第9回 河川堤防技術シンポジウム

論文集

2021年12月14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

| <u>1. 2021年8月豪雨による高瀬川決壊箇所における調査報告</u> | 1 |
|--|---|
| 川尻嵕ニ(北見丄大)、石原雅規、上田朻也、西村主石、丸田昻、小山具輝、小笠原明信 | |
| <u>2. 噴砂孔の大きさ・基盤内流れの集中に着目した河川堤防のパイピング進展特性と矢板効果</u> | ō |
| <u>3. 落下流による侵食破壊モデルの実河川堤防への適用と課題</u> 海野瀬綾乃(埼玉大)、田中規夫、五十嵐善哉 | Э |
| <u>4. 堤防の内部構造に基づく地震による破壊形態の再整理</u> 山田翔伍(京都大)、渦岡良介 | 1 |
| <u>5. 堤防脆弱性指標 t*、堤防基礎脆弱性指標 tb*と土質特性を用いた堤防裏すべり発生の検討</u> ···································· | 5 |
| <u>6. 流域流出計算にネストされた5m解像度領域洪水計算における破堤の扱いに関する考察</u> | Э |
| <u>7. 地震による堤体内損傷程度の予測を目的とした被害事例分析</u> | 1 |
| <u>8. L2地震に対する砂・粘土互層軟弱地盤上の河川堤防の二重鋼矢板工法による変形抑止効果</u> | 3 |
| <u>9. 浸透および地震を考慮した堤体盛土の安定化対策の効果検証</u> ·······27 西尾竜文(㈱安藤・間)、足立有史、市坪天士、小林司、渦岡良介 | 7 |
| <u>10. 物理探査技術を活用した基盤漏水に関する河川堤防の健全度評価</u> 佐藤喜一郎(応用地質㈱)、新清晃、小西千里、花岡俊久 | 1 |
| 11. 深層学習モデルを用いた出水時における河川堤防内水位の予測精度向上に関する考察 | 5 |
| <u>12. スパースモデリングによる河川堤防のり面内の土中水分動態を表す回帰モデル作成に関する考察</u> | Э |
| <u>13. 光ファイバ分布型振動センサを用いた河川堤防の決壊・河岸侵食の検知</u> | 3 |
| <u>14. 第27巻河川技術論文集・河川シンポ堤防分野に見る今後の研究方向性</u> 45 諏訪義雄(土研) | 5 |
| <u>15. 立地・土質構成が異なる2 流域の堤体における降雨浸透挙動の現地観測</u> | Э |
| <u>16. 積雪寒冷環境における実大試験堤防に対する降雨浸透流解析</u> | 3 |
| <u>17. 複層を有する堤防周辺地盤の非定常浸透解析</u> | 7 |
| 18. 河川堤防と基礎地盤の透水係数による堤防漏水のメカニズムの区別 | 1 |
| Wenyue ZHANG(東京工大)、高橋章浩 | |
| <u>19. 基盤排水工による浸透破壊抑制効果の解析的検討</u> | ō |
| 20. トランスパレントソイルを用いた堤防の浸透破壊に関する可視化 ···································· | Э |
| <u>21. 本支川合流部における基礎地盤浸透の安全性照査についての留意点</u> 今勝章(国総研)、笹岡信吾、福島雅紀 | 1 |
| 22. 開削時現場調査と室内試験による狩野川堤防の評価 | 5 |
| <u>23. 扇状地河川における河岸侵食プロセスに関する研究</u> | Э |
| <u>24. 数値解析による渓岸・渓床侵食と土石流の発達機構の研究</u> | 3 |
| <u>25.SPH-DEMを用いた津波による防波堤崩壊解析及び河川堤防の侵食解析への発展</u> 辻勲平(九州大)、浅井光輝、笠間清伸 | 7 |
| 26. 越水による河川堤防の決壊に対する鋼矢板補強構造の抵抗機構に関する実験的研究・・・・・・・・・・・・・・・・85 持田祐輔(日本製鉄㈱)、山崎弘芳、妙中真治、藤澤和謙、髙橋章浩 | Э |

2021 年 8 月豪雨による高瀬川決壊箇所における調査報告

| 堤防決壊 | 越水なき破堤 | 災害調査 | 北見工業大学 | 正会員 | 〇川尻峻三 | | |
|------|--------|------|-----------|------|-------|-----|-----|
| | | | 土木研究所 | 正会員 | 石原雅規, | 上田和 | 巾也 |
| | | | | 正会員 | 西村圭右, | 丸田 | 亮 |
| | | | 北見工業大学大学院 | 学生会員 | 小山真輝, | 小笠原 | 原明信 |
| | | | | | | | |

1. はじめに

2021 年 8 月 8 日~11 日にかけて台風 9 号から変わった低気 圧によって青森県では大雨となった¹⁾. これによって増水した 高瀬川では青森県管理区間において堤防決壊が発生した. 被 災箇所周辺で残存した堤体の痕跡水位から越流の発生は確認 できなかった.また,川表側の河道および河岸の植生等の状 態から決壊口以外での流速は低く侵食による決壊の可能性が 低いと判断できるため,当該箇所では浸透により決壊したも のと推測された.

本文では、この決壊箇所において実施した現地踏査,UAV による空撮、堤体・堤内地盤の断面観察、各種サウンディン グから得られた被災箇所周辺での残存堤体およびその周辺地 盤の地盤工学的な特徴について報告する.

2. 調査箇所の概要と出水時の河川水位

図-1 は決壊箇所とその近傍での水位および雨量の観測地点 を示している.堤防決壊は,青森県東南部を流下する高瀬川 左岸で発生した.決壊地点は高瀬川と小原川湖との合流点か ら 2km 程度上流の地点である.図-2 は決壊箇所付近における 治水地形分類図を示している.決壊箇所周辺では右岸の下流 側に旧河道が存在していたとされているが,決壊箇所の周辺 では明瞭な旧河道は確認できない.また,決壊した堤防は引 堤が行われている区間にある.

図-3 は図-1 中に示した決壊箇所近傍における大浦観測所に おける雨量と上野観測所における河川水位の時間変化を示し ている. なお、図中の河川水位については、地理院地図(国 土地理院)から抽出した上野観測所付近の河川横断方向の標 高を併せて示している. 台風9号から変わった低気圧による降 雨は8/8 の深夜から降り始め、8/11 までの降り止み後までの累

積雨量は161mmに達した. なお,降り始 めからの24時間累積雨量は58mmであり 過去41番目,最大時間雨量の12mm/hは 過去54番目の大きさである.河川水位は 8/9から上昇し始めて,8/1013:00には 4.88mに達している.なお,これまでに 観測された既往最大水位は1998年の 4.93mである.一方で,図からわかるよ うに上野観測所においては水位よりも堤 防天端の標高が高く,越水は発生してい ない.

3. 残存堤防周辺の地盤状況

図-4 は決壊時の現地の状況を示している.決壊が生じた時間は明確にされてい

Site investigation for levee breach of Takase river due to August 2021 Heavy Rain



図-1 堤防決壊箇所および周辺の水位および雨量観測地点







KAWAJIRI Shunzo, OGASAWARA Akinobu, KOYAMA Masaki (Kitami Institute of Tech.) ISHIHARA Masaki, UEDA Kazuya, NISHIMURA, Keisuke, MARUtA, Ryo (Public Works Research Institute)



図-4 堤防決壊時の現地の状況(青森県提供)



図-6 UAV から取得した決壊箇所付近のオルソ画像

ないが,図-4は10日14時16分に撮影されている.この時 点での堤内地の湛水状況からして決壊直後とは考えづら い.この図-4における決壊区間前後の残存堤防の天端の様 子を見ると,天端舗装,植生の状況からしても越水は生じ ていないことが推測される.



図-5 決壊箇所周辺の痕跡水位





図-5 は川表法面での痕跡水位調査の状況を示している.川表側の法面では,泥の付着では判然としないところもあったため,植生の傾倒,草木等の漂流物の堆積・付着に着目し,その最大の高さを調べた.図-4 に示すように川表では, 天端から 0.6m 下がりが最も高かった.川裏では天端から 0.95m 下がりに痕跡水位が確認できた.

図-6 は UAV によって撮影した空撮画像から作成した決壊箇所付近のオルソ画像を示している. 図中には後述する断 面観察および試料採取を行った地点を併せて示している. 決壊口は約 50m であり、決壊口から約 120m の範囲の堤内地 盤では落堀が形成され,耕作地が侵食されている. 特に決壊口から約 50m の範囲では落堀が深く形成されている. これ は決壊初期段階において決壊箇所の直下流にある取り付け道路の存在によって,氾濫流の流向が規制されることで流れ が集中したためと予想される. なお,決壊口から約 200m 離れた堤内地盤には氾濫流によって運搬された土砂が堆積し ていた.

図-7 は決壊ロ下流において残存した堤体断面の状況を、図-8 は採取した土試料の粒度分布を示している. 断面観察した箇所は表法面中腹部である. スラントとスタッフで行った簡易測量から得た断面観察付近の堤体形状は、天端幅 3m、表法面の高さは 2.5m、法勾配 27 度であり、裏法面の高さは 3.1m、法勾配 29 度程度であった. 本調査で観察できた範囲では、堤体表層から深さ 10~15cm 程度の範囲は根茎の侵入が著しい黒色土であった. その下部は厚さ 20~30cm 程度の赤褐色なシルト質土で構成されていた. このシルト質土の層には直径 50~100mm 程度の土塊が混入しているが、これらの土塊はハンマーによって容易に粉砕できた. このシルト質土層の下層となる堤体内部は均質な砂質土で構成されていた. 観測した断面の周辺には崩土が堆積していたため、この砂質土層の厚さは不明である.

4. 堤内地基礎地盤面の観察

深い落堀の境界には、1m強の崖ができていたため、このような崖の一部で基礎地盤の観察を行った.観察した箇所は、 足場が確保できなかったことから堤防間際は避け、できるだけ崖の高低差が大きい図-6の断面観察・試料採取②の場所 を選定した.ちなみに、仮復旧の工事の影響がある堤防間際を除き、深い落堀の底面は比較的平坦で、粘性土層が露頭 している状態であった.この粘性土層の上部の堤内地盤が決壊に伴う氾濫流で流失したために深い落堀の形成されたこ とを考えると、この粘性土層は相対的には侵食抵抗が高いと推定され、仮に堤防直下にも同様の粘性土層が分布してい るのであれば、粘性土層以下の土層が決壊原因となったことは考えづらい.

観察した崖は元から急勾配であったため、表面に付着した土を除去しつつ、軽く表面を均す程度の整形を行った結果が図-9の状態である.

地表面近くには 0.05m 程度と 0.2m 程度の厚さの 2 層の有機質土層が確認できた. 元の地盤面(0.2m 程度の厚さ有機 質土層の上面)に山砂のような土を客土したことが推測される. 上部の薄い有機質土層の上面には, 洪水(決壊)によ って運ばれた土砂が堆積している。

0.2m 程度の厚さ有機質土層の下位は、砂礫層(赤褐色),砂層(青灰色),粘性土層(青灰色)が複雑に入り混じる 状態であった.水平方向に脈状に窪んだ部分があるのは、越流水によって選択的に侵食を受けた痕跡であり、残ってい る部分の色調から砂礫層があったことが推測される.砂層と粘性土層内にはラミナ構造が見られた.落堀に点在する土 塊の一部には、この砂層・粘性土層と同様の土質でラミナ構造が確認できるものが含まれていた.砂層・粘性土層は還 元されている状態であるのに対し、砂礫層は酸化している状態であることから、透気係数・透水係数に違いがあるもの



図-9 堤内地基礎地盤の観察面



図-10 堤内地基礎地盤から採取した土の粒度

なお,植物の根は,粗砂層辺りまで確認された.

と考えられる.また,落堀周辺で確認された礫や石はこ の砂礫層由来であると考えられる.このような土層の複 雑性は,法尻に沿って実施したサウンディング調査でも 確認されている.

砂礫層,砂層,粘性土層が混在する部分の下位には, 比較的連続性の高い砂層(粗砂層)が確認された.さら に下位にはより連続性の高い砂層(細砂層)が分布して いた.粗砂層は粗砂が主体で僅かに礫分も含まれており, 細砂層に比べると透水係数が大きいことが推測される. 細砂層との境界付近の粗砂層から水がにじみ出ていた。 図-8の粗砂層と細砂層の境界に複数の凹みがあるのは, このような水によって侵食された結果である.粗砂層は, 上位にあった砂礫層と同様に,透気係数・透水係数が高 そうであるが、還元色を呈していることからして,粗砂 層までは定常的に地下水位が存在するものと考えられる.

観察面からは No.1~No.4 の試料を採取し, 粒度試験を実施した.採取位置は,図-9 に円で示した.粒度試験の結果を図-10 に示す.No.1 の砂礫層は,砂層・粘性土層(No.1)と同程度の細粒分を含んでいたが,採取位置によってばらつきが大きいと思われる.粒度からクレーガーの方法で透水係数を推定すると,1.3×10⁻⁶m/s(No.1 砂礫層),2.7×10⁻⁷m/s(No.2 砂層・粘性土層),7.6×10⁻⁵m/s(No.3 粗砂層),1.6×10⁻⁶m/s(No.4 細砂層)となる.粗砂層のような高い透水性を有する土層が基盤漏水の原因となり決壊したことが被災メカニズムの1 つとして考えられる.観察面では,砂礫層も連続性が悪く,推定した透水係数は高くはなかった.また,透水係数の高い粗砂層は観察範囲では連続していたものの,薄いところでは 10cm 程度の厚さしかなく,観察範囲外でも連続しているとは限らない.また連続していたとしても薄いために,決壊を生じさせるほどの水を供給できたとは考えづらい.

基礎地盤が複雑であることと決壊箇所以外で変状が確認できないことを併せて考えると、決壊箇所の堤体支持地盤で 局所的に、透水性の高い粗砂層が厚く連続的に分布していた可能性や、細粒分をあまり含まない砂礫層が分布していた 可能性を考える必要がある.より堤防に近い箇所でも同様の観察を行い、透水性の高い土層の堤外側から堤内側への連 続性の有無や砂礫層の性状の変化を把握することで、決壊メカニズムの解明に近づくことが可能と考えられる.

5. まとめ

本調査から得られた知見を以下にまとめる.

- 決壊箇所周辺の残存堤防において越水の発生を推定できるような植生の倒伏は確認できなかった.このため、決壊 箇所において越水が発生した可能性は低い.また、同様に残存堤防における表法面や法尻での侵食などの変状・崩 壊は確認できず、堤防の側方浸食が発生した可能性も低いと考えられる.
- 表法面中での限定された領域での堤体断面の観察の結果、表層は黒色の根茎が卓越した土であり、その下部は赤褐 色なシルト質土であった.さらにその下層の堤体内部は均質な砂質土で形成されていた.
- ・ 堤内地盤の開削調査の結果から、落堀底面の粘性土直上には連続して細砂層が分布していた.この細砂層の上には、 比較的連続性の高い粗砂層(小礫を含む)が分布しており、さらに粗砂層の上には砂礫層が水平方向に脈状に分布 (連続性は良くない)していた.
- 上記のことから決壊箇所の堤体支持地盤では、局所的に連続して厚く分布する透水性の高い粗砂層や砂礫層へ河川 水が浸透して支持地盤のパイピングを伴う決壊が発生した可能性がある。

謝辞

本調査の実施にあたり,青森県県土整備部河川砂防課および上北地域県民局地域整備部のご担当者から多くのご協力 を頂いた.また,調査の企画や結果の解釈では,名城大学 小高猛司 教授,愛媛大学 岡村未対 教授,名古屋工業大学 前田健一 教授,山口大学 森啓年 准教授からご助言頂いた.末筆ながら記して深甚なる謝意を表します.

参考文献

¹⁾ 青森地方気象台:青森県災害時気象資料 台風第9号から変わった低気圧による大雨(令和3年8月9日~10日), 2021.

噴砂孔の大きさ・基盤内流れの集中に着目した河川堤防のパイピング進展特性と矢板効果

パイピング 噴砂 局所化

名古屋工業大学 学生会員 〇伊神友裕 正会員 前田健一 名古屋工業大学 学生会員 一瀬 守 学生会員 澤村直毅

1. はじめに

近年,パイピングの危険性の高い水理一地盤条件の特定 が進められてきた¹⁾. 今後は,抽出された弱点箇所に対す る早急な強化工法を実施していく必要がある.

堤防の浸透破壊を防ぐ強化工法の1つに矢板の設置が 挙げられるが,現状その効果については不明な点も多く, 今後解明していくことが求められている.

そこで、本研究では簡易模型パイピング実験と実河川を 対象に浸透流解析を実施した.浸透流解析では、矢板や噴 砂孔を設置することで、矢板設置時や噴砂発生時の基礎地 盤中の流れ特性がパイピングの進展に及ぼす影響を検討 した.また、その結果をもとに、パイピング孔が堤外側に 向けて進展する地盤力学的・水理学的条件の整理を試みた.

2. 矢板の効果に関する模型実験

2.1. 実験概要

図-1に実験模型概要図,表-1に実験ケース一覧を示す. 基礎地盤は水中落下法で堆積させ、上層珪砂7号、下層珪砂2号とし、相対密度は70%にした.各材料の透水係数は珪砂7号 k_u =1.40×10⁴m/s, 珪砂2号k=1.80×10²m/sであり、粒度分布は図-2に示す.また、堤外の左端から50mmを下層(透水層)の露出部、裏法尻から200mm堤内側で行き止まり境界とした.これらを設置することで、パイピングが発生しやすい条件としている.実堤防においても、2012年の福岡県矢部川をはじめ、パイピングで被災した地点では、これらの存在が確認されている²³³.

実験中のパイピング進展に伴う基礎地盤平面上の変状 を可視化するため、堤体には既往研究⁴⁾を参考に上部にお もりを載荷したアクリル板を用いた.また、アクリル板と 基礎地盤の境界部に不陸が形成されるのを防ぐため、水溶 アガーで作成した極薄い透明なゼリー層を設置した.堤体 敷幅は 300 mm とし、おもりは法面勾配 1:2 の粘性土堤と 同程度となるように調整した.

矢板にはアクリル板を使用した. 矢板に大きな止水効果 を期待するには,貫入深度が透水層厚の90% 必要との試 算⁵⁾があるため,90mmの基礎地盤に対し85.5mm挿入し た.実験では図-3のように水位を段階的に上昇させ(*i*は 外水位を堤体敷幅で除した平均動水勾配),パイピング進 展状況と堤内側の圧力水頭,漏水流量を計測した.実験で 使用した間隙水圧計は直径7mmと小さく,パイピングの 進展に影響を与えなかった.本実験ではパイピング孔が堤 外側まで繋がり,水位が維持できなくなった時点をパイピ ング孔の貫通とし,実験終了とした.





図-1 実験模型概要図

表-1 実験ケース一覧

| | | | | 基礎均 | 也盤条件 | |
|-------|-------|--------|--------|-----|-------|-----|
| case名 | 矢板の有無 | 水圧計の有無 | 國構進 | 層厚 | 下層の露出 | |
| | | | /皆1時1旦 | 上層 | 下層 | の有無 |
| case1 | × | × | | | | |
| case2 | 0 | × | 按网 | 45 | 45 | 0 |
| case3 | × | 0 | 後層 | 45 | 45 | 0 |
| case4 | 0 | 0 | | | | |



図-2 実験に用いた試料の粒度分布



図-3 実験時の堤外における水位の経時変化

本実験では矢板なし矢板ありのそれぞれに対し,間隙水 圧計ありなしの条件で合計4ケース実施した.

T. Ikami, K. Maeda, M. Ichinose and N. sawamura (Nagoya Institute of Technology)

2.2. 実験結果

既往の研究¹⁾から,基礎地盤が複層・露出あり・行き止 まりありの条件では,裏法尻から離れた堤内地で噴砂が発 生し,その後噴砂が裏法尻まで移動し,堤体下のパイピン グ孔が堤外に向けて進展することで,最終的にパイピング 孔の貫通に至ることが分かっている.また,その過程にお いて変状部分周辺でゆるみ領域が拡大する.このプロセス に着目し,①噴砂の発生,②堤内地での噴砂の裏法尻方向 (堤体方向)への移動,③堤体下の堤内から堤外へのパイ

ピング孔の進展と貫通,の3段階に分けて考察する.

2.2.1. 噴砂の発生

表-2に case1 から case4の実験結果の概要,図-4に case3 (矢板なし), case4(矢板あり)の噴砂発生時間と実験開 始後 30 分から 70 分における裏法尻及び行き止まりにお ける間隙水圧の経時変化を示す.なお,堤内地で噴砂が発 生すると間隙水圧が瞬時に消散し比較が困難になるため, 間隙水圧の値は噴砂発生前で比較を行う.

表-2 と図-4 より, 噴砂の発生時間は, 矢板の有無によ る違いは確認されなかった. この理由について, case3 (矢 板なし), case4 (矢板あり) における裏法尻と行き止まり の間隙水圧の経時変化 (図-4参照) をみると, 計測された 水圧の値に大きな差は確認されなかった. そのため, 噴砂 がほぼ同じ時刻で発生したと考えられる.

また, 矢板を設置しても堤内側への圧力伝播を抑制でき なかった理由について, 既往の研究より噴砂に影響を及ぼ す基礎地盤の深度方向における影響範囲は堤体敷幅の約 0.4 倍以浅との試算 のがあり, 地表面から 120 mm 矢板を 貫入させる必要があったが, 本実験ではその深さまで矢板 を設置していないため, 噴砂発生を抑制できなかった可能 性も考えられる. 今後は矢板の根入れ長の影響について, 定量的に検討する必要があると考える.

2.2.2. 堤内地での噴砂の裏法尻方向(堤体方向)への移 動

図-5に case1 (矢板なし), case2 (矢板あり) における 噴砂が裏法尻に到達した時間と漏水流量の経時変化を示 す.図より,噴砂が裏法尻に到達する時間は,矢板を設置 することで約45分間遅延できていることが分かる.この 理由について図-5の漏水流量の値をみると, case2 (矢板 あり)では case1 (矢板なし)と比較して,漏水流量が1/2 程度に抑制されていることがわかる.漏水流量が多い場合 には基礎地盤における浸透流速も大きくなることで,基礎 地盤の流動化が進みやすく,また基礎地盤から流出する土 粒子の流出速度が速くなり危険側となるが,矢板によりそ の作用を抑制していたと考える.

なお、case1(矢板なし)では、100分から110分までは 外水位 80 mm で一定であるが漏水量が増えており堤体下 での損傷の進行がうかがえる.また、既往の研究⁷より、 高水位が長時間継続すると、矢板を施工した場合に基礎地 盤への浸透が長期化し、水位上昇から遅れてパイピングが 発生する危険性が示されているため、今後は高水位が長時 間継続する場合の矢板の効果についても、模型実験や浸透 流解析を通じて検討していく必要がある.

