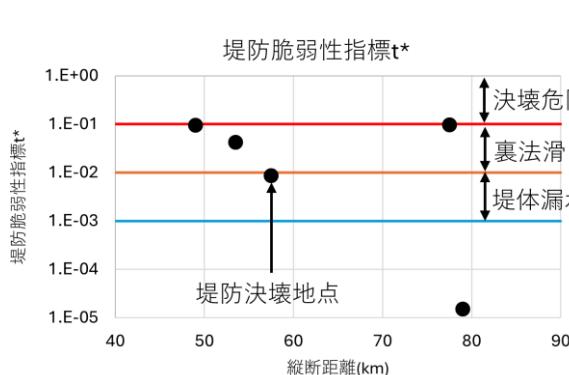


図-6 本洪水で越流が生じた場所における堤防脆弱性指標

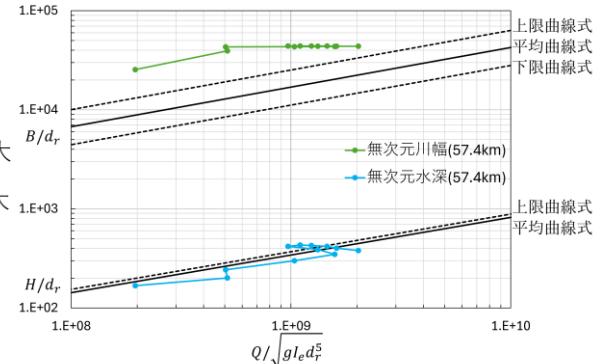


図-7 無次元流量と無次元河幅・無次元水深の関係

深は約30cmであった。

初めに越流の観点から堤防決壊原因を検討する。図-4より、堤防決壊場所周辺の全エネルギー水頭の等価線の縦断間隔が高水敷に1.5mほど水が乗った低水路満杯時から洪水ピーク時にかけて広くなっている。これは縦断エネルギー勾配が小さくなっていることを示している。縦断的なエネルギー勾配が小さくなつた理由は千曲川の地形特性にある。堤防決壊地点より約5km下流に立ヶ花狭窄部があり、川幅が約900mから約260mに急激に狭まる。狭窄部で背水が生じ、洪水ピーク時の水面勾配が1/2000程度となつたことに伴い、縦断エネルギー勾配も小さくなっている。

しかし、全エネルギー水頭の絶対値に着目すると、低水路満杯時から洪水ピーク時にかけて水位が上昇することで全エネルギー水頭の絶対値が大きくなり、エネルギーレベルが高まっている。図-5は堤防決壊地点の全エネルギー水頭の横断分布を示す。全エネルギー水頭の横断最大値は堤防高より約70cm高くなつておらず、全エネルギー水頭の横断最大値が堤防高を超えている時間は堤防決壊時刻まで約4時間であった。エネルギーレベルが高い状態で長時間洪水流が流下し、越流したことが堤防決壊の原因の1つと考えられる。

次に堤体浸透の観点から堤防決壊を検討する。堤体浸透の評価には田端ら⁵⁾の堤防脆弱性指標を用いる。堤防脆弱性指標は式(3)で定義される。

$$t^* = \frac{5kHt'}{2\lambda b^2} \quad (3)$$

ここに t^* ：堤防脆弱性指標、 k ：透水係数、 H ：水位、 t' ：高水敷が冠水してから堤防決壊までの時間、 λ ：空隙率、 b ：堤防幅である。

堤防脆弱性指標は解析結果から得られた諸元と堤防上のボーリングデータから算出した透水係数を用いている。図-6は対象洪水で越流が発生した場所における堤防脆弱性指標 t^* を示す。堤防決壊地点の堤防脆弱性指標は $t^* = 8.62 \times 10^{-3}$ であるため、堤体漏水の危険性が高い領域にプロットされた。つまり、堤防決壊地点は洪水時に浸透が進んでおり、堤体浸透も堤防決壊の原因の1つになるものと考えられる。

最後に堤防侵食の観点から堤防決壊を検討する。堤防侵食の評価には福岡ら⁶⁾の無次元流量と無次元河幅・無次元水深の関係式から検討する。福岡ら⁶⁾は沖積地河川の安定な断面形状は流量や河床材料などの物理量に規定され、式(4),(5)に示す無次元流量に対し、無次元河幅と無次元水深の関係で表される範囲の河道断面が望ましいとしている。

$$2.8 \left(\frac{Q}{\sqrt{gI_e d_r^5}} \right)^{0.40} \leq \frac{B}{d_r} \leq 6.33 \left(\frac{Q}{\sqrt{gI_e d_r^5}} \right)^{0.40} \quad (4) \quad \frac{H}{d_r} \leq 0.14 \left(\frac{Q}{\sqrt{gI_e d_r^5}} \right)^{0.38} \quad (5)$$

ここに Q ：流量、 B ：水面幅、 H ：水深、 I_e ：エネルギー勾配、 d_r ：代表粒径、 g ：重力加速度である。千曲川における令和元年東日本台風時の流量ハイドログラフと低水路における縦断方向のエネルギー勾配を用いて算出した無次元流量、無次元河幅、無次元水深の関係を図-7に示す。無次元流量や無次元河幅、無次元水深は解析で得られた時間変化する値を用いて算出した。図-7より、無次元河幅は増水期から洪水ピーク時間まで、上限曲線式を大きく上回っている。一方、無次元水深は堤防から越流が生じている時間は上限曲線式を少し上回っているが、増水期から多くの時間で上限曲線式

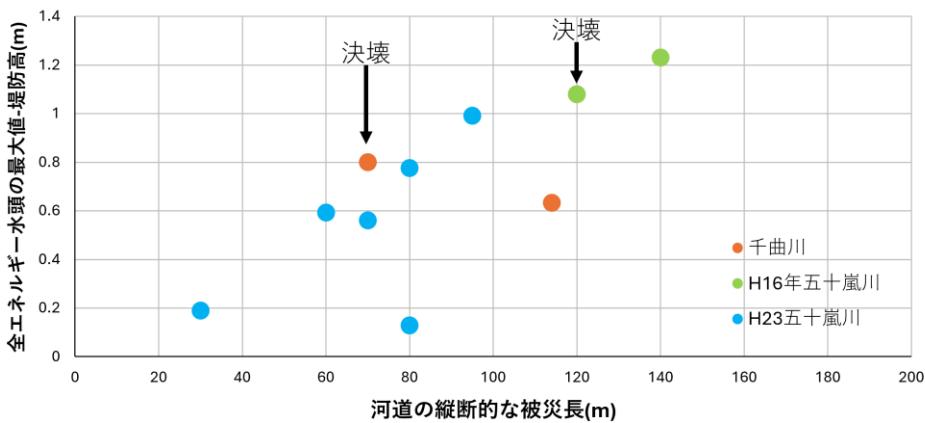


図-8 縦断的な被災長と全エネルギー水頭の横断最大値の堤防高からの超過高さの関係

より小さい値をとっている。これより、決壊地点は洪水流量に対して、十分な川幅を持っており、洪水ピーク時にも堤防侵食などの側方侵食がほとんど生じていないと考えられる。

千曲川堤防調査委員会¹⁾は洪水直後に現地調査を行い、堤防決壊場所の上下流の堤防侵食状況と高水敷洗掘状況を調査した。その結果、決壊地点の上下流とも川表法面に目立った侵食の痕跡は存在せず、堤防決壊付近の高水敷でも目立った洗掘は存在しなかった。

4. 洪水流の持つエネルギーと河道被災の関係について

図-8 は全エネルギー水頭の横断最大値が堤防高を超過しているときの値と河道の縦断的な被災長さの関係を示す。この図では千曲川における解析領域内の河道内被災のデータと、土堤侵食を対象としていることから、五十嵐川における堤防高水護岸が設置され、護岸の土羽が剥離侵食された場所を除いたデータ²⁾を示す。図-8 より、被災の形態は堤防決壊や高水敷洗掘と様々であるが、全エネルギー水頭の最大値が堤防高より高くなるほど、縦断的な被災長が長くなる傾向があることがわかる。この図から洪水流の持つ全エネルギー水頭が河道被災に密接に関係し、強い関係があることがわかる。超過洪水が頻繁に発生する近年、洪水流の持つ全エネルギー水頭から堤防や河道の被災危険箇所を推定し、河道計画・管理につなげることが重要である。

5. 結論

本研究で得られた結論を以下に示す。

- 1) 低水路河岸侵食被災が生じた場所は、高水敷に少しあが乗った低水路満杯時でエネルギー勾配が大きく、全エネルギー水頭の尾根が被災場所に向かい、底面にはたらくなせん断力が増大することで被災が生じた。
- 2) 令和元年東日本台風における千曲川の堤防決壊は、長時間全エネルギー水頭が高い状態で越流したことと、高水敷が冠水した時間が長く、堤体浸透が進んでいたことが原因と考えられる。
- 3) 全エネルギー水頭の横断最大値が堤防高を超過するほど、被災の縦断長さが大きくなることを示し、超過洪水が頻発する近年では河道の持つ全エネルギー水頭と河道被災の関係を十分に検討する必要があることを示した。

参考文献

- 1) 千曲川堤防調査委員会：千曲川堤防調査委員会報告書, 2020.
- 2) 福岡捷二：浸透破堤、侵食破堤、越流破堤の危険性の小さい堤防・河道の一体的設計法、河川技術論文集, 第 26 卷, pp253-258, 2020.
- 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, 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 卷, pp411-416, 2024.
- 5) 田端幸輔, 堀内崇志, 福岡捷二：狭窄部と盆地部が連続する千曲川における大規模洪水流下時の河道貯留・堤防浸透破壊危険性の評価と今後の治水整備のあり方, 河川技術論文集, 第 25 卷, pp553-558, 2019.
- 6) 福岡捷二：温暖化に対する河川の適応技術のあり方—治水と環境の調和した多自然川づくりの普遍化に向けて, 土木学会論文集 F, Vol.66, No.4, pp471-489, 2010.
- 7) 佐藤海輝, 後藤岳久, 岡田一平, 福岡捷二：平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨における五十嵐川の堤防・河道被害機構—平成 16 年 7 月新潟・福島豪雨と比較して—, 河川技術論文集, 第 31 卷, pp109-114, 2025.

遠心模型越流破堤実験における侵食プロセスの 非静水圧・非平衡1次元洪水流・河床変動解析

遠心模型実験 越流破堤 洪水流・河床変動解析

九州工業大学大学院 学生会員 ○山西 威毅
 九州工業大学大学院 正会員 重枝未玲
 九州工業大学大学院 学生会員 伊藤晋一郎, 鬼丸颯人
 九州工業大学大学院 正会員 川尻峻三, 廣岡明彦

1. はじめに

近年, 洪水被害の軽減を目的に粘り強い河川堤防の整備が進められている。遠心模型実験は, 実地盤応力状態が再現可能であるため, 同実験の結果に基づく数値解析モデルの検証は実現象の再現性を示す上で重要と考えられる。本研究は, 以上のような背景を踏まえ, 遠心模型実験による越流破堤の侵食プロセスの非静水圧・非平衡1次元洪水流・河床変動解析¹⁾を実施し, その再現性と適用限界について検討したものである。

2. 解析の概要

非静水圧・非平衡1次元洪水流・河床変動解析は, 著者ら¹⁾が構築したモデルで実施した。同モデルは, ①非静水圧分布と水深方向の流速分布を考慮した非静水圧1次元洪水流モデルと②流砂の非平衡性を考慮した非平衡河床変動モデルで構成される。図-1に, 同モデルの変数の定義を示す。

非静水圧1次元洪水流モデルは, 水深 h , 水深平均流速 U , 流速 u の偏差成分 u' , 水面, 底面での鉛直方向流速 w_s , w_b , 半水深の流速 w の偏差成分 w'_2 , 底面での静水圧からの圧力水頭差 h'_b , 半水深での線形非静水圧分布からの圧力水頭差 h'_2 の8つを未知量とする。同モデルの基礎方程式は, 式(1)の水深積分された連続の式と運動方程式, 半水深を原点とした運動方程式の重み付き残差方程式, 式(2)の半水深を原点とした連続の式の重み付き残差方程式, 式(3), (4)の水面, 底面での運動学的条件の8式である。同方程式は, x 方向流速 u , z 方向流速 w , 圧力 p の水深方向分布を式(5)~(7)のように仮定し, 鉛直2次元の連続の式と Reynolds 方程式を水深積分する事で求められる。鉛直方向の断面平均流速 W は, w_b, w_s, w'_2 を用いて式(8)のように表される。ここに, z_b : 河床位, n : Manning の粗度係数, $\text{sgn}(a)$: a が正の場合には1を負の場合には-1を返す関数, $\eta = (z - z_b)/h$, u_s : 水面での $u(U + u')$, u_b : 底面での $u(U - u')$, κ : カルマン定数($=0.41$)である。非平衡河床変動モデルは, 河床位 z_b , 流砂層厚 L_a を未知量とする。同モデルの基礎方程式は, 式(9)の流砂の連続の式と式(10)の流砂層厚の連続の式である。また, 式(11)から流砂層厚 L_a と貯留層の境界位置 z_{bs} が求められる。ここに, q_b : 単位幅流砂量, p : 空隙率, η_d : 堆積速度, η_e : 侵食速度である。堆積速度 η_d , 侵食速度 η_e には, 式(12)と(13), 平衡状態の交換層厚 L_{a*} には, 式(14)を用いた。ここに, r_s : 河床材料の比重($=\rho_s/\rho$), ρ_s : 河床材料の密度, s : 河床材料の水中比重($r_s - 1$), $\Delta\tau_* = \tau_* - \tau_{*cpN}$, τ_* : 無次元掃流力($=hS_f/s$), τ_{*cpN} : 無次元限界掃流力, k_d : 堆積速度係数, k_e : 侵食速度係数である。既往研究より $k_e \sim O(10^{-2}, 10)$, $k_e/k_d = 2 \sim 30$ である。無次元限界掃流力 τ_{*cpN} の評価には, 圧力勾配²⁾と粘着力 F_c ³⁾の影響を考慮した式(15)を用いた。ここに, W_p : 砂の水中重量, μ_s : 砂の静止摩擦係数である。単位幅流砂量は, 流砂層厚 L_a が平衡状態の流砂層厚 L_{a*} と一致する場合には平衡流砂量となるように, 式(16)の流砂量式を用いて算定した。ここに, q_{beg} : 平衡流砂量である。ただし, 流砂量式には粘着力の影響は考慮していない。

解析手順は次の通りである。既知量は, n と z_b , 時刻 t の L_a , z_{bs} , h , U , W , u' , w' である。まず, 式(9), (10), (11)から時刻 $t + \Delta t$ の z_b , L_a , z_{bs} を求める。次に, 式(3), (4), (8)から時刻 t の w_s , w_b , w'_2 を求める。次に非静水圧項を除いた式(1)の解析を行い, \mathbf{U}^* を求める。時刻 $t + \Delta t$ の h , U , W , u' , w' も式(2)と式(3)~(4)を満たすので, $\mathbf{U}^{t+\Delta t} = \mathbf{U}^* - \Delta t \cdot \mathbf{P}$

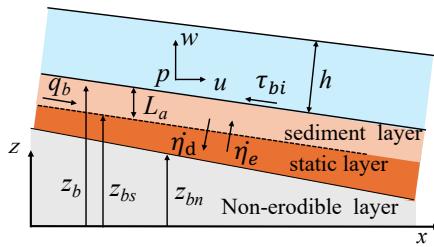


図-1 同モデルの変数の定義

$$\begin{aligned}
 & \partial U / \partial t + \partial E / \partial x = M + S + P & \cdots (1) \\
 & h \partial z_b / \partial t - h/2 \cdot \partial U / \partial x + \partial / \partial x \cdot u' \cdot h^2 / 6 + Uh \partial \bar{z} / \partial x = Wh & \cdots (2) \\
 & w_s = \partial z_b / \partial t - \partial Uh / \partial x + u_s \cdot \partial (h + z_b) / \partial x & \cdots (3) \\
 & w_b = \partial z_b / \partial t + u_b \cdot \partial z_b / \partial x & \cdots (4) \\
 & u = U + u'(2\eta - 1) & \cdots (5) \\
 & w = w_b(1 - \eta) + w'_2 4\eta(1 - \eta) + w_s \eta & \cdots (6) \\
 & p = \rho g(h + h'_b)(1 - \eta) + \rho g h'_2 4\eta(1 - \eta) & \cdots (7) \\
 & W = 1/2 \cdot w_b + 2/3 \cdot w'_2 + 1/2 \cdot w_s & \cdots (8) \\
 & \partial z_b / \partial t + 1/(1-p) \cdot \partial q_b / \partial x = 0 & \cdots (9) \\
 & \partial L_a / \partial t + 1/(1-p) \cdot \partial q_b / \partial x = -1/(1-p) \cdot (\eta_d - \eta_e) & \cdots (10) \\
 & z_b = z_b - L_a & \cdots (11) \\
 & \eta_d = k_d \cdot L_a / d \cdot \sqrt{sgd^3/d} & \cdots (12) \\
 & \eta_e = k_e \cdot \Delta\tau_* / r_s \cdot \sqrt{sgd^3/d} & \cdots (13) \\
 & L_{a*} = k_e / (r_s \cdot k_d) \cdot \Delta\tau_* \cdot d & \cdots (14) \\
 & \tau_{*cpN}/\tau_{*c} = (k + \nabla P_b) \cdot (m + s/\mu_s) + F_c/\mu_s W_p & \cdots (15) \\
 & q_b / \sqrt{sgd^3} = L_a / L_{a*} \cdot q_{beg} / \sqrt{sgd^3} \cdot \text{sgn}(u_b) & \cdots (16) \\
 & U = \begin{pmatrix} h \\ Wh \\ Uh \\ Wh \\ U^2 h + 1/2 \cdot gh^2 \\ UWh \\ Uv_h \\ Uw_h \end{pmatrix}; E = \begin{pmatrix} Uh \\ Wh \\ U^2 h + 1/2 \cdot gh^2 \\ UWh \\ Uv_h \\ Uw_h \end{pmatrix}; P = \begin{pmatrix} -\delta(1/2 \cdot gh'_b h + 2/3 \cdot gh'_2 h) / \partial x - gh'_b \cdot \partial z_b / \partial x \\ gh'_b \\ -gh'_b / 2 \cdot \partial h / \partial x + gh/2 \cdot \partial h'_b / \partial x - 4gh'_2 \cdot \partial \bar{z} / \partial x \\ 8gh'_2 \\ 0 \\ -1/3 \cdot \partial u / \partial h / \partial x \\ -1/6 \cdot \partial u' / \partial h / \partial x \\ -u' h \cdot \partial U / \partial x \\ w' h \cdot \partial U / \partial x + 24/45 \cdot \partial w'_2 u' h / \partial x + 24u' w'_2 / 45 \cdot \partial h / \partial x - 2u' h \cdot \partial W / \partial x - u' w' h \cdot \partial h / \partial x \end{pmatrix} \\
 & M = \begin{pmatrix} 0 \\ -gh \cdot \partial z_b / \partial x - ghS_f \\ \partial(\bar{z}_{xz})h / \rho / \partial x - ghS_f \cdot \partial z_b / \partial x - \sigma_{zb} / \rho \\ 3ghS_f - 6\bar{z}_{xz} / \rho \\ -2u' w' h \cdot \partial z_b / \partial x + \bar{w}^2 - 6ghS_f \cdot \partial z_b / \partial x + 12\bar{z}_{xz} / \rho \cdot \partial \bar{z} / \partial x + 6\sigma_{zb} / \rho - 12\bar{z}_z / \rho \\ \bar{w}^2 - 6ghS_f \cdot \partial z_b / \partial x + 12\bar{z}_{xz} / \rho \cdot \partial \bar{z} / \partial x - \sigma_{zb} / \rho \end{pmatrix} \\
 & S = \begin{pmatrix} 0 \\ \partial(\bar{z}_{xz})h / \rho / \partial x - ghS_f \cdot \partial z_b / \partial x - \sigma_{zb} / \rho \\ 3ghS_f - 6\bar{z}_{xz} / \rho \\ -2u' w' h \cdot \partial z_b / \partial x + \bar{w}^2 - 6ghS_f \cdot \partial z_b / \partial x + 12\bar{z}_{xz} / \rho \cdot \partial \bar{z} / \partial x + 6\sigma_{zb} / \rho - 12\bar{z}_z / \rho \end{pmatrix} \\
 & u' = w_s - w_b, \bar{w}^2 = w_s^2 - 2w_s w_b + w_b^2 + 48/45 \cdot w_s^2, \tau_j / \rho = ghS_f, \sigma_{zb} / \rho = 2 \cdot ghs_f \cdot \partial z_b / \partial x, \bar{z}_{xz} / \rho = \kappa/6 \sqrt{gh|S_f|} \cdot h \cdot (2u'/h), \bar{z}_z / \rho = 2 \cdot \kappa/6 \sqrt{gh|S_f|} \cdot h \cdot (w_s - w_b) / h, S_f = n^2(U_m^2 - W^2) / h^{4/3} \cdot \text{sgn}(U_m), U_m = [1 + 3/(2k) \sqrt{gn^2/h^{1/3}}]U - u' \\
 & \nabla P_b = (\partial P / \partial x)_{z=z_b}, (\partial P / \partial z)_{z=z_b} = ((z_b + h + h'_b) / s, \{-h - h'_b + 4h'_2\} / s, h) \\
 & k = (0, 1), P = (z_b + p / \rho) / s, m = 1 / \sqrt{1 + (\partial z_b / \partial x)^2 (-\partial z_b / \partial x, 1)}
 \end{aligned}$$

Non-hydrostatic and equilibrium one-dimensional flood flow and bed-variation simulations of erosion processes in centrifugal model overflow breach experiments

YAMANISHI, Takeki Kyusyu Institute of Technology
 SHIGE-EDA, Mirei Kyusyu Institute of Technology
 ITO, Shinichiro ONIMARU, Hayato Kyusyu Institute of Technology
 KAWAJIRI, Shunzo HIRO-OKA, Akihiko Kyusyu Institute of Technology

が式(2)と式(3)-(4)を満たすように時刻 t の h'_b , h'_2 を求める。式(9), (10)の計算には風上差分法を、式(3), (4)の計算には中央差分を、式(1)の計算には流束差分離法を用いた。収束計算には、式(2)から h'^m_{bi} を、式(3)-(4)- w'^m から h'^m_{2i} を求めた後、 $\mathbf{U}^{t+\Delta t} = \mathbf{U}^* - \Delta t \cdot \mathbf{P}^m$ を計算し、式(2)の絶対値と式(3)-(4)- w'^{m+1} の絶対値との差が 10^{-5} を満たすまで繰り返し計算を実施した。