表-2 実験結果一覧

| case名 | 噴砂発生時間(min) | 裏法尻に噴砂が 到達した時間 (min) | パイピング孔 貫通時間(min) |
|-------|-------------|----------------------------|---------------------|
| casel | 66.2 | 77.2 | 123.3 |
| case2 | 66.5 | 123.5 | 137.6 |
| case3 | 65.5 | 89.5 | 109.8 |
| case4 | 65.5 | 111.5 | 129.6 |



図-4 間隙水圧の経時変化の比較(case3, case4)



図-5 漏水流量の経時変化の比較(case1, case2)



図-6 堤体下のパイピング進展変状の比較 (上図: case1 (矢板なし),下図: case2 (矢板あり))



図-7 解析モデル概要図と透水係数(島根県江の川右岸 15.2KP 地点)

2.2.3. 堤体下におけるパイピング孔の進展と貫通

図-6 に堤体下でパイピング孔が進展する時の堤体下基礎地盤を真上から観察した様子(図-1参照)を示す.

まず, casel (矢板なし)では水位 60 mm で裏法尻中央 に噴砂が到達後, 堤体下でパイピング孔の進展が始まり, 堤外からの浸透流により土粒子が堤内に運搬され, 基礎地 盤において変状範囲を広げながら, 堤外側へパイピングが 進展する様子が確認できた.一方, case2 (矢板あり)では 堤体下におけるパイピング孔の進展開始時の水位が 100 mm であり, casel (矢板なし)より 40 mm 高く, また水 位 100 mm における変状も casel (矢板なし)と比べて小 さいことから, 堤体下においても矢板によるパイピング進 展の抑制効果が確認できる.

3. 実堤防を対象にした矢板の効果等に関する浸透流解析

前章の模型実験の結果より,堤外側に矢板を設置した場合,堤内側に伝播する圧力の抑制効果は小さいものの,漏 水流量が大きく減少し,基礎地盤の土粒子の流出を抑制す ることで,パイピング孔の貫通を大幅に遅延させる効果が あることが分かった.このことから,矢板の効果について は浸透流の流速でも評価していく必要性が示された.

そこで、本章では、実堤防における矢板設置の効果等に ついて浸透流解析により流速に着目し検討を行った.実河 川としては、宮崎県を流れる北川の左岸 13.1KP 地点と島 根県を流れる江の川の右岸 15.2KP 地点を取り上げた.

3.1. 宮崎県北川における検討

北川の左岸 13.1KP 地点においては,平成 28 年~30 年 の出水時の被災に伴い,順次矢板が施工されている[¬].本 地点における矢板の効果について,基礎地盤内の浸透流速 に着目し浸透流解析を実施した既往の研究[¬]から,以下の 知見が得られている.

- 矢板を設置することで、堤内地における浸透流速の 最大値を約 25%小さくなる.
- 矢板設置により、浸透流速が最大値を取るのが大きく遅延する(北川では1.5時間程度遅延している).

これらは,前章の模型実験においても同様の傾向を示しており,整合が取れている.



図-8 江の川の噴砂設置箇所の詳細



図-9 噴砂孔の大きさと漏水流量の経時変化



3.2. 島根県江の川における検討

江の川の右岸 15.2KP 地点においては、平成 30 年の西日 本豪雨や昨年 7 月の令和 2 年 7 月豪雨の際に堤内地にお いて大規模な噴砂が繰り返し発生している.また、紙面の 関係で割愛するが、基礎地盤に透水性の良い礫質土が広く 分布していることから(図-7参照)、矢板を設置しても流 速の抑制効果が発揮できていないことが分かっている.

本地点では、令和2年7月豪雨の際には様々な大きさの 噴砂孔が確認された.そこで、今回は堤内側に大きさの異 なる噴砂孔を1つずつ設置し、噴砂孔の大きさがパイピン グの進展に及ぼす影響について検討を行った.

3.2.1. 浸透流解析の概要

図-7 に本解析に用いた解析モデルの概要図と設定した 各材料の透水係数を示す.いずれの材料も飽和体積含水率 は 0.4 に設定した.堤内側には裏法尻から 90m 離れた堤 内地の奥行方向中央部分の Uc (粘性土)と Us2 (砂質土) のメッシュを削除することで,噴砂孔を模擬した低地を設 置した(図-8参照).噴砂孔は深さを一定とし,縦横の大 きさを 0.25m, 0.50m, 1.00m, 2.00m, 5.00m と 5 通り変え て解析を実施した.

境界条件は,堤外側は初めに初期外水位 8.42m を一様に 作用させ,堤内側は噴砂孔内及び噴砂孔以外の地表面は浸 出面境界に設定した.この初期条件で定常解析を行い,基 礎地盤下層を飽和状態にした.その後,得られた定常解を 初期値とし,堤外側の水位を変化させ非定常解析を行った.

3.2.2. 解析結果と考察

今回は, 噴砂孔底面における漏水流量を噴砂孔底面の面 積で除すことで求まる, 浸透流速を用いて比較を行う.

図-9 に堤外側に入力した外水位波形と浸透流の流速の 経時変化を示す.外水位は、令和2年7月14日から7月 15 日にかけて発生した出水時において、同地点に最も近 い谷住郷観測所で記録された水位を参考に設定した.また、 **図-9** の縦軸は今回検討に用いる浸透流速 v を被覆土であ る Uc(粘性土)の透水係数 ku (ku=1.00×10⁻⁷ m/s) で除して 無次元化した流速を示している.

まずグラフの波形に着目すると、外水位は11時間経過 後に最大値を取っているものの、噴砂孔底面での流速は 17時間経過後に最大値を取っている.この時間の遅れは、 河川水が堤外から堤内に向けて浸透するのに要する時間 であると考えられ、このような遅れは前章の模型実験や宮 崎県北川における解析でも同様に確認されている.

また,噴砂孔底面における流速の値を比較すると,噴砂 孔の大きさが0.25m,0.50m,1.00mの時はグラフが重なっ ており,違いがほぼみられないが,それ以降は2.00m, 5.00mと噴砂孔を大きくしていくほど,流速が小さくなっ ている様子が確認できる.噴砂孔が大きくなると,噴砂孔 の断面積も大きくなり,断面で働く摩擦力も大きくなるこ とで,流速が小さくなるものと考えられる.

また,図-10にはすべてのケースで流速が最大値を取る 17時間経過後の噴砂孔の大きさと流速の関係を示している.なお,横軸は対数表示とした.この図より,流速が最 大値を取るのは噴砂孔の大きさが 0.50m の時であり,噴砂 孔が 0.50m の場合には v/ku=588.5 であるのに対し, 噴砂 孔が 5.00m の場合は v/ku=456.7 であり, 噴砂孔が大きく なると流速が 20% 程度低下することも確認できた.

4. まとめ

本研究の検討から,以下の知見が得られた.

- 午板を設置することで、噴砂の発生は止めることは できないものの、漏水流量が低減されることで土粒 子の流出が減るため、噴砂が裏法尻に到達する時間 や堤外側までパイピング孔が貫通する時間を遅延さ せる効果があることが分かった.また、北川の洪水 時の再現解析においても、同様の効果を確認できた.
- 2) 江の川の洪水時の再現解析から、堤内地で発生する 噴砂孔が大きい場合には、噴砂孔底面における浸透 流速が小さくなることが分かった.このことから、 大きな噴砂が発生した場合、その噴砂孔からの土粒 子の流出が抑制され、パイピングが進展しにくい可 能性が示唆された.

今回は噴砂孔の大きさ及び位置を固定して簡易的に浸 透流解析を実施したが、実際には噴砂孔が裏法尻に向けて 移動し、それに伴い堤内地の基礎地盤の変状範囲が拡大す る様子が確認されている、今後は、これらの課題を踏まえ、 堤防規模、矢板の根入れ長や水位条件がパイピング進展と 破堤に及ぼす影響を限界流速などの新たな指標を用いな がら総合的に検討し、矢板の破堤抑制効果について定量的 に評価していく必要があると考えている.

謝辞

本研究の成果は,国土交通省・河川砂防技術研究開発制 度平成29年度国総研からの委託研究,科学技術研究費(研 究課題19H00786)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

- 西村ら: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.
- 2) 石原ら:北川における漏水の変遷と地形及び堤防構造等の関係,河川技術論文集25巻,pp.517-522,2019.
- 斎藤ら: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,第22巻,pp.251-256,2016.
- 4)露口ら:堤防直下のパイピング進展メカニズムに関する 実験と考察,第55回地盤工学研究発表会,pp.21-7-4-07, 2020.
- 5)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.71, 2012.
- 6) 西村ら:河川堤防のパイピング危険度の力学的簡易点検 フローと漏水対策型水防工法の効果発揮条件,河川技術 論文集 24 巻, pp.613-618, 2018.
- 7) 牧ら:裏法尻の間隙水圧伝播と漏水挙動からみた河川堤防における川表遮水工法の効果,土木学会河川技術論文集27巻,pp.217-222,2021.

越水 落下流 侵食

1. はじめに

堤防天端からの越水による被害が頻発している現在に おいて,越水しても決壊しにくい「粘り強い河川堤防」の 整備が重要である¹⁾.越水による侵食が進行すると,次第 に法面から流れが剥離し落下流となり,堤内側を叩きつけ る侵食が発生することが知られている.これまでに堤防天 端からの落下流による川裏側の侵食現象は Stein ら²⁾や Zhu³などによりモデル化が検討されており,実務におい ては,これらの現象を考慮した対策工の開発,特に天端や 法尻の構造を工夫して洗掘を抑制することが提案されて いる⁴⁾.著者らは前報⁵にて圧密された砂質土を用いて越 流侵食実験を実施し,天端からの落下流による侵食破壊現 象をモデル化してその再現性を確認した.本研究はその続 報として,構築したモデルを実河川へ適用し考察を行う.

2. 侵食破壊モデル

2.1 流れの計算と侵食

越流水は法肩から飛び出して落下流となり,堤内側へ着地する.水平投射と自由落下の式から,落下流脈は式(1)で表せる.また,着地点の流速 U_0 [m/s]は式(2)となる.

$$x'^{2} = \frac{2U_{b}^{2}}{g}y'$$
 (1)

$$U_{0} = \sqrt{U_{b}^{2} + 2g\left(H_{b} + \frac{d_{b}}{2} - h_{p}\right)}$$
(2)

ここに、x'は裏法肩(落下流発生位置)を基準とした水平 方向距離[m]、y'は同様に鉛直方向距離[m]、 U_b は法肩にお ける越流水の流速[m/s]、gは重力加速度[m/s²]、 H_b は堤防 高さ[m]、 d_b は法肩における水深[m]、 h_p は堤内側の初期湛 水深[m]である.

洗掘の速度E_{sv}は吉川ら^のが提案している式とした.

$$E_{sv} = \frac{\alpha \times R_{WC}^{2.5} \times \rho_w \times u^2}{\sqrt{\rho_s \times c}}$$
(3)

ここに、 α は水温から決まる係数、 R_{WC} は水含有率、 ρ_w は 水の密度[kg/m³]、uは水の流速[m/s]、 ρ_s は土粒子密度 [kg/m³]、cは粘着力[N/m²]である.

落下流はおっぽり内の湛水部に着水し,強制的な渦が形 成されるが,湛水部が深くなると渦中心から離れた最大洗 掘深位置での流速は減衰すると考えられる.そこで,湛水 内にランキン渦が発生していると仮定し,洗掘深が強制渦

Application of nappe flow erosion model to actual river embankment and future issues to be included 埼玉大学大学院理工学研究科 学生会員 〇海野瀬綾乃 埼玉大学大学院理工学研究科 正会員 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

直径 $2r_f$ に到達するまでは U_0 が維持され,超過した場合は 式(4)で減衰するとした.ランキン渦の半径rは(最大洗掘 深H+堤内側の初期湛水深 h_p)と仮定した.

$$u = \frac{k}{r}$$

$$k = U_0 \times r_f \tag{4}$$

ここに, *r*はランキン渦の半径[m], *r*_fはランキン渦がもつ 強制渦の半径[m]である.

2.2 ブロック崩壊

侵食が堤体下部へもぐり込み,進行すると上部のブロックは回転しながら崩壊する.よってブロック崩壊は E 点まわりのモーメントのつり合いで判定する.

3. 実河川堤防への適用と課題

3.1 対象地点

令和元年東日本台風で越水破堤した,都幾川埼玉県管理 右岸 1.4k 地点 ⁷⁾の断面を対象とする.著者らはこの断面 を底面せん断力による越流侵食解析モデル(以下,せん断 カモデル)を用いて解析したが,せん断力モデルでは侵食 を過小評価している可能性がある⁸⁾.そこで,落下流モデ ルを当断面に適用し,その再現性について考察する.

3.2 解析条件

初期堤防形状,土質条件,越流水深は前検討⁸と同様と した.当該出水時は夜間であったため,落下流が発生した か,その時間帯などは不明であるが,法面に沿った侵食が ある程度進行してから流れが堤防から離れたと考え,本解 析では越流開始から2時間はせん断力モデルで天端から 堤内側全体が侵食され,2時間を過ぎたら落下流モデルに よる侵食がされると仮定した.

落下流発生位置は,表法肩より下流側にある全グリッド で判定を行った.式(5)を満たした場合に流れが法面から 離れ,落下流が発生していると判定した.

$$\sqrt{\frac{2U_b^2}{g}\Delta y} > dx \tag{5}$$

ここに, *dx*はグリッドサイズ[m], Δyは判定位置のグリッドとその1グリッド下流側の高さの差[m]である. 落下流 発生位置より上流側は, せん断力モデルによる侵食で計算 を行った.

3.3 結果と考察,課題

せん断力モデル, せん断力+落下流モデル(以下, 落下 流モデル)それぞれを適用した結果を図-1に示す. 天端か

Ayano KAINOSE, Norio TANAKA and Yoshiya IGARASHI Saitama University, Graduate School of Science & Engineering



ら裏法面の形状に大きな差異はみられないが, 落下流モデ ルを適用したケースでは堤内側基盤層のおっぽりが形成 された. 被災時の写真⁷からも同様のおっぽりが確認でき ることから, 落下流モデルの導入によって実現象の再現性 が高まったといえる. 当該地点では浸透破壊, パイピング 現象は発生していない⁷が, 基盤層が砂である場合, 洗掘 が砂層に到達することでパイピング現象に影響する可能 性もある. 現在の落下流モデルではこれらの影響を考慮し ていないが, 将来的なモデルの発展という面からも, 堤内 側おっぽりの再現は有用であるといえる.

当該地点は堤防全体が流失した箇所である⁷が,落下流 モデルを適用したケースでも堤体が残存しており,堤体流 失に大きな影響を与えるブロック破壊は一度も発生しな かった.これはおっぽりの発達(堤体への食い込み)が十 分に再現できていないためと考えられる.現在の落下流モ デルでは,実験で得た洗掘長と最大洗掘深の比を用いて簡 易的に三角形の洗掘が発生するとしており,再現性を高め るには,おっぽり内の流れを考慮した形状変化を表現する ことや,土質の差異を反映することが必要である.洗掘長 や土の強度などの設定は実験式(圧密された砂質土を用い た実験⁵⁾)に頼る部分が大きいため,実河川堤防の材料で ある粘着性土壌の知見を取り入れる必要がある.

加えて、現在は裏法肩から発生する大きな落下流 Aerated Nappe とそれによるブロック破壊のみを考慮して いるが、実際はその前の段階で Non-Aerated Nappe (小さ な多段階の落下流やガリー侵食が該当する)やそれに伴う 侵食、小さなブロック破壊が発生している⁹⁾. これらの現 象のモデル化も今後の課題といえる.

4. おわりに

本研究によって得られた結論を示す.

(1) 落下流モデルを実河川堤防に適用すると、天端から 裏法面の形状に大きな差異はみられないが、堤内側基盤層 におっぽりが形成される.被災時にも同様のおっぽりが確 認できたことから、落下流モデルの導入によって実現象の 再現性が高まったといえる.しかし、落下流による堤体の ブロック破壊は発生せず、堤体流失は再現できなかった.
(2) ブロック破壊が生じなかった要因として、堤体内側 へのおっぽりの発達が十分に再現されなかったことが考 えられ、おっぽり内の流れを考慮した洗掘形状変化の表現 や、粘着性土壌の知見を取り入れることが必要である.
(3) さらなるモデルの発展のためには、Aerated Nappe の みならず Non-aerated Nappe のモデル化が課題となる.具 体的には、多段階の落下流やガリーの発生、それに伴う小 さなブロック破壊現象の考慮などが挙げられる.

参考文献

- 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, https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/gijutsu_ken toukai/dai03kai/pdf/houkokusyo.pdf.
- Stein O. R., Julien P. Y., Alonso C. V.: Mechanics of jet scour downstream of a headcut, Journal of Hydraulic Research, Vol.31, No.6, 1993.
- Zhu Y. H.: Breach growth in clay-dikes, Dissertation for the Doctoral Degree, Delft University of Technology, ISBN: 978-90-9020964-7, 2006.
- 4) 服部敦,森啓年,笹岡信吾:越水による決壊までの時間を少しでも引き延ばす河川堤防天端・のり尻の構造上の工夫に関する検討,国土技術政策総合研究 所資料第911号,2016.
- 5) 海野瀬綾乃,田中規夫,五十嵐善哉,小野瀬涼太, 黄旭:堤防からの落下流特性に着目した実験と侵食 破壊モデルによる堤防天端強化の有効性評価,土木 学会論文集 B1(水工学)Vol.77, No.2, 2021.(印刷中)
- 吉川泰弘,阿部孝章,黒田保孝,佐々木寿史:流水の直接作用による粘性土の浸食量式に関する基礎的研究,土砂災害に関するシンポジウム論文集8巻, pp.169-174,2016.
- 埼玉県河川砂防課:令和元年台風 19 号洪水による堤防決壊調査報告書 一級河川荒川水系都幾川,2020, https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/gijutsu_ken toukai/dai03kai/pdf/houkokusyo.pdf.
- 8) 海野瀬綾乃,田中規夫,小倉睦,五十嵐善哉:堤防 越水を伴う洪水時における堤内地側事前湛水が堤防 の侵食プロセスに与える影響,土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.76, No.2, I_571-I_576, 2020.
- Sean J. B.: An experimental study of headcut growth and development in upland concentrated flows, United States Department of Agriculture National Sedimentation Laboratory Research Report No.13, 1999.

浸透破壊 河川堤防 地震

1. はじめに

近年の大規模地震で、河川堤防や道路などの土構造物も 大きな被害を受けた。その被害の復旧に使用されている地 震対応の手引き案¹)において、図-1 に示すように河川堤防 の被災形態は、観察などによる目に見える損傷を基準に分 類されている。また、図-2 のように被災メカニズムに着目 した分類方法²)もある。しかしながら、堤防の土質分布は 千差万別であり、それに起因する破壊形態も異なっている ため、被災した堤体の浸透性能を評価する上では堤防の土 質分布などの堤体の内部構造と堤体の破壊形態をあわせて 検討する必要がある。

本研究では1993年釧路沖地震、北海道南西沖地震、2011 年東北地方太平洋沖地震、2016年熊本地震の4つの地震に ついて、被災した河川堤防の開削調査の結果と実際の被災 状況をもとに、堤防内部の土質分布に着目したうえで、堤 体の内部構造と堤体の破壊形態の関連性を再整理した。被 災した堤体の浸透性能を評価するための資料とする。

2. 被害調査

地震によって大きな被害を受けた調査箇所のうち、開削 調査を実施した北海道東部 6 か所、南部 3 か所、熊本県 7 か所、東北地方 22 か所それぞれの土質分布、築堤履歴と被 害状況に着目した。

2.1.1993 年釧路沖地震

1993 年 1 月 15 日 20 時 6 分頃釧路沖を震源とするマグニ チュード 7.8 の地震が発生し、津波の発生はなかったが、 北海道東部に人的災害・建造物被害が集中した。開削調査 ^{3),4)}は釧路川水系、十勝川水系を中心に 6 か所で実施され た。

図-3 は十勝川統内地区での開削調査結果 ^{3).4)}を示したも のである。堤内側の天端肩から堤外側にかけて被災が激し く、陥没及び多数のクラックが発生しているのに対して、 堤内側ではクラックが数か所見られた。これは旧堤体下の 基礎の砂礫土部が閉封飽和域となり、液状化が発生したこ とで堤外側が沈下したことで起きたと考えられる。ここで は閉封飽和域は粘性土基礎上に飽和した砂質土塊が存在し ている状態と定義する。基礎に泥炭層があり、そこが築堤 時と比べ、大きく沈下していたことも要因である。

2.2. 1993 年北海道南西沖地震

1993 年 7 月 12 日午後 10 時 17 分に北海道南西沖の日本 海においてマグニチュード 7.8 の津波を伴う地震が発生 し、北海道南部において人的・物的に甚大な被害をもたら した。開削調査⁵⁰は後尻別川水系 3 か所にて実施された。 図-4、5 に兜野地先⁵⁰の調査結果を示す。被害としては、天 端の沈下、噴砂、クラックが見られる。基礎の砂質土層が 液状化したことで、堤体が沈下し、クラックやはらみだ

Rearrangement of seismic failure modes based on the internal structure of embankment

| 京都大学大学院 | 学生会員 | ○山田翔伍 |
|-----------|------|-------|
| 京都大学防災研究所 | 正会員 | 渦岡良介 |



図-1 堤防の被災形態分類 1)



図-2 堤防の被災形態分類²⁾

Shogo Yamada (Kyoto University) Ryosuke Uzuoka (Kyoto University) し、陥没などの被害が発生した。堤体の土質につ いては、堤外側のシルト〜中砂で構成される1期築 堤とそれを覆うように玉石を混入する礫混じりシ ルト質砂〜砂質シルトからなる2次築堤で構成され ており、堤体部に液状化した痕跡は見られなかっ た。

2.3. 2011 年東北地方太平洋沖地震

2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分頃三陸沖にてマグニ チュード 9.0 の津波を伴う地震が発生し、人的・建 築物被害が宮城県、岩手県及び福島県に集中し た。開削調査²⁾は阿武隅川水系、鳴瀬川水系、北上 川水系にて、計 22 か所にて実施した。

図-6に示す阿武隈川右岸枝野地区²⁾では、粘性土 で築堤された川表側の旧堤防を覆う形で新堤が川 裏側へ砂質土によって築堤された。基礎地盤は粘 性土であり、堤体の一部が沈下により地下水位以 下となっている。閉封飽和域の液状化により、天 端及び裏のり面に複数の縦断クラックが生じ、天 端の沈下及び川裏側のはらみ出しにより被災後の 堤防はほぼ水平になった。

図-7の北上川下流橋浦地区²では、堤体下部に砂 質土、その上部に粘性土材料が主体となってお り、礫質土により川裏側に嵩上げ・拡幅したと考 えられる。基礎地盤は粘性土の上部に砂層が厚く 堆積し堆積している。平常時の堤内地盤高に地下 水位が形成されている。基礎地盤砂層及び飽和し た堤体下部の砂層の一部が液状化したために、天 端及び川表のり面に縦断クラックが生じており、 天端の沈下及び川表側へのはらみ出しが発生した と考えられる。

2.4. 2016 年熊本地震

2016年4月14日21時26分に緑川と白川の両水 系に挟まれた地域を震源とするマグニチュード6.5 の地震)、16日1時25分にマグニチュード7.3の地 震が発生した。開削調査のは緑川・白川水系の7か 所にて実施された。

図-8に緑川小岩瀬の土質分布。を示す。築堤履歴 は1回のみであり、砂質土を主体とする。堤体内は 局所的に礫が密集した部分がある。川裏側表層基 礎地盤には中間土のAcs層が堆積しており、以深は 粘性土である Ac1 層が堆積している。堤体下部が 閉封飽和域となり、液状化したことで天端中央に 川表側が落ち込む段差を伴う縦断クラック、川裏 法肩に天端が落ち込む段差を伴う縦断クラックが 発生、堤防天端の沈下、そして両法肩に、はらみ 出しが発生した。

3. 分類

対象とした4つの地震の開削調査結果と被害状況 から、土質分布をもとに液状化が関係する形態に ついて独自に 10 タイプに分類した。結果を図-9 に 示す。

A-1:粘性土堤体+閉封飽和域













図-8 緑川小岩瀬土質分布⁶

粘性土地盤と粘性土堤体の間に薄く砂質土が堆積しているタイプであり、その砂質土部が液状化することで沈下が発 生する。閉封飽和域の液状化で全体的に沈下することによるクラック、はらみだしがおこる。特に天端で沈下量が大き くなる傾向にある。

A-2:粘性土堤体+砂質土基礎

砂質土基礎地盤上に粘性土堤体が築堤したタイプであり、基礎地盤全体が沈下するため、A-1 と比較してクラックが 全体的に分散する傾向にある。



図-9 土質分布による分類と破壊形態の特徴

Rearrangement of seismic failure modes based on the internal structure of embankment

Shogo Yamada (Kyoto University) Ryosuke Uzuoka (Kyoto University)

A-3:粘性土堤体+一部砂質土基礎

粘性土堤体が一部砂質土基礎地盤上に築堤されたタイプであり、砂質土部が地震によって液状化を起こすことで、大きなクラックを伴いながら砂質土側に堤体が傾く傾向にある。

B-1:砂質土堤体+閉封飽和城

粘性土地盤上に砂質土堤防を築堤し、堤体下部が沈下したことで発生するケースが多く、地震時は、沈下した堤体下 部が閉封飽和域となり、液状化を起こすことでクラックやはらみだしが発生する。

B-2:砂質土堤体+砂質土基礎

砂質土地盤上に砂質土堤防を築堤するケースや、砂質土で自然堤防が形成されているケースがこのタイプに該当する。 地震時は、堤体と基礎地盤が液状化を起こすことでクラックやはらみだしが発生する

B-3:砂質土堤体+一部砂質土基礎

今回の調査でこのタイプに当てはまるケースがなかったため、推測となるが、砂質土堤体が一部砂質土基礎地盤上に 築堤されたタイプであり、砂質土部基礎が堤体下部の一部とともに地震によって液状化を起こすことで、クラックやは らみだしを伴いながら砂質土側に堤体が傾く傾向にあると考えられる。

C-1:砂質土旧堤+粘性土新堤+粘性土基礎

粘性土地盤に砂質土堤防を築堤したのち、粘性土で増築したことを想定したタイプであり、砂質土堤防の一部が地下 水位より下まで沈下することで閉封飽和域となり、地震により液状化することで旧堤防側に沈下する傾向にある。クラ ックについては新堤体側に多く発生する傾向にある。旧堤体が川裏、川表側にかかわらず、内部構造の似通ったケース では同じような被害が発生していた。

C-2:砂質土旧堤+粘性土新堤+砂質土基礎

砂質土地盤に砂質土堤防を築堤したのち、粘性土で増築したタイプであり、地震により基礎地盤と旧堤体の一部が液 状化することで旧堤防側に沈下する傾向にある。C-1 と比べ、新堤防側でも基礎地盤の沈下が発生するため、クラック、 はらみだしは粘性土新堤側でも発生しやすい傾向にある。C-1 と同様に旧堤体が川裏、川表側にかかわらず、内部構造 の似通ったケースでは同じような被害が発生していた。

D-1:粘性土旧堤+砂質土新新堤+粘性土基礎

粘性土地盤に粘性土堤防を築堤したのち、砂質土で増築したことを想定したタイプであり、砂質土堤防の一部が地下 水位より下まで沈下することで閉封飽和域となり、地震により液状化することで旧堤に覆いかぶさっている新堤防側で クラックやはらみだしが発生する。旧堤側については被害が少ない傾向にある。旧堤が川裏、川表側にかかわらず同じ ような傾向を示した。

D-2:粘性土旧堤+砂質土新新堤+砂質土基礎

砂質土地盤に粘性土堤防を築堤したのち、砂質土で増築したタイプであり、地震により基礎地盤と新堤体の一部が液 状化することで全体的に沈下する傾向にある。D-1 と比べ、旧堤防側の基礎地盤も沈下が発生するため、クラックやは らみだしが粘性土旧堤側でも発生しやすい。D-1 と同様に旧堤が川裏、川表側にかかわらず、内部構造の似通ったケー スでは同じような被害が発生していた。

4. まとめ

本研究では、開削調査と被災状況から堤防の内部構造に基づく地震による破壊形態の分類を実施した。以下のことが 言える。

堤体の土質分布は地震による破壊形態に多大な影響を及ぼしている。具体的に、C、Dタイプは片側に偏った変状形態 であるのに対し、A-1、A-2、B-1、B-2 は左右対称に変状する傾向にある。今後、外見による堤防の損傷と堤体の内部構 造の関係を整理し、地震で変状した堤防の浸透性能について検討する。

謝辞

わかりやすく調査結果をまとめていただきました熊本高等専門学校の脇中康太先生、応用地質株式会社の藤井紀之様、 豊橋技術科学大学の松田達也先生をはじめとした土木学会地盤工学委員会堤防研究小委員会「地震後の性能評価 WG」 の委員の皆様、そして丁寧な被害調査をしていただいた方々に心より御礼申し上げます。

参考文献

1)国土交通省東北地方整備局:震後対応の手引き(案),2008,2)国土交通省東北地方整備局:北上川等堤防復旧技術 検討会報告書,2011,3)北海道開発局帯広開発建設部:平成5年釧路沖地震十勝川築堤災害復旧記録誌,1994,4)北海道 開発局釧路開発建設部:平成5年釧路沖地震堤防災害復旧工事誌,1994,5)北海道開発局函館開発建設部:平成5年北海 道南西沖地震河川災害の記録,1996,6)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

堤防脆弱性指標 *t**,堤防基盤脆弱性指標 *t*^b* と土質特性を用いた 堤防裏すべり発生の検討

堤防脆弱性指標 t*,堤防基盤脆弱性指標 tb*,すべり破壊,土質特性

キタック 正会員 佐藤 豊 中央大学 フェロー 福岡捷二

1. はじめに

洪水のリスクマネジメントには、堤防弱点箇所の抽出 方法の確立が喫緊の課題である.堤防の浸透に対する弱 点箇所の抽出においては、堤防決壊に至る箇所の抽出が 重要であるが、堤防の浸透に対する安全性評価は 1~2 km ごとのボーリング調査にもとづき、浸透流解析、円弧 すべり安定解析により、パイピング判定、すべり安全率 を求めており、決壊まで至るかの判断はしにくい.また、 この解析手法では堤体、基礎地盤の土質定数を同時に用 いて解析を行うため、何が原因であるかを特定しにくい ことが課題である.

これに対して、力学的に導かれた相似則として成立す る堤防脆弱性指標 t*,堤防基盤脆弱性指標 tb* は,これ らの値に応じ破壊現象を捉える. さらに、 $t_{b}^{*} \sim t^{*}$ の関 係図を作成することで、どちらの原因が大きいかを判断 することが可能である1). 筆者らの研究1)では、基盤漏水 において, 扇状地の漏水形態は漏水のみの発生が多いこ とが確認されており、堤防破壊に至る噴砂、すべりの発 生は氾濫原で多いことがわかっている. 福岡が示す力学 的相似則のある堤防脆弱性指標 t* は、主に堤体浸透にお ける裏のり尻付近の水の集中,泥濘化を示す指標で,裏 のり側にドレーン効果のある砂礫地盤は対象としていな い.本研究では、堤防決壊に影響を及ぼす堤防裏のりす べり破壊の発生について、氾濫原に堆積する土砂を対象 に,堤防脆弱性指標 t*,堤防基盤脆弱性指標 tb*を用いて 堤防裏法先の土質特性との関係を検討した. さらに,堤 防模型実験と現地堤防の進行破壊の相似性について確認

し、堤防模型実験の持つ意義に言及している.

2. 堤防裏すべりの事例と t*, t_b* の関係

ここでは,既往研究¹⁾で整理した $tb^* \sim t^*$ の関係図に すべり発生した子吉川や千曲川の百々川地区,五十嵐川 堤防の堤防脆弱性指標 t^* ,堤防基盤脆弱性指標 tb^* を求 めてプロットした(図-1).

(1) 梯川の事例

既往研究²⁾から、古府地区の漏水は堤体が不透水層材料 からなり、基礎地盤に透水性の高い砂礫層が分布するこ とから、堤防変状は基盤漏水によるところが大きい、噴 砂、すべり破壊が発生した 8.4 km と噴砂が発生したが天 端亀裂程度であった 8.6 km の地質断面図の比較から、す べりが発生した 8.4 km の裏のり尻付近の表層土質の粘性 土 (Acl-1) 層厚 Dc が薄く、噴砂発生の砂層 (Asl-1) 層



図-2 梯川古府地区 8.4 km の地質断面図(噴砂, すべり)



図-1 堤防基盤脆弱性指標 tb* と堤防脆弱性指標 t* の関係



図-3 梯川古府地区 8.6 km の地質断面図 (噴砂, 天端亀裂)

厚 Ds が厚く,表層土質の層厚に影響することがわかっている.

(2) 子吉川の事例

子吉川では, 裏のり尻付近の噴砂発生とともにすべり 破壊が発生している. すべり破壊が発生した地質断面図, 崩壊部分の裏のり尻付近のスケッチ図を図-4,図-5に示 す. 子吉川の堤体土質は、主に砂質土 (Bs1,Bs2) で透水 係数10-5 m/s を示す. 図-5 のスケッチ図から、シルト層 (Ac1) を斜めに分断するように砂質土 (As1) が貫入して いる部分があり、砂質土 (As1) を含む崩壊もあったこと が示唆されている3).また、噴砂が発生したがすべり破壊 が発生していない箇所の粘性土層は、発生箇所に対して 0.5 ~ 1 m 程度厚く, 地盤高も高いことが確認されてい る.この基礎地盤状況を踏まえて健全箇所の表層粘性土 層厚 Dc を 0.5 m 加えて堤防基盤脆弱性指標 tb* を求め, 図-1 の梯川堤防の値と比較すると、tb* = 5.5 以上ですべ りが発生することがわかる.また、子吉川堤防は図-4の 地質断面図から堤体土質が砂質土であり、図-1 で梯川よ りも上部にプロットされることから、堤体浸透の影響も 受けた漏水と考えられる.



(3) 千曲川の百々川地区の事例 HWL336.35 TP 335m 砂健Bg2 Dc 粘性±Ac 砂健Bg1 砂酸Bg1 砂酸Bg2 TP 330m 砂健Bg1 砂酸Bg1 砂酸Bg2 ひ ち 砂酸Bg1 砂酸Bg2 ひ ち ひ ち ひ ち ひ ち ひ ち ち て P 335m

図-6 百々川地区の堤防スケッチ断面図

千曲川の百々川地区では,噴砂を伴う裏のり尻付近の すべり破壊が発生しており,図-6 に示すように堤防開削 調査が行われている.堤体直下に水平方向に砂礫層 (Bg1)が分布している,築堤当初の不陸調整等の地盤を 敷き均したと思われる土質である.すべりが発生した裏 のり面側の築堤土は砂質土であるが,堤体土質は粘性土 が主体である.この複合地盤の透水係数 1.7×10⁻⁷ m/s で 求めた堤防脆弱性指標 t* は 0.001 と小さく漏水の範囲 であるが,堤体直下に分布する特殊層の砂礫の透水係数 を代表値として求めた堤防脆弱性指標は,t* = 0.32 とす べり発生の範囲にある.また,基礎地盤にも透水性の高 い砂礫(Ag)が分布し,堤防基盤脆弱性指標 tb* = 7.8 と 5.5 以上ですべり発生の範囲にある.これらのことから, 百々川地区のすべり発生は堤体直下の特殊層および基盤 砂礫の浸透による影響と考えられる.

3. 模型実験による堤防破壊特性の検討

福岡・小高らは堤体浸透の力学的相似則を示す堤防脆 弱性指標 t* を用いて現地堤防と模型実験で発生した堤体 漏水,裏法すべり,堤防決壊の被災形態が同一の値で発 生することを示している⁴.ここでは,堤防基盤脆弱性指 標 tb* を用いて模型実験と現地堤防の基盤浸透流につい ての力学的相似則を検討するとともに,模型実験結果と 現地堤防について,堤体浸透および基盤浸透のすべり破 壊形態の相似性を確認する.

模型実験に関する文献を表-1 に整理した.小型半断面 は全断面に比して特別な条件のため,除外して全断面の データを整理することとした(表-2).

上野ら⁵⁾, 笹岡ら⁶⁾の堤防模型実験では, 様々な土質構 成の条件で堤防破壊の過程を捉えた研究が行われている. ケース2,5,9 は, 基礎地盤が複層地盤でそれぞれの層で透 水性が異なる場合に短時間ですべり, 決壊に至るパター ンで梯川, 子吉川の基礎地盤形状に類似する. 同ケース は, 模型実験の断面観察結果から透水層の所々で噴砂が 発生し, ある時点で上層の砂層が広範囲の土砂移動が発 生し, すべり破壊が発生し, その後加速的に土砂移動が 起こり, 決壊に至ることが確認されている.

ケース1,8 は、不透水層の堤体、表層土質の下に砂層が 分布する単層構造のパターンで漏水のみがみられる.

ケース3 は、堤体土質が砂質土で堤体浸透のパターンで、堤防破壊はのり尻の泥濘化が起こり、次にのり尻か

表-1 浸透に対する堤防模型実験一覧

| 番号 | 論 文 名 | 著 者 | 実験区分 | 概要 | データ 整理 |
|----|---|--|---|--|-----------|
| 1 | 漏水・噴砂の動態に着 目した:河川堤防のバイ ピングの進行性に及ぼ す地盤条件と水位条件 | 櫛山, 前田, 齋藤, 李, 泉 | 簡易 パイピング 実験, 小型模型 実験 (堤防全断面) | 基礎地盤の特性によって漏水、噴砂の動態が異 なる。基盤が単一層、層厚比が大きい場合には バイビングに達する前に間隙水圧上昇による堤 体の支持力不足による変状が発生する。層厚比 が大きい場合、漏水量に少なく、噴砂が発生す る動水勾配は大きい、噴砂の発生はのり尻付近 に集中する. | |
| 2 | 堤防全断面縮小模型を 用いた透水性基礎地盤 上の河川堤防の進行 性破壊に関する実験 | 上笹諏, 野岡, 森, 倉下川 | 小型模型 実験 (堤防全断面) | 難透水性堤体では、基礎地盤が単層より複層の 方がのり尻部の全水頭が上昇しやすい、堤体の 泥濘化と崩壊を繰り返す進行性破壊が生じた、 難透水性堤体では水みちやバイビング発生が早 い. | |
| 3 | 模型実験にもとづいた 河川堤防のパイピング 発達に係る土質条件の 分析 | 上笹 森, 中福 諏訪 | 小型模型 実験 (堤防全断面) | 基礎地盤の上層に対して下層の透水性が高い 場合にはバイビングが発達しやすい、堤体土質 が変形してくいほどバイビング発生時の水みち の進行速度が速い. | 0 |
| 4 | 大型模型実験に基づく 河川堤防におけるパイ ピング発達過程の考察 | 笹上 査 一 上 森 , 村 島 訪 | 大型模型 実験 (堤防全断面) | 基礎地盤の上層に対して下層の透水性が高い 場合には、川裏法尻部において、堤体土が間隙 水圧で持ち上がりや上層の噴砂発生し、砂粒子 の移動、水力が発達することを確認した。実験 後の堤防開削調査を実施し、表のり面の陥没や 堤体の沈下を確認した。 | 0 |

表-2 既往模型実験結果の土質構成と破壊パターン

| | | 1 | | 1 | | NR als | 1 | 1 | - 1 - | | | | |
|---------------|-----|-----------------|-----|-------|-----------------|---------|-------|------------|-------|--------------------|--------|----------------|--|
| 実験 | ケース | 堤防区分 | 層区分 | 呼び名 | D ₅₀ | 透水係数 | 層厚(m) | 破壊 | 破 | _表 プロセス。 | ≥発生時間 | I _n | |
| 形態 | | | | | (mm) | k(m/s) | | バターン | 漏水 | 噴砂 | すべり | 決壊 | |
| | | 堤体 | 堤体 | 混合土 | 0.28 | 4.1E-09 | 0.8 | 漏水 のみ | | | | | |
| | 1 | 其7株+h-f92 | 上層 | 珪砂6号 | 0.3 | 2.9E-04 | 0.2 | | 源水のみ | 開始後 | | | |
| | | 金融石皿 | 下層 | | | | | | | | | | |
| | | 堤体 | 堤体 | 混合土 | 0.28 | 4.1E-09 | 0.8 | Arr at BB | | 45分 | | 131分 | |
| | 2 | 11.785 Hh A92 | 上層 | 珪砂6号 | 0.3 | 2.9E-04 | 0.1 | 短時間で決壊 | | 暗わり | | 下層 | |
| | | 金融地面 | 下層 | 珪砂3号 | 1.20 | 3.3E-03 | 0.1 | | | 50.05 | | 流出 | |
| | | 堤体 | 堤体 | 珪砂6号 | 0.3 | 2.9E-04 | 0.8 | | 48分 | | | | |
| | 3 | 11 TAK LIG AD | 上層 | 珪砂6号 | 0.3 | 2.9E-04 | 0.1 | 堤体砂 流動 | | | | | |
| 小型 | | 基定电量 | 下層 | 珪砂3号 | 1.20 | 3.3E-03 | 0.1 | 1010100 | | | | | |
| 全断面 | | 堤体 | 堤体 | ローム | 0.018 | 2.0E-08 | 0.8 | 時間を | | 117分 | | | |
| | 4 | 11 TAK LIG AD | 上層 | 珪砂6号 | 0.3 | 1.9E-04 | 0.05 | かけて | | パイピン | | | |
| | | 基定电量 | 下層 | 珪砂3号 | 1.10 | 9.1E-04 | 0.15 | 変状 | | グ発達 | | | |
| | | 堤体 | 堤体 | ローム | 0.018 | 2.0E-08 | 0.8 | | | 23分 | 81分 | 134分 | |
| | 5 | 5 ± 200 + 10.02 | 上層 | 珪砂6号 | 0.3 | 1.9E-04 | 0.05 | 短時間 で決壊 | | パイピン | 法面 | 天端 | |
| | | 基键地量 | 下層 | 珪砂1号 | 1.10 | 2.8E-03 | 0.15 | | | グ発達 | 亀裂 | 沈下 | |
| | | 堤体 | 堤体 | 混合土 | 0.28 | 4.1E-09 | 0.8 | 巨碟 | | | | | |
| | 6 | 11 IA 44 49 | 上層 | 珪砂1号 | 1.10 | 2.8E-03 | 0.05 | 漏水 | 開始後 | | | | |
| | | 基键地量 | 下層 | 砕石C40 | 13.8 | 8.2E-03 | 0.15 | のみ | | | | | |
| | | 堤体 | 堤体 | ローム | 0.018 | | 2.6 | 時間を | 45分 | 121分 | 1149分 | 1449分 | |
| | 7 | 11 IA 44 49 | 上層 | 珪砂6号 | 0.33 | | 0.3 | かけて | | | (309分) | (609分) | |
| | | 基键地量 | 下層 | 珪砂3号 | 1.09 | | 0.3 | 変状 | | | 濁り水 | 陥没 | |
| | | 堤体 | 堤体 | ローム | 0.018 | | 2.6 | ~ . | | | | | |
| | 8 | 11 IA 44 49 | 上層 | ローム | 0.018 | | 0.3 | /漏水 のみ | 98分 | | | | |
| 大型 | | 基键地量 | 下層 | 珪砂3号 | 1.09 | | 0.3 | | | | | | |
| 全断面 | | 堤体 | 堤体 | ローム | 0.018 | | 2.6 | | 直後 | 27分 | 57分 | 103分 | |
| | 9 | 11 TAK LIG AD | 上層 | 珪砂6号 | 0.33 | | 0.15 | 短時間で決壊 | | 2000 | 土塊 | 天端 | |
| | | 基键电量 | 下層 | 珪砂1号 | 2.90 | | 0.45 | | | 洲口田 | 移動 | 沈下 | |
| | | 堤体 | 堤体 | ローム | 0.018 | | 2.6 | 時間を | 直後 | 85分 | 766分 | | |
| | 10 | 11 IM 44 49 | 上層 | 珪砂6号 | 0.25 | | 0.3 | かけて | | 法山 | のり面 | | |
| | | | 下層 | 珪砂3号 | 1.09 | | 0.3 | 変状 | | лuш. | 崩壊 | | |
| 小型全断面:参考文献 5) | | | | | | | | | | | | | |

大型全断面:参考文献 6)

ら流動化が起こり,天端方向に変状が拡大していく形態 である.

次に透水層(下層)の透水係数が把握されている小型全 断面型模型実験結果ですべり,決壊まで至ったケース2,5 について,堤防変状発生した時間 t_n を式(1)の T に代入 し, t_b *を求めて図-7 に整理した.

$$t_b^* = \frac{5}{2} \frac{(H+D)kT}{\lambda L^2} \tag{1}$$

ここに, *H*: 堤防裏法尻からの洪水最大水位, *D*: 堤 防裏法尻から基礎地盤透水層までの厚さ, *k*: 基礎地盤 透水層の代表透水係数, *T*: 高水継続時間, *λ*: 間隙率, *L*: 表法先から裏法先までの水平距離で与えられる.