3. 結果と考察

遠心模型越流破堤実験結果⁴⁾に、本モデルを適用し、その再現精度について検証した。実験では、実物大堤防を縮尺比1/20として、高さ45 mmの基礎地盤の上に、上流より40 mmの位置から法面勾配1:2、天端幅50 mm、堤体高さ100 mmとなる実験堤防が作成されている。遠心加速度は20gと設定されている。基礎地盤材料に珪砂8号、堤体材料にDL-clay(非塑性シルト質土)と珪砂4号の混合土を敷き詰めた後、流量 $Q=0.0428$ L/sを供給することで破堤を発生させている。実験の詳細については参考文献4)を参照されたい。

DL-clayと珪砂4号の混合比が1:9のCase5と、混合比3:7のCase4の2ケースの実験結果に、本モデルを適用した。Case5はみかけの粘着力が小さく、Case4はCase5に比べ、みかけの粘着力が大きくなるCaseである。解析では、図-2に示す遠心模型の堤体のスケールを20倍とした実物大堤防を対象とした。流量は、遠心模型実験の縮尺に合わせ、実験流量の400倍の流量を与えた。基礎地盤・堤体の粒径には50%粒径を、粗度係数にはそれぞれ0.011, 0.014(Case5), 0.013(Case4)m^{-1/3}·sを用いた。堆積速度係数 k_d と侵食速度係数 k_e は、Case5には0.01と0.30, Case4には0.01と0.03を用いた。流砂量式にはEngelund & Fredsøe⁵⁾を用いた。粘着力 F_c は、それぞれ混合比9:1では1.0e-8Nを、混合比7:3では5.0e-6Nを与えた。格子幅 $\Delta x = 0.1$ mとした。

図-3に、Case5の河床位の実験値と解析結果の比較を示す。これより、本モデルは、計算開始後 $t=0.3\text{min}$ の破堤形状を概ね再現していること、計算開始後 $t=0.6\text{min}$ では、下流側で破堤形状の再現性が低下するものの、表法肩までの侵食時間を再現していることが確認できる。このように、本モデルは、粘着力の影響が小さいCase5の河床位の経時変化や堤防の表法肩が侵食されるまでの時間を評価できることがわかる。

図-4に、Case4の河床位の実験値と解析結果の比較を示す。図-4(a)には、粘着力を考慮しない場合の解析結果を、図-4(b)には粘着力を考慮した解析結果を示す。これより、いずれの解析結果も、実験結果の再現はできていないこと、粘着力を考慮しない場合には天端周辺の実験結果の再現性が高いこと、一方で、粘着力を考慮した場合には裏法尻の実験結果の再現性が高いこと、などが確認できる。このように、本解析モデルは、粘着力を考慮しない場合と侵食プロセスが異なること、一方で、粘着力を考慮した場合には裏法尻の平場から侵食が開始するプロセスは再現できるものの、表法肩までの侵食プロセスは再現できないことが確認できる。越水による堤防の壊れ方⁶⁾は、堤防の耐侵食力が大きい場合には裏法尻の平場から、小さい場合には裏法肩から侵食することがわかっているが、本結果はこの点を定性的には再現している一方で、プロセス自体の再現性には課題が残る。このことは、越流による堤防侵食プロセスの再現には、堤体材料の土質特性による限界掃流力の評価が不可欠であり、土質特性が粘着性材料の割合や含水比でも変化することから、これらを考慮できる解析モデルが必要と考えられる。さらに、裏法尻平場の侵食以降のプロセスを再現するには、土塊の崩落モデル等を考慮する必要があると考えられる。今後は、これらの取り扱いを検討するとともに、浸透流や浮遊砂を考慮した解析モデルを構築したいと考えている。

4. おわりに

本研究から、非静水圧・非平衡1次元洪水流・河床変動解析¹⁾は、遠心模型実験による越流破堤の侵食プロセスを、みかけの粘着力の影響の小さい場合には再現できるものの、みかけの粘着力が大きい場合にはその再現性に課題が残ることが確認された。

謝辞：本研究を実施するに当たり、科学研究費基盤研究(B)(課題番号：23H01663, 研究代表者：川尻俊三)の助成を受けた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献：1) 重枝未玲、山西威毅、川尻峻三、廣岡明彦：非静水圧・非平衡1次元河床変動解析モデルの改良と堤防越流と侵食実験への適用、土木学会論文集、Vol.82, No.16, 2026(登載決定)。2)山口里実、泉典洋：圧力勾配を考慮した流砂量式によるデューンの弱非線型安定解析、水工学論文集、第49卷、pp. 937-942, 2005. 3)中村友昭、趙容桓、水谷法美、李光浩：粘性力の影響を考慮した漂砂計算手法の提案と浅場の地形変化への適用、土木学会論文集、Vol.69, I_1036-I_1041, 2013. 4)伊藤晋一郎、鬼丸颯人、川尻峻三、廣岡明彦、前田健一、島田友典、神原柚乃：土の強度パラメータによる河川堤防の越水侵食プロセスの解釈に関する遠心模型実験、第60回地盤工学研究発表会、2025. 5) Engelund, F and Fredsøe, J.: A Sediment Transport Model for Straight Alluvial Channels, Hydrology Research, Vol.7(5), pp.293-306, 1976. 6) 福島雅紀、笹岡信吾、田端幸輔：越水による河川堤防の壊れ方に関する考察、河川技術論文集、第28卷、pp.85-90, 2022.

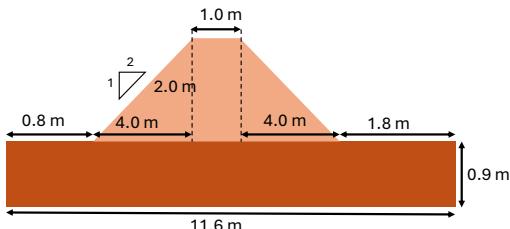


図-2 実物大堤防の概要

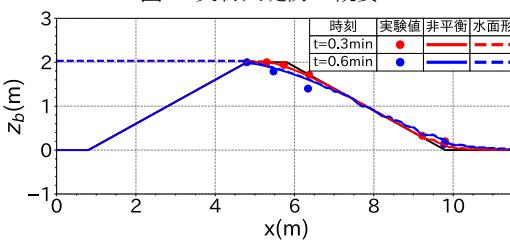
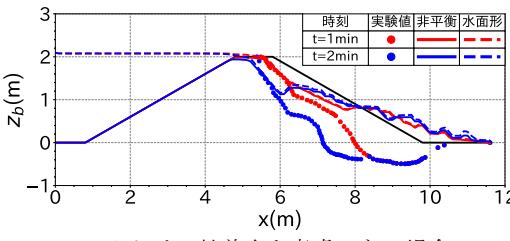
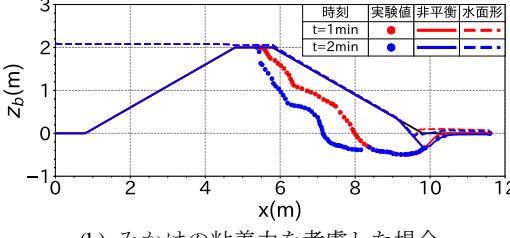


図-3 Case5 の河床位の比較



(a) みかけの粘着力を考慮しない場合



(b) みかけの粘着力を考慮した場合

図-4 Case4 の河床位の比較

圧力勾配を考慮した一般座標系での数値モデルによる堤防の越流侵食の数値シミュレーション

堤防 越流侵食 一般座標

京都大学大学院 学生員 ○村塙健太
京都大学大学院 正会員 音田慎一郎

1. はじめに

近年, 局地的集中豪雨の頻発により河川堤防の越流による決壊が発生しており, その侵食過程を精度よく予測する数値解析モデルが求められている。本研究では, 堤防のような複雑な形状を扱うことができるよう一般座標系での3次元流れ解析モデルを用い, 無次元掃流力 τ_* および限界掃流力 τ_{*c} の双方に圧力勾配の影響を考慮した流砂量式^{1,2)}と組み合わせ, 越流侵食に関する数値解析を行い, 再現性を検証することを目的とする。

2. 数値解析モデル

河床変動モデルにおける流れ方向とその横断方向の掃流砂式, 浮遊砂浮上量は以下の通りである。

$$q_{bs} = 4(\tau_* - \tau_{*c})^{\frac{3}{2}} \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right) G d^3} \quad (1)$$

$$q_{bn} = q_{bs} \left(-\sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial z_b}{\partial n} \right) \quad (2)$$

$$\tau_* = \tau'_* - \frac{2d}{3} \frac{\partial p_d}{\partial s} \quad (3)$$

$$\tau_{*c} = \tau_0 (\hat{k} + \nabla P) \cdot (\hat{m} + \hat{s}) \quad (4)$$

$$q_{su} = K \left[\alpha_* \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_s} \frac{gd}{u_*} (1 - \nabla P \cdot \hat{k}) - w_f \right] \quad (5)$$

ここに, q_{bs} : 主流(s)方向の流砂量式, q_{bn} : 横断(n)方向の流砂量, τ_* : 無次元掃流力, τ_{*c} : 無次元限界掃流力, τ_{*c0} : 岩垣式より算出した無次元限界掃流力, d : 粒径, z_b : 河床高, ρ_w : 水の密度, ρ_s : 砂粒子密度, μ_s : 静止摩擦係数, μ_k : 動摩擦係数, τ'_* : 壁法則から算出した無次元掃流力, p_d : 動水圧, \hat{m}, \hat{s} : 河床面に対する法線方向及び接線方向の単位ベクトル, \hat{k} : 鉛直上向きの単位ベクトル, P : ピエゾ水頭, q_{su} : 浮遊砂浮上量, u_* : 摩擦速度, w_f : 沈降速度, $K = 0.008$, $\alpha_* = 0.14$ である。得られた流砂量式に対して座標変換を行い, 次式より河床変動計算を行う。

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} (z_b \sqrt{g}) + \frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} (q_b^\xi \sqrt{g}) + \frac{\partial}{\partial \eta} (q_b^\eta \sqrt{g}) \right. \\ \left. + (q_{su} - w_f C_b) \sqrt{g} \right\} = 0 \end{aligned} \quad (6)$$

ここに, q_b^ξ : ξ 方向の流砂量, q_b^η : η 方向の流砂量, λ : 河床材料の間隙率である。ここで, 式(3)の無次元掃流力, 式(4)の無次元限界掃流力においては, 圧力勾配の影響を考慮するとともに, 浮遊砂についても式(5)のように, 鉛直方向の圧力勾配の影響により, 浮上量が増えると仮定したモデルを用いた³⁾。

3. モデルの適用と結果の考察

数値解析モデルを堤防の越流侵食実験に適用した³⁾。実験の概略図を図1に示す。堤体材料には7号砂を用い, 流入流量は3.3(l/s), 平均粒径 d は0.26(mm), 含水比は11.46(%)である。計算格子は $\Delta x = 0.01$ (m), $\Delta y = 0.04$ (m), $\Delta z = 0.005\sim0.05$ (m)とした。格子数は主流, 横断, 鉛直方向に390, 5, 71とした。また, 計算時間間隔は $\Delta t = 0.00025$ (s)とした。本研究では圧力勾配の影響を考慮した場合をRun1, 考慮しない場合をRun2として結果を比較した。

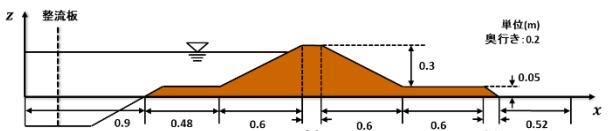


図1 実験装置の概要

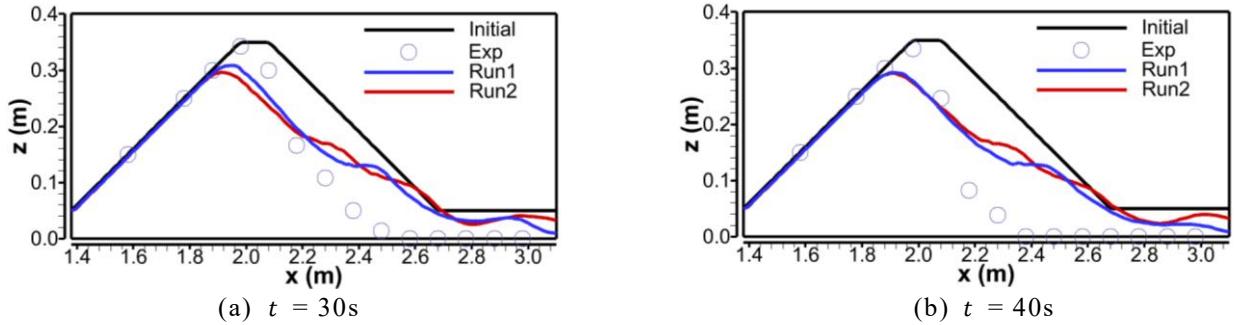


図 2 堤体形状の比較

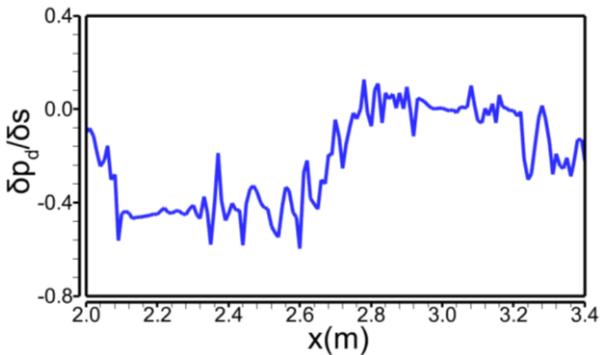
図 3 越流直後の $\partial p_d / \partial s$

図 2 に $t=30s$ および $40s$ における河床高の計算結果と実験結果(Exp)の比較を示す。また、図 3 に計算された圧力勾配 $\partial p_d / \partial s$ の分布を示す。図 3 の圧力勾配分布を確認すると、裏法尻付近 ($x = 2.6 \sim 2.7m$)において顕著な負の値が確認できる。本モデルの流砂量式(3)では、この負の圧力勾配が無次元掃流力 τ_* を増大させるように作用する。図 2 の $t = 40s$ において、Run1(青線)が圧力勾配を考慮していない Run2(赤線)と比較して裏法尻付近でより深く侵食されているのは、この圧力勾配による掃流力の増分が局所的な侵食を促進したためと考えられる。これは、実験結果で見られる法尻の洗掘傾向を捉える上で重要な要素となっている。

一方で、そのわずか下流の $x = 2.8m$ 付近では、圧力勾配が負から正へと転じていることが確認できる。これは、裏のり面を流下した越流水が平坦部に到達し、河床へ衝突・減速する挙動を反映していると推測される。この領域では圧力勾配が τ_* を抑制する方向に働くため、上流($x = 2.6 \sim 2.7m$)で生

じた侵食が下流に続くことなく、ある領域に限定された洗掘形状として現れていると考えられる。

4. おわりに

本研究では、一般座標系を用いた3次元流れ解析モデルに圧力勾配の影響を考慮した流砂量式を導入し、堤防の越流侵食過程に関する数値シミュレーションを行った。その結果、裏法尻付近における負の圧力勾配が無次元掃流力を増大させることで、流砂量の分布が変化し、従来の手法では捉えきれなかった実験結果に見られる法尻での洗掘形状を再現できることを示した。一方で、洗掘地点の直下流における圧力勾配の正転は計算上の侵食抑制要因となり、広範な侵食範囲の再現には課題を残した。今後、土砂輸送モデルの更なる高度化を図りたい。

参考文献

- 1) Wu, W. :Computational River dynamics, Taylor and Francis, London, 2007.
- 2) 山口里実, 泉典洋: 圧力勾配を考慮した流砂量式によるデューンの弱非線形安定解析, 水工学論文集, Vol. 49, pp.937-942, 2005.
- 3) 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.I_703-I_708, 2021.

トランスペレントソイルを用いた地形の時空間変化の可視化に関する試み

トランスペレントソイル 三次元計測

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 音田 慎一郎
京都大学大学院 正会員 肥後 陽介

1. はじめに

地盤工学の分野で利用されているトランスペレントソイルは、固体粒子に屈折率の等しい溶液を満たすことにより地盤を透明化している。また、透水係数やせん断強度などの基本的特性を調べることで、天然砂の性質に近いことが確認されており¹⁾、侵食実験にも用いられている。例えば、音田ら²⁾は越流破堤実験を行い、飽和度によって変化する輝度の値に着目することで、堤体土の飽和度の空間分布を求められることを示している。しかし、既往の研究では、鉛直二次元断面内の時空間変化しか追跡することができなかった。一方、トランスペレントソイルに対してレーザーシートを照射すると、照射された箇所だけが蛍光するので任意の照射断面での情報を読み取ることができ、複数の断面を可視化し組み合わせることで三次元的な計測が可能になる。

本研究では、上記の方法により堤防の越流侵食における縦断面を撮影し、レーザーの照射位置を横断方向に変えて可視化を行った。その後、画像解析を行い、堤体形状および水面の時間変化を三次元的に計測することを試みた。

2. 水理模型実験

(1) トランスペレントソイルに関する基本事項

トランスペレントソイルのメカニズムについて説明する。光は均一な物体内部を進む場合、物体内部で光の屈折率(RI)の変化がないため直進する。一方で、異なる2物体の境界を通過するとき、2物体のRIが異なる場合は境界面で光は屈折するが、RIが同じ場合には直進する。この原理を利用したのがトランスペレントソイルである。

本実験では、地盤材料として溶融石英（以下「石英」とする）、液体としてヨウ化ナトリウム水溶液(NaI水溶液)を用いる。ここで、溶融石英のRIは1.458である。NaI水溶液は濃度を変化させることでRIが変化し、石英のRIと一致させた無色透明のNaI水溶液が白い乾燥石英に対して流れると透明になる。ただし、溶液を無色透明に保つためチオ硫酸ナトリウムを加えて処理する。

このトランスペレントソイルに対してレーザーシートを照射すると、その断面だけが可視化されるため、任意の位置での固液界面の把握ができる。

(2) 実験方法

模型実験の概略図を図-1に示す。水路幅が40 mmのアクリル製の水平直線水路に高さ、天端幅、法面勾配がそ

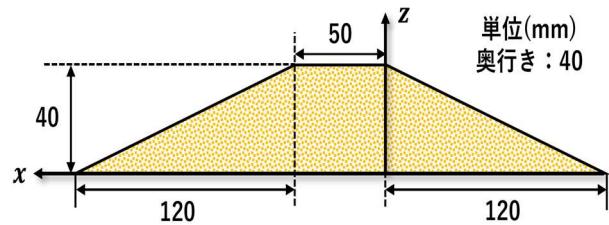


図-1 模型実験の概略図

れぞれ40 mm, 50 mm, 1:3の堤体を作製した。作製時に使用した石英はNaI水溶液で飽和させた状態にするため、石英の間隙に気泡が入り込まないよう、あらかじめ水路に入れられたNaI水溶液に対して静かに石英を振り入れ、その後、初期形状に合わせて成形した。

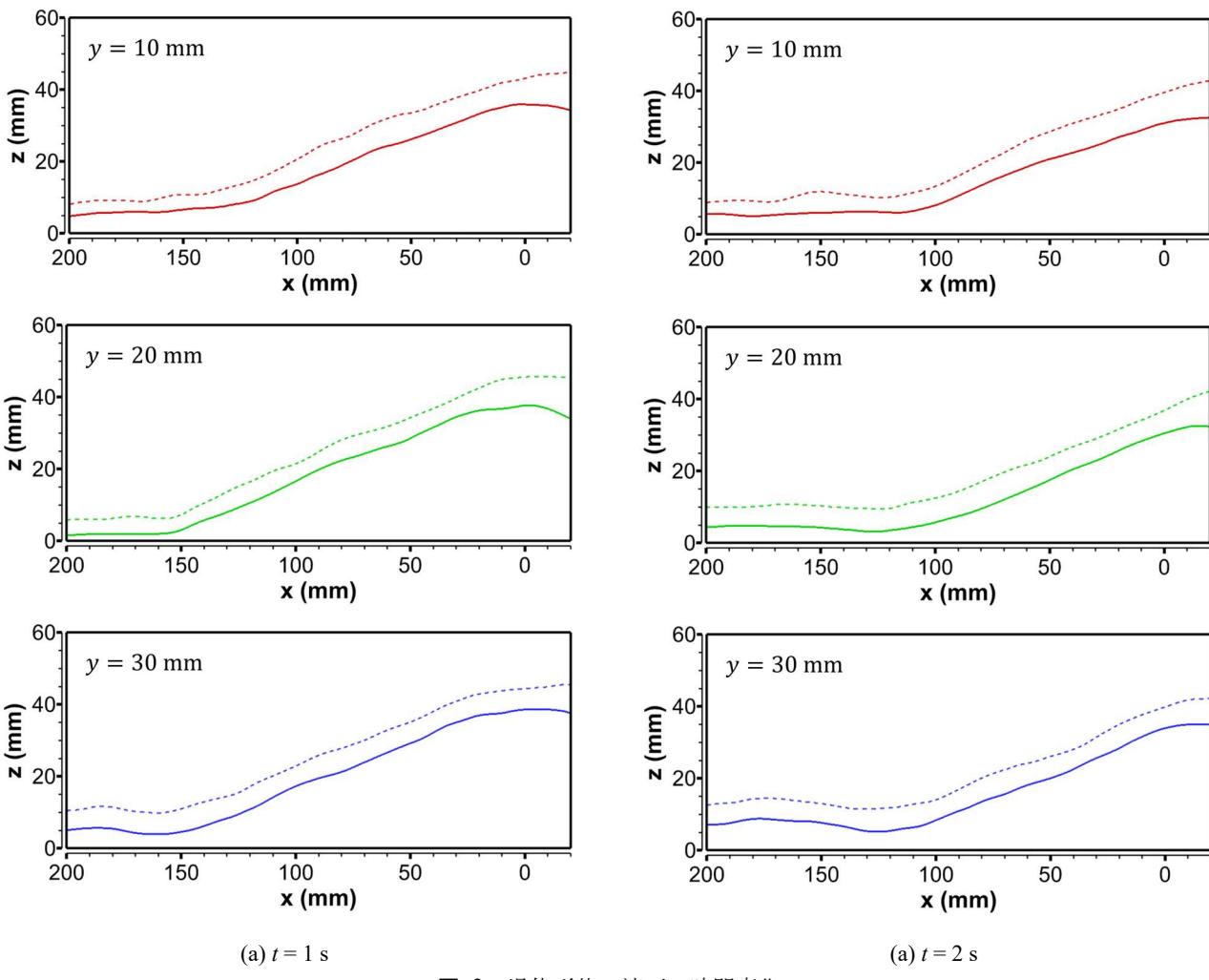
流入流量は0.04 l/sである。また、NaI水溶液にはフルオレセインを少量混合しており、これにより、光学フィルタを取り付けたビデオカメラで撮影した際に、NaI水溶液だけが蛍光し、石英は背景色の黒色に映って見える。

図-1において、奥行き方向をy方向とし、紙面の手前から奥に向かう方向を正の向きとする。レーザーシートの照射に関しては、y = 10, 20, 30 mmでxz平面に平行にレーザーシートを照射し、それぞれの断面ごとに実験を実施し、手前側の水路側面からビデオカメラで撮影した。ただし、実験は断面ごとに実施し、同時計測ではない。また、トランスペレントソイルは、固体粒子と溶液の屈折率を完全には一致させることが困難であり、石英が積み重なると透過度が低下し、奥にある物体ほど見にくくなる傾向がある。そのため、界面を鮮明に可視化できるよう、y = 30 mm断面の撮影時には、カメラを斜め上方から撮影するようにして、レーザー照射断面の手前側に映り込む石英のノイズとしての影響を減らすようにした。撮影した映像から堤体の形状および液面の高さを画像解析により計測した。

3. 画像解析

本実験で撮影された画像に対し、気液界面（液面）と固液界面（堤体形状）を自動で検出するため、オープンソースのコンピュータビジョンライブラリであるOpenCV、および数値計算ライブラリNumPyを用いて画像解析を行った。その手順を以下に示す。

- 撮影した画像をグレースケール画像に変換し、解析基準を輝度に統一する。



- b) グレースケール画像に対し, z 方向の輝度勾配（輝度値の差分）を算出する。ただし、個別のピクセル列で輝度勾配を評価すると局所的なノイズの影響を受けやすいため、 z 方向に一定の幅を持つピクセルの集合を解析単位とし、同一の z 座標に属するピクセルの輝度値を平均化し、隣接する上下の平均輝度値の差分を計算することで z 方向の輝度勾配を算出する。
- c) 画像の上から下へ探索し、b)で得られた輝度勾配が最大となる位置 z を固液界面、最小となる位置 z を気液界面の候補点として抽出する。
- d) 界面候補点の集合に対し、移動平均フィルタを適用することで界面を平滑化する。
- e) 最終的に得られた座標データに対し、あらかじめ設定したスケール値 (mm/pixel) を用いて、ピクセル単位の座標を実際の寸法へと換算する。

以上の手順で得られた解析結果を図-2 に示す。実線が堤体形状、点線が液面である。それぞれの時刻で比較すると、各断面での形状が概ね一致しており、横断方向に一様であることを確認できる。また、 $y = 30\text{ mm}$ 断面においては、撮影角度等による幾何学的な歪みを補正することで、形状を概ね捉えることができている。

4. おわりに

本研究では、トランスペラントソイルを用いて越流侵食実験を行い、画像解析を行うことで界面の時間変化を確認した。トランスペラントソイルの透過度が低い断面でも、界面の検出に関しては撮影角度を変え、地形変化を求める。一方、今回の実験は飽和状態で実施されたものだが、地盤材料が不飽和の場合の計測について検討したいと考えている。

参考文献

- 1) Carvalho, T., Suescum-Florez, E., Omidvar, M., and Iskander, M. : A Nonviscous Water-Based Pore Fluid for Modeling with Transparent Soils, Geotechnical Testing Journal, Vol.38, No.5, pp.1-7, 2015.
- 2) 音田慎一郎, 加納隆伸, 肥後陽介, 山口凌大, 高野大樹 : トランスペラントソイルを用いた堤防決壊プロセスの可視化に関する試み, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.77, No.2, pp.I_643-I_648, 2021.

土質および締固め度の違いが堤体の越水侵食プロセスに与える影響に関する遠心模型実験

越水 締固め度 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 学生員 伊藤晋一郎
 九州工業大学大学院 正会員 川尻峻三

1. はじめに

近年、洪水規模の拡大によって計画高水位を超過する越水による堤防決壊が毎年のように発生している。2019年東日本台風では142箇所で堤防決壊が発生し、この主要因の8割以上が越水とされている¹⁾。今後も、気候変動の影響を受け豪雨によって超過洪水が発生する傾向は続いていることが予想される。このことから、超過洪水を想定した越水に対して脆的に破壊することがない河川堤防の必要性が議論され、越水に対して粘り強さを発揮できる堤防強化方法の検討²⁾が進んでいる。一方で、越水のような流水が土堤に作用した際の堤体侵食プロセスと地盤工学的な特徴との関連性については不明な点が多く、粘り強さを付与すべき既存堤体の耐力評価には至っていないのが現状である。そこで本研究では、堤体の越水侵食プロセスと地盤工学的な支配条件の全体像を解明することを最終的な目的とし、本文では堤体を構成する土質および締固め度を変えた越水実験を遠心模型実験にて行い、考察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4.5mmとした。図-2に使用した地盤材料の粒度分布を、表-1に実験ケースおよび地盤材料の物性値を示している。堤体材料は珪砂4号と非塑性シルト質土を所定の重量比で混合したものを使用した。堤体の締固め度 D_c はA-b法で得られた締固め曲線に対して、目標の D_c になるよう1層20mmで所定の高さまで堤体材料を締固めて作製した。なお、堤体の含水比は最適含水比とした。また、基礎地盤は珪砂8号のみとして相対密度が90%となるように空中落下法で作製した。本研究で

は堤体土を構成する珪砂4号と非塑性シルト質土の混合比を3:7、5:5、7:3と変化させ、さらに各混合比について $D_c=85\%$ 、90%、95%と変化させて実験を行った。

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

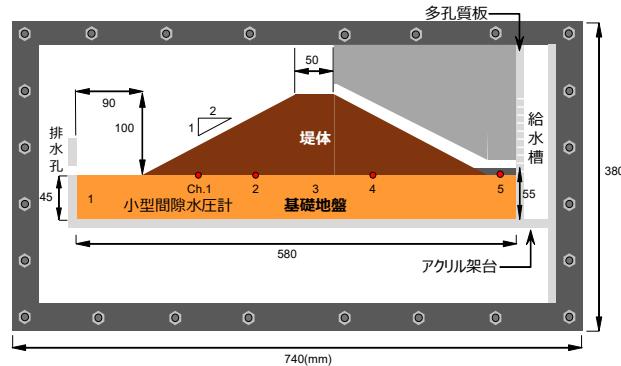


図-1 実験土槽および模型堤防の概要

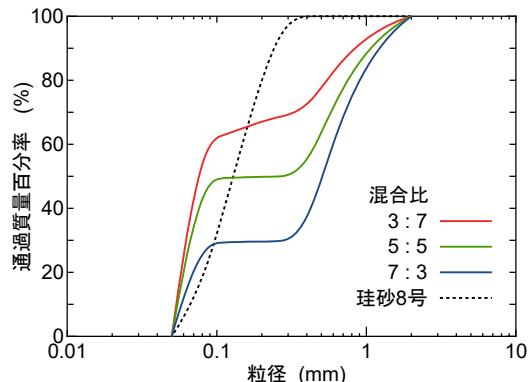


図-2 使用した地盤材料の粒度分布

表-1 実験ケースおよび地盤材料の物性値

Case	混合比 砂:シルト	締固め度 D_c (%)	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	最適含水比 w_{opt} (%)	平均粒径 D_{50} (mm)
1		85				
2	3:7	90	2.68	1.70	12.7	0.076
3		95				
4		85				
5	5:5	90	2.67	1.89	9.3	0.186
6		95				
7		85				
8	7:3	90	2.66	2.04	8.5	0.507
9		95				

行することになる³⁾。

実験土槽への河川水の供給は、遠心載荷装置内に取り付けた給水タンクへ所定の空気圧（本研究では 400kN/m^2 ）を与える。電磁弁を使ってタンクのバルブを開くことで行った。給水タンクの水量とタンクへ供給する空気圧を実験ごとに一定とすることで、河川水位の条件のばらつきを低減させた。供給した水の流量 Q は、 $Q = 0.000045\text{m}^3/\text{s}$ である。なお、本実験で採用した給水方法によって 20g の遠心場においても安定した外力条件を設定できることを確認している⁴⁾。

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

1) 実験で与えた河川水位の時間変化

図-3 は、各実験ケースの河川水位 H_f の時間変化を示している。この H_f の時間変化は、川表法尻付近に設置した間隙水压計（図-1 中の Ch.5）の測定値を圧力水頭に換算し、この圧力水頭に対して遠心力の載荷に伴う水面形状の変化量を補正することで推定した。 $t=0$ 分を越水開始とし、実験土槽への注水が行われた時間からの H_f の変化を示している。越流水深はいずれのケースも約 0.1m であり、堤体の侵食面が川表法肩に到達し天端が消失すると同時に H_f が低下している。注水開始から越水までの時間がケースごとに異なるが、これは堤体の透水係数がケースごとに異なることで、堤体内への透水量が変化するためである。なお、越水直前の川裏側の堤体内水位はいずれのケースにおいても上昇していないことを確認しており、河川水の浸透が堤体の越水侵食過程に与える影響を極限まで小さくしている。図-3 から、堤体を構成するシルト分の混合比が大きいほど越水後の河川水位の低下までの時間が長くなっていることが分かる。

2) 越水時の堤体侵食過程

図-4 は、各ケースの越水中における堤体断面の時間変化を示している。この堤体断面は、越水開始 ($t=0$ 分) から川裏法肩の侵食面が川表法肩に到達し天端が消失するまでの過程を示しており、実験土槽に取り付けたカメラで撮影した画像から作成したものである。なお、越水時に堤体土が土槽壁面に

付着しているものは点線で表している。また、Case4 については堤体土の付着量が多く、天端消失時の堤体断面を正確に描くことができなかったため、土槽上部に取り付けたカメラおよび侵食進行の様子から予想した堤体断面図を示している。

堤体侵食過程の全体的な傾向として、いずれのケースも共通して越水直後に川裏法肩および川裏法尻付近で侵食が発生し、侵食が進行している。一方、川表法面の侵食過程は堤体土の混合比ごとに傾向が異なる。シルト分の混合比が5割以上である Case1～6 においては、いずれも川表法面の侵食面が階段状に進行しており、Case7～9 と比較すると川表法肩の侵食面が高さをもった状態で侵食が進行している。砂分の混合比が大きな Case7～9 においても川表法面の侵食は段状に進んでいるが、Case1～6 よりも侵食面の勾配が緩やかである。

また、侵食が進行している際の川表法面の侵食面の形状は天端消失時（決壊時）の堤体形状に影響を与えることが考えられ、砂分の混合比が大きいほど侵食面の勾配が緩やかになるため、天端消失時の堤体断面積が大きくなっている。ただし、天端消失時の堤体断面積が大きいほど、天端消失までの時間が短くなっていること、堤体の耐久性は低くなっている。

また、同一の D_c で各混合比のケースを比較すると堤体を構成するシルト分の混合比が大きいほど天端消失にかかる時間が長くなっている。さらに、同一の混合比で各 D_c のケースを

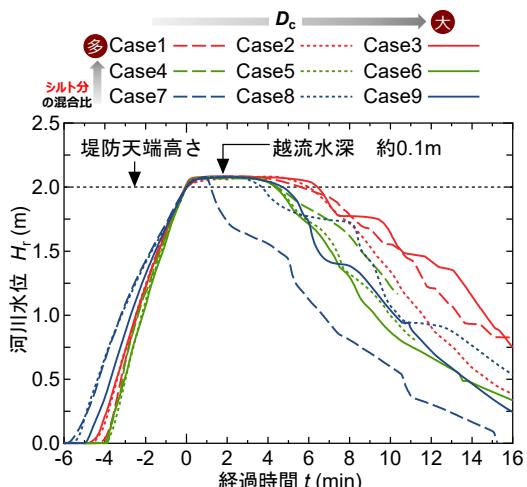


図-3 河川水位の時間変化

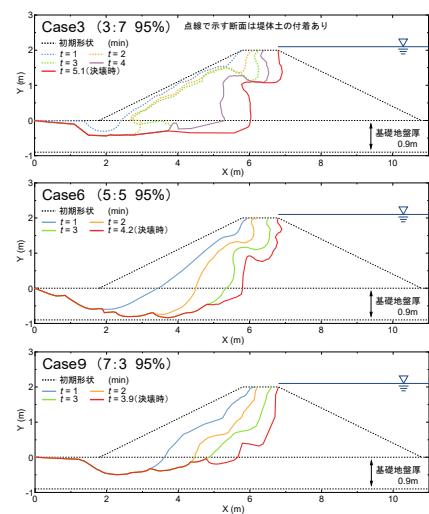
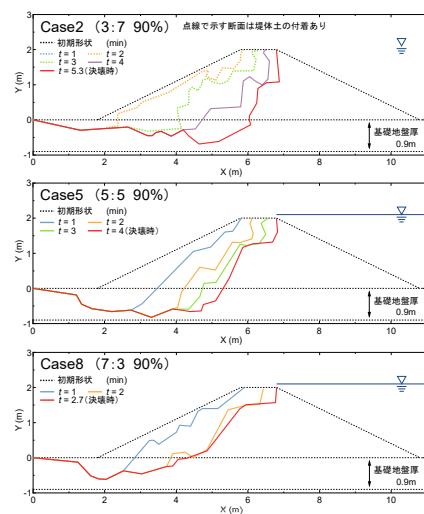
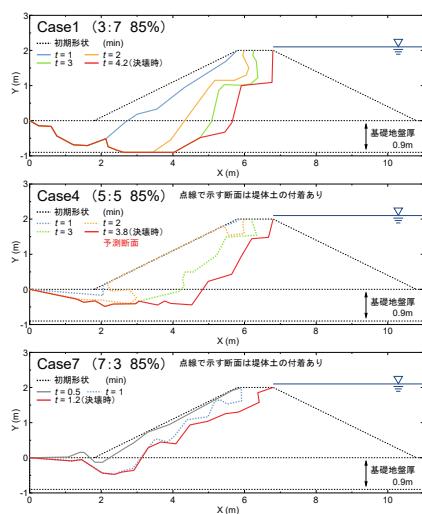


図-4 各ケースにおける堤体断面の時間変化

比較すると、 D_c が大きくなるほど天端消失にかかる時間が長い傾向がみられ、特に砂分の混合比が大きい Case7~9においてはその傾向が顕著である。

3) 堤体土の各種パラメータと耐久時間の関係

図-5 は、堤体土の各種パラメータと堤体耐久時間 t_{du} の関係を示している。 t_{du} は越水開始から天端が消失するまでの時間であり、図-4 における決壊時の時間である。図-5 a)より、堤体の砂分の混合比が大きな Case7~9 においては D_c が大きいほど t_{du} が増加している。一方で、混合比が 5:5 の Case4~6 においては、 D_c の増加に伴い t_{du} は増加しているが Case7~9 と比較すると増加率が小さい。また、シルト分の混合比が大きな Case1~3 においては $D_c = 85\%$ より $D_c = 90\%$, 95%の方が t_{du} は大きくなっているが、 $D_c = 90\%$ と 95% では t_{du} は増加していない。

い. 以上のことから, 堤体を構成する砂分の混合比が大きい場合, 締固め効果により堤体の耐久性は顕著に向上することが分かる. 一方で, 堤体を構成するシルトの混合比が大きい場合, 締固め効果による堤体の耐久性は, 砂分の混合比が大きい場合よりも緩やかに向上し, $D_e = 90\%$ 以上においては耐久性が向上しないことが分かる.

図-5 b)は堤体土の無次元限界掃流力 τ_c と t_{du} の関係を示している。 τ_c は表-1に示したパラメータおよび岩垣の式⁵⁾にて求めた限界摩擦速度を用いて算出した。しかし、岩垣の式に対して本研究で用いた堤体土の D_{50} の範囲が狭く、 τ_c の増加による t_{du} の増加は確認できなかった。また、特に Case7~9 については t_{du} にばらつきがあり、締固めによる密度変化や土の骨格構造等の変化を考慮することはできていないためと考えられる。

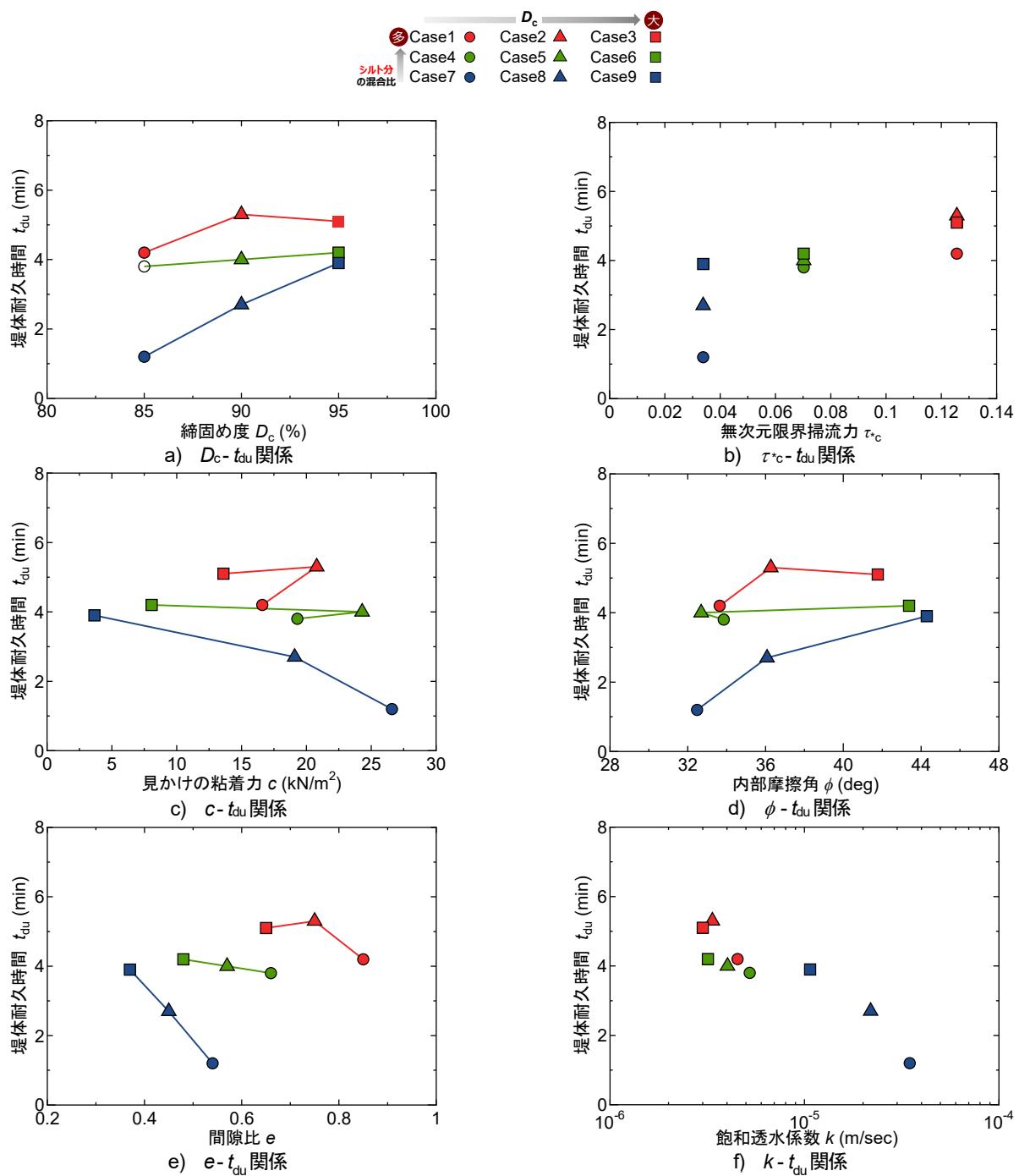


図-5 各種パラメータと t_{du} の関係

図-5 c), d)は、堤体土の見かけの粘着力 c および内部摩擦角 ϕ と t_{du} の関係をそれぞれ示している。この c , ϕ は定圧一面せん断試験から得たものである。一面せん断試験で使用した供試体は、遠心模型実験で使用した堤体土と同じ乾燥密度、含水比で作製したものである。したがって、供試体は不飽和状態であるため土粒子間にはサクションが作用し、土中には見かけの粘着力が発揮されていると推察される。図-5 c), d)より、堤体土の c , ϕ と t_{du} の相関は確認できなかった。また、図-5 e)は、堤体土の間隙比 e と t_{du} の関係を示している。同一の混合比では、 D_c が大きいほど e が小さくなり、 t_{du} が大きくなっていることから同一混合比においては締固めの効果は確認できるが、土質の違いについては e と t_{du} の一義的な関係が確認できない。以上より、堤体土の c , ϕ , e と t_{du} の相関は得られなかつたため、堤体土の強度定数や間隙比という単一のパラメータのみでは堤体の耐久性を表現できないことが分かった。

図-5 f)は、堤体土の飽和透水係数 k と t_{du} の関係を示している。シルト分の混合比が大きく、 D_c が大きくなるほど堤体土の k も小さくなっている。また、堤体土の k が小さいほど t_{du} が大きくなっていることから、 k と t_{du} には相関が確認できた。これは、 k が土粒子の粒径や間隙比、密度等の条件を包括したパラメータであることが要因と考えられる。このことから、堤体の耐久性を評価するという観点で、 k と t_{du} の相関の意味を今後考察する必要があると考える。

4) 堤体の残存断面積および鉛直自立高さと耐久性の関係

図-4 の考察で、堤体の侵食過程の違いが耐久性に影響を与えていることが考えられた。そこで図-4 における決壊時の堤体断面積を堤体の残存断面積 S_{re} とし、図-6 に S_{re} と t_{du} の関係を示している。 S_{re} が大きくなるほど t_{du} が大きくなっていることから、天端消失時の堤体断面積と耐久性には相関が確認された。

また、透水係数には強度定数が包括されていないため、強度定数を含むパラメータについて検討した。図-7 は鉛直自立高さ H_c と t_{du} の関係を示している。 H_c は式(1)のように表され、堤体土の強度定数 c , ϕ および単位体積重量 γ_t を複合的に含むパラメータであり、Rankine の主働土圧を考慮した際に粘着力を有する土が自然に自立できる限界高さである。