図-7 から,小型全断面堤防模型の変状破壊プロセスに



図-7 tb* と堤防被災発生時間の関係

示された形態は、図-1 に示された現地堤防での噴砂, す べり発生についての t_b * の範囲とほぼ同一であることが わかる.このことは、堤防基盤脆弱性指標 t_b * の力学的 相似則が式(1) で示されると判断される.なお、大型全断 面模型を図-7 に示していないのは、透水係数が不明のた めである.本模型実験結果から、すべり発生の t_b * の範 囲は t_b *=5.5 ~8 であり、 t_b *=8 以上で決壊の範囲とな るが、さらに実験例を増やし確認する必要がある.

なお,模型実験の堤防裏のり先の土質構成は,水平連続型や行止まり型のように設置されているが,堤防裏のり 尻付近の上層の層厚 D と透水層(下層)の透水係数に よって,破壊形態や破壊時間が支配されているものと考え られる.これについてもさらなる検討が望まれる.

*t**,*t_b** とすべり発生の土質特性の検討

堤防のり面すべり破壊と土質特性の関係を把握するためには、模型実験の破壊形態の相違から、堤体浸透と基 盤浸透に分けて検討する.堤体浸透によるすべりは、模 型実験結果からのり先から発生することから、簡易的に 斜面安定を求めるのに用いられるTaylor 安定図表ののり 面勾配 β とせん断強さ τ (= $c + \sigma \tan \varphi$, $\sigma = \gamma t \times H$, γt : 堤体土質の単位体積重量、H:堤防高)に影響すると考え、 堤防脆弱性指標 t^* との関係を図-8 に整理した.のり面 勾配 β が大きい場合には、すべり荷重(せん断力)が大 きくなり、堤体土質のもつせん断強さに耐えられず、土 粒子の移動が起こると考えられる.

図-8 から、図-1 の $t_b^* \sim t^*$ 関係図で左上にプロットされ、堤体浸透によるすべり破壊と考えられる矢部川 R11.8 km 、鬼怒川堤防が $t^*=0.01$ 以上で、 $\tau/\beta=1$ 以下 の範囲にプロットされる.

基盤浸透のすべり破壊は、模型実験結果から噴砂の進行による土塊移動によるせん断抵抗角 φ の低下と考えられ川,子吉川の事例から表層粘性土の厚さ Dc,砂層の厚さ Ds によって、すべりの発生が影響すること、均等係数 Uc^* (D_{60} / D_{20})が小さい場合に土粒子の移動がしやすいことから、これらの値と堤防基盤脆弱性指標 tb^* の関







の関係を図-9 に示した. 縦軸の値は,砂層が持つせん断抵抗角 φ に均等係数 Uc^* ,粘性土層厚 Dc と砂層の層 厚の逆数 1/Ds を乗じたものを示し,全体に値が小さい場合にすべり破壊が発生しやすくなると考える. 粒径が均一で均等係数が小さい場合には,砂粒子が移動しやすく,表層の粘性土層厚 Dc が厚い場合には,砂層に作用かる有効応力($\sigma = \gamma tc \times Dc$, γtc :粘性土層の単位体積重量)大きくすべり抵抗力が大きくなる. 砂層の層厚 Ds が厚い場合には,つま先部分の砂層の噴砂量が大きくなり,すべり抵抗力が小さくなる. 図-9 から,梯川,子吉川のすべり発生と健全箇所の比較では $\varphi \times Uc^* \cdot Dc$ /Ds の値が 40 で区分され,矢部川 R7.3 km のパイピング破壊もこの範囲にプロットされる.

5. まとめ

堤防脆弱性指標 t*,堤防基盤脆弱性指標 t*の大きさ によって,漏水,噴砂,すべりの発生を区分することが でき,堤体,基礎地盤の表層土質特性を用いることに よって,噴砂,すべり発生の判定ができることを示した. 堤体のすべりは,のり面勾配と堤体土質のせん断強さが 影響し,基盤浸透によるすべりは,均等係数,表層土質 の層厚が影響することがわかった.また,to*~ t*の関 係図を作成することで堤体漏水,基盤漏水またはその両 方の影響を受けているか原因を判断することが可能と考 えられる.

堤防整備にあたっては、これらの関係図を整理することで適切な対策工ができると考えられる.これまでの研究で、現地堤防と模型堤防について力学的相似則が明らかになったことから、今後、堤体土質のせん断強さとのり面勾配 β の関係や基礎地盤表層土質の土粒子移動とせん断抵抗角 φ の低下量を求めるための模型実験や室内土 質試験に基づく研究開発によって、堤防決壊までの時間 t_n 等を検討課題にすることで堤防研究の進展が期待される.

参考文献

- 佐藤豊,福岡捷二:堤防基盤脆弱性指標 tv*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, 2021.
- 2) 佐藤豊, 大渕貴, 福岡捷二: 梯川における基盤漏水が 発生する地形・地質及びパイピングによる堤防破壊, 土木学会論文集 B1(水工学) Vol.74, No.4, I_1237-1242, 2018.
- 3)中川博樹:子吉川における堤防被災メカニズムと調査 岩石結果について、第2回地盤工学から見た河川技術シ ンポジウム、2014.
- 4) 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,pp.79-82,2017.
- 5) 上野俊幸, 笹岡信吾, 森啓年, 中村賢人, 福島雅紀, 諏訪義雄: 模型実験に基づいた河川堤防のパイピング 発達に係る土質条件の分布, 河川技術論文集 第23巻, pp.405-410, 2017.
- 6) 笹岡信吾,上野俊幸,森啓年,中村賢人,福島雅紀, 諏訪義雄:大型模型実験に基づく河川堤防におけるパ イピング発達過程の考察,河川技術論文集 第23巻, pp.417-422, 2017.

(2021.11.14受付)

流域流出計算にネストされた 5m 解像度領域洪水計算における破堤の扱いに関する考察

洪水モデリング・破堤・高解像度

神戸大学 都市安全研究センター 正会員 〇小林健一郎

はじめに

流域の降雨流出氾濫現象を分布型モデル(Kobayashi et al. 2016a;小林ら, 2021)により再現し,この計算結果を境界条 件として,浅水流方程式により数 10km×数 10kmの領域を 5m 解像度で領域洪水計算する(Kobayashi et al. 2016b;小林 ら,2018,2021).この際,数千万節点の計算を富岳で実施する.5m 解像度であれば,川幅 100-10m 程度の河川流を一 定再現できる.領域計算では,降雨も入力し,降雨流出計算と河道流計算を同時に実施する.領域計算で国土地理院の 5m 標高データを用いると,河道流れが堤防標高の低いエリアから越流する.越流部は過去の洪水実績と一致しているこ とが多い.こうした俯瞰的な洪水計算に対して,どのような破堤計算を組み合わせることが可能かを模索している.し たがって,本発表では領域洪水計算の概要を述べる.簡単のため,流出計算モデルと領域洪水計算における降雨入力に ついては省略する.

解析方法

図-1(a)に鬼怒川の領域洪水計算範囲を示す.計算では鎌庭において観測水深を与え,浅水流方程式による2次元計算を 実施した.計算領域は5m解像度で12.83km×27.61kmの領域を2566×5522=14,169,452節点で分割した.48時間の計算 が富岳の768CPUを用いると35分程度で実施出来る。適用した浅水流方程式等の詳細はKobayashi et al. (2016b),小 林ら(2018, 2021)を参照されたい.

結果

図-1(b)に国土地理院から取得した 5m 解像度の標高データ,および図-1(c)に 5m 解像度データを 100m にリサンプリン グした結果を示す.両図から 100m にリサンプリングした場合には標高データが若干粗くなることがわかる.5m と 100m の標高データで,図の鎌庭の河道内地点で観測水深を与えて実施した計算結果(最大浸水深)が図-1(d)(e)である. これによると,5m の場合では川幅(例えば 100m)に対して複数(例えば 20 点)の計算節点を取ることが可能である ため,河道流が,水海道方向に向かって流下し,途中堤防標高が低い地点から勝手に越水氾濫するという計算がなされ る.この河道流下から氾濫に続く様子を時系列で図-1(f)(g)(h)(i)に示した.これにより,ある地点で勝手に越水が始 まるのが見て取れる.他方,解像度 100m の場合,100m 川幅の河道に対して1点しか確保できないため,河道流の再現 が現実的に難しく,堤防を越えて標高の低い方向に向かって広く氾濫してしまう計算結果となった(図-1(e)).こうし た問題を回避するため,一般的には河道流計算については一次元不定流・不等流計算を実施し,適切な氾濫ボリューム を推定した上で,河道外の氾濫原に対して浸水計算を実施する.この手順を踏めば 100m 解像度でもそれなりの再現計 算が可能だが,本計算では,堤防について考えることもあり,河道と氾濫原を一体的に解析することを目的とした.

結果として、2015 年 9 月の鬼怒川豪雨で実際に起こったような地点から越水が発生した(図-1(g)(h)). なお、留意 点として、国土地理院標高データは特に河道内(水面下)については必ずしも正確な標高ではないと考えられ、河床が 現実より高いことが想定される.こうしたことから、観測された破堤地点以外からもいくつかの箇所から氾濫は発生し た(図-1(h)).しかし、全体的には実際に越水・破堤した地点からの越水が一番顕著であった.したがって、このよう な計算を実施すれば堤防が低い点、つまり堤防のウィークポイントが同定できる.なお、今回の鬼怒川豪雨を対象とし たシミュレーションでは、標高が低い地点から氾濫が発生し、現実の氾濫現象をある程度再現した.しかし、良好な標 高データが整備されている地域では、同じ手法を適用しても余裕高もあり越水が見られない場合もある.こうした場合、 我が国のハザードマップで行われているように、水位が計画高水位に達した場合、破堤させるような手法が考えられる が、破堤させなければ領域洪水計算の見かけ上では氾濫は発生しない.水位が計画高水位に達した場合の破堤幅や破堤 敷高に関する知見も国土交通省は公表している(紙面の都合で参考文献省略)が、本稿のような 2 次元洪水計算に地盤 モデルを連成することにより、より物理的に正確なモデリングが可能であるかについて、地盤工学会のこれまで知見も 十分に生かした考察が必要となると考える.

謝辞:プロジェクト「防災・減災に資する新時代の大アンサンブル気象・大気環境予測」補助金・助成金体系番号: JPMXP1020200305, HPCI課題番号:hp200128 (FY2020), hp210166 (FY2021)の枠組みで富岳を使用している.気象研究所 川畑氏,気象業務支援センター大泉氏の助力を得ており,ここに記して感謝いたします.

Consideration on how to deal with dike break phenomenon in Kenichiro KOBAYASHI, 5m resolution regional inundation simulation nested by a Research Center for Urban Safety and Security, Kobe University catchment scale rainfall-runoff model.



図-1 領域洪水計算結果

- Kobayashi Kenichiro, Kaoru Takara, Sano Hajime, Tsumori Hiromichi and Sekii Katsuyoshi : A high-resolution large-scale flood hazard and economic risk model for the property loss insurance in Japan, Journal of Flood Risk Management, pp. 136-153, Volume 9, Issue 2, June 2016a (available online since 15 May 2014)
- Kenichiro Kobayashi, Dai Kitamura, Kazuto Ando and Noriyuki Ohi : Parallel computing for high-resolution/large-scale flood simulation using the K supercomputer, Hydrological Research Letters 9(4), 61–68, DOI: 10.3178/hrl.9.61, 2016b
- 小林健一郎、中山恵介、阪口詩乃:局所慣性方程式の精度検証と最適空間解像度に関する検討、土木学会論文集 B1(水工学) Vol.74, No.5, I_1513-I_1518, 2018
- 3) 小林健一郎,田中規夫,丸山恭介,田中翔,渡部哲史,北野利一:令和元年東日本台風による荒川中流部洪水再現, 水工学論文集,2021 (accepted)

地震 液状化 亀裂

| 熊本高等専門学校 | 正会員 | ○脇中康太 |
|----------|-----|-------|
| 京都大学 | 正会員 | 渦岡良介 |
| 豊橋技術科学大学 | 正会員 | 松田達也 |
| 応用地質株式会社 | 正会員 | 藤井紀之 |
| | | |

1. はじめに

河川堤防は洪水から住民の生命や資産を守る極めて重要な防災構造物である.したがって、出水時の浸透・浸食に対 して安全が確保されるよう効率的かつ的確な整備が行われている.一方,地震時においても堤防機能を満足するよう, 地震後の堤防沈下量を評価し、必要に応じて耐震対策が施されている.地震による照査は、数値解析を用いた地震後堤 防沈下量を予測する性能照査¹¹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・浸食にも影響を及ぼすと考えられるが、現状は地震に よる堤体亀裂発生を的確に予測する手法はなく、設計時の照査項目ともなっていない.

したがって、本研究では地震後の堤体内損傷程度を予測することを目的として、堤体亀裂発生に着目した既往地震に よる堤防被害事例を分析するものである.

2. 分析対象とした被害事例

分析は 2011 年東北地方太平洋沖地震で被害を受けた河川堤防を対 象とした.東北・関東地方の河川堤防を対象としており,計 62 箇所 の被害事例を抽出して分析を行った.分析対象箇所の一覧を表-1 に 示す.

対象箇所の被害情報については,河川堤防耐震対策緊急検討委員 会資料³より入手した.入手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た. なお,地震による堤体亀裂発生予測を目的としているため,分析対 象箇所は亀裂深さや亀裂幅,堤防高や堤防沈下量など,様々な被害 事例となるよう抽出を行った.

3. 分析結果

分析結果を図-1~図-3 に示す. それぞれ, 亀裂深さ - 堤防高の関係, 亀裂深さ - 沈下量の関係, 亀裂幅 - 亀裂深さの関係を示して整理している. 図-1(a)の亀裂深さと堤防高の関係を見ると, 堤防高が

| 表-1 | 分析 | 分象 | 笛 | 所— | 暫 |
|------|---------|----|---|-----|-----|
| 1X I | 2.1.1/1 | | | //1 | 571 |

| 地方 | 水系 | 河川 | 箇所数 | | | | |
|--------------|---------------|----------|-----|--|--|--|--|
| | 阿武隈川水系 | 阿武隈川 | 4 | | | | |
| 南 北州大 | 喧 潮川水玄 | 鳴瀬川 | 5 | | | | |
| 米心地刀 | 「海州東川」小小六 | 吉田川 | 2 | | | | |
| | 北上川水系 | 江合川・新江合川 | 8 | | | | |
| | | 江戸川 | 1 | | | | |
| | 利根川水系 | 小貝川 | 4 | | | | |
| | | 霞ヶ浦 | 11 | | | | |
| 関東地方 | | 利根川 | 14 | | | | |
| | 人兹川水系 | 里川 | 1 | | | | |
| | 八惡川小禾 | 久慈川 | 7 | | | | |
| | 那珂川水系 | 那珂川 | 5 | | | | |
| | 62 | | | | | | |

高いほど深い亀裂が発生しており、堤防高が高くなるほど堤体内の損傷程度が大きいことが分かる.平成5年釧路沖地 震においても亀裂深さと堤防高に着目した分析が行われており、本研究と同様の傾向が認められている³⁾.また、図-1(b)の亀裂深さと沈下量の関係より、バラつきは大きいものの総じて沈下量が大きいほど亀裂深さは浅くなる傾向が見 られる.大きな堤体沈下が生じると地震後に残された堤防高は小さくなるため、亀裂は浅くなる傾向が見られたものと 考えられる.図-1(c)の亀裂幅と亀裂深さの関係より、亀裂幅が広いほど深い亀裂が発生する関係が見られている.これ は地震後の堤体表面に現れる亀裂幅から堤体内部の損傷程度を想定出来得ることを示している.

図-2 は同一の被害事例を加速度別に整理したものである.図-2(b)の亀裂深さと沈下量の関係について、地表面最大加 速度が 300gal 未満の比較的小さな地震動においては、沈下量 1m 未満の被害が多く、このため深い亀裂が発生する傾向 が見られる.地表面最大加速度 300gal 以上では、1m 以上沈下した被害事例が多く、亀裂深さは比較的小さい傾向にあ る.一方、300gal 以上あるいは 500gal 以上でもほとんど沈下が生じていない事例もあり、このようなケースでは深い亀 裂が生じている.図-3 は同様に被災事例を微地形別に整理したものである.図-3(a)の亀裂深さと堤防高の関係、図-3(b) の亀裂深さと沈下量の関係を見ると、旧河道及び自然堤防において図上方にプロットされるデータが多く、このような 微地形では深い亀裂が発生し易い傾向にあることが認められる.

図-2の加速度別整理及び図-3の微地形分類別整理については、対象データが少なくバラつきのあるなかでの評価であるため、今後はデータ数を増やして検討を進めたいと考える.

| Damage case analysis for the purpose of predicting | |
|--|--|
| degree of damage in the embankment by earthquake | |

Kota Wakinaka (National Institute of Technology, Kumamoto College) Ryosuke Uzuoka (Kyoto University) Tatsuya Matsuda (Toyohashi University of Technology) Noriyuki Fujii (OYO corporation)



4. まとめ

本研究では、地震後の堤体内損傷程度を予測することを目的として、堤体亀裂発生に着目した分析を行った。その結 果、堤防高が高いほど深い亀裂が発生し易い傾向にあること、堤体沈下量が大きければ亀裂深さは浅い傾向にあること、 亀裂幅が広いほど深い亀裂が発生し易い傾向にあることを確認した。また、比較的小さな加速度では沈下量が小さいこ とに起因して亀裂が深い傾向にあること、旧河道や自然堤防では比較的深い亀裂が発生する傾向にあることを確認した。 ただし、加速度別や微地形分類別の評価においては、データ数が少なくバラつきの域を出ていない可能性は否めず、今 後は東北地方太平洋沖地震に限らず、過去の地震に遡りデータ収集及び分析を進めたいと考える。 謝辞

本研究で用いた堤防諸元は、国立研究開発法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 土質・振動チームよりご提供頂いた.ここに記して御礼申し上げる.

参考文献

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局治水課:河川構造物の耐震性能照査指針・解説-II.堤防編-, pp.12-16, 2016 年 3 月.
- 2) 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.
- 3) 北海道開発局:北海道地震災害実態調査研究会-報告書-, pp.1-55-1-57, 1995年2月.

河川堤防 粘土·砂互層 二重鋼矢板工法

名古屋大学 国際会員 野田利弘 中井健太郎 吉川高広 (一社) GEOASIA 研究会 国際会員 高稲敏浩

1. はじめに

首都直下地震や南海トラフ地震などの大地震の発生が危惧される中,河川堤防の適切な耐震性評価と耐震対策は喫緊の課題である.著者らはこれまでに,N値がほぼゼロの厚く堆積した軟弱粘土と砂の互層地盤上に築造された河川堤防のL2地震時の挙動や,盛土法尻に打設した鋼管矢板の補強効果等を調べてきた¹⁾.本研究では既報¹⁾と同様,砂から中間土や粘土までを対象にした土の弾塑性構成式(SYSカムクレイモデル²⁾)を搭載した水〜土骨格連成有限変形解析³⁾を実施し,法肩に鋼管矢板を打設した二重鋼矢板工法の有効性を調べた.この結果,従来仕様の鋼管矢板によって,粘土層内から発生する滑り,堤防のストレッチングや沈下が地震後も含めて大きく抑制され,軟弱な粘土層に起因する大変形に対して高い拘束効果が期待できることがわかった.これらについて報告する.

2. 解析条件

既報 1)を参照して、次の3ケースを 実施した.ケース 1:無補強,ケース 2:長さ L=20m の矢板補強(短尺), およびケース 3:長さ L=23m の矢板補 強(長尺)で,外径 φ 700×幅 t10mmの 鋼管矢板を想定した.ケース2と3で は盛土構築後に法肩部分から鋼管矢板 を挿入し、矢板間の頭部をタイロッド で結んだ. 図1は解析に用いた有限要 素メッシュを示す. 解析領域として水 平方向に幅1kmをとっているが、この 図は左右の堤防付近の拡大図である. 鋼管矢板は一相系弾性体としてモデル 化し, 等価な剛性と重量となるように 弾性係数,密度と幅を設定した.タイ ロッドは矢板との接続部の2つの有限 要素節点の距離不変条件 4)で表現し た.

地層構成は,実在の地盤を単純化したもので,深部から洪積層(支持層),その上部に軟弱な粘性土層,表層に緩い砂質土層からなる互層地盤である.ボーリング調査から得られた粘





周期(sec)

300

性土は、N 値がほぼゼロで、せん断波速度 Vs=20~40m/s と推定される. この基礎地盤上に堤防高 5m,堤防天端は右岸が 7m,左岸が 14m,法面勾配が 1:1 の河川堤防を築堤後,河道部分を掘削し、河川の水位を GL+1.2m まで上昇させた. 水理境界は、地表面が地下水位面と一致するように水圧ゼロ、下端及び両側面は非排水条件、堤外地側の要素の水理境 界は水位の高さに応じた水圧を要素に与える排水境界とした. 材料定数は現地の採取試料を用いた各種力学試験結果を SYS カムクレイモデルで再現することによって決定している. 初期状態は、骨格構造の程度(構造、過圧密、異方性) や初期応力比は各層で均一とし、比体積を土被り圧に応じて分布させた.

100

時間(sec)

200

図2は入力地震波を示す.中央防災会議(2004)で策定された名古屋港付近における東海・東南海・南海3連動地震波で、工学的基盤でのVsを考慮して2倍に増幅させ、地盤底面の全節点の水平方向に等しく入力した.地震時は地盤両側端で周期境界を設定し、底面にVs=300m/sに相当する粘性境界を与えた.

なお,既報¹⁾では盛土法尻部に矢板を打設するのに対し,ここでは法肩からの打設のため有限要素メッシュの切り方 が異なる.この影響を調べるためケース1を実施したが,盛土築造過程では差異はないものの,既報の結果より地震後 に堤体天端中央の沈下量が約2%大きくなった(図省略).

3. 解析結果

(1) 砂層の液状化と軟弱な粘土層の乱れによる滑りを伴う堤体の大変形 いと鋼管矢板工法の補強効果

0

図3~図7はそれぞれ,各ケースの地震直前から地震終了後(圧密終了時まで)のせん断ひずみ分布,過剰間隙水圧比 分布,「構造の程度」分布,左岸堤防盛土の法尻・法肩の沈下,および左岸堤防盛土の法尻・法肩の水平変位の経時変 化を示す.ここに「構造の程度」とは,練返し正規圧密土に対する間隙の嵩張り具合を表す指標²⁾である.また,堤防 の沈下および水平変位については,右岸と左岸に大きな差異が見られないため,本報では左岸堤防のみを示す.まず, ケース1:無補強の場合は,地震直後から発生する砂質土の液状化に伴う沈下に加え,堤防直下のN値ゼロの粘土層の 乱れに起因して生じた袈裟懸け状の滑りがさらなる堤防の沈下と河床隆起を引き起こし,河積が減少している.堤防天

Suppression effect by double steel sheet pile method against deformation of river levee on soft sand-clay laminated ground during L2 earthquake, Noda, T., Nakai, K., Yoshikawa, T. (Nagoya Univ.) and Takaine, T. (GEOASIA Research Society).

端は地震中に約 2m(堤体高の約 40%),地震後も地震中に発生した正の過剰間隙水圧の消散とともに約 0.6mの沈下を 示す.滑りの発生個所で過剰間隙水圧が増加して、平均有効応力の低下が見てとれるように、地震中の沈下は非排水せ ん断の状態での繰返しせん断による鋭敏な粘性土の乱れに伴う剛性低下に起因する沈下であり、川表側の法尻部付近で は隆起が生じている.また堤体直下の滑りに助長され、堤体のストレッチングが約 3.5m も生じている.以上から、粘土 が構造高位な状態にある軟弱な場合、従来は地震時被害がほとんど発生しないと考えられてきた粘土層においては、特 に河川堤防直下のように偏荷重を受ける箇所付近では、地震中の沈下や滑りが発生し、被害が甚大化する危険性がある ことを示唆する¹⁾.



次に、鋼矢板工法の補強効果について述べる.ケース2、3 はいずれも、矢板先端の洪積層内へ打設の有無にほとんど 差異がなく、ケース1 で生じた砂層の液状化や粘土層での滑りに伴う大変形(沈下や側方流動)が抑制されている. (矢板を盛土法尻部に打設する場合に十分な変形抑止効果を期待するためには矢板を洪積層まで入れる必要があった¹⁾ が、それに比べ、盛土法肩部に打設する場合は、矢板間隔が狭くなることでコア部地盤の拘束効果が高まり、大変形の 原因となる液状化や滑りの抑制効果が高まっていると考えている.ただし、計算事例はさらに積み重ねる必要がある.) なお、過剰間隙水圧比(図4)は、ケース2と3 では矢板で囲まれた砂層と粘土層の部分や両護岸で囲まれた河床直下の 粘土層において,地震中上昇している.これは当該領域で除荷が顕著に起きて過圧密化(図省略)が進み,塑性変形の 発生が抑制され構造低位化(乱れ)(図5)がほぼ生じないためで,注意を要する.



(2) 矢板の曲げモーメントとタイロッドの軸力の比較

図8は、ケース2と3における矢板に作用する深度方向の曲げモーメントの経時変化を示す.今回の計算では、簡単のため鋼管矢板の降伏を考慮していないが、ここで設定した仕様(φ700×t10mm)の降伏モーメントが860kN・mであることを考慮すると、この図から、短尺(ケース2)の場合はφ800×t20mmで、長尺(ケース3)の場合はφ1300×t22mmの仕様であれば、降伏モーメント以下となることがわかる.しかし、両ケースの変形抑止の効果には大きな差がないので、上述のように矢板先端を洪積層にまで打設しなくても、変形抑止ができることを示している.

図9は、ケース2と3の(奥行1m当たりで換算した)タイロッドの経時変化を示す.この図から、タイロッドには、 地震中の堤防の変形を抑止する形で、引張力が大きく生じるが、時間とともに減少して落ち着く. (詳細は省略するが、 この軸力に耐えうる仕様のタイロッドは存在する.)また、矢板の曲げモーメントとは異なり、タイロッドの軸力は短 尺の方が大きい.これは矢板先端が洪積層に根入れしてある長尺(ケース3)の方が底部で変形が相対的に小さく抑え られているからである.このように、地盤や矢板の条件に応じて最適な仕様があり、鋼管矢板の降伏を許すのか否かな どの設計の考え方にも影響を受けるため、研究を進める必要があると考えている.



4. おわりに

河川堤防においては越水しても破堤しない粘り強い構造が求められていることを踏まえて,水~土骨格連成有限変形 解析を実施し,盛土の法肩から鋼管矢板を打設した二重鋼矢板工法による河川堤防の地震時変形抑止について調べた.

ゆるい砂と N 値が小さい鋭敏な粘土の互層からなる軟弱地盤上の河川堤防(のような局所荷重が作用した箇所)では, 地震中に砂層の液状化に加え,粘土層の乱れを伴う剛性低下に起因したせん断滑りを伴い,堤体の沈下や側方流動が生 じ,ひいては河積の減少によって堤防の機能が著しく低下する危険性がある.また,本報では触れなかったが,厚く堆 積した軟弱な砂層の液状化や粘土層の乱れによって軟弱層の固有周期が長くなり,数秒~5 秒程度のやや長周期成分を 有する長期継続する地震動や連発の地震との共振が生じ,被害の甚大化が進む.このような地盤は大都市が立地する海 抜ゼロメートル地帯を含む堆積盆地・沖積平野に数多く見られるが,既往の鋼管矢板の仕様に準拠した当該工法により 高い耐震性(変形拘束効果)を期待できることを示した.

本報で紹介した解析事例では、既報¹⁾で示した降伏モーメントに達した要素のヤング率を 100 分の 1 に減少させて鋼 管矢板の降伏を表現する矢板モデルを用いていないため、鋼管矢板を盛土法尻に打設した既報の結果と比較できない. 第9回河川堤防技術シンポジウム時ではその比較の一例を示したい.また、今後は矢板の弾塑性体でのモデル化を含め、 矢板の長さ、盛土のサイズ、地盤の層序の影響や連発地震の影響などに対する設計の考え方の構築も視野に入れて解析 を系統的に実施する必要がある.

参考文献

- 1) Nakai, K., Noda, T. and Kato, K. (2017): Seismic assessment of the sheet pile reinforcement effect on river embankments constructed on a soft foundation ground including soft estuarine clay, Can. Geotech. J., 54(10),1375-1396.
- Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, S&F, 42 (5), 45-57.
- Noda, T. Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, S&F, 48(6), 771-790.
- Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda, K. (1998): Displacement/traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, S&F, 38(4), 173-181.

浸透および地震を考慮した堤体盛土の安定化対策の効果検証

浸透 地震 地盤改良

1. はじめに

近年,豪雨や地震などの自然災害の頻発化・激甚化により,河川堤防やため池などの堤体盛土の被害が増加しており,豪雨と地震の両者に対する合理的な対策が求められている¹⁾。このような背景から著者らは,止水性および透水性改良体を組み合わせた堤体盛土の安定化対策を開発している^{2),3)}。本論では,本技術の浸透および地震に対する効果の検証を目的として実施した遠心模型実験および数値解析の結果について報告する。

2. 遠心模型実験

2.1 模型概要

図-1, 表-1 に模型概要と模型材料一覧を示す。本実験は, 遠心加速度 50G 場において実施し、模型寸法は相似側に基づ き実物の 1/50 で作製した。模型土槽は幅 60 cm, 高さ 27 cm, 奥行 15 cmの剛土槽を使用した。実験模型は、液状化層上の 堤体盛土を想定し、基礎地盤は東北珪砂 6 号を用いて水中落 下法により作製し,堤体盛土は日光珪砂 4~8 号とカオリン 粘土の混合土を最適含水比に調整したものを用いて湿潤締固 めで作製した。対策工として用いた改良体はプレキャストと し、上流側に止水性改良体、下流側に透水性改良体を設置し た。止水性改良体は東北珪砂にセメントスラリーを混合して 作製した。透水性改良体は、透水性の高い砕石に少量のセメ ントスラリーと混和材を混合して空隙を確保した状態で固化 したものであり、優れた透水性とせん断強度を有する改良体 である。間隙水は遠心力場の相似則に基づき、水の 50 倍の 粘性に調整したメトローズ水溶液を使用した。表-2に試験ケ ースを示す。本実験では、無対策と対策幅 2.0m、対策幅 4.0mの3ケースを実施した。

2.2 実験手順

本実験では、遠心加速度 50G 場に到達後、河川水位の急増 を模擬し、上流側に給水して水位を上昇させた。所定の水位 に到達後、定常状態に至るまで水位を保持した。堤体内に設 置した間隙水圧計が一定の値を示し、定常状態に至ったこと を確認して加振を行った。入力波は図-2に示す正弦波とし、 予備加振と本加振の2回加振を行った。予備加振は、本加振 に対して 0.1 倍の加速度振幅で入力した。

Verification of the effectiveness of existing embankment stabilization measures against seepage and earthquake

| 安藤ハザマ | 〇西尾竜文 |
|-----------|-------|
| | 足立有史 |
| 新日本グラウト工業 | 市坪天士 |
| 青山機工 | 小林司 |
| 京都大学防災研究所 | 渦岡良介 |



図-1 模型概要図

表-1 模型材料一覧

| モデル名 | 材料 | 物性等 | |
|-------------|--------------------|--|--|
| 堤体盛土 | 日光珪砂4~8号 カオリン粘土 | $\begin{array}{l} D_{max}{=}2.0mm, \\ U_{c}{=}5.7, D_{c}{=}85\%, \\ \rho_{d}{=}1.591g/cm^{3}, \\ w_{opt}{=}11.6\%, \\ k{=}2.71{\times}10^{-5}m/sec \end{array}$ | |
| 基礎地盤 | 東北珪砂6号 | $Dr=85\%, \\ \rho_d=1.621g/cm^3, \\ k=5.6\times 10^{-4}m/sec$ | |
| 止水性改良体 | セメント改良体 | $\rho_d=1.795 \text{g/cm}^3$, k=6.8×10 ⁻¹⁰ m/sec | |
| 透水性改良体 | ポーラス コンクリート | ρ_d =1.836g/cm ³ , k=5.8×10 ⁻³ m/sec | |
| 間隙水 | 粘性流体 | η=50mPa · s | |
| 表-2 実験ケース一覧 | | | |

| ケース名 | 対策 | |
|-------|----------|----------|
| | 上流側 | 下流側 |
| CASE1 | なし | なし |
| CASE2 | 止水性 2.0m | 透水性 2.0m |
| CASE3 | 止水性 4.0m | 透水性 4.0m |



NISHIO Tatsufumi, ADACHI Yuji: HAZAMA ANDO CORPORATION KOBAYASHI Tsukasa: AOYAMA KIKO CORPRATION ICHITSUBO Takashi: NEW JAPAN GROUT CORPRATION UZUOKA Ryosuke: Kyoto University

2.3 実験結果

図−3,4 に加振時の変形状 況と堤体天端中央の沈下量を 実物スケールで示す。無対策 の CASE1 では、基礎地盤の 液状化による側方変位が発生 した。堤体盛土は下流側には らみ出し, 上流側に流動変形 が発生した。対策幅 2.0m の CASE2 では, 無対策に対し て基礎地盤の側方変位が抑制 された。堤体盛土は、下流側 は健全な状態を保っているの に対し、上流側は、CASE1 と同様に流動変形が発生し, 上流側の改良体を越えて変形 が増大した。堤体天端沈下量



加振後の変形状況

CASE1(無対策)

CASE2(対策2.0m)

CASE3(対策4.0m)

5

3

2

1

0 L (m) ⁰

図-3

は 407mm であり,無対策と同程度であった。対策幅 4.0m の CASE3 では,CASE2 と同様に基礎地盤の側方変位と堤体盛土の 下流側の変位が抑制された。上流側法面はCASE1,2と同様に流 動変形が発生したが,上流側の止水性改良体により変形が抑制さ れた。天端沈下量は 182mm であり,無対策に対して 54%低減 し,改良幅の拡大により変形抑制効果が大きくなることが確認で きた。図-5 に堤体底面に設置した間隙水圧計から読み取った加 振直前の堤体内の水位を示す。上流側水位は実験装置の制約によ り,各ケースでばらつきが生じたが,透水性改良体の排水効果に より CASE1に比べて CASE2, CASE3 では水位勾配が 10~20%大 きくなった。CASE3 では,最も堤体内水位が低く,堤体中央に おいて CASE1 に対して 10%水位が低下した。

2.4 過剰間隙水圧

図-6 に加振時の基礎地盤および堤体盛土底面の過剰間隙水圧 比の時刻歴を示す。堤体側部基礎地盤(P1)では、対策工の有無 にかかわらず、すべてのケースで水圧上昇速度およびピーク値は 同様の傾向を示した。これに対して、堤体直下基礎地盤(P4)で は、無対策の CASE1 に対して、対策有の CASE2、3 において水

圧の上昇速度およびその ピークが小さくなる傾向 を示した。堤体盛土底面 (P7)では,水圧上昇は CASE1 に対して,CASE2 は大きく,CASE3 は小さ い結果となった。これら は,加振時の堤体内の水 位や堤体盛土および基礎 地盤の飽和度の影響が考 えられるが,今後,数値 解析と合わせて詳細に検 証を行う予定である。



図-6 過剰間隙水圧比の時刻歴





15

10

 $\nabla \nabla \nabla$

25

20

3. 数值解析

3.1 解析条件

図-7,8 に解析モデル図と浸透流解析で使用した上流側の水位を示す。境界条件は,基盤層底面を全方向固定,基盤 層および基礎地盤の側面を水平固定・鉛直自由境界とした。基礎地盤の天端および堤体盛土の法面を流入-流出境界とし た。本解析では、模型実験において水圧計により取得した上流側の水位データを用いて浸透流解析を行った後、模型実 験と同様の正弦波(2Hz,250gal,20波)を用いて動的解析を行った。解析ケースは、模型実験と同様に無対策および対 策幅 2.0m と 4.0m の 3 ケースとした。表-3,4 と図-9,10 に本解析で使用した材料パラメータと液状化強度曲線および 水分特性曲線を示す。堤体盛土と基礎地盤は、繰返し弾塑性モデルとし、模型材料の三軸試験結果にフィッテイングし た。止水性および透水性改良体は、弾性モデルとし、模型材料の一軸圧縮試験結果からパラメータを設定した。水分特 性曲線は堤体材料の保水性試験結果から van-Genuchten のパラメータを設定し、すべての材料で共通とした。



Lame'の定数

2.5E+6

1.3+6

1.1E+6

5.6E+5

3.2 解析結果

図-11 に水位上昇時の飽和度分布図を示す。無対策の CASE1 で は、上流側水位の上昇に伴い、堤体の半分以上が飽和している。こ れに対して,対策幅 2.0m と対策幅 4.0m の CASE2, 3 では,堤体内 の飽和領域が縮小する傾向を示した。特に堤体中央部から下流法尻 の範囲においてその傾向が顕著であり、遠心模型実験と同様に下流 側法尻の透水性改良による堤体盛土内の地下水位低下効果が確認で きた。図-12,13に加振後の変形図と堤体天端中央の沈下量を示す。 変形図には、せん断ひずみの分布を示している。CASE1 では、模型 実験と同様に基礎地盤の液状化に伴う側方変位や堤体盛土の下流側 法尻の変位および上流側法面の流動変形が発生した。せん断ひずみ の分布では、堤体底面と基礎地盤の上流側にひずみが卓越してい る。これに対して、CASE2 では、基礎地盤において、ひずみの発生 が抑制された。CASE3 では、基礎地盤の上流側に加え、堤体盛土底 面においてもひずみの発生が抑制されており、基礎地盤および堤体 盛土の変形抑制効果が確認できた。堤体天端中央の沈下量では, CASE1 に対して, CASE2 では,約 11%, CASE3 では,約 44%低減 しており、CASE3 では、基礎地盤と堤体盛土の変形抑制効果により 堤体天端の沈下量が大幅に低減されたと考えられる。図-14に加振時 の過剰間隙水圧を示す。堤体側部地盤においては、実験の挙動を概 ね再現できているのに対して,堤体直下基礎地盤と堤体底面では, 実験に対して解析の方が、水圧上昇が大きくなる傾向を示した。ま た、対策工の有無にかかわらず、上昇速度やそのピーク値は同程度 であった。実験との差については今後詳細に検証を行う予定であ る。

4. まとめ

止水性および透水性改良を組合せた安定化対策の効果検証を目的 として遠心模型実験および数値解析を実施した結果,以下の知見が 得られた。

- ・ 水位上昇時,下流側法尻部に配置した透水性改良体の排水効果 により,堤体内の水位上昇が抑制される。
- ・ 地震時,基礎地盤や堤体の液状化に伴う側方変位や流動変形が 抑制され,堤体天端沈下量が最大で54%低減する。

今後,実験と解析を合わ せて,さらに詳細に検証 を進める予定である。

【参考文献】 1)公益社団法人 地盤工学 会:平成30年7月豪雨を踏ま えた豪雨地盤災害に対する 地盤工学の課題-地盤工学会 からの提言-,2019.5.2)足立ら: 浸透および地震に対する既 設盛土の安定化対策の効果 検証(その1.遠心模型実 験),第56回地盤工学研究発 表会,2021.7.3)西尾ら:浸透お よび地震に対する既設盛土 の安定化対策の効果検証 (その2.数値解析),第56

回 地 盤 工 学 研 究 発 表 会,2021.7.







図-12 加振後の変形図(せん断ひずみ分布図)



図-13 堤体天端中央の沈下量

物理探査技術を活用した基盤漏水に関する河川堤防の健全度評価

牽引式電気探査 基盤漏水 新たな調査法 応用地質株式会社 正会員 ○佐藤喜一郎 新清 晃 小西千里 花岡俊久

1 はじめに

近年の降雨外力の増大に伴い,全国の河川で基盤漏水等の被害が発生している.パイピングを含む基盤漏水は,堤外 地から堤内地にかけての浅部の地盤構造の影響を強く受ける.一方で,ボーリング調査等の従来調査は点の情報であり, 複雑に分布する浅部の透水層を的確に把握するには,数多くのボーリング調査が必要となる.

本論文では、牽引式電気探査の浅部の分解能を向上させた探査機器を使用し、河川堤防近傍の浅部の地盤構造を効率 的に把握し、基盤漏水に関する河川堤防の健全度評価に関する成果を発表する.

2 牽引式電気探査機器の開発

2012年7月に発生した矢部川堤防の決壊は、事後調査により 「パイピング破壊」と推定された¹⁾. その後の研究によりパイ ピング破壊のメカニズムが徐々に明らかになり、パイピング破 壊は、図1に示すように堤防法尻から1.5B(B:堤防敷幅)の範 囲内で深度3,4m程度の浅部に行き止まり型構造が存在する場 合に発生しやすい²⁾ことが判ってきたが、ボーリング調査等の 従来の調査方法では、点の調査であるため、効率的・効果的に 行き止まり型構造を評価することは困難である.また、行き止 まり型構造は堤内地で確認されることが多く、電極を打設する 方式の電気探査では用地等の問題により、調査の実施が困難な 場合もある.なお、牽引式の電気探査(オームマッパー)は、 電極を打設する必要が無いため、堤内地での調査に適している.

従来のオームマッパーは、浅部の感度が低いため、浅部の地 盤構造の把握にターゲットを絞ったシリンダー型電極オームマ ッパーの開発を行った^{3),4)}.シリンダー型電極オームマッパー により効率的・効果的に浅部の比抵抗値が測定できるようにな った.しかし、さらに浅部の構造を把握できるよう送信部と受 信部の距離を短くした試作機を製作したところ、測定値が過大 となる問題が発生した.これは送受信電極間の電磁カップリン グが原因と考え、電極の配置や形状を見直し平板型に変更した. 加えて、測定時間の短縮のため、図2に示すように電極を追加 して2ch 測定とした.

3 探査結果

開発した探査機器の効果確認を目的に基盤漏水が発生した A 川に適用した結果を以下に示す.

A川では、2018年5月の降雨後に図3に示す箇所で堤内地側のり尻に地下水の滲み出しが確認された.既往検討結果によると、漏水発生箇所では堤内地側の被覆土層が薄く、パイピングの検討結果(G/W)では所要の安全率を満足しておらず、漏水が発生した箇所を含む、一連区間に遮水矢板工法が採用されていた.

既往調査では地盤情報が不足していたことから,漏水発生箇 所の地盤構造の把握のため三次元電気探査を行った.三次元電 気探査を行うに当たり機材は,平板型電極オームマッパーを使 用した.あわせて,土質状況を確認するためスウェーデン式サウ ンディング装置の先端に土取器を取り付け,土質状況を目視で 確認した.

図 4 に探査測線を示した. 探査測線は, 基盤漏水が発生した







図2 電極配置状況



図3 漏水発生状況

Safety evaluation to the water leakage from the foundation of the k.Sato, A.Shinsei, C.Konishi, T.Hanaoka (OYO Corporatio levee using geophysical investigation n)

範囲で、測線間隔は10m ピッチを基本とし、浅部で高比抵抗が確認された箇所は5m ピッチに配置した. 図5は、深度 0.35mの比抵抗値を水平方向でスライスし、抽出した結果である. 暖色系の高比抵抗は、堤防法線の隅角部から10m程 度の範囲で確認され、その他の箇所では低比抵抗であることがわかった. 探査結果を基に図5に示すSW-1, SW-2地点 でスウェーデン式サウンディングを実施した. サウンディング地点は、相対的に比抵抗値が異なる箇所で実施した.

図6は、比抵抗値を任意の深度で水平方向にスライスし、平面的に示したものである.図6より、高比抵抗箇所は、 深度方向に連続していることがわかる.図7は、スウェーデン式サウンディングの実施箇所の深度2.75mで採取した土 試料の粒径加積曲線を示したものである.粒度試験の結果、比抵抗値が100Ω・m以上を示すSW-1地点の細粒分含有率 は13.7%であり、砂質土を主体とする.比抵抗値が50Ω・m以下を示すSW-2地点の細粒分含有率は56.9%であり、砂質 シルトを主体とすることがわかった.



図4 探査測線配置図







図6 探査結果の深度スライス断面

図7 SW-1とSW-2地点の粒度特性の比較

以上の結果より、堤内地側の表層部分は、砂質シルトを主体とするが、漏水発生箇所の堤防のり尻付近には砂質土層 が分布することが確認できた.図8は、堤内地側の三次元地盤モデルを示したものである.砂質土層と粘性土層の比抵 抗の境界値は100Ω・mとした.図8より漏水が発生した箇所では、局所的に砂質土層が分布していることがわかる.ま た、砂質土層は堤内地側で消失しており、行き止まり型構造であることがわかった.

図9は、三次元物理探査結果およびスウェーデン式サウンディング結果を基に作成した砂質土層の範囲と漏水発生箇所を重ねたものである.図9より砂質土層は、堤外地側から堤内地側に向かって分布するが、のり尻から10m程度離れたところで消失する.漏水範囲を正確に示す記録が無いため漏水発生当時の写真判読により、漏水が発生した区間を推定し、この範囲を図9の青色で着色した.これより漏水範囲は三次元地盤モデルより推定した砂質土層の範囲に概ね一致することがわかった.