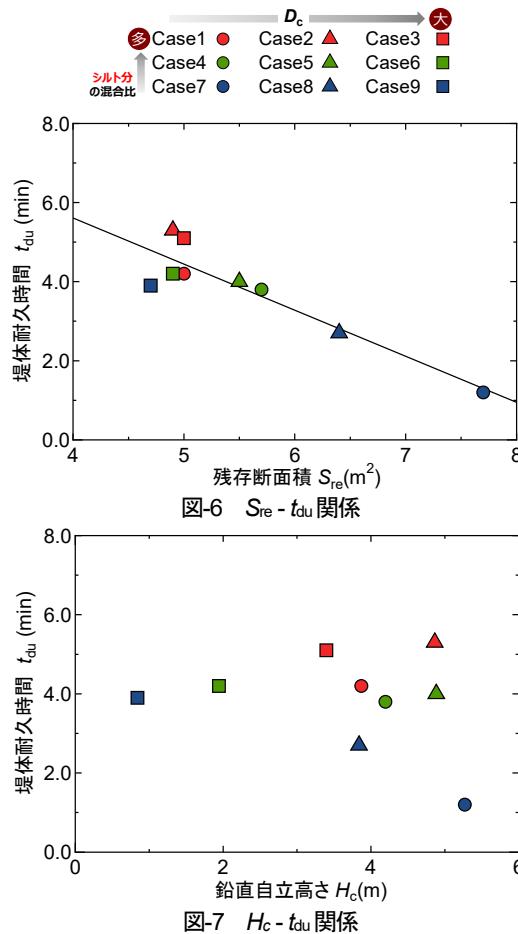
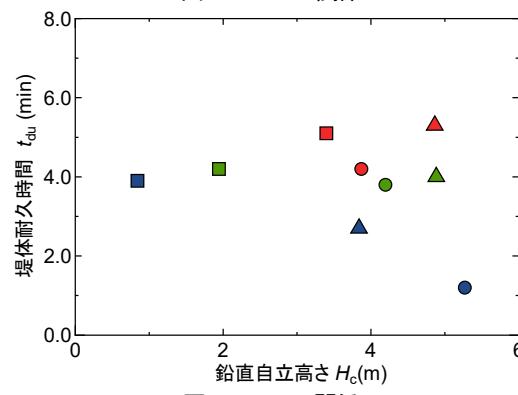
$$H_c = 2c \tan(45^\circ + \phi/2) / \gamma_t \quad (1)$$

図-7 からは、堤体土の H_c と t_{du} の相関は確認できなかったため、他の土質に関する複合的なパラメータについても堤体の耐久性との関係について検討する必要がある。

4. まとめ

本研究では、堤体を構成する土質および締固め度を変えた越水実験を遠心模型実験にて行い、考察した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 堤体の締固め度が大きいほど耐久性が向上する傾向があり、堤体を構成する砂分の混合比が大きい場合、その傾向が顕著にみられる。一方、シルト分の混合比が大きい場合は締固め度が 90%以上になると耐久性の向上は緩慢になる。
- 2) 堤体の強度定数や間隙比といった単一の土質パラメータと耐久性との相関は弱いが、飽和透水係数と耐久性には相関

図-6 S_{re} - t_{du} 関係図-7 H_c - t_{du} 関係

が確認できた。

- 3) 天端消失時の堤体の断面積が小さいほど、耐久性が高くなっていることから、堤体の越水に対する耐久性について单一の土質パラメータでの評価が困難であることが分かった。今後の研究では、複合的な土質パラメータで堤体の耐久性を評価する必要があると考える。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 23H01663 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：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) 国土交通省、土木研究所：粘り強い河川堤防の構造検討に係る技術資料（案）, 2023.
- 3) 土木学会海岸工学委員会 水理模型実験における地盤材料の取扱方法に関する研究小委員会：水理模型実験の理論と応用 - 波動と地盤の相互作用-, 丸善出版, 2021.
- 4) 鬼丸楓人, 川尻峻三, 重枝未玲, 前田健一, 廣岡明彦：越水時の堤防浸食プロセスに及ぼす堤体土質の影響に関する遠心模型実験, 河川技術論文集, Vol.30, pp.239-244, 2024.
- 5) 岩垣雄一：限界掃流力に関する基礎的研究（I）限界掃流力の流体力学的研究, Vol.1956, No.41, pp.1-21.

粘性土と短纖維材を用いた堤防法面補強土工法の侵食実験および遠心力場での越水実験

粘性土 短纖維材 侵食実験 遠心実験

東洋建設㈱ 正会員 ○大熊広樹 小川直央 河田晃靖 宮本順司

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¹⁾。筆者らは、河川堤防の裏表法面の現地の土に少量のセメントと短纖維材を添加して、法面表層を原位置改良して補強する表面被覆型の堤防法面補強土工法の開発を行っている^{2)~4)}。既往の研究⁴⁾では、堤防の耐越水性と堤体の変位に対する追随性を両立するためには、本工法で造成された補強土の一軸圧縮強さ q_u が $120\sim260\text{kN/m}^2$ 程度の範囲となることを検証した。しかしながら、本工法の添加する最小のセメント量でも、長期間の養生において、一軸圧縮強さ q_u が 260kN/m^2 を容易に超えることから、本工法で造成される補強土の抜本的な見直しを図っている。

一方で、平成30年の西日本豪雨時のダムの緊急放流を皮切りに、洪水調節機能や堆砂除去等の維持管理など、今後ダムはどうあるべきかが議論されている⁵⁾。筆者らが所属する企業でも、ダム堆砂を除去するためにダムの浚渫工事を受注することがあるが、浚渫した土砂のうち、砂分は他の用途での材料として有効活用されるが、粘性土は使い道がなく、処分にコストがかかるため、粘性土を多く含んだ土砂の処分が大きな課題となっている。近年はダム堆砂の有効活用のための分級技術も開発されている⁶⁾。

そこで本研究では、これまで開発していた堤防法面補強土工法における補強土について、現地の土ではなくダム堆砂等の粘性土を有効利用し、セメントは添加せず短纖維材のみを添加した補強土の耐越水性を検証するために、人工砂、人工粘土を配合した粘性土に短纖維材を混ぜた補強土を作成し、簡易な侵食実験と遠心力場における越水実験を行った。

2. 簡易侵食実験

2.1 目的

既往の研究では、侵食のしくさは土の粘土含有率に大きく起因し^{7),8)}、堤防法面の芝の根による根毛層の単位体積当たりの根毛量が多いほど耐侵食性が向上することがわかっている⁹⁾。そこで、ダム堆砂の粘性土に含まれる粘土分と、芝の根を短纖維材として、これらの組み合わせによる侵食特性を簡易な侵食実験により検証することを目的とした。

2.2 方法

小型回流水槽（西日本流体技研製、PB-130）を使用した。計測部の水路は長さ1.2m、幅0.3m、高さ0.3mの全周が透明のアクリル板となっている。この水路床に、高さ0.1m、長さ0.4m、1:4となるようなアクリル製のスロープ模型を取り付け、その法面に厚さ5mmとなるように補強土を突き固めながら設置した（図-1）。すなわち、透明な不動の半断面の堤防に表面被覆型の補強土を被覆したイメージである。その後、計測部の水深が5cmとなるまで速やかに水を水槽に入れ、回流水槽を稼働させ、越流水深3cm、越流の流速を1.0m/sとなるよう調整した。なお、法面の越流の流速は、トレーサを流して法面を録画し、法肩と法尻の始点と終点の時間差と法面距離により簡易に測定した。実験時には、法面の上と下、側面の3か所から侵食の様子を録画した。法面の下面からの録画データを用いて、補強土の侵食状況を画像解析により補強土範囲のセグメンテーションを行い経時変化毎の面積を算出した。本解析では、Metaによって開発され

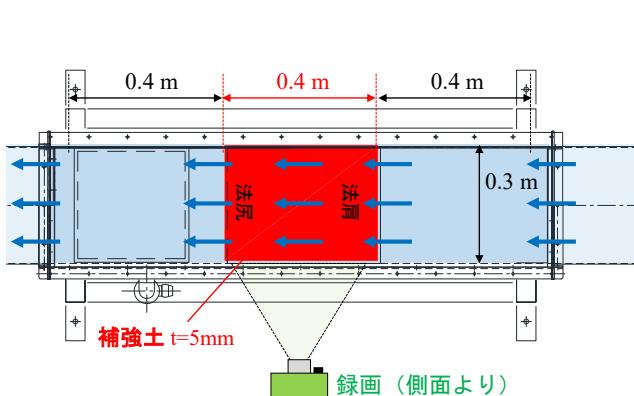


図-1(a) 回流水槽計測部の平面図

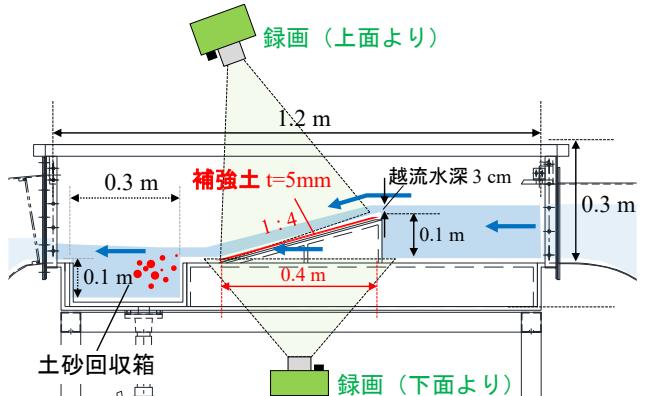


図-1(b) 回流水槽計測部の断面図

Erosion tests and overtopping experiments under centrifugal field on embankment slope reinforced with short fibers and clayey soil

Hiroki OGUMA, Nao OGAWA, Kosei KAWATA
and Junji MIYAMOTO
(TOYO CONSTRUCTION CO.,LTD.)

表-1 試験ケースと結果

Case	配合比率 (乾燥重量比)	粘土分含有率 C_c (%)	細粒分含有率 F_c (%)	含水比 W_c (%)	短纖維材 F (kg/m ³)	最大乾燥密度 $\rho_d max$ (%)
1	珪砂 8 号 : カオリン = 6 : 1	10	25	25	0	1.669
2	珪砂 8 号 : カオリン = 5 : 2	20	40	25	0	1.800
3	珪砂 8 号 : カオリン = 2 : 3	40	65	30	0	1.733
4	カオリンのみ	65	100	45	0	1.484
5	珪砂 8 号 : カオリン = 6 : 1	10	25	25.7	20	1.669
6	珪砂 8 号 : カオリン = 5 : 2	20	40	25.7	20	1.800
7	珪砂 8 号 : カオリン = 2 : 3	40	65	30.7	20	1.733
8	カオリンのみ	65	100	45.5	20	1.484

た画像・動画内の対象を自動で識別・切り分け・追跡するAIモデルであるSegment Anything Model 2 (SAM2)¹⁰⁾を用いた。「画像セグメンテーション」とは「画像中の特定の部分を切り取る技術」のことであり、SAM2は、事前に学習されていない対象でもユーザーが指定した点や領域に応じて、画像や動画の対象部分をピクセルレベルで分割し、必要に応じて追跡も行うことができる最新のセグメンテーションモデルである。法面の上面からの越水による侵食の録画では、水面の波形や濁りが画像解析の支障となつたが、法面の下面からの録画では、水槽およびスロープ模型は全て透明であることから侵食の様子が鮮明に移つておらず、画像解析が容易であった。

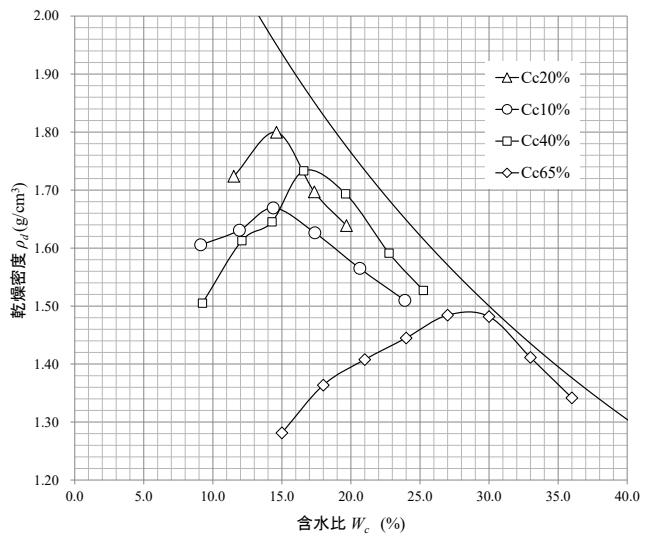
補強土の材料は、珪砂 8 号 ($G_s = 2.64$, $D_{50} = 0.11\text{mm}$)、カオリン ($G_s = 2.73$, $D_{50} = 0.003\text{mm}$)、水(密度 1.00g/cm^3)、短纖維材(麻纖維、バングラデシュ産、黄麻 100%, 長さ $0.3\sim1.0\text{mm}$, 密度 1.25g/cm^3)を使用し

た。実験ケースを表-1に示す。Case1~4 は珪砂 8 号とカオリンと水を混合し、珪砂 8 号とカオリンの配合比率を変えて細粒分含有率 F_c (%) (粒径 0.075mm 以下の割合) および粘土分含有率 C_c (%) (粒径 0.005mm 以下の割合) を調整した。Case5~8 は珪砂 8 号とカオリンと水と短纖維材を混合した。すなわち Case1~4 と Case5~8 では短纖維材の有無の違いである。短纖維材は、既往の文献⁹⁾から、耐侵食効果を発揮する最小の補強土の単位体積あたりの纖維量 20kg/m^3 とした。併せて、突固めによる土の締固め試験方法 (JISA1210:2020, A-a 法) を実施した(図-2)。各ケースにおいて、河川堤防越水時の気候は降雨時であることから、最適含水比 w_{opt} よりも 10%程度多い湿潤側の含水比とした。また、本工法では越水時の土砂流出時の環境負荷低減の観点から、短纖維材は天然纖維(麻纖維)を使用することを検討している。本纖維は天然纖維ゆえの多孔質が特徴であり、吸水率は約 75%である¹¹⁾。そこで、土砂の間隙の自由水を統一するために、Case5~8 ではこの纖維材への吸水する分の水を足した含水比としている。

結果・考察

Case1 の侵食の様子の経時変化を図-3, 4 に示す。時間とともに法尻の方向から順に侵食された。法面の下面から撮影した補強土の面積 A (cm^2)と時間(s)の関係を図-5, 6 に示す。粘土含有率 C_c (%)が大きくなるほど侵食されない傾向となつた。また、Case7, 8 は時間とともに補強土残留面積の値はほぼ横ばいであり、ほとんど侵食しなかつた。

図-5, 6 のグラフの傾きを侵食速度 V_{ea} (cm^2/s)と定義し、纖維の有無の違いによる侵食速度 V_{ea} (cm^2/s)と粘土含有率 C_c (%)の関係を図-7 に示す。 C_c が大きくなるほど侵食速度 V_{ea} (cm^2/s)はそれぞれ減少するが、それぞれ C_c が 40% と 65% では違いはほとんど見られない。また、どちらも $C_c 20\%$ までは V_{ea} は同等だが、 C_c が 40% から違いが見られた。纖維材無しの $C_c 40\%$, 65% では V_{ea} は小さいもののわずかに侵食されている。一方で、纖維材有りの $C_c 40\%$, 65% では V_{ea} は $0.1\text{cm}^2/\text{s}$ を下回っており、実質侵食されていない。これは、 C_c が 40% を超えるほど大きくなると C_c の増加に伴う粘着力の増加により、粘着力により短纖維材を保持し、補強土が一体となって越水等の外力に対して引張の効果が発現したためだと考えられる。

図-2 粘土含有率 C_c (%)による締固め曲線

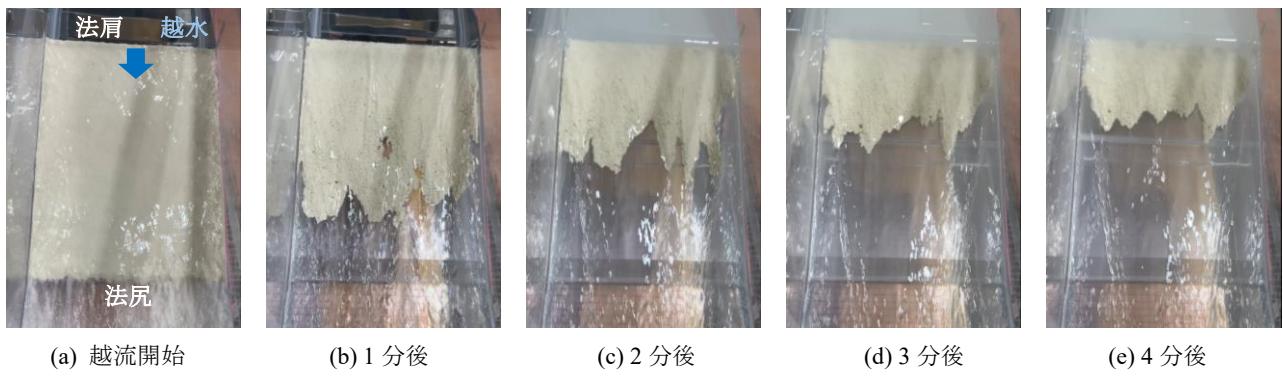


図-3 法面の上面から撮影 (Case1)

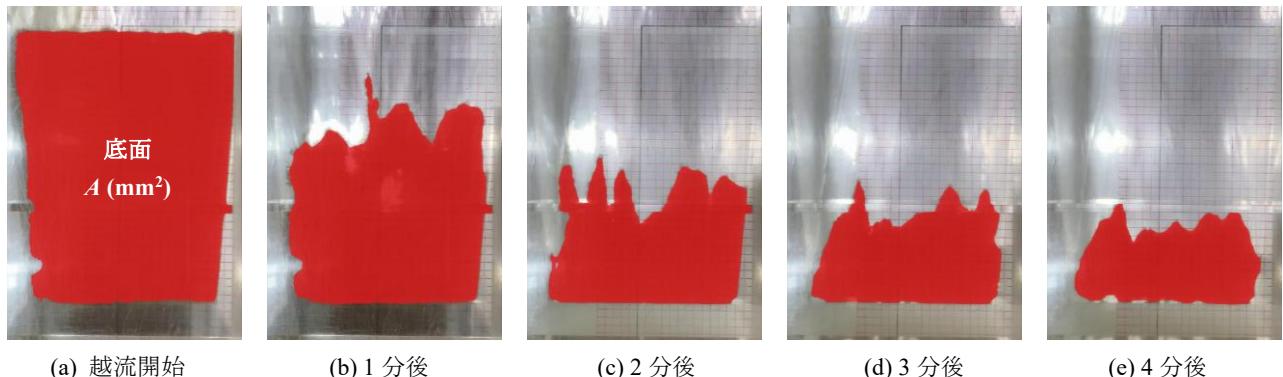


図-4 法面の下面から撮影 : SAM2による解析 (Case1)

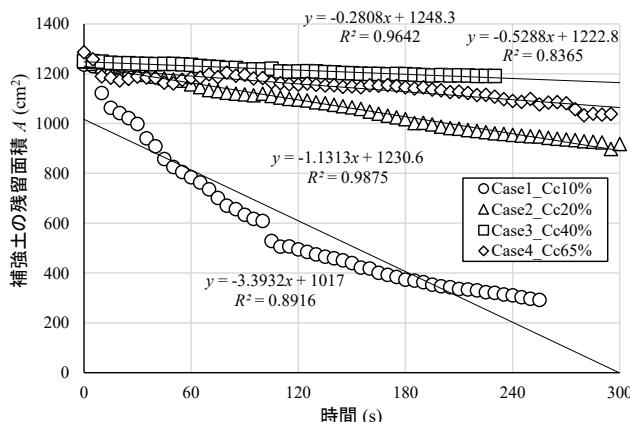


図-5 補強土残留面積の経時変化 (Case1~4, 繊維材無し)

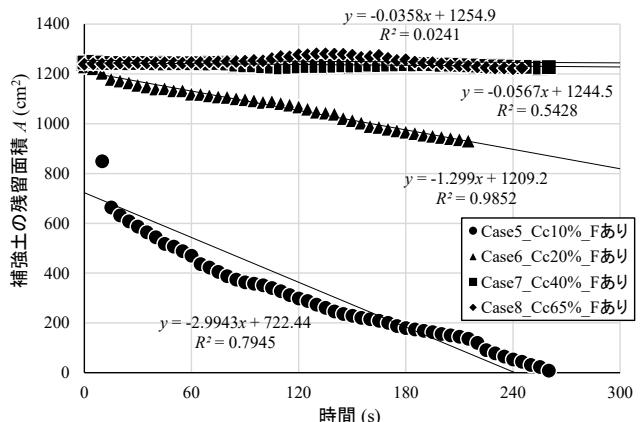


図-6 補強土残留面積の経時変化 (Case5~8, 繊維材有り)

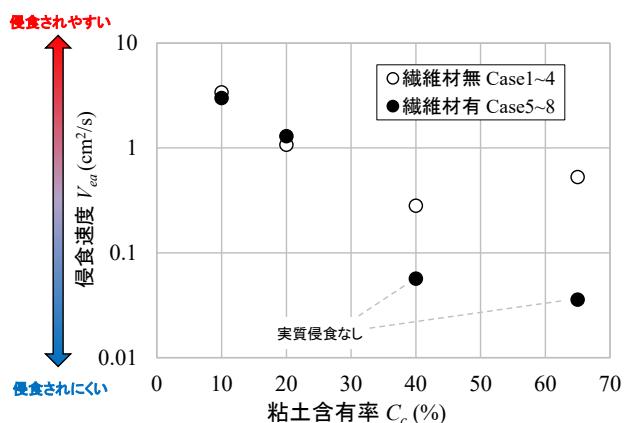
3. 遠心力場での越水実験

3.1 目的

前章では簡易な侵食実験により、 C_c や短纖維材の効果を検証できた。しかしながら、実際の堤防では、堤高や流速、越流水深が大きくなる。そこで、前章の侵食実験で侵食されなかった Case8 の配合において、遠心力場での越水実験を実施し、実応力での補強土を表面被覆型の堤防として堤防の挙動や破堤までの時間を検証した。

3.2 方法

ドラム型遠心載荷装置（半径 1.1m、東洋建設株式会社所蔵）を使用した。水中ポンプにより円筒水路内の水を循環させ、持続した越水を堤防に作用させることができる。遠心加速度 50G 場で実験を行った。堤防は半断面で堤高 10cm、天端幅 10cm、法勾配 1:2 で、実規模に換算すると堤高 5m、天端幅 5m である。補強土の耐越水性を検証するため、堤体

図-7 粘土含有率 C_c (%)と侵食速度 V_{ea} (cm²/s)の関係

への浸透は起こらない構造だが、法尻補強効果のためのドレン材（材質 PETG で 3D プリンターにて作製した有孔枠内に粒径 3-6mm の碎石入り）を設置した。比較のため、補強土を被覆していない無対策のケースも越水実験を行った。機械や堤体の材料、模型の詳細等は既往文献³⁾を参照されたい。

3.3 結果

前章の侵食実験で侵食が起こらなかった配合の補強土を実応力で越水実験を実施した結果を図-8 に示す。法尻のドレン材の直上の補強土から侵食が始まり、法尻付近の堤体が流出した。次に法面の補強土が侵食され、法面下の堤体が流出し、法肩の補強土が侵食されて天端の補強土と堤体が崩れて破堤した。破堤するまでの時間は実時間換算で 32 分となった。無対策の場合の 7 倍程度の粘り強さとなった（表-2）。

4. まとめ

本研究では、ダム堆砂等の粘性土と短纖維材による補強土を想定した侵食実験および遠心力場での越水実験を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 本研究の侵食実験の流速では、堤防を被覆した補強土の粘土含有率 Cc (%) が大きくなるほど侵食されにくいが、Cc 40%以上では侵食の差はほとんどない。
- (2) Cc 20%程度までは短纖維材の効果はないが、Cc 40%以上になると粘土の粘着力と纖維により耐侵食性が向上する可能性が示唆された。
- (3) Cc 65%，纖維材を添加した補強土を堤高 5m の実規模となる遠心模型の越水実験を行ったところ、無対策堤防と比較すると粘り強いものの、わずか 32 分で破堤した。

本研究は、堤防法面補強土工法の抜本的な見直しのための基礎的な実験を行った。「粘り強い河川堤防」も満たしつつ、変形追随できる補強材の開発にはまだほど遠く課題が多い。ダム堆砂問題も日々顕在化してきており、処分の困る粘性土が耐侵食性を有すため堤防への適応で需要と供給が一致すると筆者は考えており、引き続き研究に注力する次第である。今後は粘性土の圧密なども視野に入れて新たな堤防適応を検討したい。

[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) 大熊ら：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 卷、pp79-84、2022.6.
- 3) 大熊ら：セメント・短纖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
- 4) 大熊ら：セメント・短纖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、第 12 回河川堤防技術シンポジウム論文集、pp45-48、2025.1
- 5) 国土交通省河川局：異常豪雨の頻発化に備えたダムの洪水調節機能と情報の充実に向けて（提言），平成 30 年 12 月 異常豪雨の頻発化に備えたダムの洪水調節機能に関する検討会、2018.
https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/chousetsu_kentoukai/pdf/teigen.pdf
- 6) 坂口ら：ダム堆砂細粒分除去技術の開発と今後の展望、令和 5 年度水源地環境技術研究所所報、pp.36-44.2024.
https://www.wec.or.jp/report/R5syohou/pdf/2024_%E2%85%A0-4-1.pdf
- 7) 関根ら：粘着性土の浸食に及ぼす粘土含有率の影響、水工学論文集第 67 卷、4 号、pp. I_745-
- 8) 大熊ら：ダム堆砂の土砂還元を想定した置土模型の侵食実験における締固め度と粘土含有率の影響、令和 7 年度土木学会全国大会 第 80 回年次学術講演会.2025.
- 9) 宇多ら：洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動 一流水に対する安定性・耐侵食性を判断するためにー、土木研究所資料、1997.
- 10) Ravi, N., Gabeur, V., Hu, Y.-T., Hu, R., Ryali, C., Ma, T., Khedr, H., Rädle, R., Rolland, C., Gustafson, L., Mintun, E., Pan, J., Alwala, K. V., Carion, N., Wu, C.-Y., Girshick, R., Dollár, P., Feichtenhofer, C.: SAM 2: Segment Anything in Images and Videos. arXiv preprint arXiv:2408.00714 (2024)
- 11) 小澤ら：天然纖維を用いた内部養生によるセメントペーストの自己収縮低減効果,Cement Science and Concrete Technology, No.65, 2011.