図8 三次元地盤モデル

4. 物理探査結果を活用した河川堤防の健全度の評価

4.1 解析モデルの作成

物理探査結果を基に作成した三次元地盤モデルを活用 し,浸透に対する堤防の安全性について三次元浸透流解析 により評価した.図10は,解析モデルを示したものである. 解析モデルの作成に当たっては,三次元地盤モデルより砂 質土層を堤外地側から堤内地側に分布させ,堤内地側で行 き止まり型構造になるように設定した.

三次元浸透流解析に使用した解析ソフトは,GTSNX (MIDAS アイティジャパン製)を使用した.解析メッシュ の節点数は17,350点(概ね5mメッシュ)とし,GEO-CRE

(Rhinoceros) で作成した三次元地盤モデルを Parasolid 形 式で解析ソフトに読み込みメッシュを作成した.

4.2 解析条件の設定

表1に各地層の物性値を示すとともに図11に設計外力である外力条件を示した.

| | 単位体積重量 | 透水係数 | |
|------|-------------------|----------|--|
| | kN/m ³ | m/sec | |
| Bc層 | 16.7 | 1.00E-07 | |
| Ac1層 | 14.8 | 1.00E-07 | |
| As1層 | 17.8 | 8.55E-05 | |
| Ac2層 | 18.0 | 1.00E-07 | |

表1 各地層の物性値

4.3 三次元浸透流解析結果

図 12 には三次元浸透流解析結果を基に堤防のり尻付近の 圧力水頭を示した.解析結果より G/W を算出すると 0.42 と なり,漏水に対する危険性は高いと評価され,漏水発生と整 合する結果が得られた.

5. まとめ

電極を改良した平板電極型オームマッパーは,送受信電極 間の電磁カップリングに起因すると思われる過大な電位を 低減でき,電極を2chにすることで測定時間の短縮化を図る ことができた.また,漏水が発生した河川に適用した結果, 比抵抗値はサウンディングで確認した土質とも整合し,行き



図 9 三次元地盤モデルより推定された砂質土層の範囲 と漏水発生箇所の重ね合わせ



図10 三次元地盤モデルより作成した解析モデル







図 12 三次元浸透流解析より得られた堤防のり尻 付近の圧力水頭

止まり型構造を抽出することができた.さらに、三次元浸透流解析により、漏水に対する危険性が高い結果を得て、実 現象と整合することも確認できた.

6. おわりに

本技術の活用方法を以下に示す

(1) 漏水被災が発生した箇所のメカニズムの究明 漏水被災が発生した箇所で効率的・効果的に対策を実施するためには、被災メカニズムを的確に評価する必要がある.従来の技術では、漏水被災が発生した箇所のメカ ニズムを評価することが困難な場合もある.本システム は、連続的に地盤構造を把握することで漏水被災メカニ

ズムを的確に評価することが可能となる. 例えば、一般的に漏水が発生した場合、対策範囲は漏水 が発生した箇所より上下流に45°で開いた区間で設定さ れることが多い.一方で、図13に示すように基礎地盤の 浸透は三次元の流れを示すので、対策後も漏水が発生す る可能性もある.堤防と旧河道が交差する区間では、本技 術を活用することにより、旧河道の位置あるいは土質状 況を確認し、効率的な対策範囲の設定に活用できる.



(2) 細分区間の設定

図14は、堤防縦断方向の堤内地側のり尻部の基礎地盤の比抵抗値を測定し、基礎地盤の土質構造を推定したものである.図14に示すように堤防縦断方向の基盤土質構造が把握することにより、弱部の抽出や細分区間を効率的・効果的に 設定できるため、浸透に対する安全性評価を行う代表断面の設定や対策範囲の設定に活用できる.



【参考文献】

- 1) 矢部川堤防調查委員会. 矢部川堤防調查委員会 報告書. 2013.3, p. 4-59.
- 2) 西村柾哉,前田健一,櫛山総平,高辻理人,泉典洋.河川堤防のパイピング危険度の力学的簡易点検フローと漏水対策型水防工法の 効果発揮条件.河川技術論文集. 2018, vol. 24, p. 613.
- 3) 倉田大輔, 新清晃, 小西千里, 山下善弘. 電気探査を用いた堤内地における行止まり構造の把握手法. 第6回河川堤防技術シンポジ ウム. 2018, p. 5-8.
- 4) 小西千里,山下善弘,倉田大輔,新清晃.シリンダー電極牽引式電気探査による浅部地盤調査. 地盤工学会誌. 2020, vol. 68(4), p. 20-23.
深層学習モデルを用いた出水時における河川堤防内水位の予測精度向上に関する考察

河川堤防 水位予測 再帰型ニューラルネットワーク

岡山大学大学院環境生命科学研究科 正会員 竹下祐二 岡山大学大学院環境生命科学研究科 学生会員 〇山本純也 岡山大学大学院環境生命科学研究科 学生会員 川田勇希

1. はじめに

著者らは、出水時に発生する堤防内の浸透挙動を迅速に予測する手法として、深層学習を用いたニューラルネットワーク(Deep Neural Network; DNN)による堤内基盤水位の予測方法を提案している¹⁾。さらに、水位予測時間が長くなる 場合の予測精度を向上させる深層学習モデルとして、中間層ユニットにメモリセルを導入した LSTM (Long short-termmemory)を用いた再帰型ニューラルネットワーク(Recurrent Neural Network; RNN)に着目し、現時刻から 3~4 時間後 での水位予測において、その精度向上を確認している²⁾。本文では、水位予測精度の更なる向上方法として、時系列デ ータのプリプロセス手法である Adaptation 法³⁾を用いた深層学習モデルの構築を試みた。その有用性は、一級河川堤防に おいて 2020 年 7 月と 2021 年 8 月の出水時に計測された河川水位と堤内基盤水位を用いて検証した。

2. 対象堤防の状況と浸透挙動の計測方法

対象とした河川堤防は一級河川小田川右岸堤防5k600地点(倉敷市真備町服部地内)である。本堤防の右岸5k400~ 6k200区間は平成30年7月豪雨災害後,堤防強化工事が実施され,裏のり面の拡幅および裏のり先にドレーン設置が実施 されている。堤防土質断面モデルと観測井の設置位置を図-1に示す⁴⁾。基礎地盤層の透水性は良好であり,As層(透水 係数k=1.10×10⁻² cm/s)とDs層(k=2.25×10⁻³ cm/s)が概ね水平に堆積している。基礎地盤層の水位(以後,基盤水位と 記す)は、As層とDs層に連続したストレーナを有する観測井(川表側;W-5,川裏側;W-3)にて、また、河川水位は 5k600右岸の低水護岸部分にて、ロガーー体型絶対圧水位計を用いた10分間隔での水位計測を行っている。さらに、堤防 のり肩地表面には簡易型転倒升雨量計を設置して、原位置における降雨量を30分間隔で計測している⁴。

3. ニューラルネットワークによる堤防内水位の学習と予測方法

ニューラルネットワークの入力層には、現時刻から180分前までの7時刻(180分前、150分前、120分前、90分前、60分 前、30分前、現時刻)における河川水位と基盤水位(観測井W-5)の合計14時刻での水位計測値を与える。提案したニ ューラルネットワークによる水位予測モデル^(1),2)では、現時刻*i*において、任意の時刻*i*+*n*での基盤水位を予測する際には、 時刻*i*+1以降の水位計測情報が存在しない。そこで、この予測時刻までの基盤水位情報を補完するためにAdaptation法を 用いて、時刻*i*+1,*i*+2,…*i*+(*n*-1)において深層学習モデルが予測した基盤水位を時刻*i*+*n*での基盤水位予測に使用した。例 えば、図-2(a)に示すように、現時刻から120分後の基盤水位の予測を行う場合、基盤水位と河川水位の情報は、現時刻ま での7時刻における計測値(河川水位*r*₁~*r*₁および基盤水位小1~*h*₇)のみであり、現時刻から30分後、60分後、90分後に おける基盤水位情報が存在しない。そこで、現時刻から30分後、60分後、90分後におけるそれぞれの基盤水位の予測値 *h*_{p30}, *h*_{p60}, *h*_{p90}を入力値として追加し、120分後の基盤水位予測を行う。つまり、Adaptation法では基盤水位予測に用いる 入力基盤水位として、図-2(b)に示すように、既に予測時刻までに予測した基盤水位を入力値として用いる。また、ニュ ーラルネットワークの出力層には、現時刻から1時間後から6時間後までの1時間ごとの観測井W-5の計測水位を教師デー タとして与えた。これらの各時刻における基盤水位を予測するために、それぞれの予測時刻に対応したDNNおよびRNN モデルを構築した。なお、Adaptation法を追加したDNNとRNNモデルはそれぞれDNN+A、RNN+Aと表記する。これら の4つの深層学習モデルに対して、図-3と図-4に示す6回の出水時に測定された水位を用い、**表-1**に示すように出水事例



図-1 小田川5k600右岸堤防の土質断面および水位観測井

Improvement of prediction accuracy of seepage flow behavior in river levee during flood by deep learning model; Yuji Takeshita, Junya Yamamoto, and Yuki Kawada, Okayama Univ.





図-4 基盤水位予測に用いた出水事例

の学習と水位予測を行った。2021年8月出水では、河川水位が1度上昇した後も降雨が継続して複数回の河川水位上昇を 観測しており、2018年7月豪雨時の水位変動パターンとやや類似しているが、出水事例の中では異なる水位変動パターン であった。深層学習モデルの学習誤差を評価するための損失関数としては、式(1)で定義される平均平方二乗誤差(Root Mean Square Error; *RMSE*)を用い、この値を最小化するようにAMSGradによるミニバッチ勾配降下法を用いた誤差逆伝 播法によってニューラルネットワークの各層の重みパラメータを調整した⁵⁾。また、ニューラルネットワーク構造と学 習回数は感度解析を実施して決定した²⁾。

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} (h_{oi} - h_{pi})^2} \quad (1)$$

ここに、hoi:実測水位、hpi:予測水位、n:水位データ総数

表-1 解析に用いた出水事例

| 予測する出水 | 学習させた出水 | | | |
|------------|----------------|------------|--|--|
| 2021年8日豪雨 | 2020年7月豪雨 | 2017年台風18号 | | |
| 2021-071家府 | 2020 1777 3411 | 2017年台風21号 | | |
| 2020年7月豪雨 | 2021年9日豪雨 | 2018年7月豪雨 | | |
| | 2021-0713411 | 2018年台風24号 | | |





図-7 予測時間に応じたRMSEの変動

4. 出水時における基盤水位の予測精度

2020年7月と2021年8月の出水事例に対して、現時刻から6時間後までの1時間ごとの時刻において基盤水位の予測を行い、予測された水位の変動状況をそれぞれ図-5と図-6に示す。また、それぞれの出水における現時刻からの予測時間に対する*RMSE*として、図-7(a)では、基盤水位が11.6mを超える時間帯、図-7(b)では、2度目の河川水位上昇ピークに当たる時間帯での*RMSE*を示した。2020年7月の出水では、DNNモデルでは基盤水位が水位ピーク時刻付近での水位予測精度がRNNモデルよりも低下し、予測時間が長時間後になるにつれて基盤水位を過大に予測する傾向が見られた。Adaptation法を用いたモデルでは、精度向上が認められ、RNN+AモデルではDNN+Aモデルに比べて予測精度の向上が認められる。この要因はRNNモデルがDNNモデルに比較して予測精度が良好であったことに起因するものと考えられる。

一方,2021年8月の出水では、RNNモデルやAdaptation法の適用による基盤水位の予測精度の向上が認められない。 この出水では複数回の水位上昇が連続的に発生しており、今回学習させた出水時の水位変動パターンにおいては、過去 に類似した水位変動が2018年7月豪雨のみであり、水位の変動幅も最小であったため、時系列データのパターン認識に有 用なRNNモデルやRNN+Aモデルにおいては、2度目以降の水位上昇挙動を十分にトレースできず、予測時間が短い場合 においても水位予測誤差が発生し、2度目以降の水位上昇時に水位予測誤差が伝播して予測誤差が蓄積されていく傾向が 見られる。RMSEはRNNやAdaptation法を用いたモデルにおいて小さくなる傾向を示している。したがって、これらの解 析事例によれば、学習済みの水位変動パターンに対する水位予測においては、長期予測で精度向上が認められるRNNモ デルに対してAdaptation法を適用することにより、現時刻から長時間経過後における水位予測精度の向上が期待できると 思われる。

5. おわりに

実河川堤防において出水時に計測された河川水位と基盤水位の挙動を学習させた深層学習モデルを用いて基盤水位の 変動予測を行う場合,水位の予測精度の向上方法として,時系列データのプリプロセス手法であるAdaptation法の適用性 を検討した。予測すべき出水が学習済みの出水事例と類似した水位挙動である場合には,精度向上が期待できる結果が 得られた。そのため,深層学習モデルに種々の出水事例を学習させることが重要であると考えられ,計測点配置,計測 間隔,計測すべき物理量の選定などの堤防内浸透挙動の計測システムについての検討が今後の課題であると思われる。

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による受託研究費(令和3年度)および令和2年度JSPS科研費 JP18K04347の助成を受けて実施しました。また,復建調査設計(株)上熊秀保氏,片山頌嵩氏,岡山地下水調査(有) 西村 輝氏には,河川堤防での計測にご協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 竹下祐二・鳥越友輔:深層学習を用いた出水時における河川堤防内水位の予測方法, 土木学会論文集C, 76, 4, 340-349, 2020.
- 2) 竹下祐二・山本純也・鳥越友輔:再帰型ニューラルネットワークを用いた河川堤防内水位の変動予測に関する考察, 第8回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.17-20, 2020.
- 3) 徳田大輔,他:深層学習と簡易な前処理による洪水予測手法の日本行きへの適用:鬼怒川を例として, https://www.jstage.jst.go.jp/article/jshwr/31/0/31_42/_pdf/-char/ja
- 4) 竹下祐二,他:出水時における河川堤防内の浸透挙動の計測事例,土木学会論文集B1,75,1,155-164,2019.
- 5) 斎藤康毅: ゼロから作るDeep Learning-Pythonで学ぶディープラーニングの理論と実装, オライリージャパン, 51-66, 2016.

スパースモデリングによる河川堤防のり面内の 土中水分動態を表す回帰モデル作成に関する考察

河川堤防 土中水分動態 スパースモデリング

岡山大学大学院環境生命科学研究科 正会員 竹下祐二 岡山大学大学院環境生命科学研究科 学生会員 〇川田勇希 岡山大学大学院環境生命科学研究科 学生会員 山本純也

1. はじめに

河川堤防のり面における浸透破壊の状態を準リアルタイムに把握するためには、堤防内での浸透挙動の精度良い計測 と計測値に基づいた予測方法が必要である。著者らは、深層ニューラルネットワークを用いて豪雨時における堤防のり 面表層領域での土中水分動態を準リアルタイムで予測する方法を提案している¹⁾。本文では、一級河川堤防のり面にお いて長期間連続計測された降雨量と土中水分動態²に対してスパースモデリング手法を適用し、降雨時の土中水分動態 を説明するために必要な本質的因子を抽出して、変数選択を行うことにより、堤防のり面での土中水分量の降雨応答特 性を表現できる回帰モデルの算出を試みた。算出された回帰モデルを用いた豪雨時の土中水分量の動態予測の有用性に ついては、深層学習モデルとの比較により考察した。

2. 対象堤防の状況と浸透挙動の計測方法

対象堤防である一級河川高梁川右岸4k900地点の堤防裏のり面では、のり先、中腹、のり肩の3地点において多深度計 測型の挿入式土中水分計を用いた土中水分量の動態計測を30分間隔で実施し、簡易型転倒升雨量計を用いて原位置での 降雨量計測も30分間隔で行っている²⁾。本解析では、2017年から2019年に現地計測された降雨量と裏のり先地点表層部 分(計測深度7cm)における土中水分量を用いた。なお、土中水分量は体積含水率として計測されているが、本解析で は、地盤の間隙率を用いて算出された土の飽和度(以後、飽和度と記す)を用いて、土中水分動態を評価する。

3. スパースモデリングを用いた土中水分動態を表す回帰モデルの作成方法

3.1 スパースモデリングの概要

スパースモデリングとは、スパース性と呼ばれる本質部分に関わるものが疎であるという性質を駆使して、高次元デ ータから説明変数のうち本質的な寄与をするものだけを自動的に抽出することができるように工夫する方法である³⁾。 スパースモデリングの手法であるLASSO(Least Absolute Shrinkage and Selection Operators)では、観測行列*A*,観測結果y、 未知の重みxに対して、観測誤差bを含み、*y=Ax+b*となる事象に対して、観測誤差を除いた*y=Ax*をできるだけ満足し、か つ、*x*の要素がより多く零の成分を持つような*x*の解を求めることを目的として次式で定義される³⁾。

$$\min_{x} \{ \frac{1}{2\lambda} \| y - Ax \|_{2}^{2} + \| x \|_{1} \}$$
(1)

ここで、んはxの要素のうち零要素の占める多さを決定する正則化パラメータである。

式(1)において, 観測誤差をできるだけ小さくするようなxを求めるために(y-Ax)の2乗和を最小化する。これによって y=Axをできるだけ満たすxを算出する。それに加えて次式に示されるxのL1ノルムの最小化も同時に行う。

$$\|x\|_{1} = |x_{1}| + |x_{2}| + \dots + |x_{n}|$$
(2)

このL1ノルムの最小化により,各成分の絶対値が小さくなるため,零となる成分も多くなる結果が得られる。これら によってy=Axを満たすものの中から,より零要素を持つxの組み合わせを見つけることがLASSOの目的である。本研究 では、プログラミング言語pythonの機械学習ライブラリに公開されているLASSOのプログラムを用いた⁴⁾。

3.2 土中水分動態予測における深層学習モデルと回帰モデルの比較

(1) 深層学習モデル

深層学習を用いた土中水分動態予測方法¹⁾の概要を図-1に示す。深層学習モデルでは、入力層に、現時刻から180分前 までの7時刻(現時刻,30分前,60分前,90分前,120分前,150分前,180分前)における飽和度の計測値およびこれら7 時刻において計測された降雨量と現時刻から30分後の降雨量の情報(30分間の降雨量の予報値)を加えた計8時刻での降 雨量による計15個の計測情報を与え、複数の中間層による重み計算を経て、出力層では、現時刻から30分後の飽和度の 予測値yを出力する。深層学習モデルでは、モデルの学習に時間を要することや、30分後の飽和度予測を行う場合の本質 的な計測情報を抽出できないことが難点であるが、学習に用いる計測データの質と量に依存した予測精度が期待される。 (2) スパースモデリングによる回帰モデル

スパースモデリングを用いて土中水分動態の降雨応答特性を評価する方法の概念図を図-2に示す。前述した深層学習 モデルと同様に土中水分動態予測を行う場合には、現時刻から30分後の飽和度yは、現時刻から7時刻前に計測された降 雨量(*A*₂~*A*₈)と現時刻から30分後の降雨量情報*A*₁、および現時刻から7時刻前に計測された飽和度(*A*₉~*A*₁₅)の計15個 の計測情報のそれぞれに対して、重みx1…x15を掛け合わせ、観測誤差bを加えた次式で表されると考える。

A study on regression modeling of soil moisture movement Yuji Takeshita, Yuki Kawata and Junya Yamamoto; *Okayama Univ.* in river levee slope by sparse modeling.