表-2 破堤までの時間	
Case	時間 (min)
無対策	5
補強土有り	32

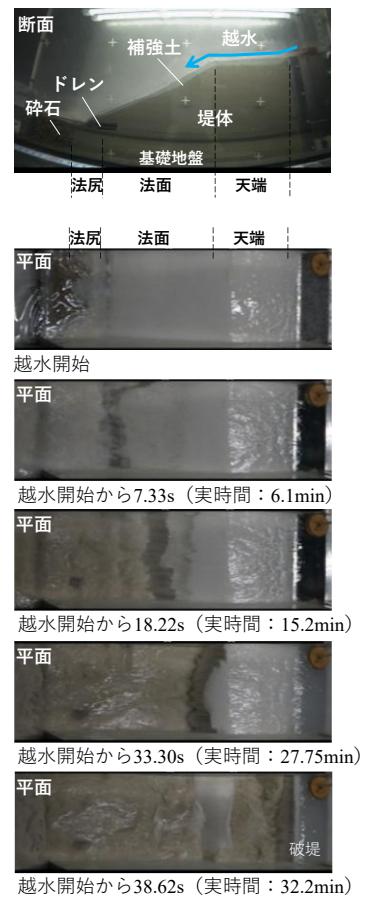


図-8 越水による破堤のプロセス

河川越流に対する粘り強い堤防道路の構築に向けた一考察

堤防道路, 実験, 越流決壊, CAE 立命館大学理工学部 ○正会員 原田 紹臣
 非会員 鮫島 隆貴
 正会員 藤本 将光
 非会員 里深 好文

1. はじめに

近年において多く発生している河川隣接区間における道路の流失や洗掘対策等を推進していくため、道路土工構造物点検要領（案）¹⁾が見直され、前面に河川がある盛土及び擁壁が「特定道路土工構造物」の対象に追加された。さらに、これらの道路災害リスクを受けて、新たに道路リスクアセスメント要領（案）²⁾が示された。なお、本要領では、災害に強い道路ネットワークの強化を効率的・効果的に図るため、災害に対するリスクの現状を評価する考え方等が示されている。

一方、気候変動等の影響³⁾を受けた局地的な集中豪雨に伴って、堤防道路の決壊やそれに伴った道路通行不能（機能損失）が全国各地で多発⁴⁾している。なお、令和元年東日本台風の出水により決壊した堤防（144箇所）のうち、86%は越水が原因であったとされている⁵⁾。これらを踏まえて、危機管理対応の一つとして、越水した場合であっても決壊しにくく、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發揮する「粘り強い河川堤防」⁶⁾が議論されている。

本研究では、今後の堤防道路としての要求性能を満足するために、小規模な堤防道路の越流破堤実験により、舗装有無の違いが道路機能の延命化に与える影響について考察する。

2. 越流侵食時における舗装有無の違いが道路機能に与える影響

今後の超過洪水に伴う堤防道路の越流破堤時における舗装有無の違いが道路機能の延命化に与える影響について把握するため、小規模な堤防道路模型（1/10スケール、図-1及び図-2）を用いた越流決壊実験を実施する。なお、図-1に示すとおり、堤防道路の上流側に整流板や有孔板を設置して、概ね3cmの水深⁶⁾で越流させて越流開始からの経過時間 t_1 を計測し、堤防天端の舗装有無の違いが堤体の越流侵食過程に与える影響について考察する。なお、本研究では越流侵食⁵⁾に対して着眼するため、堤外地における護岸工等による遮水効果⁷⁾を想定し、堤体内の浸透水による影響を低減させるため、実験の効率化より堤防上流側の材料を不透水性⁸⁾の木製とした。また、堤防材料については、道路盛土としての要求性能を考慮して、一般的な信楽産まさ土{S}⁸⁾を使用し、最適含水比12.8%（最適乾燥密度：1.9 g/cm³：図-3）で締め固めて作製した。なお、舗装につ

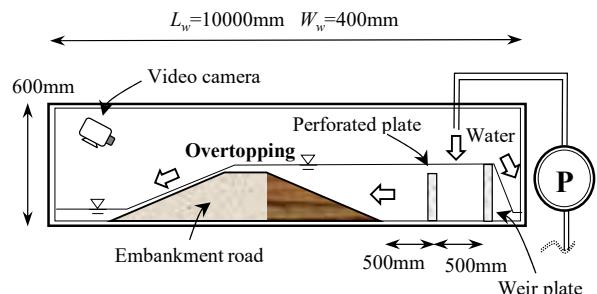


図-1 水路実験状況（越流決壊の実験、1/10スケール）

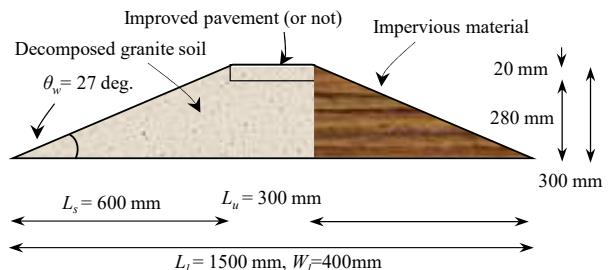


図-2 堤防模型の断面図（1/10スケール）

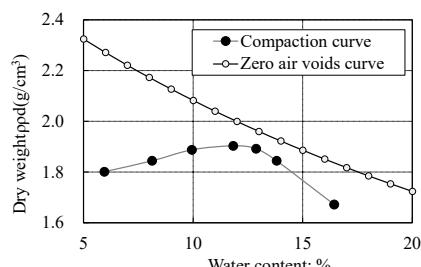


図-3 使用した実験土の含水比乾燥密度曲線(まさ土)

表-1 安定処理におけるセメント・アスファルト乳剤配合量

	Unit	Value
Emulsion content		6.4
Cement content	%	2.9
Water content ratio		6.0

いては、今後の堤防道路における舗装の維持管理の合理化や不同沈下等の発生リスクの低減を目的に、セメント・アスファルト乳剤（CAE）⁹⁾で改良した舗装（処理厚：20 mm，配合率：表-1）とし、当該舗装による延命化の効果について検証した。その際、改良強度については、実施したセメント添加量と一軸

A study on constructing
resilient embankment
roads against river
overflows

HARADA Norio, Ritsumeikan Univ.
SAMEJIMA Takashi, Ritsumeikan Univ.
FUJIMOTO Masamitsu, Ritsumeikan Univ.
SATOFUKA Yoshifumi, Ritsumeikan Univ.

表-2 実験結果（越流が道路機能に与える影響）

Event	Time from Start of Overflow t_1 (s) / Time in Real Scale t_2 (s)	
	With Pavement (Improved)	Without Pavement
Partial Loss of Road Function	144/456	27/85
Loss of Road Function (Impassable)	368/1165	40/126
Collapse	601/1902	72/227

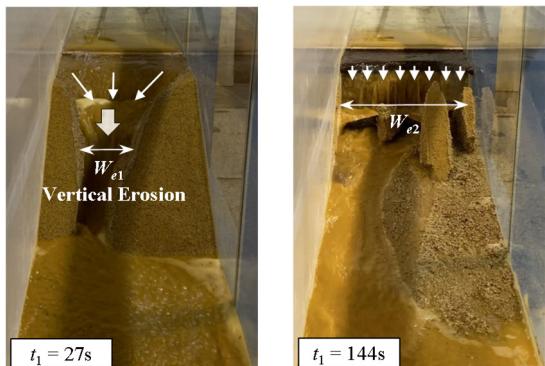


図-4 道路機能一部損失時の状況、左:改良無、右:改良有

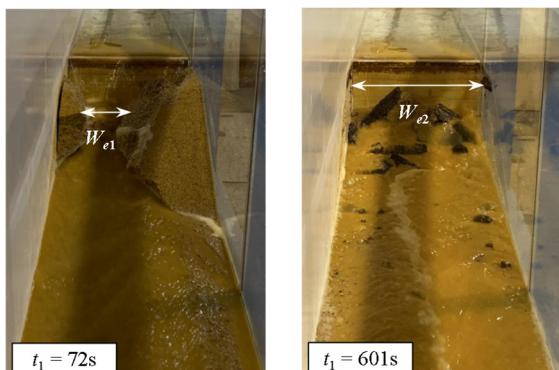


図-5 実験状況（堤防決壊時、左:改良無、右:改良有）

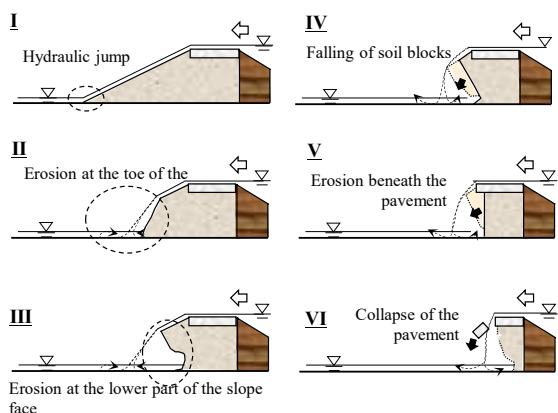


図-6 堤防道路（舗装有）における舗装崩壊機構の概要

圧縮強度との実験結果より、概ね 2.3 MPa を期待している。

以降に、舗装有無毎に、道路機能の一部損失時（堤防天端や舗装及びその下部における堤体等が半分程度確保された状態）、道路機能の全損失時（天端侵食による道路寸断）、更に堤防決壊時における実験状況や、越流開始からの経過時間 t_1 の一例を、図-4 から図-5 までに示す。また、これらに要した経過時間 t_1 と、一般的なフルード相似則に従った実規模における経過時間

t_2 を表-2 に示す。図-4（左）に示すとおり、舗装の無い堤防は、天端における局所的な箇所に水流の集中により、限られた幅 (W_{e1}) で顕著な縦侵食に伴って、早期に機能が低下した。一方、舗装が有る場合（図-4：右），水路幅全幅での越流等に伴って顕著な局所洗掘は見られず、機能低下までに要する時間が遅く（5倍程度：表-2），延命化の効果が確認された。同様に、表-2 に示すとおり、道路機能の全損失時までに要する経過時間に関しては、道路舗装有無の違いにより、10倍程度の顕著な差が見られた。さらに、堤防決壊時（図-5）までに要する時間においても、舗装有無の違いにより、同様に、10倍程度の優位性が見られた。

これらの結果より、越流時における堤防天端の舗装は、局所的な縦侵食の発生を抑制し、道路寸断による機能低下や堤防決壊による洪水氾濫被害に対して有効であることが示唆された。最後に、今回の実験で得られた CAE で改良された舗装有りの場合における堤防道路の侵食及び舗装の崩壊機構の概要を図-6 に示す。図-6 に示すとおり、越流侵食時における改良された不透水性の舗装では、その下部の土材料に対して被覆効果が発揮され、粘り強い堤防道路として期待できるものと考えられる。なお、今回の実験は小規模な実験であるため、今後、実規模での実験により、路盤改良有無の違い等の詳細について検証する予定である。

3. おわりに

本研究では、堤防道路の越流決壊実験により、改良された舗装有無の違いが道路機能の延命化に与える影響等について考察した。なお、越流決壊実験によると、越流時における堤防天端の舗装は、局所的な縦侵食の発生を抑制し、道路寸断による機能低下や堤防決壊による洪水氾濫被害に対して有効であることが示唆された。

参考文献

- 1) 国土交通省：道路土工構造物点検要領（案），87p., 2023.
- 2) 国土交通省：道路リスクアセスメント要領（案），59p., 2022.
- 3) IPCC: Sixth Assessment Report, 2022.
- 4) 国土交通省：小田川堤防決壊状況, <https://www.mlit.go.jp/>, 参照 2025.8.8.
- 5) 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.
- 6) 国土交通省：粘り強い河川堤防の構造検討に係る技術資料（案），79p., 2023.
- 7) 国土技術研究センター：河川土工マニュアル，587p., 2009.
- 8) 日本道路協会：道路土工・盛土工指針，307p., 2010.
- 9) 越健太郎：アスファルト混合物の持続安定的な供給に関する研究，東京都市大学，博士学位論文，2019.

地震時における河川堤防の亀裂深さに関する重回帰分析と被害メカニズム別の影響評価

地震 亀裂 回帰分析

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¹⁾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。

このような背景をもとに、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²⁾に取組んできており、堤防高が高いほど亀裂が生じやすい傾向にあることや、地震時の堤防沈下量が小さいほど深い亀裂が発生しやすい傾向にあることを確認している。この既往研究²⁾では、堤体亀裂と堤防諸元を単純な関数系に基づいて考察しており、堤体亀裂に影響を与える複数の要因が十分に考慮されていないという課題がある。そこで本研究においては、亀裂深さを目的変数、堤防高や地震時の堤防沈下量及び亀裂幅を説明変数とした重回帰分析を行い、多変量的アプローチを実施して堤体亀裂発生の考察を行った。

2. 分析対象断面及び分析方法

2.1 分析対象とした堤防断面

分析対象を表-1に示す。対象とした地震は、2016年熊本地震³⁾、2011年東北地方太平洋沖地震⁴⁾、2004年新潟県中越地震⁵⁾、2003年十勝沖地震⁶⁾、2003年宮城県北部地震⁷⁾、1993年北海道南西沖地震⁸⁾、1993年釧路沖地震⁹⁾の7つの地震、合計110箇所の被害事例を対象とした。分析対象箇所の亀裂深さや亀裂幅、堤防高や堤防沈下量などの情報は収集した調査報告書を参照した。堤体亀裂について、同一断面内に複数の亀裂が確認される場合は、その中の最大値をとって整理している。また、堤防沈下量も同様に同一断面内での最大沈下を示す値ととって整理した。

2.2 分析方法

分析方法の一覧を表-2に示す。分析は堤体亀裂を予測することを目的とし、まず、No.1として亀裂深さを目的変数に、堤防高と地震時堤防沈下量を説明変数として分析を行った。また、予測精度向上を目的として、説明変数に亀裂幅を加えたNo.2の分析を行い比較した。加えて、被災メカニズム別でも検討を行い、基礎地盤液状化、堤体液状化、堤体・基礎地盤液状化の3つに区分して精度を比較した。被災メカニズムを区分した条件のNo.は1~3の枝番で示している。

3. 分析結果

まず、No.1の条件で重回帰分析を行った結果を示す。重回帰分析の結果、式(1)で示す切片と傾きが得られた。この式は、堤防が1m高くなるごとに平均で約0.1m亀裂が深くなる傾向にあり、一方で沈下量が1m増えると、平均で約0.24m亀裂が浅くなることを意味している。既往研究²⁾においても、堤防高が高いほど深い亀裂が生じやすく、一方で沈下量が大きいほど亀裂は浅くなる傾向を確認していたため、この2つの傾向が統計的に有意に確認できたことを示している。ただし、このモデルの説明力を示す決定係数は $R^2=0.081$ と非常に低く、堤防高と沈下量のみでは亀裂深さの変動を十分に説明できていないことを表している。確認のため、式(1)で算出される予測亀裂深さと実被害の実測亀裂深さの関係を図-1に示す。決定係数の値からモデルの説明力が低いことは明らかである。

$$\text{亀裂深さ} = 1.091 + 0.104 \times \text{堤防高} - 0.236 \times \text{堤防沈下量} \quad \text{式(1)}$$

表-1 分析対象箇所一覧

地震名	対象箇所
2016年熊本地震	12
2011年東北地方太平洋沖地震	62
2004年新潟県中越地震	5
2003年十勝沖地震	7
2003年宮城県北部地震	2
1993年北海道南西沖地震	3
1993年釧路沖地震	19
合計	110

表-2 分析方法一覧

分析No.	目的変数	説明変数	被災メカニズム
No.1	No.1-1	堤防高 堤防沈下量	基礎地盤液状化
	No.1-2		堤体液状化
	No.1-3		堤体・基礎地盤液状化
No.2	No.2-1	亀裂深さ 堤防高 堤防沈下量 亀裂幅	基礎地盤液状化
	No.2-2		堤体液状化
	No.2-3		堤体・基礎地盤液状化

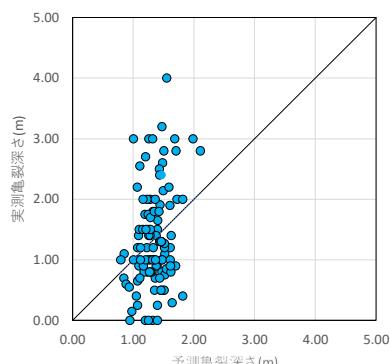


図-1 No.1 の分析結果

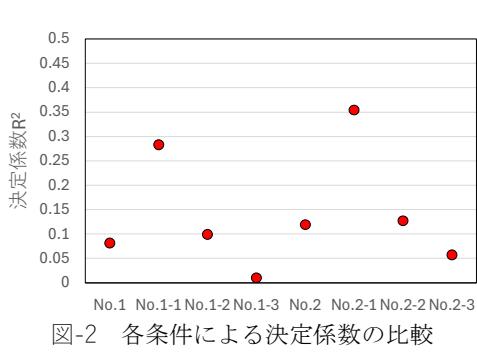


図-2 各条件による決定係数の比較

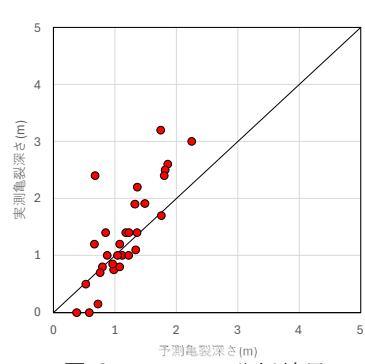


図-3 No.2-1 の分析結果

るが、図-1にも示す通り両者の関係に有意な傾向は認められていない。

続いて、表-2に示す計6モデルの重回帰分析結果を示す。計6モデルの重回帰分析結果は図-2に決定係数のみを比較して示した。6モデルのうち、基礎地盤のみが液状化した事例で分析を行ったNo.1-1及びNo.2-1で比較的高い決定係数を示した。堤体液状化による河川堤防の被害は堤体が側方流動するようして被害が卓越することが知られており、基礎地盤の液状化は堤体がストレッチングするように引張り力が生じて被害が生じることが知られている。このことから、基礎地盤液状化の被害事例は被災のメカニズムが比較的シンプルであるため、重回帰分析でも高い相関が得られたと考える。No.1-1とNo.2-1を比較すると、説明変数に亀裂幅を加えたNo.2-1のほうが高い決定係数を示しており、亀裂幅と亀裂深さに有意な相関が見られることを示している。最も高い決定係数を示したNo.2-1における相関式を式(2)に示す。また、式(2)で算出される予測亀裂深さと実被害の実測亀裂深さの関係を図-3に示す。図-3に示す通り、説明変数に堤防高、堤防沈下量、亀裂幅を取り、基礎地盤液状化事例のみ重回帰分析を行った結果は非常に良い相関を得ることができた。この結果は、基礎地盤液状化に起因する堤防被害においては、これらの説明変数が亀裂深さを支配する主要因であることを示唆している。したがって、基礎地盤液状化が支配的な条件下では、本研究で構築した重回帰モデルを用いることで、実務的にも一定の精度で亀裂深さの予測が可能であると考えられる。

$$\text{亀裂深さ} = 0.437 + 0.243 \times \text{堤防高} - 0.529 \times \text{堤防沈下量} + 0.541 \times \text{亀裂幅} \quad \text{式(2)}$$

4.まとめ

本研究では、地震後の亀裂深さを予測することを目的とし、堤防高、堤防沈下量、亀裂幅を説明変数として重回帰分析を行った。その結果、基礎地盤液状化事例では、実測値との対応が良好であり、比較的高い予測精度を有することを確認した。本研究で提案した予測式を用いることで、発災後の限られた情報に基づき、亀裂深さを定量的に想定することが可能となり、応急対策や点検優先度の判断など、迅速な災害対応に寄与し得ると考えられる。一方で、堤体液状化を含む被害事例においては、被害メカニズムが複雑であることから予測精度が低く、説明変数の選定やモデル構成を見直すなど、分析条件を変更したさらなる検討が必要である。加えて、本成果は説明変数に堤防沈下量および亀裂幅を用いていることから、これらの被害情報を取得した後に初めて適用可能な予測式であるという制約を有している。今後は、被害前段階での危険度評価や事前対策への活用を見据え、被害情報を含まない地盤条件や構造条件のみを説明変数とした分析を行い、事前スクリーニングに資する予測手法の構築を進める必要がある。

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, 8th International conference on Earthquake Geotechnical Engineering, OS-27-05, 2024.5.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 国土交通省北陸地方整備局信濃川河川事務所：新潟県中越地震による信濃川堤防の被災に関するとりまとめ, 2007.
- 6) 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.
- 7) 2003年三陸南地震および宮城県北部地震災害調査委員会：2003年三陸南地震・宮城県北部地震災害調査報告書, 2003.
- 8) 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.
- 9) 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.

吉野川水系旧吉野川における空気注入不飽和化工法（Air-des 工法）による堤防の液状化対策の試験施工について

河川堤防 液状化 耐震対策

四国地方整備局徳島河川国道事務所流域治水課 ○橋田水輝 林田拓都
大日本ダイヤコンサルタント（株） 甲斐誠士 森島直樹 山田直之

1. はじめに

徳島河川国道事務所では、所管する旧吉野川・今切川の河川堤防において地震津波対策を実施中である。令和7年11月末時点での対策必要延長は約16km残存し（図1），今後30年以内に60~90%程度以上の確率で発生が予見される南海トラフ巨大地震に対して、早期の対策効果発現が課題とされている。

「空気注入不飽和化工法（Air-des 工法）」（以下、本工法）は、従来工法に比べ大幅なコスト削減が期待される液状化対策の新工法である。当所では、地震津波対策に係るコスト縮減・工期短縮を目的とし、令和2年度より本工法の適用性検証に向けた検討を重ねてきた。令和6年度には河川堤防では全国初となる試験施工に着手し、今年度、堤防直下の液状化層を対象とした改良工事を完了した。本論文では、Air-des 工法による液状化対策の施工結果を報告する。

2. Air-des 工法の概要

土の液状化抵抗は飽和度の低下に伴い増加することが知られている。本工法ではこの性質を利用し、液状化が予見される飽和した砂質地盤に直接空気を注入することで不飽和化を促し、沈下を抑制する。間隙内に残留した空気は、地震時に体積圧縮することで間隙水圧の上昇を抑制する（図2）。間隙全体の約5~10%程度が空気に置き換わることで、地盤の基本的な性質はそのままに、液状化抵抗のみが増加する¹⁾。

本工法は平成20年度より四国地方整備局を含めた産・官・学による共同開発が進められ、過去には現場実験において地盤の不飽和化が確認されている²⁾。本工法の主な特徴は、以下に示す4点である。

- (1) 注入材料として粘性の低い空気を使用するため、広範な地盤を比較的短期間で改良可能
- (2) 構造物直下の地盤を改良できるため、現堤防を供用したまま施工が可能
- (3) ポーリングマシンなど小規模な機器で施工できるため、狭隘な場所でも適用可能
- (4) 注入材料として空気を使用することから、材料費が大幅に安価

3. 計画概要

試験施工は旧吉野川 L4k800 にて実施した。本箇所の地質調査の結果は図3に示す通りである。地表から4m付近までは難透水性の粘土層が堆積し（A1c層）、4~20m付近までシルト混じりの砂層が分布している（A1s, A2s層）。砂層の細粒分含有率は20%程度であり、旧吉野川の代表的な地質構成である。液状化対策が未了であり、表層の難透水層により他の候補地と比較して漏気のリスクが低いことから、本箇所を試験施工箇所として選定した。残留変形解析手法（以下、ALID）による解析では、本箇所はL2-1 地震動発生時の堤防沈下により、計画津波に対して高さ不足となることが確認された。

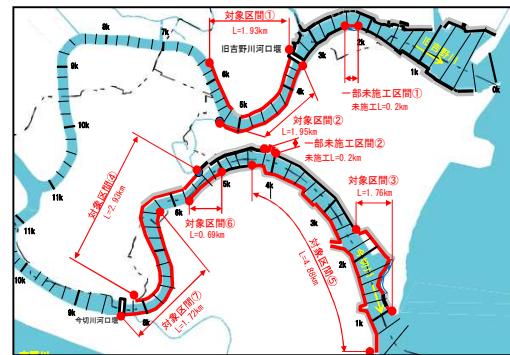


図1 旧吉野川・今切川の耐震対策の現状

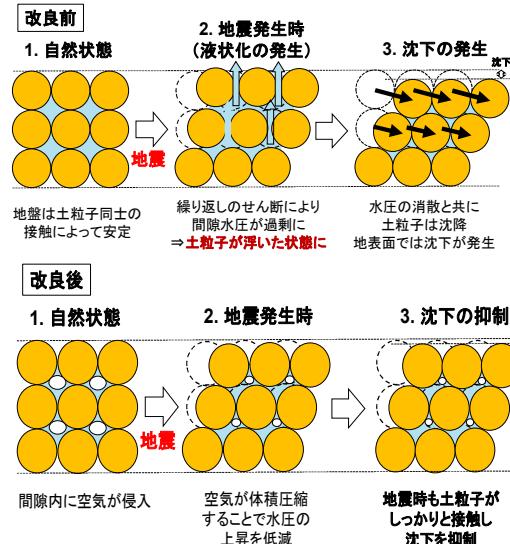


図2 本工法による改良原理

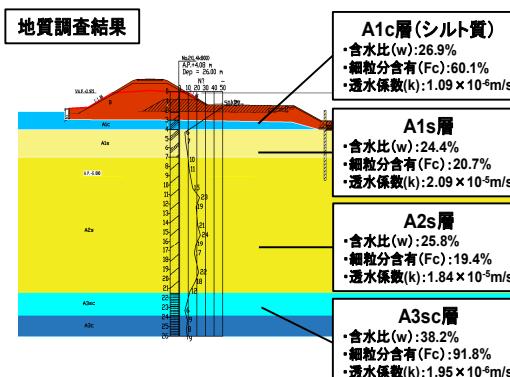


図3 試験施工箇所の地質調査結果

Test construction of levee liquefaction countermeasures using the air injection desaturation method (Air-des) in the Kyu-Yoshino River of the Yoshino River system

Mizuki Hashida, Takuto Hayashida (Shikoku Regional Development Bureau, MLIT)
Seiji Kai, Naoki Morishima, Naoyuki Yamada (Dia Nippon Engineering Consultants Co., Ltd.)

表1 各種注入諸元

仕様		備考
注入圧力	約134kPa～247kPa	静水圧+有効上載圧1/2を上限として設定
注入時間	1箇所あたり8時間	2深度注入のため1孔あたり16時間
積算注入量	約25m ³ ～45m ³	改良に最低限必要な基準量

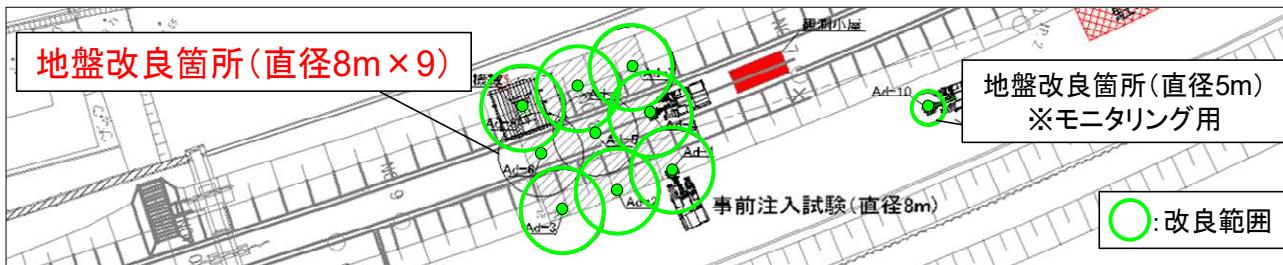


図4 平面配置図

各種改良諸元はAir-des工法研究会編著の「Air-des工法技術マニュアル」¹⁾に準拠し決定した。改良後に見込む設計飽和度は、保水性試験の吸水過程における最終飽和度（残留飽和度）の結果から $S_f = 95.0\%$ とした。設計飽和度を満足するよう、注入圧力および注入時間、積算注入量を決定した（表1）。なお、空気みちの形成や地盤の割裂破壊を防ぐため、注入圧力は土の骨格構造を乱さない範囲内として静水圧+有効上載圧の50%を上限とした。改良範囲は堤体法尻間の液状化層（A1s層、A2s層）とし（図5）、直径8mを全9カ所、未改良部が生じないよう四角形配置した（図4）。深度方向の注入位置は、粘性土層の分布も考慮し、予備3点を含む計5点を配置した。なお、設計段階で上記条件下のALID解析を実施したところ、本箇所はL2-1地震動に対する耐震性能照査を満足する結果となつた。

本箇所では3種の計測手法を組み合わせたモニタリング調査を実施する。空気侵入領域の確認を目的とし、比抵抗電気探査を実施する。これは、飽和度低下により比抵抗値が増加する性質を利用したものであり、空気注入時に常に観測を行い、空気侵入範囲を確認する。計測位置を図6に示す。Ad-1を中心同心円上に計8点、それぞれ直径4m、8m、10mの改良体形成を確認できる配置とした。鉛直方向には1mピッチで電極を埋設した。

飽和度の確認目的として、PS検層・RI測定を実施する。PS検層では、飽和度の低下に伴い弾性波速度が低下する特性を利用して、定性的に飽和/不飽和の別を評価する。RI測定では、地盤に中性子水分計を挿入し、含水量および飽和度を定量評価する。

地震時の効果検証を目的として、地表面沈下および間隙水圧を測定する。それぞれ対策区間（側線No.8）と未対策区間（側線No.7）の2側線の結果を比較することで、改良効果を明らかにする。その他、気液二相流解析に使用するための基礎データとして地下水位・水温・溶存空気量等を計測する。図7に各種機器の平面配置を示す。

各種モニタリング結果は施工後5年、令和11年度を目途にとりまとめ、学識者協議により本工法の適用性を評価する。

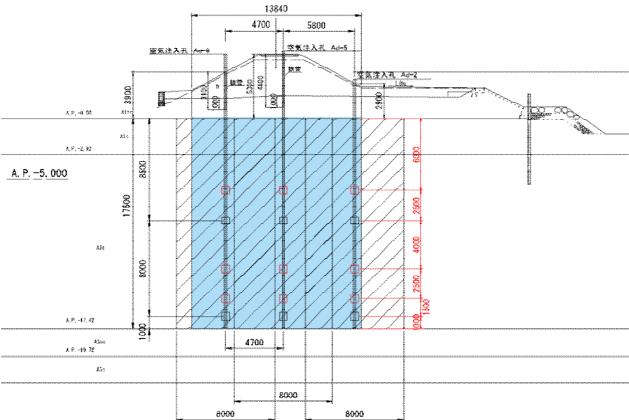


図5 横断配置図

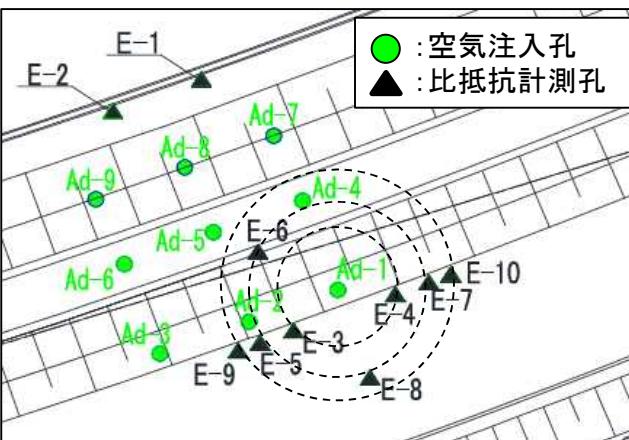


図6 モニタリング配置図（比抵抗電気探査）

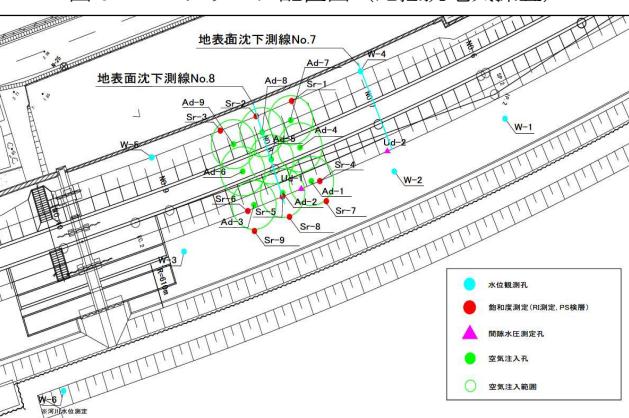


図7 モニタリング配置図



図 8 試験施工の実施状況

4. 結 果

改良工事は令和7年7月に着工し、7~9月にかけて空気注入管を始めとする各種機器設置作業を行った。9月以降は空気注入を伴う地盤改良工に着手し、12月に堤体に設置した9箇所全ての改良を完了した。施工管理は、設計で定めた圧力・時間による管理を主軸とし、飽和度計測（PS検層・RI測定）の結果を組み合わせ総合的に判断した。図8に試験施工の実施状況を示し、図9に実際の注入管理の結果を示す。所定の圧力および時間による管理の結果、解析と同等以上に、良好に空気が注入される結果となった。

PS検層の結果を表2に示す。地下水位以深において、空気注入前の弾性波速度は飽和状態の目安値とした $V_p=1,500(m/s)$ 以上であったが、改良後は全ての観測孔で速度が低下し、 $V_p=500(m/s)$ 程度を示した。よって、本工法による改良後に、地盤が不飽和化した可能性が示唆された。RI測定の結果は表3に示す通りである。改良前の地盤の平均飽和度は $S_r=96.3\sim100.0\%$ であったが、改良後には $S_r=83.3\sim95.3\%$ と全体的に低下し、全9孔の観測孔のうち8孔で、設計飽和度を下回る結果となった。

図10に比抵抗電気探査の結果を示す。比抵抗値は、改良後の計測でより高い値を示す傾向が見られた。改良前後の変化率は1.2~13.0%と幅があり、Air-desマニュアルに記載の不飽和化の目安値である5%に満たない箇所も見られた。

特に、Ad-1の上流側に位置するE-3, 5, 9は変化率1.2~4.2%と、最大で13.0%と高い値を示した下流側のE-4, 7, 10などと比較して顕著に低い結果となった。この結果から、Ad-1において、空気は異方性を持って広がったものと推察した。

施工前後で地表面の変状や漏気、地下水位の異常等は確認されなかった。また、施工後に地震は発生していないため、間隙水圧および沈下量のデータは未収集である。

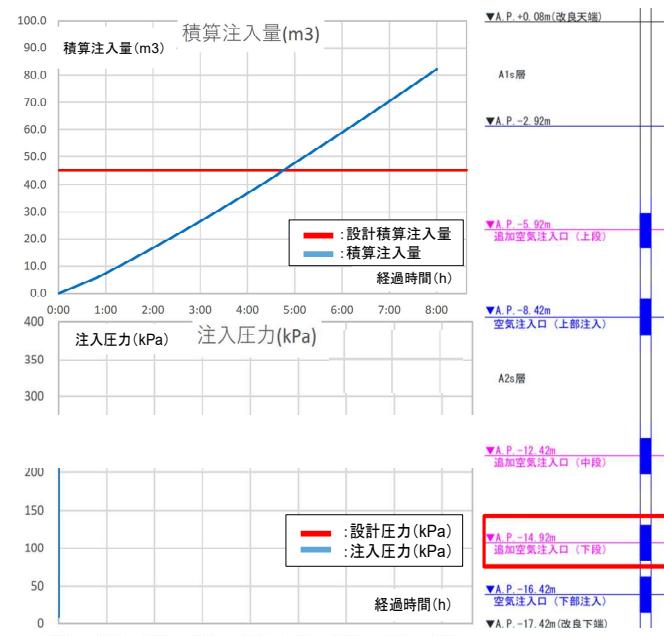


図 9 注入管理例 (Ad-1, A.P.-14.92m)

表 2 PS 検層の計測結果

Sr-1		Sr-2		Sr-3	
	Vp (m/s)		Vp (m/s)		Vp (m/s)
	改良前	改良後		改良前	改良後
測定深度 (m)			測定深度 (m)		測定深度 (m)
1 ~ 2	680	520	1 ~ 2	720	650
2 ~ 6	1500	460	2 ~ 6	1500	650
6 ~ 20		460	6 ~ 19		450

Sr-4		Sr-5		Sr-6	
	Vp (m/s)		Vp (m/s)		Vp (m/s)
	改良前	改良後		改良前	改良後
測定深度 (m)			測定深度 (m)		測定深度 (m)
1 ~ 2	670	680	1 ~ 2	740	720
2 ~ 6	1500	720	2 ~ 6	1500	470
6 ~ 20		470	6 ~ 20		470

Sr-7		Sr-8		Sr-9	
	Vp (m/s)		Vp (m/s)		Vp (m/s)
	改良前	改良後		改良前	改良後
測定深度 (m)			測定深度 (m)		測定深度 (m)
1 ~ 2	690	690	1 ~ 2	730	710
2 ~ 6	1500	740	2 ~ 6	1500	460
6 ~ 8		740	6 ~ 20		460
8 ~ 20	1500	※	8 ~ 20	480	

※6~19.5m

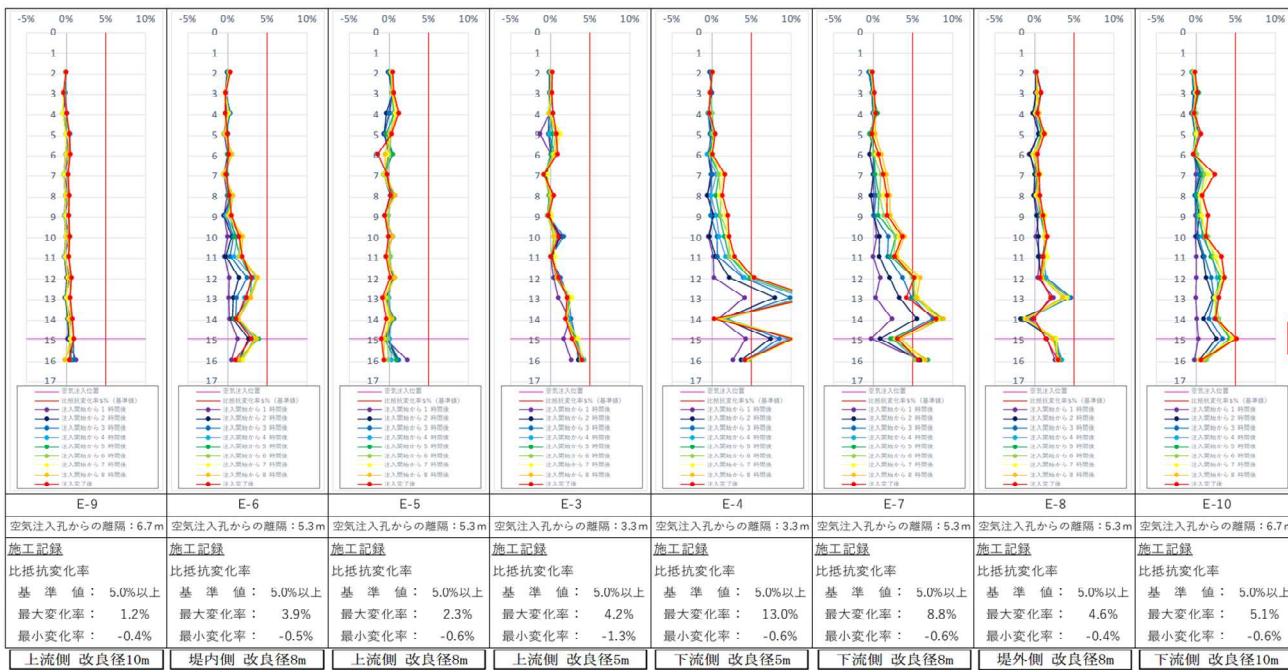


図 10 比抵抗電気探査の計測結果

5. 考察

Ad-1 では空気の広がり方に異方性が生じた可能性が示唆された。この理由として、A1s, A2s 層はいずれもシルト混じりの砂層であるため、注入口付近に難透水性の土質が存在し、空気の流入を阻害した可能性が考えられた。設計においては、事前の地質調査で難透水層の分布を可能な限り詳細に分析し、地層構成に応じた注入口配置を取ることが望ましいと考えられる。また、未知の難透水層の出現に備え、適宜予備の注入口を配置することも有用であると考えられる。

Air-des 工法技術マニュアルでは、既往実験を踏まえ、不飽和化の判断基準として比抵抗変化率 5% を閾値と設定している。しかしながら、これら既往実験の多くは海水域で実施したもので、淡水域での適用可能性については言及されていない。海水域に比べ電気伝導度の低い淡水域では元の抵抗値の高さから機器の感度も低下すると考えられ、比抵抗電気探査と飽和度計測の不整合につながったものと考察した。今回の施工情報を基に、淡水域にも適用可能な管理基準が策定されることを期待する。

また、今回は試験施工という背景から、比抵抗電気探査や PS 検層、RI 測定など複数の手法を組み合わせ、総合的な判断のもと施工管理を行った。当工法を液状化対策工法として本格運用する上では、より簡易に、且つ一意に施工管理を行える計測手法の開発が不可欠であると考えられる。

6. おわりに

本稿では、当所が河川堤防の地震津波対策に係るコスト縮減の一環として適用性検証を進める、Air-des 工法の試験施工について報告した。技術マニュアルに基づき、本工法を用いて河川堤防直下の L2-1 地震動対策を行ったところ、堤防直下の液状化層で地盤の不飽和化を確認した。以降は、注入空気の消長および対策効果を確認するためのモニタリングに移行し、令和 11 年度を目途に結果を整理する。