図-1 深層学習を用いた土中水分動態予測方法





図-3 解析に用いた降雨イベントと土中水分動態の計測事例(2017年~2019年)

 $y = A_1 x_1 + A_2 x_2 + \dots + A_{14} x_{14} + A_{15} x_{15} + b$

(3)

そこで,式(3)の観測誤差bを除いたy=Axの条件式を満たし,かつ,より零要素の多くなるようなxの組み合わせを抽出 して,降雨量と飽和度のより少ない計測値のみから,現時刻から30分後の飽和度を算出する回帰モデルを作成する。こ れにより飽和度予測を行う上での重要な計測情報を抽出し,変数選択を行うことが期待される。

3.3 解析に用いた降雨イベント

計測された降雨イベントと土中水分動態を図-3に示す。このうち,累加雨量が20mm以上である31個の降雨イベントを 解析対象として,予測対象とした降雨イベントを除いた30個の降雨イベントを用いて回帰モデル式(3)および深層学習モ デルを作成し,現時刻から30分後の飽和度予測を試みる。ここで,予測対象として選定した降雨イベントは,計測期間 において累加雨量が特に多かった2018年7月豪雨と2017年台風18号の2つの降雨イベントであり,図-3中に五角形で囲ま れた数字で示した。なお,飽和度の予測精度は,予測値と実測値との平均平方二乗誤差(Root Mean Square Error; *RMSE*) を用いて評価する。

4. 土中水分動態を表す回帰式を用いた飽和度予測

4.1 累加雨量の大きな降雨イベントに対する適用事例

(1) 2018年7月豪雨

図-3に示す2018年7月豪雨(図中の降雨イベント番号18)以外の30個の降雨イベントに対して,現時刻から30分後の飽 和度を表現できる回帰モデルとして式(5)を得た。



図-4 予測された飽和度の変動(20mm以上の降雨イベント30個を用いた2018年7月豪雨での予測)



図-5 予測された飽和度の変動(20mm以上の降雨イベント30個を用いた2017年台風18号での予測)

 $Sr_{+30} = Sr_0 * 0.9533626912064034 + rain_{+30} * 0.31071997943887186 + 2.779500798834178$ (5)

ここで, Sr₊₃₀:30分後の飽和度(%), Sr₀:現時刻の飽和度(%), rain₊₃₀:30分後の降雨量の情報(mm)

式(5)によれば、30分後の飽和度S_{r+30}は、現時刻の飽和度S_{r0}と30分後の降雨量の情報*rain*+30の2つの要素によって表されている。つまり、現時刻から30分後の飽和度を予測する上では、この2つの計測情報が本質的な変数であると考えられる。 式(5)を用いて2018年7月豪雨に対して現時刻から30分後の飽和度予測を行い、深層学習モデルを用いて出力された予測 飽和度と計測された飽和度値を比較したグラフを図-4に示す。図-4より、スパースモデリングによる回帰モデルでは、 深層学習モデルと同等の予測結果が得られていると思われる。*RMSE*は深層学習モデルの方がやや小さいが、両者に有意な差異はないと判断され、回帰モデルによる飽和度の予測値は計測値を十分にトレースされていると考えられる。 (2) 2017年台風18号

図-3に示す2017年台風18号(図中の降雨イベント番号8)以外の30個の降雨イベントに対して,現時刻から30分後の飽 和度を表現できる回帰モデルとして式(6)を得た。

$$Sr_{+30} = Sr_0 * 0.9590232623972172 + rain_{+30} * 0.2723646250248349 + 2.5209461944977676$$
(6)

式(6)は式(5)と同様に、30分後の飽和度は現時刻の飽和度Sr₀と30分後の降雨量の情報rain+30の2つの要素により表されており、両式の係数に大きな差異はないことから、対象堤防における土中水分動態を表す回帰モデルとしては、同様の特徴を有していると考えられる。2017年台風18号に対して、式(6)を用いて現時刻から30分後の飽和度予測を行い、深層学習モデルを用いて得られた予測飽和度と比較したグラフを図-5に示す。図-5によれば、回帰モデルによる飽和度の予測値は、深層学習モデルと同様の結果が得られていると思われる。

4.2 降雨イベントの選定数による影響

飽和度予測に用いる降雨イベント数が予測精度に与える影響を確認するために、累加雨量が20mm以上30mm未満である12個の降雨イベント(図-3中に四角形で囲まれた数字で表示)のみを選択し、スパースモデリングにより現時刻から30分後の飽和度を表す回帰モデルを作成した。得られた回帰モデルを式(7)に示す。

$$Sr_{+30} = Sr_0 * 0.9377778551692936 + rain_{+30} * 0.29520585963967333 + 3.8952796329250674$$
(7)

式(7)は、式(5)や式(6)と比較して大きな違いがなく、少ない降雨イベントデータからでも現時刻から30分後の飽和度を 表す回帰モデルが作成されていることがわかる。そこで、式(7)を2018年7月豪雨と2017年台風18号のそれぞれの降雨イ



図-6 予測された飽和度の変動(20mm以上30mm未満の降雨イベント12個を用いた予測)

ベントに適用して,現時刻から30分後の予測飽和度と計測された飽和度を比較したグラフを図-6にそれぞれ示す。図中には,比較のため,同様の12個の降雨イベントを学習させた深層学習モデルを用いた予測値も併記した。

図-6(a),図-6(b)によれば、2つの降雨イベントにおいて回帰モデルを用いた飽和度の予測値は、計測値を十分にトレ ースしている結果が得られた。図-4と図-6(a),図-5と図-6(b)を比較して、*RMSE*も有意な差異はないと判断される。こ れらのことから、スパースモデリングを用いれば、より少ない降雨イベントでの計測データから土中水分動態を表す回 帰モデルを作成することが可能であると考えられる。また、深層学習モデルによる飽和度の予測値は回帰モデルに比較 して計測値を十分にトレースできていない箇所が散見される。*RMSE*もスパースモデリングを用いた場合と比較してや や大きな精度が確認された。このことから、少ない計測データを用いて土中水分動態の予測を行う場合には、深層学習 モデルよりもスパースモデリングによる回帰モデルの方が良好な結果が得られた。

5. おわりに

スパースモデリングの手法であるLASSOを用いて、河川堤防のり面表層の土中水分動態(飽和度)を表す回帰モデルの作成を試みた。得られた成果を以下に示す。

1) 現時刻から30分後の飽和度の予測を行う場合,回帰モデルは深層学習モデルと同等の予測精度が得られた。

2)回帰モデルは、モデル作成に用いる降雨イベント数が減少した場合においても予測精度に大きな変化が見られなかったが、深層学習モデルでは、学習に用いた計測データ量に依存する予測精度が得られた。

3) スパースモデリングでは、重要な計測情報を抽出した変数選択が行われることにより、評価すべき計測データが少な い場合においても適切な回帰モデルの作成を行える有用性を有していると思われる。

今後は、堤防内での浸透挙動の計測システムについての検討を行うとともに、スパースモデリングと深層学習を効果 的に活用した堤防内の浸透挙動のモデリング方法の検討を行う予定である。

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による受託研究費(令和3年度)および令和2年度JSPS科研費 JP18K04347の助成を受けて実施しました。また,復建調査設計(株)上熊秀保氏,片山頌嵩氏,岡山地下水調査(有) 西村 輝氏には,河川堤防での計測にご協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 竹下祐二・川田勇希・山本純也:深層学習を用いた降雨時における河川堤防内の土中水分動態の予測方法,第56回 地盤工学研究発表会発表講演集, pp.12-6-1-07,2021.
- 2) 竹下祐二・片山頌嵩・津國遼太郎・児子真也:漏水が発生している河川堤防における浸透挙動の計測事例,地盤工学 ジャーナル, Vol.13, No.1, pp.101-110, 2018.
- 3) 大関真之: 講義ノート「今日からできるスパースモデリング」, http://www-adsys.sys.i.kyoto-u.ac.jp/mohzeki/Presentat ion/lecturenote20150902.pdf, (参照2021年10月19日)
- 4) 染田貴志ら: ITエンジニアのためのスパースモデリング入門, 翔泳社, 2021.

光ファイバセンサ 堤防決壊 河岸侵食

株式会社レーザック 正会員 〇町島祐一

1. はじめに

近年,台風や前線の影響により,施設能力を上回る氾濫が頻発しており,堤防の決壊や河岸の侵食等の災害対応への迅速化を図るため,リアルタイムな情報収集が重要となっている。とりわけ,豪雨・浸水によって人が近づけない,ドローンが飛べない,夜間の視野劣化やカメラの死角などの現場的問題が存在しており,それらを克服することのできる堤防決壊・河岸侵食の検知技術が求められている。

筆者らは光ファイバケーブルの全線を振動センサとして機能させる光ファイバ分布型振動センサの開発を進めてきた。一方,国管理の河川堤防においては,水門の制御管理用として堤防内に通信用の光ファイバケーブルが多く埋設されている。分布型光ファイバ振動センサで使用する光ファイバは,通信用に使われているシングルモード光ファイバと同様であり,もしこの既設光ファイバケーブルを決壊・侵食検知センサとして使用することができれば,豪雨や 夜間においても,人の目視によらず早期に確認することができる。

そうした利点を踏まえ、今般、国土交通省・国土技術政策総合研究所(以下、「国総研」)が実施した、越水及び 河岸侵食の水理模型実験(「河川堤防の変状検知システムに関する技術公募」に応募・採択)に参加した。本実験に おいて、模擬堤防内に埋設した光ファイバによって、越水による堤防決壊、及び洪水(ここでは「河川流量の大幅な 増加」、以下同様)による河岸侵食を明確に検知できたので、その概要を報告する。

2. 光ファイバ分布型振動センサ

1本の光ファイバ上に作用する振動を分布的に検出するには、一般に C-OTDR (Coherent-Optical Time Domain Reflectometry) という技術を用いる。振動分布検知用途の C-OTDR は DAS (Distributed Acoustic Sensor),或いは DVS (Distributed Vibration Sensor) とも呼ばれ、パルス光によって位置を検出する一方、局所的な後方散乱光の位相 変動で振幅を割り出す手法である。以下に、越水による堤防決壊及び洪水による河岸侵食の検知を行う上での、本シ ステムの特徴を整理した。

- (1) 光ファイバ分布型振動センサとは、1本の光ファイバで長手方向の振動分布を直視でき、振動分布の時間変化を モニタ、記録できる装置である。堤防や河岸に埋設された光ケーブルを用いて、昼夜・天候を問わず、遠隔に 現地の状況を推測することができる。変状の特定は、変状箇所及び振動の大きさによる。
- (2) 計測装置は、耐候性および耐久性を備えた屋外キャビネット、または屋内施設に配備する。計測装置は、電源 供給および通信手段を確保した場所とする。LAN環境があれば、遠隔操作・監視が可能である。消費電力も小 さいため、太陽電池及び蓄電池等の自立型電源による稼働も可能である。

3. 水理模型実験の概要

国総研は2020年11月に,越水や侵食に伴う河川堤防の変状を捉える「変状検知システム」を技術公募し,応募の あった技術のうち選考された技術について,性能確認試験を実施した。本報告はこの性能確認試験として,茨城県つ くば市土木研究所実験設備内で実施された水理模型実験の結果に基づくものである。

越水用模擬堤防の寸法は、長さ6m、高さ1m、天端幅1m、法面底辺幅2mであり、盛土をランマーで締め固めた構造である。侵食用模擬河岸の流路長さは30m、侵食対象河岸は高さ0.5m、底辺幅1mである。3箇所の特定観察箇所 (上流から順に橋台護岸部、橋台部、一般部)を設け、それぞれに水制(邪魔板)を用いて侵食を促進させた。なお、 河岸は一般的な海岸砂で形成されており、締固め等は行われていない。

光ファイバの設置位置は,越水用模擬堤防については天端中央部深さ約10cmの位置に光ファイバを埋設した。侵 食用模擬河岸では,法面中央部付近深さ約3cmの所に埋設した。

4. 計測条件

試験の計測条件としては、サンプリング速度 1kHz,空間サンプル分解能 20cm,空間分解能 5m とした。空間サン プル分解能とは、空間分解能をずらしていく距離に相当する。即ち、今回は 5m を 20cm ずつずらしながらデータを収 録している。5m の空間分解能であることから、各箇所のデータはその位置を中心とする前後 2.5m (計 5m)の平均振 動値(μm/sec:変位速度)である。振幅データは、1kHz で収録した値を 5 秒毎の標準偏差で整理した。

5. 越水による堤防決壊試験の結果

図-1 に堤防決壊試験全体の振動分布をコンターで示す。横軸に時刻,縦軸に位置(計測室を 0m と,点線箇所が堤防部に相当),コンターで振幅である。14:43頃に堤防天端が決壊して光ファイバが露出して直接越流水が当たり始めたが,同時刻より振幅が急上昇していることが明瞭に判別できる。



6. 洪水による河岸侵食試験の結果

図-2 で河岸侵食試験全体の振動分布をコンターで示す。横軸に時刻,縦軸に位置(計測室を0m,点線箇所が河岸 部に相当),コンターで振幅である。13:15より一般部近傍の水制(邪魔板)が設置された後,下流側から河岸浸食 が進んでいることが明瞭に識別できている。



7. まとめ

越水による堤防決壊及び洪水による河岸侵食を模擬した水理模型実験に対して,光ファイバ分布型振動センサの適 用を試みた。その結果,両試験において,光ファイバが露出すると即時に検出することが確認できた。

今後の課題としては既設ケーブル活用を視野に入れ、本邦で行われている光ケーブル埋設手法(U字溝等)環境で の検証を行いたいと考えている。本試験と類似して、溝に水流が侵入することで、通常とは大きく異なる振動が観測 できると予測している。

謝辞:試験データ利用に関する許可につきまして,国総研・河川研究部・河川研究室には厚く御礼申し上げます。

第27巻河川技術論文集・河川シンポ堤防分野に見る今後の研究方向性

パイピング, 減災, 水防

国立研究開発法人・土木研究所 正会員 博(工) 諏訪 義雄

1. はじめに

2021年6月に河川技術論文集第27巻¹⁾が発刊,2021年 度河川技術に関するシンポジウムが開催され,堤防に関 する調査研究の発表及び質疑応答が行われた.概要を報 告し,浸透を中心に今後の研究方向性について考察する.

堤防の破壊・破堤メカニズムは、1)越流・越水、2)侵食・ 洗堀、3)浸透、4)地震動に分けることができる.このうち、 2)の侵食・洗堀は、2)-1堤体表面の侵食・洗堀、2)-2流路 移動による侵食・洗堀、2)-3既設護岸の機能喪失評価に細 分できる.3)の浸透についても、3)-1堤体内浸潤面上昇に よる破壊、3)-2基礎地盤浸透流によるパイピング破壊に 細分できる.本原稿は洪水を対象とするので、地震動破 壊である4)は対象外とする.

堤防マネジメントサイクルから, a)計画、b)設計、c)施 工、d)管理(点検・維持含む)の各ステージに分類できる.

減災マネジメントについて、外力規模・現象の進行を 横軸とって概念分類すると図1のように表現できる²⁾. 堤防被災は、設計外力以下で生じるi)把握できていない弱 点・現象による被災,ii)安全度低下,劣化・機能低下によ る被災がある.被災がiv)破堤であると,v)堤内地の一般被 害の発生・拡大に至る.設計外力(計画高水位)より大き い規模の洪水になると、計画高水位より上には通常護岸 がないので、例えば、急流河川では堤防の侵食被災等iii) 河道内災害が発生し、進行するとiv)破堤に至る.越流・ 越水が生じるとiv)破堤に至る.破堤した後にv)堤内地の 一般被害の発生・拡大へ進展する.大水害では、再度災害 の防止・軽減等復旧・復興が重要となり、vi)復旧・復興 が遅れる・失敗する等があると 2 次被害としての一般被 害拡大が生じる.

2. 河川技術論文集第27巻の堤防研究の内容

第27巻の「堤防」カテゴリーには8編の論文と3編の 報告が掲載された.これら11編は著者が投稿時に「堤防」 の原稿と登録したものである.内訳は、3)-2基礎地盤のパ イピング・噴砂5編、d)管理のうちの点検として3次元 測量結果から堤防高や堤体変状を捉えるもの3編、1)越 流2編、3)-1降雨の堤体浸透1編である.「堤防」には堤 防破壊メカニズムの主要因の1つである侵食・洗堀や護 岸被災に関する調査・研究の原稿がなく、土質力学研究 や越流研究と認識されている状況が伺える。

第27巻には、洪水による2)-1及び2)-2 侵食・洗堀、2)-3 護岸を扱っている調査・研究が7編あり、「観測技術・ 計測技術」に2編、「洪水流」に1編、「維持管理」に2 編、「洪水リスク」に1編、「水災害・水防災・減災」に1 編登録されていた.2)-1及び2)-2 侵食・洗堀や2)-3 護岸 は、著者によって・研究のアプローチによって捉え方が 異なっていることがわかる.

1)越流・越水原稿も、「堤防」以外のカテゴリーに登録



構造物の変状から一般被害拡大までの洪水応答

The Direction of Levee Research Ditected in the Advances in River Engineering, Vol.27 Yoshio Suwa, Public Works Research Institute

されているものがあった.「観測技術・計測技術」に越流 や越流による堤体侵食の検知を扱う2編あり,d)管理ス テージに役立てることを意図するものである.「河川構造 物」に越流堤の被覆工構造に関する2編があった.アス ファルトフェーシングの被災メカニズム解明と設計への 反映,ブロック被覆工の設計と施工及び管理における許 容不陸量等を扱っており,b)設計・c)施工・d)管理の各ス テージに役立てることができる.

「洪水氾濫予測」では,破堤点を洪水位が堤防天端高 を超えた(つまり越流発生)時点で設定する方法と通報 やカメラ監視結果に基づき(浸透・侵食等)手入力で破堤 箇所を設定する方法を搭載した事務所か使う氾濫予測計 算1編があった.「水災害・水防災・減災」には氾濫流の 解析から河道に戻る逆越流で破堤したの推定1編,令和 2年7月豪雨の球磨川における河道の洪水流と堤内地の 氾濫流を解析したもの1編があった.これら3編はd)管 理ステージのうち特に危機管理に役立てることができる.

霞堤を扱った論文が2本あり、1本は「洪水・氾濫予 測」の霞堤遊水区域の洪水調節効果、もう1本は「水災 害・水防災・減災」で洪水調節機能に加えて、内水排除、 氾濫流の河道還元、パイピング緩和機能も併せて治水効 果を評価するものであり,a)計画のステージに反映できる 可能性がある.

「水災害・水防災・減災」には水防活動実態についてヒ ヤリングした結果を考察しているものが1本あり、水防 活動の中心が水防工法実施から内水対策や避難支援に移 っていると考察されていた.「維持管理」では、既に述べ た侵食・洗堀の2編以外に、成長調整剤・除草剤を用い た堤体植生管理を扱ったものが1編あった.いずれもd) 管理のステージを扱ったものといえる.

図1の位置づけで見ると, i) (把握できていない) 弱点・ 現象関係が 15 編, ii)安全度低下及び劣化・機能低下が 8 編, iii) 河道内災害発生が 5 編, iv) 破堤が 7 編, v) 堤内 地の一般被害の発生・拡大は 7 編, vi) 復旧・復興が 2 編 であった.河川管理者の要望が強い侵食,浸透破壊につ いての弱点把握に対応する研究開発が多い.堤内地一般 被害の発生・拡大に関する調査研究は,氾濫予測,霞堤の 機能(既存施設の存置・有効活用),氾濫流実態,水防団 活動実態の把握が多く,土地利用につなげる調査研究ま でには至っていない.また,復旧・復興の成功失敗分析, 提案に関する調査研究は,堤防を扱う原稿では見られな かった.流域治水に関する原稿は,もっぱら治水計画や 流域の多様な対策を推奨するもので,越流強化工法の配 置や堤防の強化・整備方法を介して被害軽減に働きかけ る提案はなかった.

3. 堤防浸透研究にみる課題と今後の方向

3)堤防浸透破壊に関する調査研究原稿と質疑応答³から伺える堤防研究の課題と今後の方向について考察する. 全般の原稿に見られる課題として、「河川堤防構造検討 の手引き」 4等既往の基準・マニュアル類の改善を提案す るものが少ない. 例えば, 堤体浸透は, 近年進展した調査 研究が外水浸透を専らにしていた5のに対し,降雨に着目 している点のは重要な問題提起であるにもかかわらず,研 究当事者の意識は、「気候変動による」降雨量増加という 観点に偏っている. 強度の強い降雨による浸透被災事例 が存在し、無視できない事項であることは、中島(2003)7 や瀬川(2004)⁸で確認できる.レビューが前提の学会論文 集においても、手引き類があるとそこでレビューが止ま ってしまう弊害が伺える.また,新規性に高い評価が与 えられる原稿の査読及び評価のしくみも、「気候変動」に 寄せる傾向を助長している可能性がある.一方で,降雨 による浸透被災が近年減少していることは実感として確 実である. 浸透に関する技術の継承・基礎体力強化・発展 の観点からは、その要因が十工の施工管理技術向上によ るのか浸透対策工整備の効果によるのか、それ以外の影 響があるのかについて追跡・推定・評価する調査研究が 今後期待される.

パイピングの調査・研究は、方向性が整理されたとは 言い難い.パイピングを扱った原稿 5 本のうち、露口ら (2021)⁹は、パイピングの 1G 実験で見られる浸透路長が 増加すると*i_{cr}* (パイピング発生限界平均動水勾配) が減少 するスケール効果と NG 加速度実験下でGの増加ととも に*i_{cr}* が減少するスケール効果の要因について3次元の浸 透流・パイプ流計算を行い考察している.その結果、NG 加速度実験、1G 堤体長変化実験ともに、スケール効果は パイプ内流れが乱流に変化するため生じるとしている. さらに、「同一の材料を用いた幾何学的 1/N 縮尺模型に NG の遠心加速度を与える遠心模型では、原型のパイプ内 の流れを再現したものとはならない」とパイピング検討 における相似則上の課題を指摘している.

牧ら(2021)¹⁰は,下層礫層・上層砂層の複層構造透水性 基礎地盤における礫層を一定の深さまで遮水矢板の設置 有無によるパイピング発達の違いについて基礎実験と浸 透流解析の数値計算を行った.その結果,礫層すべてを 遮水できなくても,遮水矢板はパイピングの発達を遅ら せる効果が認められた.数値計算では局所動水勾配の比 較をもってパイピング発達の抑制効果を評価している.

森ら(2021)¹¹)は、杉井ら¹²⁾の研究成果パイピングのトリ ガーは多粒子限界流速である点は踏まえるが、出水時に パイピング危険度をリアルタイムに判断するために現場 の浸透流解析を行うことは実用的でないという判断のも と、実用的な方法として定常流解析結果から水位に対応 する局所鉛直動水勾配を推定する方法を提案している.

諏訪(2021)¹³は、三木ら(1996)¹⁴が実施した大型パイ ピング実験結果について、漏水口と砂層内それぞれの水 頭差-漏水量・浸透流量関係から「パイピング」、「噴砂状 態」の応答状態を読み取り、各応答状態の漏水口流速及 び偏りを考慮した砂層内浸透実流速範囲が、単粒子沈降 速度・管径を代表長としてFr=1となるパイプ流速、干渉 沈降速度で説明できると指摘した.また,現地のパイピング破堤及び噴砂発生事例についてもこれらで説明可能であることも示した.

田川ら(2021)¹⁵は、原稿は、阿武隈川の支川合流部付近 で発生した基盤漏水について、支川・本川・両方からの浸 透流を考慮した2次元・3次元の浸透流解析を行い、支川 合流部のパイピング照査においては本川と支川それぞれ からの浸透流を考慮して実施する必要があることを指摘 した.表層に粘性土の埋土があることから照査基準値と しては G/W=1 を用いている.

パイピングの調査研究に関しても、少なくとも2つの 課題を指摘できる.パイピングに関する論文等では、パ イピング発生の指標及び閾値として現行基準類が採用す る局所動水勾配を用いているものが多い.局所動水勾配 は地盤砂層の粒径や空隙率等の物理的性質を含まず、経 験に基づき設定する指標及び閾値である.多数の経験か ら信頼性を確認できる計画洪水位以下で設計する河川構 造物ならば、経験に基づく指標及び閾値でも問題はない が、設計超過の堤防満杯状態まで評価する減災検討は外 挿推定なので、経験に基づく指標では根拠が乏しい.粒 径や空隙率等の材料特性を反映できる例えば干渉沈降速 度等の指標導入に向けた議論が必要である.

もう1つの課題は、パイピング破壊の全体像あるいは 重要度(危険度)の認識整理である.具体的には、パイピ ング破壊とは進行性破壊なのか進行性破壊に加えてカタ ストロフィックな破壊もあるのかという点である.

小高ら(2018)¹⁰は、複層の透水層基盤を持つ堤防のパイ ピング実験を多数実施し、パイピング破壊は狭義のパイ ピング破壊、広義のパイピング破壊、漏水のみで堤体破 壊なしの3つに分類できると結論付けている.狭義のパ イピング破壊とは、堤体底面と砂層面の境界に堤内地側 からパイプが形成され発達するものであり、露口ら (2021)⁹、牧ら(2021)¹⁰、田川ら(2021)¹⁵が研究対象にしてい る現象である.岡村ら(2018)¹⁷の堤防表面3次元形状から の空洞把握や高密度の貫入試験によるゆるみ領域把握の 研究も狭義のパイピングを対象にしたものである.これ に対し広義のパイピング破壊とは、パイプが形成される のではなく、礫層上部の砂層内の有効応力が低下して、

この層を通るすべり破壊が生じるものであり、こちらの 方が堤体の崩壊度が大きいと指摘¹⁰している. 諏訪 (2021)¹³は、浸透流に対する堤体基盤砂層の応答が「噴砂 状態」になると液状化し、小高ら(2018)¹⁰が指摘する広義 のパイピング破壊が生じうるので、このような場合には 堤体の安定検討を実施すべきであること、「噴砂状態」は、 砂層内の偏りを考慮した浸透実流速が砂層の粒径と空隙 率を反映した干渉沈降速度を上回るかどうかで判定でき ることを指摘した.