徳島河川国道事務所では引き続き、本工法の適用性検証に資する知見の蓄積を進め、来たる南海トラフ巨大地震による被害軽減に向けて本工法の早期実用化を目指す所存である。

【参考文献】

- 1) Air-des 工法研究会：空気注入不飽和化工法（Air-des 工法）技術マニュアル（H30.6）
- 2) 岡村未対、武林昌哉、西田克司、藤井直、神宮司元治、今里武彦、安原英明、中川恵美子：空気注入による地盤不飽和化の現場実験とそのモニタリング、土木学会論文集 C, Vol. 65, No.3, 756-766, 2009.9

表 3 RI 測定の計測結果

測定地点	平均飽和度 (%)					
	A1s		A2s		液状化層全体	
	改良前	改良後	改良前	改良後	改良前	改良後
Sr-1	97.0	89.9	97.0	89.5	97.0	89.6
Sr-2	97.2	87.6	97.2	89.9	97.2	89.5
Sr-3	100.1	82.9	99.9	83.4	100.0	83.3
Sr-4	94.4	88.2	98.3	93.5	96.3	92.8
Sr-5	98.6	96.8	98.3	89.0	98.5	90.0
Sr-6	94.9	89.8	98.0	92.6	96.5	92.2
Sr-7	96.9	92.9	98.5	95.1	97.7	94.8
Sr-8	96.6	93.7	98.0	95.5	97.3	95.3
Sr-9	97.1	91.8	98.4	94.3	97.8	93.9

：改良後の平均飽和度 95% 以上

分布型音響計測技術によるダークファイバを用いた河川堤防内部の地盤可視化

分布型音響計測 ダークファイバ 地盤可視化

鹿島建設(株) 正会員 ○野中隼人, 横田泰宏, 伊達健介, 永谷英基
 鹿島建設(株) フェロー会員 川端淳一
 京都大学 防災研究所 林 宏一
 山口大学 正会員 森 啓年
 カリフォルニア大学バークレー校 曽我健一

1. はじめに

近年, 気候変動に伴う集中豪雨が頻発化する傾向にあり, 河川堤防の決壊に至るような大規模な洪水が世界的に増加している。河川堤防は, 長年にわたって改築と補修が繰り返されており, 堤体内部の土質構造は均質でない場合もある。加えて, 堤体が構築された時期は古く, 堤体直下の基礎地盤の物性も不確かな場合がある。従って, 河川堤防の安全性を評価するためには, 堤体内部や直下の地盤性状を把握することが重要である。

従来から実施されているボーリング調査では詳細な地質構成や性状を把握できるが, ボーリング孔間に不均質に分布する脆弱部を見落とす可能性がある。地盤内部の構造を面的に把握する方法として物理探査がある。その中でも, 地盤の硬軟を S 波速度分布によって把握できる表面波探査や常時微動探査は, 河川堤防の調査において広く適用してきた。一方で, これらの探査手法により地盤構造を 2 次元的に把握するためには, 受振器の位置を繰り返し移動させながら調査を行う必要がある。そのため, 河川堤防のような長距離に及ぶ線形構造物を対象とした場合, 調査にかかる人件費や時間・労力の負担は大きくなる。

近年, 光ファイバに沿って連続的に振動を計測する分布型音響計測 (DAS : Distributed Acoustic Sensing) 技術が注目されている。本技術は, 計測器から光ファイバにパルス光を入射し, 光ファイバに加わる振動に応じて変化する後方散乱光の位相を連続して取得することで, 光ファイバ全長に渡って振動を計測する技術である(図-1)。DAS は, 10km 以上の長距離に渡ってデータを取得できる利点から, 資源分野の地下探査¹⁾を中心に適用が進められており, 近年では交通振動モニタリング²⁾など幅広い分野に適用が拡大している。筆者らは, 物理探査への適用を目的として複数の現場にて実証実験を行ってきた。図-2 に示す S 波速度構造の推定結果のように, DAS を用いて従来の受振器(ジオフォン)と概ね同様に地下構造を可視化できることを確認している。

一方で, 調査対象のインフラに新たに光ファイバケーブルを敷設することは, 現場条件によって困難な場合がある。河川堤防では, 一般的に管理用途で堤防全体に光ファイバケーブルが敷設されている。この中で, 利用されずに空き線となっている光ファイバはダークファイバと呼ばれ, このダークファイバを新たなセンサとして活用することで, 広範囲を経済的に調査できることが期待される。しかし, ダークファイバを物理探査の受振器として適用した事例は極めて少ない。本稿では, 河川堤防に埋設されているダークファイバを用いて, 浅層の物理探査に対する適用性を検証した。

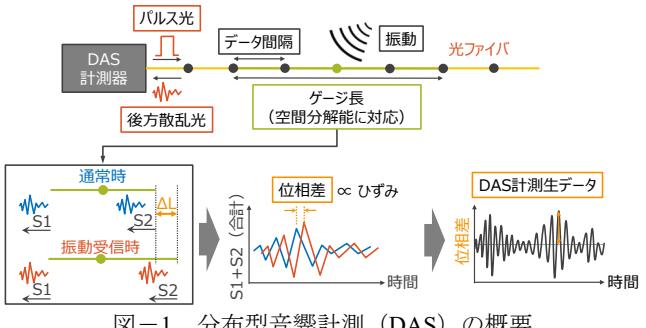


図-1 分布型音響計測 (DAS) の概要

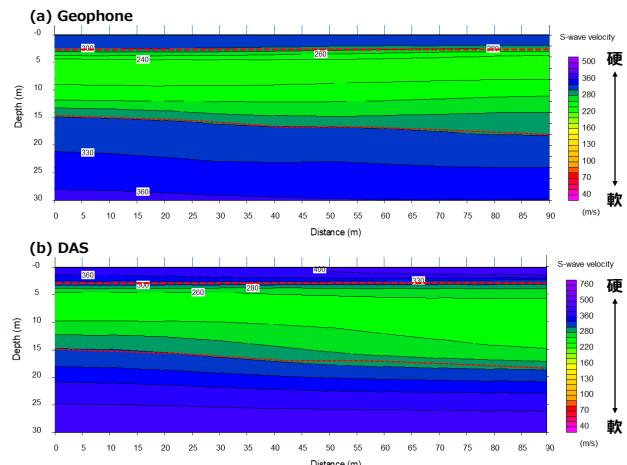


図-2 S 波速度構造の推定結果例,
 (a) Geophone, (b) DAS



図-3 河川管理用光ファイバの敷設状況³⁾

2. 試験方法

2.1 試験対象地

本試験は、山口県中部を流れる一級河川の佐波川における、防府市上右田地区の堤防を対象に実施した。防府市一帯の平地は、佐波川の谷底平野と河口付近に発達する三角州状の地形である。上右田地区は谷底平野に位置し、旧河道が広がっている。

河川管理用の光ファイバケーブルは、図-3に示す鞘管の中に敷設されている³⁾。光ファイバケーブルは、5k000付近の左岸側に位置する佐波川出張所を起点として下流側に向かって伸びており、佐波川大橋を経由して右岸側を上流側に向かって伸びている（図-4）。試験対象区間は、基本的に舗装下に埋設されているが、佐波川大橋などの一部で地上部に出ている区間もある。

2.2 計測概要

本試験では、浅層の物理探査手法として、表面波探査(MASW)と常時微動探査(MAM)を実施した。MASWは、人工振源を用いた探査手法であり、地表から非破壊で浅部のS波速度構造を推定することができる。一方で、人工振源を使用しているため低周波の表面波を励起させることができ難しく、深度20mより深いS波速度構造の推定は困難である⁴⁾。MAMは、人工振源を用いない探査手法であり、風や波など、恒常に発生している環境振動(常時微動)を計測することで、地表から非破壊で地盤のS波速度構造を推定できる。また、一般的に表面波探査よりも深い深度までの速度構造を推定できることから、近年その利用が増えている⁵⁾。

同現場では、既往の地盤調査として河川堤防沿いにMASWやボーリングが実施されている。本報告では、ダークファイバを用いて広範囲を調査することを見据えて、人工振源を必要としないMAMの結果を中心に、既存の調査結果と比較した結果を報告する。

光ファイバケーブルの端部の出口である佐波川出張所にDASの計測器を設置した。図-5に、DASによる計測状況を示す。計測器にダークファイバを接続して常時微動を1時間計測した。なお、本試験の計測条件は、サンプリング周波数500Hz、計測間隔0.8m、計測距離は約11kmである。

3. 試験結果

3.1 エンジニアリングファイバとダークファイバで取得した波形の比較

常時微動探査に先立ち、エンジニアリングファイバとダークファイバを用いて、かけやにより地表面を打撃した際に発生した振動を計測した。エンジニアリングファイバは、光ファイバの素線と被覆材が密着しており、周囲からの振動に対する感度が高い。本試験の実施前に、ダークファイバに平行してエンジニアリングファイバを堤体に埋設（図-6）した。

図-7に、同地点におけるかけや打撃時の波形記録を示す。エンジニアリングファイバ、ダークファイバ共に、起振点近傍（20~30mの範囲）では見かけ速度が高く、位相が揃っていない波が卓越している。これは、起振点近傍で



図-4 本試験で用いた光ファイバのレイアウト



図-5 DASによるダークファイバを用いた計測状況



図-6 エンジニアリングファイバのレイアウト

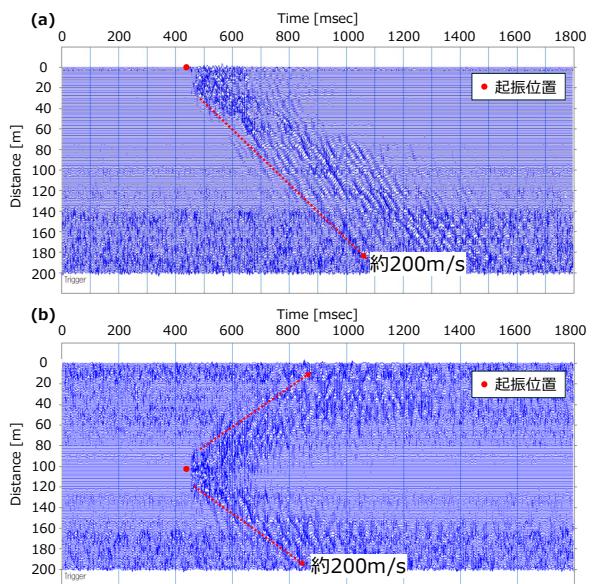


図-7 同地点におけるかけや打撃時の波形記録,
(a) エンジニアリングファイバ, (b) ダークファイバ

は波形の振幅が大きく、DASで計測できる振幅（位相差）の上限を超えたことが一因と推測される。起振点から20~30m以遠では、位相が揃った波形が確認される。エンジニアリングファイバでは100m程度まで、ダークファイバでは50m程度までそれぞれ確認でき、地盤を伝わる表面波に相当すると判断した。エンジニアリングファイバで取得した波形とダークファイバで取得した波形全体を比較すると、両者で振幅やS/N比には差異が見られるものの、取得された地盤を伝わる表面波の速度は約200m/sと大差は見られなかった。このことから、エンジニアリングファイバだけでなく、ダークファイバについても、表面波探査や常時微動探査の受振器として活用できることが示唆される。

3.2 ダークファイバで取得した振動の特性

佐波川出張所に設置したDAS計測器により、約11kmのダークファイバに沿って常時微動を計測した結果を図-8に示す。平均振幅(a)

は、全体として $1.0 \times 10^4 \mu\text{e/s}$ 付近を推移しているが、例えば4500m付近、10500m付近では10倍程度大きな値を示している。当該位置のスペクトル(b)を見ると、全周波数帯で強度が高くなっている。このような区間は、地上に出ているなど外的ノイズが大きい環境だと思われる。一方で、平均振幅が $1.0 \times 10^4 \mu\text{e/s}$ 付近を示す区間は地中に埋設されている区間である。スペクトルを見ると、5~50Hzの範囲でピークが確認でき、地盤の振動特性を捉えているものと考えられる⁵⁾。

図-9に、常時微動の計測記録に対して、SPAC法⁵⁾により取得した位相速度イメージを示す。7050m地点(a)では30Hz程度まで概ね連続した位相速度のピークを捉えることができる。一方で、9600m地点(b)では、10~15Hz付近で連続したピークが見られるものの、その他の周波数帯では明瞭ではない。これらの位相速度イメージの品質は、光ファイバに伝わる地盤振動に対する外的ノイズの影響の大きさに依存すると考えられる。このように、場所によって取得が困難な周波数帯や区間があるものの、ダークファイバを用いて位相速度を取得できる区間が存在することを確認した。

3.3 ダークファイバによる長距離S波速度構造の評価

図-10に、位相速度分散曲線が得られた区間にに対して、2次元S波速度構造を推定した結果の例(1500m~4500m区間)を示す。全体として、浅部は比較的S波速度の遅い柔らかい層が分布し、深度が深くなるにつれて速度が速く(硬く)なる傾向である。しかし、3200m付近に位置する佐波川大橋を境に傾向が異なる。左岸側では、地表から深度6mまでは250m/s程度と低く、6m以深で300m/s以上の比較的速度の速い層が出現する。当該区間は、深度5m程度までが堤体の盛土層であり、概ね原地盤との境界部は速度が大きく変化する深度と整合する。

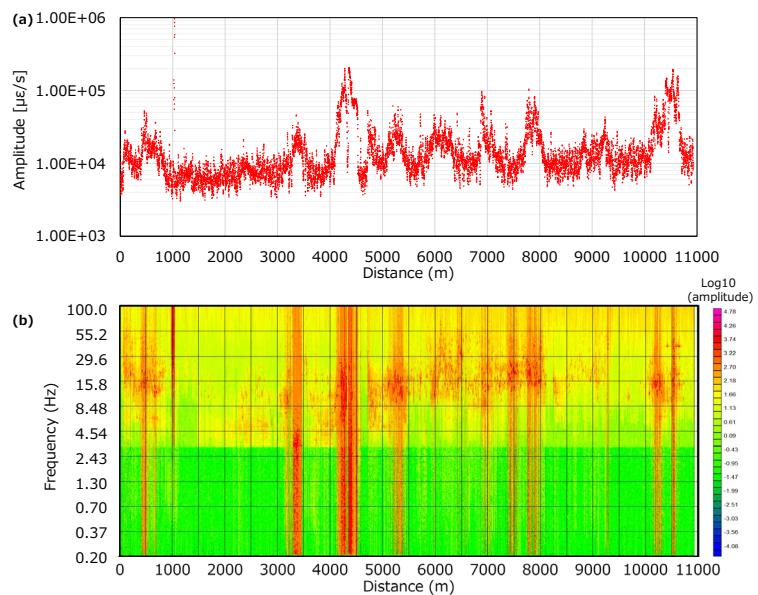


図-8 ダークファイバに沿った振動計測結果

(a) 平均振幅, (b) スペクトル

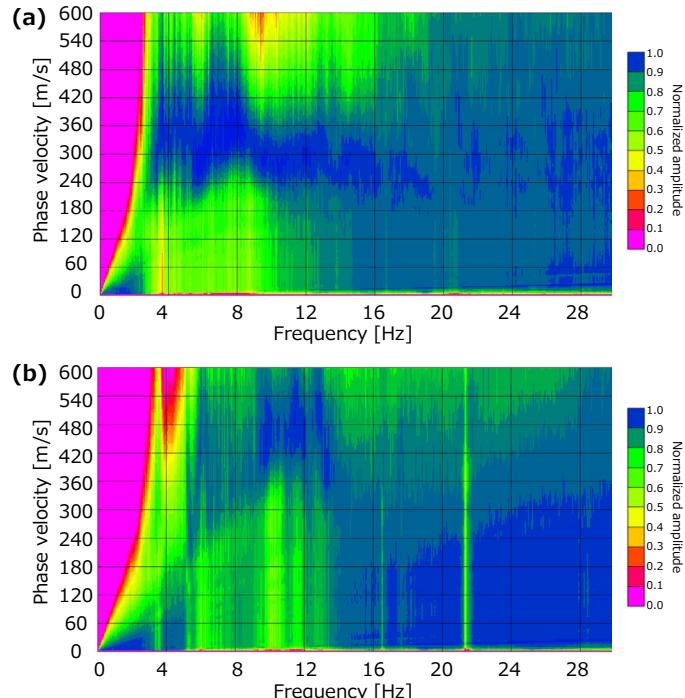


図-9 位相速度イメージの例

(a) 7050m 地点, (b) 9600m 地点

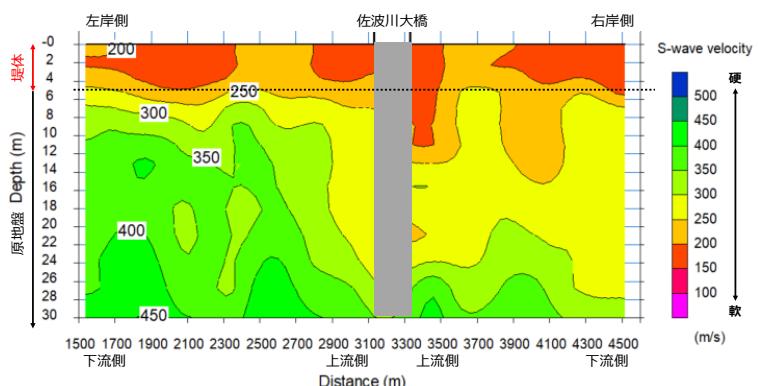


図-10 S波速度構造の推定結果 (1500m~4500m 区間)

一方で、右岸側では盛土層下部についても深度 25m 付近までは 300m/s 程度以下の比較的低速度な層が広がっている。過去の調査結果から、当該区間は旧河道の位置と重なっており、過去に破堤・浸水が発生している。そのため、堤体下部の原地盤についても左岸側と比較して軟弱な性状が広がっていることが推測される。

図-11 に、右岸 2k600 地点(a) (ダークファイバ 4000m 付近) と右岸 6k500 地点(b) (ダークファイバ 7350m 付近) における、ダークファイバによる MAM と既往の MASW 調査結果、および各地点における堤体横断図とボーリング調査結果を示す。右岸 2k600 地点(a)について、ボーリング調査結果を見ると、地表から深度 5m 程度は礫混り砂の盛土層、深度 13m 付近までは沖積の砂質土層と粘性土層、深度 13m 以深に洪積層が分布しており、N 値は深度 13m 付近から高くなっている。また、既往の MASW の結果では、深度 5m 程度までは S 波速度が 150~200m/s と低く、深度 13m 付近までは 250m/s、13m 以深では 300m/s と高くなる。これに対して、ダークファイバを用いた

DAS による S 波速度は、深度 5m 程度までは 200m/s、深度 14m 付近までは 250m/s 程度、14m 以深では 300m/s 以上であり、既往の調査結果と整合することが確認された。

右岸 6k500 地点(b)の結果では、地表から深度 7m 程度までは盛土層、深度 10m 付近まで沖積層、深度 10m 以深は洪積層が分布している。N 値では盛土層と沖積層の境界部である深度 7m 付近から増加が見られる。既往の MASW の結果では、深度 7m 付近までは 150~300m/s、7m 以深では 300~350m/s 程度となっている。DAS による S 波速度は深度 7m 付近までは 300m/s 以下、以深では 300m/s 以上である。既往の MASW に比べて浅層部の速度が若干高いものの、概ね DAS と速度構造の傾向は整合する。

以上のように、ダークファイバを受振器として DAS による常時微動探査を行うことで、堤体に沿った二次元的な S 波速度構造を推定し、地盤の性状を可視化できることが確認された。

4. まとめ

河川堤防に埋設されているダークファイバを用いて DAS による振動計測を行い、既往の地盤調査との比較から、常時微動探査に対する適用性を検証した。その結果、外的ノイズの影響が小さくケーブルの敷設条件が良好な場合には、S 波速度構造を評価することができ、ダークファイバに沿って二次元的に地盤の可視化をできることを確認した。日本を始め、世界各国で通信用の光ファイバが広く敷設されている。これらのダークファイバを活用することで、広範囲の地盤の性状をより経済的に把握できるようになることが期待される。

謝辞

本研究を実施するにあたり、国土交通省中国地方整備局山口河川国道事務所殿に通信用光ファイバをご提供いただいた。ここに深謝の意を表する。

参考文献

- 1) Daley et al.: Field testing of fiber-optic distributed acoustic sensing (DAS) for subsurface seismic monitoring. *Leading Edge* 32, (6), 2013.
- 2) Hubbard et al.: Road Deformation Monitoring and Event Detection Using Asphalt-embedded Distributed Acoustic Sensing (DAS)," *Structural Control Health Monitoring.*, vol. 29., 2022.
- 3) 中村ら : 分布型光ファイバセンサによる河川堤防の観測方法の検討について, 中国地方整備局中国地方技術研究会, 74, (5), 2023.
- 4) Park et al.: Imaging dispersion curves of surface waves on multi-channel record, in *SEG Technical Program Expanded Abstracts* 1998, pp. 1377–1380, Society of Exploration Geophysicists, 1998.
- 5) Asten and Hayashi: Application of the spatial auto-correlation method for shear-wave velocity studies using ambient noise. *Surveys in Geophysics* 39:633–659, 2018.

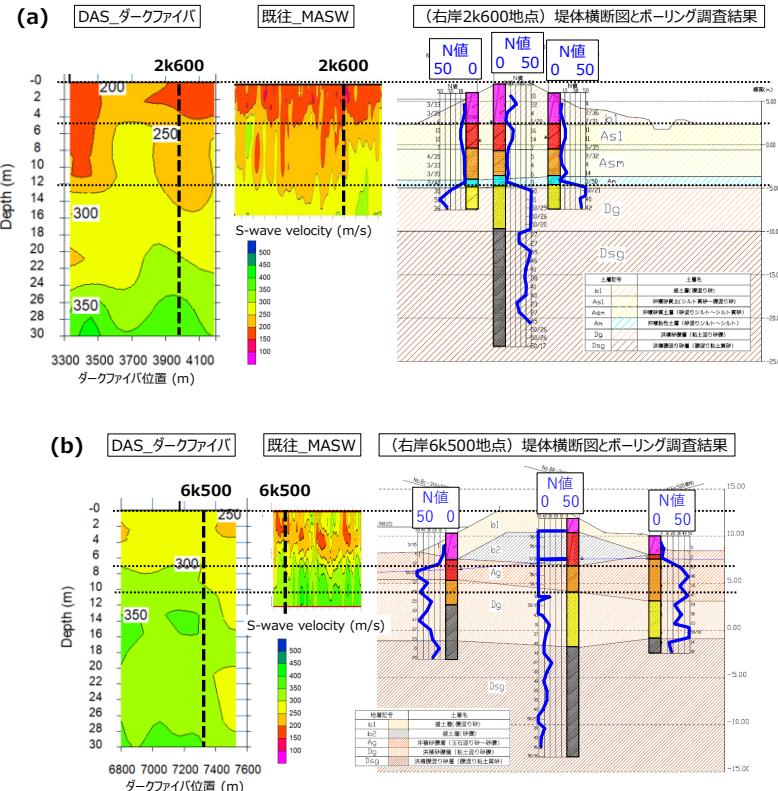


図-11 ダークファイバによる MAM と既往地盤調査結果との比較
(a) 右岸 2k600 地点, (b) 右岸 6k500 地点

河川管理用光ファイバ網を活用した堤防の遠隔ネットワーク監視の適用と評価

堤防監視 光ファイバセンシング DAS 鹿島建設（株）正会員 ○永谷英基 毛利輝 今井道男 川端淳一
山口大学 正会員 森啓年
国土交通省中国地方整備局山口河川国道事務所 光井伸典 熊本勝史

1. はじめに

河川堤防は洪水防御を担い、地域の安全保障と経済活動を支える重要な社会インフラであるが、近年の気候変動に伴う豪雨の頻発により、維持管理と強靭化が喫緊の課題である。しかしながら、長大かつ線状の構造物である河川堤防を連続的にモニタリングする技術は確立されていない。そこで、新たな堤防の維持管理技術として、河川監視カメラなどの通信に用いられている既存の河川管理用光ファイバ網を活用した河川堤防監視技術の実用化を目指している。国土交通省中国地方整備局では1級河川の佐波川（防府市）において、山口河川国道事務所からの遠隔監視を試行している。本論文では、システム概要と計測データ、加えて今後の展開について報告する。

2. 分布型光ファイバセンシング

光ファイバセンサは、小型軽量で長距離の計測と伝送が可能であり、長期耐久性などの特長を有するため、長大な地盤インフラ構造物をモニタリングする手段として期待される。また、広域で複数のインフラを管理する群マネジメントに対し、光ファイバ通信回線を活用したネットワークモニタリングへの利活用も見込まれている¹⁾。

2.1 計測原理

光ファイバセンサのなかでも、“分布型”光ファイバセンサは、光が伝播する際に光ファイバ内で生じる散乱光を利用している。光ファイバ内にパルス状の光を入射すると、そのほとんどは遠端まで到達するが、すべての箇所で散乱光が生じる結果、伝播する光の量が減じる。発生した散乱光の一部は、入射端まで帰還するが、近い位置の散乱光は早く、遠い位置の散乱光は遅く帰還するため、その発生位置を特定できる。また、帰還した散乱光の光量や波長は、その発生位置のひずみや温度、振動の影響を受ける。この散乱光を解析することで、光ファイバ全長に沿った情報を得ることができる（図-1）。

2.2 分布型音響センシング²⁾

長大な線形構造物である河川堤防に対し、とくに分布型音響センシング（Distributed Acoustic Sensing: DAS）は、長距離区間の振動・微小ひずみを高時間分解能で取得できることから、堤防の構造健全性を常時モニタリングする手段として有望視されている。

(1) 河川堤防監視への適用観点でのDASの特長

一般的に数km～数十kmの光ファイバを対象として、1～10m程度の空間サンプリング間隔で連続的にセンシング点を形成できる。これにより、堤防延長に沿って線的に高密度で観測できる点が顕著な特徴である。主として動的ひずみ（動的応力の時間変動）に高い感度を有し、浸透流による空洞形成・微小地盤沈下・波浪・外乱（掘削、車両通行）のような時変現象の検知に適している。また、堤防内部または近傍に布設されている既存の通信用光ファイバが利用可能である場合、追加のセンサ設置を最小限に抑えられる。この点は、他の堤防監視システムに比べて導入障壁が低く、社会実装性が高いと考えられる。

(2) DAS適用にあたっての長所・短所

河川堤防に対して長距離・高密度・リアルタイムの振動センシングを実現する点で非常に有望である。特に、浸透・漏水・空洞化といった変状に伴う微小振動を早期に検知し、異常箇所を高精度に定位できる利点を有する。一方、静的変状に対する検知能力の不足や、ファイバ敷設条件・環境ノイズに強く依存するという課題も無視できない。長所・短所を表-1に整理する。

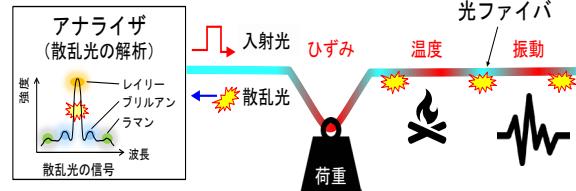


図-1 光ファイバ計測技術

表-1 DASの長所・短所

区分	項目	内容（要点）
長所	①リアルタイム監視性能	kHzオーダーの高サンプリングにより、降雨イベント時の堤防応答を常時モニタリング可能。漏水・浸透の早期把握に有効。
	②低コスト・高保守性	光ファイバ自体がセンサとして機能。点センサ多数設置方式より低コストで、電源不要・電磁ノイズ耐性も高い。
	③異常位置の高精度特定	数m程度の距離分解能により、変状箇所の位置を高精度に推定し、点検・補修を効率化できる。
	④動的応答分析の高度化	車両荷重・振動・浸透流起因微小振動・空洞化の異常波形などを高分解能で捉え、AI/MLによる変状判定に発展可能。
短所	①静的変状の検知困難	DASは動的ひずみの変化にのみ高感度で、沈下や長期変形など静的変状を直接測定することが難しい。
	②土体とのカップリング依存	光ファイバが堤体と密着しない場合、信号が減衰し感度が低下。ルーズチューブ構造では横振動への感度低下も顕著。
	③外乱混入による識別困難	車両・波浪・風・工事・動物など外乱が多数存在し、変状起因の振動との識別が難しい。高度な信号処理が必要。
	④敷設条件によるSNRばらつき	埋設深度・覆土厚・湿润状態・堤体材料によりSNRが変動、区間ごとの感度差が大きく、標準的設置ガイドラインが未整備。
	⑤長距離監視での減衰	数十km超で後方散乱光が減衰し遠方側の感度低下。長大堤防では複数インテロゲータが必要となる可能性。

3. 河川管理用光ファイバ

国土交通省では、平成13年3月に政府において策定した「e-Japan 重点計画」に掲げられている「世界最高水準の高度情報通信ネットワークの形成」を積極的に支援するため、公共施設管理用光ファイバ収容空間等の整備を推進してきた³⁾。国直轄河川に敷設された管理用光ファイバの延長は、17,670km（令和4年度末時点）に及ぶ⁴⁾。一例として、中国地方整備局管轄の光ファイバ整備状況図を図-2に示す。近年、敷設済みの光ファイバケーブルのうち、通信信号を流していない未使用の光ファイバを「ダークファイバ」と称し、その利活用に注目が集まっている。そこで、既存アセットである河川管理用光ファイバについて整理する。

3.1 河川情報通信光ファイバネットワーク⁵⁾

(1) 河川情報

河川区域における光ファイバによる河川情報の通信網を示す。河川情報とは、河川管理を適正に行うための全ての情報を総称するもので、図-3に示すように「一般情報」と「センサ情報」から構成されている。河川管理者自身の行政事務情報や河川管理施設の監視・制御情報の他、関係機関との行政・防災情報の伝達など、今後の河川管理の高度化また流域の活性化に資するものである。

「一般情報」の伝達手段としての利用が多く見られるが、設備の整備にあたっては「センサ情報」としての利用も見込まれている。光ファイバは温度を始めとして歪み、圧力等の物理項目の測定が可能であり、堤体変状等を感知するセンサとして設置した場合、堤体を含む河川管理施設のリアルタイム監視が可能となる。従って、光ファイバをセンサとして河川管理施設に設置し、センサ情報を収集することによって河川の管理機能の高度化を図っていく、としている。

(2) 通信網の階層構成

河川管理用光ファイバの通信網は、基礎データの集配機能により支線、本線、幹線及び基線の四階層から構成されている（図-4）。

(3) 線路形式

線路は、敷設形態により保護材で被覆し堤防等に直接埋設される「直接埋設型光ファイバケーブル」と、収容管路で保護される「収容管路型光ファイバケーブル」がある。一般情報用については、施工性、経済性を勘案して選定する。一方、センサ情報用については、設置箇所が河川区域に多く分布することを考慮するとセンサ用光ファイバケーブルの分岐箇所が非常に多くなり、工期と接続費の点及び維持管理の点から好ましくないことから、一般情報用の支線と同程度に接続する設置形態とし、この位置から光ファイバを分岐し、光ファイバセンサと接続する施工方法を標準としている。

3.2 設置基準⁶⁾

1級河川に敷設される光ファイバは、工作物設置許可基準に基づき、図-5に示すような川裏側などを基本に地表面から深さ0.3m以深に埋設するとしている。高水敷に埋設する場合は、流水の乱れによる洗堀を考慮し、1m以上の深さに埋設している。

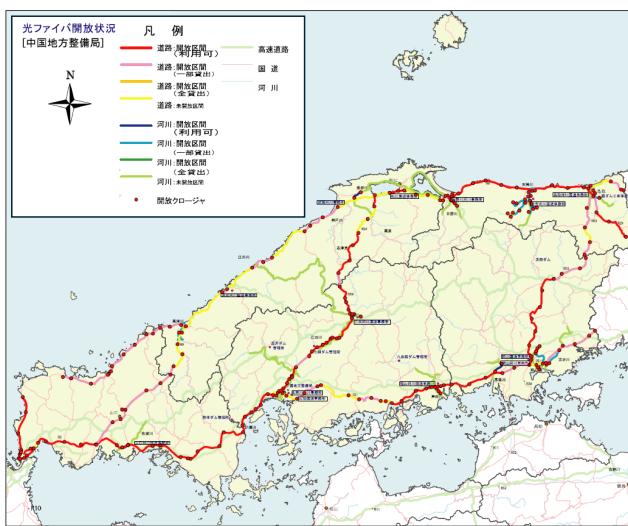


図-2 光ファイバ整備状況（中国地整管内）

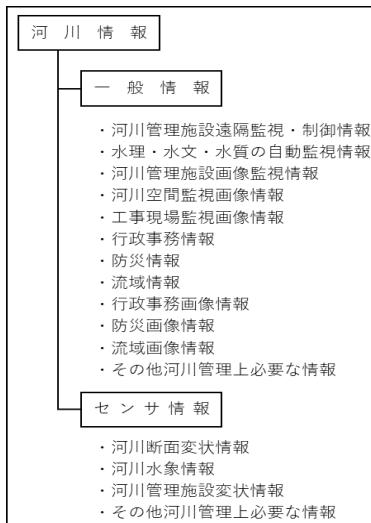


図-3 河川情報

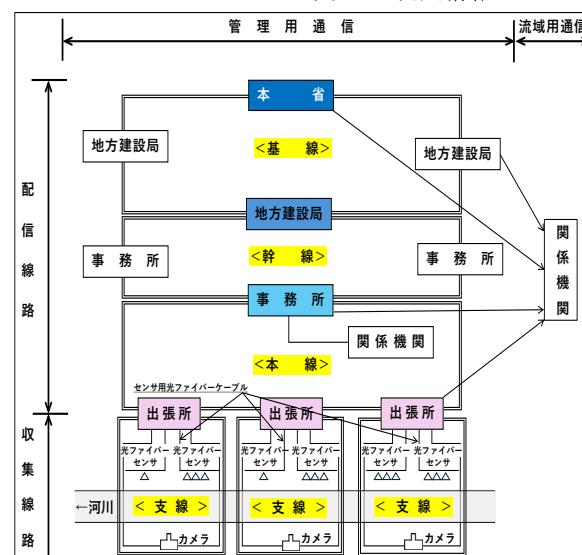


図-4 河川通信網の階層構成

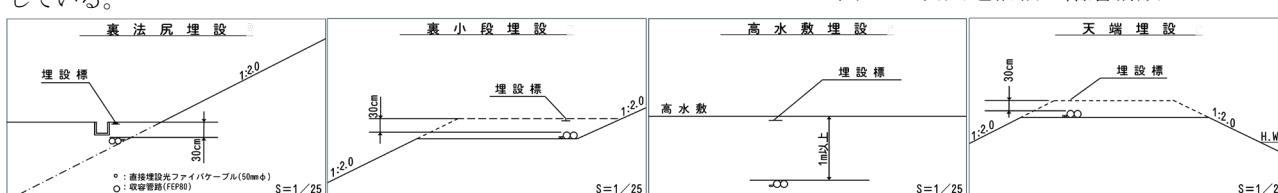


図-5 堤防埋設基準

3.3 佐波川の堤防敷設事例

全線で収容管路型光ファイバケーブルが採用されており、3条のエフレックス管FP80（外径約102mm、内径約80mm）が配置されている。一般情報用として80芯のシングルモードファイバが1本配線されており、河川監視カメラの配置個所では、ハンドホールが設置されてクロージャーから分岐配線されている。図-6に設備状況を示す。2003年に竣工した設備であるが、設備状態は極めて良いことが伺える。

4. 遠隔ネットワーク監視の試行

今回、山口河川国道事務所内の通信室にDAS計測機（インテロゲータ）を配置し、河川管理用光ファイバを用いて上右田地区堤防に対する遠隔監視システムを構築し、堤防監視を試行した。

4.1 遠隔監視システム

インテロゲータは、ニューブレクス社のNBX-4000Aを使用した。通信室で河川管理用光ファイバの空き回線（ダークファイバ）に接続することで、佐波川上流までの全長23kmの振動分布をリアルタイムに可視化している。図-7に敷設ルート、図-8に計測機配置状況を示す。

4.2 計測条件

今回計測にあたっての計測条件は、集録周波数は500Hz、空間分解能は2m、サンプリング間隔は0.2mとした。

4.3 計測品質

河川管理用光ファイバを全長23kmにわたって計測するにあたって、計測品質を確認した結果、図-9に示すように最大で約5.5dBの減衰が確認された。一般的な距離減衰を0.2dB/km程度とすると全長23kmで4.6dBの典型値に対してやや減衰が大きいのみで、本線から支線へと接続個所を経由した計測品質としては非常に良好な状態であった。

4.4 計測データ

全長23kmの時系列データを図-10に示す。全線を一括で表示することができ、振動強度が増加してきた場合に当該個所を拡大して位置特定が可能である。例えば、佐波川大橋を通じて横断している個所は、交通振動が橋梁全般に伝搬しているため、常時振動が発生していることがわかる。

次に上右田地区における平常時と降雨時の計測データの比較を図-11に示す。波形データの大きさは、降雨時の方がやや小さいくらいではあるが、平常時と比べてばらつきがある。そこで、機械の状態や異常を検知する際に広く使われる二乗平均平方根（RMS）で振動のエネルギー量を比較した。その結果、平常時と比べて降雨時の方が、起伏が見られる結果となった。

堤体に大きな変化を与えるほどの降雨強度でもなく、河川水位の上昇も無かつたことからその変化は小さいが、全線を網羅的に把握し、異常個所を検知し、位置特定することが可能である。

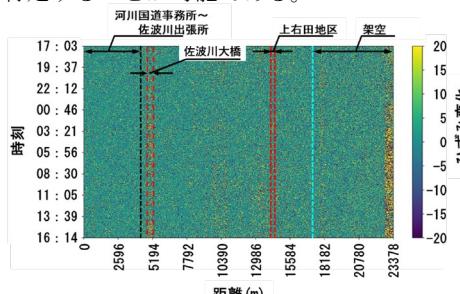


図-10 堤防埋設基準



図-6 佐波川設備状況



図-7 河川管理用光ファイバ敷設ルート



図-8 計測機配置状況

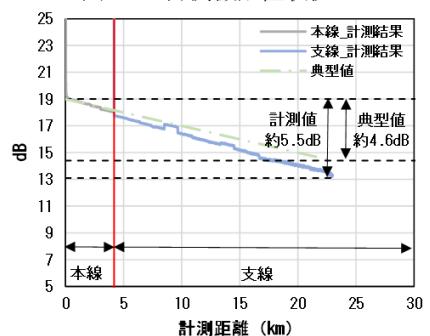


図-9 計測品質測定結果

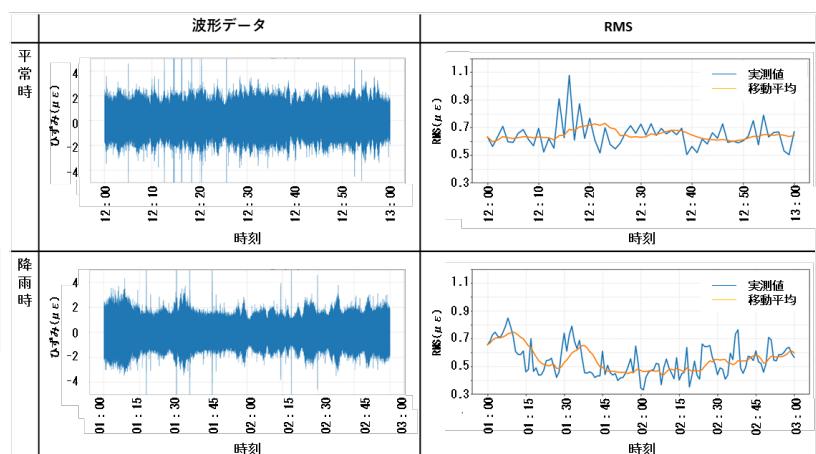


図-11 上右田における平常時と降雨時の比較

5. DASによる越水監視

河川管理用光ファイバを用いた遠隔ネットワーク監視で、堤防の異常をどの程度検知できるかについては、別途実験的に検証を行った。今回、越水時の検知方法について検討を行った。

5.1 大型越水実験

国土交通省国土技術政策総合研究所の落差実験水路（高さ6m、幅5m）で、図-12に示す天端幅3.2m、堤防高さ4m、堤内地盤高1m、裏法面勾配2割の堤防模型を築造した。天端にアスファルト舗装、川裏法肩にブロック、川裏法面にブロックマットによる保護工、川裏法尻にドレンを設置している。この堤防模型に対して、越流水深30cmを計3時間にわたって保持した。実験模型と越水時の状況を図-13に示す。30cm越水させた際の各位置の越水深は、天端:32.5cm、法肩:14cm、法面:5cmであり、各位置の流速は、天端:2m/s、法肩:1.5m/s、法面、法尻:4m/s程度であった。なお、いずれの法面保護工も実験終了時にはほとんど変状が見られず、堤体にも目立った変形は発生しなかった。

5.2 越水検知性能の検証

大型堤防模型の天端アスファルト舗装の下にエフレックス管を埋設して、収容管路型光ファイバケーブルを再現した（図-14）。表-1で前述しているが、収容管路型でのDAS計測の場合、光ファイバが堤体と密着していないことから感度が低下し、越水に対する検知性能も低下する。筆者らは、セミダークファイバ方式と称して、管路内にバルーンを挿入・膨張させて光ファイバを管路内面に押し付けて固定度を上げることで、検知性能の向上に取り組んでいる⁷⁾。本実験においても、同様の仕組みを取り入れ、比較を行った。

5.3 実験結果

収容管路に光ファイバを敷設しただけのCase①、内部でバルーンを膨張させたセミダークファイバのCase②について、模型中央における越水過程の振動波形を図-15に示す。両Caseともに越水開始時よりも越水深30cmに到達した方が反応は大きくなっているが、Case②の感度向上は顕著である。より越水リスクの高い区域などでは、光ファイバを収容管路の一体化を図ることで、越水検知の性能向上が図るなども有効な手段であると考えられる。

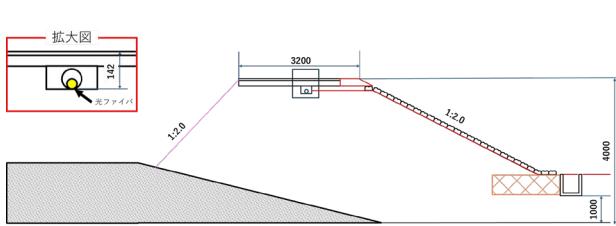


図-12 堤防模型断面



図-13 越水状況



図-14 収容管路

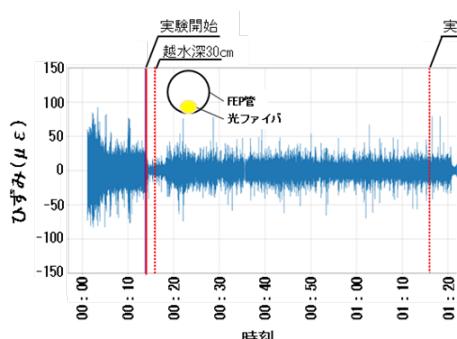
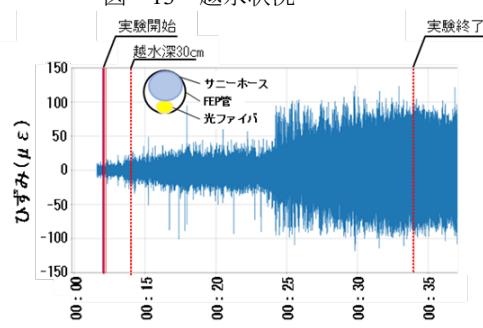


図-15 振動波形（左：Case①収容管路型 右：Case②セミダークファイバ方式）



6. おわりに

国土交通省の河川管理用光ファイバの整備は非常に進んでおり、当初計画時点ではセンサとして使うことも見込まれていることは、特筆すべき先見の明である。この貴重な既存アセットを有効に活用し、分布型光ファイバセンシングの技術的進化に加えて、セミダークファイバのような新しいアイデアも導入することで得られる情報を駆使した堤体挙動のモデル化と状態評価、信号処理・機械学習の高度化、他センサや衛星技術とのハイブリッド監視など、堤防の統合的・高信頼性な次世代の河川管理が可能と考え、引き続き、社会実装を目指していく。

参考文献：1) 川端ら：講座 地盤工学における情報収集・分析・伝達技術開発の最前線 第4章 高速・高精度の分布型光ファイバ計測技術を活用した地盤モニタリング技術について、地盤工学会誌, 68(12), pp.41~48, 2020. 2) 加来ら：河川管理用光ファイバを用いた河川堤防の振動計測の試行、第58回地盤工学研究発表会、12-2-2-03, 2023.7 3) 国土交通省：河川・道路管理用光ファイバの民間事業者等への開放(https://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/region/tk_000048.html) 4) 内閣府：第2回スタートアップ・投資ワーキング・グループ資料3(国の河川・道路管理用光ファイバ収容空間の開放概要について)、2023.12 5) 国土交通省：河川情報通信光ファイバネットワーク整備の考え方(案)について、1997.3 6) 国土交通省：河川管理用光ファイバケーブル設置基準(案)について、1996.10 7) 檜山ら：河川堤防越水時の発生振動を対象としたDAS計測に関する大型模型実験、第60回地盤工学研究発表会、DS-5-09, 2025.7

第13回 河川堤防技術シンポジウム 論文集
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
発行日：2026年1月26日