河川シンポジウムのパイピング分野の質疑応答では, 広義のパイピング破壊の重要性についての共通認識醸成 には至らず,狭義のパイピング破壊の究明がパイピング 破壊研究と認識している研究者が多いと見受けられた.

一方,現場を熟知する技術者からは以下3点の重要な 指摘があった.

①現場水防技術の観点からも展開が必要.現地で観察できる現象に落とし込んで解説すべき.

②パイピング研究を水防技術、「月の輪」「釜段」の評価や 進歩につなげるべき.堤防漏水を発見した時の現場水防 技術として「月の輪」「釜段」があるが、「水防工法ハンド ブック」では土嚢を3段積む,排水施設を設置する等方 法論が書かれている.しかし、これら工法は本来「パイピ ングの状況をコントロールしてその進行を抑える工法で ある」と思っている.パイピングは抑えが足りなければ 土砂が流出し,抑えが過ぎると他所へのパイピングを生 ずるので噴出孔での様子を見ながら微妙に絶えずコント ロールを必要とする厄介な工法であり,絶えず湛水深を コントロールするために排水施設の高さを変えることが 必要.むやみな命がけの水防活動を科学化(濁水の噴水, 砂が浮いたり沈んだりした状態の解釈,危険の進行,現 場放棄,退避の判断方法等を科学的に評価し,必要な技 術基準を整備)すべき.

③堤防シンポジウム,水防WGの推進をお願いする.

①は実務者と認識共有するための重要な指摘である. 諏訪¹³が重要とした4つの応答に関し、現地で観察できる現象との対比を以下に述べる.

砂層内噴砂状態: 基礎地盤内の現象で洪水時に目で見 ることはできない.しかし,大洪水に堤防の上にいると 堤防が振動している・揺れている等の体験が語られる場 合がある.この堤防振動状態は,基礎地盤砂層が噴砂状 態(液状化)にあると推察される.鬼怒川水害のニュース または you-tube で流れていた堤防際の堤内地地盤で地盤 表層土が振動するとともに微細な亀裂部から沸騰してい るように気泡が出ている動画も堤内地の表層土下の砂層 が「噴砂状態(液状化)」にあると推察される.

<u>砂層内パイピング</u>:砂層内の現象なので直接観察できないが,砂層内で水ミチが貫通しある程度の流量が流れている状態なので出口が発見できれば,そこで水と土砂が湧き出しているはずである.

<u>漏水口噴砂状態</u>:漏水口の現象で観察可能.単粒子沈 降速度程度の流速が生じる状態で,中島ら(1987)¹⁸⁾の観察

(砂粒子が時々漏水とともに流出する)から推定すると, 砂粒子濃度が低い(清水あるいは濁水であっても砂粒子 濃度が小さい)漏水が出る状態と考えられ,漏水の勢い も緩いはずである.砂粒子の密度が小さいので噴砂マウ ンドは形成されないと考えられる.

漏水ロパイピング:漏水ロパイピングは漏水口流速が 単粒子沈降速度を上回った状態で,砂粒子の濃度がある 程度高いと考えられる.現地の噴砂マウンド事例の試算 結果がパイプ径を代表長としたフルード数1を上回る状 態であったことも考え合わせると,噴砂マウンドが形成 される状態は「漏水ロパイピング状態」である.少なくと もマウンドが発達するまでは勢いよく砂粒子濃度の高い 漏水が吹き出していると推察される.表層に粘性土層が あり,水理的バランスで形成されるパイプ径より大きな 陥没穴が発生し,陥没穴の中で漏水とともに砂粒子が激 しく攪拌されている状態が観察されると推定する.

②に関しては、既に西村ら(2018)¹⁹が指摘するように、 1つの穴を対策すると別の穴で噴砂が起きる状態は、釜 段や月の輪等の人海戦術水防工法が有効性を失っている 局面である.堤防敷だけでなく広範囲にわたって砂層が 噴砂状態(液状化)の局面と推察される.すぐに破堤する とは限らないが水防工法従事者の安全を考えれば、この 局面では撤退・待避すべき段階である.広範囲に噴砂状 態となる場所では、現在は河川事業として実施している 川表側の遮水対策・川裏側の排水等による水圧低減対策 の合わせ技、あるいは中島ⁿが紹介・推奨する控堤(高さ の低い二線堤)による水圧差低減対策が有効と考えられ る.これらの対策を、事前水防工法として予め対策して おくのが今後目指すべき姿の1つと考える.

宮村(2010)²⁰⁾が指摘するように、水防は土嚢積みや釜 段・月の輪等の水防工法だけを指すのではなく、自衛の 視点から取り組む水害対策である. 伝統的な水防工法は 公的な治水対策が及ばない地域や時期に自衛で行われて きた応急対策のみを抽出したものになっている. パイピ ングに有効な対策は、力学的・科学的に考えて論理的に ブラッシュアップすれば異なるものにならない.水防と 河川事業による強化対策は実施主体・実施予算が異なる, 対象外力規模が異なると整理する方が理に適っている. その延長線上で考えれば、「水防工法」は釜段工、月の輪 工等のその洪水イベント(あるいはせいぜいその出水期) を対象とする応急工法に限定すべきでなく、地域が主体 となり実施する半永久の質的強化対策を「事前水防工法」 と位置づけ、実施できる道を開くべきだという結論に帰 結する.「水防の充実」とは、水防対策の実施手段を広げ ること、実施のための資金調達手段を広げること(一条 工務店の寄付のような民間資金を募ることも1つの手段) に目を向けることも大切である. 恒久的浸透対策を事前 水防工法として予め実施しておく、工法の機能を長寿命 化する維持管理を地元が行う姿が今後の科学的な水防の 1つの方向と考えられる.

③に関しては、本原稿とそれを受けた議論、今シンポ ジウム後の堤防小委員会の取り組みが回答となるだろう.

参考文献

- 土木学会水工学委員会河川部会(2021),河川技術論文集第 27巻,2021.6
- 2) 諏訪義雄(2021),河川構造物と堤内地の洪水応答特性と減 災への反映、中央大学博士論文,2021.3
- 土木学会水工学委員会河川部会(2021),2021 年度河川技術 に関するシンポジウム、 https://confit.atlas.jp/guide/event/jscehydkasen2021/top

- 財団法人国土技術研究センター(2012),河川堤防構造検討 の手引き(改訂版),JICE 資料第111002 号,平成24 年2 月
- 5) たとえば、福岡ら(2016)、堤防破壊危険確率と堤防脆弱性 指標に基づく堤防破壊危険タイムラインを用いた被災プ ロセスの見える化、第4回河川堤防技術シンポジウム論文 集,2016
- 6) 南ら(2021)、気候変動の影響を考慮した河川堤防の設計降 雨量に関する解析的検討、河川技術論文集第27巻、2021.6
- 中島秀雄(2012), 図説河川堤防 第5章堤防の破壊の機構
 5.1 降雨による堤防の破壊,技法堂出版, p.73-77, 2003.9
- 8) 瀬川明久編集(2004),河川堤防の漏水対策技術(第3版),
 (財)北海道河川防災研究センター,平成16年8月
- 9) 露口祐輔ら(2021), 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, 河川技術論文集第 27 巻, p.169-174, 2021.6
- 10) 牧洋平ら(2021),裏法尻の間隙水圧伝播と漏水挙動からみ た河川堤防における川表遮水工法の効果,河川技術論文集 第27巻,p.217-222,2021.6
- 森聖智ら(2021),堤体基礎地盤のパイピング評価のための 簡易な局所鉛直動水勾配の推定法,河川技術論文集第27 巻,p.223-228,2021.6
- 杉井俊夫ら(2018), 多粒子限界流速を用いた堤防の耐侵食
 性の評価,河川技術論文集,第24巻, pp.619-624, 2018
- 13) 諏訪義雄(2021), 三木ら(1996)大型実験結果の再整理から 見出された砂粒子のパイピング応答状態,河川技術論文集, 第27巻,p.181-186,2021.6
- 14) 三木博史ら(1996)、堤防基礎地盤のパイピング破壊に関す る模型実験3、大型パイピング実験・4.実験結果とその考察・ 参考資料、土木研究所資料第3399号、p47-p115、1996
- 15) 田川央ら(2021), 令和元年台風19号による阿武隈川の漏水 箇所における詳細調査及び被災要因分析,河川技術論文集, 第27巻, p.193-198, 2021.6
- 16) 小高猛司ら(2018)、高透水性基礎地盤を有する河川堤防の 崩壊メカニズムと評価手法に関する研究、河川技術論文集、 第24巻,pp559-pp564,2018
- 17) 岡村未対ら(2018),堤体表面沈下分布と貫入試験によるパイピング緩み領域の把握、河川技術論文集、第24巻,p.529-534,2018
- 中島秀雄ら(1987), X 線を用いた土の浸透破壊実験とその 考察,応用地質年報, No.9, p.21-41, 1987
- 19) 西村ら(2018),河川堤防のパイピング危険度の力学的簡易 点検フローと漏水対策型水防工法の効果発揮条件,河川技 術論文集,第24巻,p.613-618,2018
- 20) 宮村忠(2010), 改訂水害 治水と水防の知恵, 関東学院大 学出版会, 2010 年 3 月

立地・土質構成が異なる2流域の堤体における降雨浸透挙動の現地観測

| 現地観測 | 降雨浸透 | 堤体土質 | 北見工業大学 | 学生会員 | ○南穂香 | |
|------|------|------|-----------|------|---------|-------|
| | | | 北見工業大学 | 正会員 | 川尻峻三 | |
| | | | 北見工業大学大学院 | 学生会員 | 岡村健斗, 小 | 卜笠原明信 |

1. はじめに

北海道では国内の温暖な多雨地域と比較してこれまでに台風や集中豪雨の影響が小さいため、今後の気候変動による 降雨量の増加が河川水位の上昇に匹敵する外力となる可能性がある¹⁾.気候変動を考慮した設計雨量では、降雨形態の 地域特性や堤体土質の違いが浸透挙動に与える影響を考慮した降雨波形の設定が求められる.しかし、堤体土質が浸潤 線の移動速度や堤体内水位の上昇過程に及ぼす影響には未だ不明な点が多い.そこで本研究では、気候条件および堤体 土質構成が異なる北海道東部の2 流域の堤体を対象として、降雨浸透挙動を把握するために堤体内水位、土壌水分、土 中温度などの現地観測を行い、降雨に対する堤体内の水理挙動について検討した.

2. 現地観測箇所および堤体の概要

図1は浸透挙動を現地観測した堤体の位置を示している.現地観測は北海道十勝地方の札内川 KP42 付近(以下,札

内川とする)と北海道オホーツク地方の常呂川 KP57 付近(以下, 常呂川とする)で実施した. 観測地点付近の AMeDAS で観測され た年平均雨量は,札内川近傍の AMeDAS 上札内では過去 44 年の 平均が 1223mm,常呂川近傍の AMeDAS 北見では過去 44 年の平 均が 743mm となっており,立地・気候条件が大きく異なる.

図 2a), b)は現地観測した堤体断面および観測機器の設置図を示している. 札内川の堤体(図 2a))は堤体高 3.5m 程度,法面勾配 2 割程度,堤体敷幅 15.5m 程度である.常呂川の堤体(図 2b))は堤体高 4m 程度,法面勾配 2.0~2.5 割程度,堤体敷幅 25m 程度である. 観測機器については,降雨浸透挙動を把握するために地表面からの深度 0.2, 0.5, 1.0m の箇所に土壌水分・土中温度計を法尻,



図1 現地観測の箇所(地理院地図に加筆)

堤体の土質は, 各観測機器を設置 する際の掘削孔か ら土試料を採取し, 各種土質試験を実 施して推定した. 図 3a), b)はそれぞ れ札内川および常 呂川での裏法肩付



Field observation of rainfall infiltration behaviour on embankments in two basins with different locations and embankment materials MINAMI Honoka, KAWAJIRI Shunzo, OKAMURA Kento, OGASAWARA Akinobu (Kitami Institute of Tech.)

近で採取した試料の粒度分布を示している. 図 3a)の札内川では, 観測機器埋設時の掘削孔の状況から観察した範囲で は, 深度方向に対して一様な土質であったため, 1 試料(採取深度 0.8m)の結果を示している. この結果から札内川の 堤体材料は, 粒径が揃った礫質土であることがわかる. このような礫質土は川裏および川表に一様に分布していた. 一 方で図 3b)の常呂川の結果では, 採取深度別に粒度分布を示しているが, 深度方向に粗粒な材料と細粒な材料が混在し ており, これは過去の築堤履歴を反映しているものと考えられる.

3. 観測結果および考察

図 4a), b)は, それぞれ札内川および常呂川の観測期間内の代表的な結果として, 2 つの観測地点における累積雨量が 同程度となるような降雨時における時間雨量, 観測地点近傍の水位観測所における河川水位, 観測地点における法面中 腹における土壌水分計で計測した体積含水率の時間変化を示している. なお,河川水位の時間変化には水位観測所付近





の標高データ(国土地理院)を併せて示している.代表的な結果として比較した降雨波形の累積雨量は札内川では 60mm,常呂川では53.5mmとなっており,概ね同程度である.しかし,常呂川と比較して札内川での降雨の降り始めか ら降り止みの時間(降雨継続時間)が短い.一方で,常呂川では降雨継続時間が札内川と比較して長いダラダラとした 降雨波形である.なお,これらの降雨による有意な河川水位の上昇は発生していないため,後述する体積含水率の変化 は降雨によるものと考えることができる.体積含水率の変化を見ると,札内川では降雨の初期段階で設置深度の浅い順 に体積含水率の上昇が確認でき,堤体内部への浸潤線の降下挙動が伺える.一方で常呂川では,降雨の初期段階での体 積含水率の変化は札内川と比較すると緩慢であり,体積含水率の上昇量は札内川よりも小さい.常呂川の SM-2(川表法 中腹)の結果では,設置深度の順に応じて体積含水率の上昇が確認できる.その一方で,SM-3(川裏法中腹)では各設 置深度において体積含水率が上昇し始める時間の差が小さい.また,10/21からの降雨では降雨履歴と体積含水率の増減 の整合性が良くなる傾向にある.これは川表と川裏における局所的な土質特性の違いを反映している可能性や,土壌水 分計を設置して埋戻した際の転圧が不良だった可能性があり,今後の観測を続けて結果の傾向を注視したい.

図 5a), b)は、札内川および常呂川における堤体断面方向の体積含水率のコンター図および堤体内水位の変位について、 累積雨量毎に比較した図である.札内川では先述したように降雨浸透に対する体積含水率の応答が良いため、累積雨量 の増加にも伴い法面表層で体積含水率が増加している.また、川表法尻付近では水位の上昇が確認できる.一方で、常 呂川では体積含水率の上昇傾向は緩慢であり、堤体内水位の上昇は確認できない.

4. 今後の展開

以上に示した堤体への浸透挙動の違いは、本質的には堤体土質が異なることが支配要因と考えられる.しかし、基礎 地盤も含めて砂礫で構成されていると想定していた札内川では、累積雨量 50mm 程度の降雨でわずかながら堤体内水位 が上昇する傾向にあり、堤体土質以外の基礎地盤の土質条件や旧河道の存在も含めて総合的な解釈が必要と言える.今 後は融雪期も含めた観測を継続し、常呂川のような堤体土質でも堤体内水位が上昇する降雨条件の分析や、観測結果を モデル化した飽和・不飽和浸透流解析によるパラメトリックな解析を進め、堤体内水位が上昇する降雨波形について堤 体土質に着目した整理を進める予定である.

【謝辞】

本研究を実施するにあたり,国土交通省河川砂防技術研究開発(北海道東部の堤防における気候変動を考慮した設計 降雨の考え方の提案,研究代表者:川尻峻三)の支援を受けた.また,観測機器設置に際して,国土交通省北海道開発 局網走開発建設部,帯広開発建設部のご関係者から多大なご協力を頂いた.末筆ながら記して深甚なる謝意を表す.

【参考文献】

1) 川岸秀敏,八十嶋邦英,石澤肇:旧河道等の河道変遷に着目した釧路川の堤防づくり,第62回(平成30年度)北 海道開発技術研究発表会,2018.

積雪寒冷環境における実大試験堤防に対する降雨浸透流解析

| 実大試験堤防 | 降雨浸透 | 浸透流解析 | 北見工業大学 | 学生会員 | ○岡村健斗 |
|--------|------|-------|-------------|------|------------|
| | | | 北見工業大学 | 正会員 | 川尻峻三 |
| | | | 北見工業大学大学院 | 学生会員 | 小笠原明信,南穂香 |
| | | | 開発工営社 | 非会員 | 鈴木智之,不動充 |
| | | | 国土交通省北海道開発局 | 非会員 | 濱中昭文, 稲垣乃吾 |
| | | | | | |

1. はじめに

2016 年北海道豪雨災害では、釧路川流域における堤防で河川水位上昇前の降雨浸透のみで表法面のすべり破壊が発生 した¹⁾. この対策として,緩勾配化が検討されており、その一環として実大試験堤防が構築されて冬期間も含めた通年 での動態観測が実施されている²⁾.本文では、この実大試験堤防の凍結期および融雪期も含めた堤体内の水理挙動を再 現可能な浸透流解析モデルを検討することで、堤体の水理挙動の季節変化について考察した結果を報告する.

2. 実大堤防試験と解析条件の概要

図1は本試験に用いた実大試験堤防の全景である.また,図2は試験堤防の断面図であり,観測機器の設置個所を示 している.堤体内水位を観測するために堤体の法肩,中腹,法尻に水位計および土壌水分計を埋設した.試験堤防の大 きさは表法側の高さが 1.75m, 裏法側の高さが 1.79m, 天端幅 2.0m, 長さ 59.5m, 法面勾配 1:3.0 である.

試験堤防の土質構成は、被災堤防を再現することを目的として、堤体表層の拡幅部は高水敷の河道掘削の発生土であ

るシルト質土(地盤材料の分類名:砂質シルト,土粒 子密度 $\rho_s = 2.55 \text{g/cm}^3$,最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.19 \text{g/cm}^3$, 最適含水比 wopt = 33.7%), 旧堤部を想定した堤体中 央部は近隣の土取場から採取した砂質土(地盤材料の 分類名:礫まじり細粒分質砂, $\rho_s = 2.56 \text{g/cm}^3$, $\rho_{\text{dmax}} =$ 1.42g/cm³, w_{opt} = 24.8%) であり, 両材料ともに非塑性 (NP) である. なお, この試験堤防で使用した堤体材 料は、被災当時の堤体土質と同程度の物理的性質を有

していることを確認している²⁾. 本研究の解析は、一般的に最も用いられる Richards 式 3), 4)を採用している汎用有限要素解析ソフトウェア を用いた. 図3は解析断面および境界条件を示してい る. また,表1は解析に用いた主な飽和・不飽和浸透 に関するパラメータのまとめを示している.水分特性 曲線に関するパラメータは、試験堤防施工時の現場密 度試験の結果を参考に拡幅部および旧堤部のそれぞれ の土質に対応した供試体を作製し、保水性試験を行っ て求めた. 飽和透水係数 ksat は過去に筆者らが同様の 試験堤防に対して実施した解析結果を参考として決定 した. 天端はアスファルトで舗装されているために降 雨および融雪水を与えていない.また、アスファルト 舗装された天端の排水勾配が川表側に傾斜しており、 天端を流下した雨水は川表法肩に集中的に流下する. このような集中的な流入水の影響で川表法肩ではやや



試験堤防の全景2)

図 1



浸透流解析の境界条件 2) 図 3

| 表1 浸透流解析の人力パラメータ | | | | | |
|-------------------------|-----------------------|------------------|------|----------------|----------------|
| 区八 | 飽和透水係数 | VG パラメータ(水分特性曲線) | | | |
| 应力 | $k_{\rm sat}$ (m/s) | α (1/kPa) | п | $	heta_{ m s}$ | $	heta_{ m r}$ |
| 旧堤部 (砂質土) | 7.24×10 ⁻⁵ | 0.157 | 1.47 | 0.462 | 0.205 |
| 拡幅部 (シルト質土) | 1.27×10^{-5} | 3.378 | 1.69 | 0.566 | 0.287 |

Seepage Analysis for Full-OKAMURA Kento, KAWAJIRI Shunzo, OGASAWARA Akinobu, MINAMI Honoka (Kitami Institute of Tech.) SUZUKI Tomoyuki, FUDO Mitsuru (KAIHATSU KOEI Co.,Ltd) Scale Test Embankment in Snowy-Cold Environment

HAMANAKA Akifumi, INAGAKI Daigo(Hokkaido Regional Development Bureau)

沈下した状況にあり、雨天時にはやや湛水 した状況にあった.そこで筆者らが過去に 実施した解析を参考として、川表法肩(図 3参照)には、法面および支持地盤天端に 与えた降雨量の 75 倍の雨量を強制的に与 えた.

堤体に与える浸透水量として,時間雨量 rwについては国土交通省が設置している近 傍の観測所(試験堤防から北東に約 1.2km)で観測されている時間雨量を用い た.次に融雪期における融雪水量 rs は,雪 面低下法 ⁵によって算出した.ここで雪面 低下法とは,積雪深さの変化から積雪表面 で発生する融雪量と雪の密度から融雪水量 rsを推定する方法である.積雪深さの変化 が融雪だけに起こる¹¹⁾とすると,以下の式 (1)のように表現される.

$$r_{\rm s} = \Delta H \cdot \rho_{\rm S} \tag{1}$$

ここで, r_s :融雪水量 (g/cm²/hour), ΔH :雪面低下量(cm), ρ_s :雪の密度 (g/cm³)である.

ただし、松浦¹³によれば雪面低下法は積 雪の堆積過程における圧密作用によって正 確な値は期待できないため、本手法で合理 的に採用できる ρ_s は 0.5~0.55g/cm³になる 融雪期に限られると指摘している.このこ とから、基本的には ρ_s は 0.5 g/cm³程度を用 いるのが妥当と考え、本研究では $\rho_s = 0.5$ g/cm³として融雪水量を算出した.なお、 *ΔH*を算出するための積雪深は試験堤防近 傍(試験堤防から北に約 0.4km)の AMeDASの観測記録とした.

3. 観測および解析結果

図4は2020年7月10日11時から2021 年6月16日11時までの土壌水分計で計測 した体積含水率の季節変化を表している. θの季節変化における全体的な傾向として, 降雨の有無に伴いθが増減している. このθ の増加過程は降雨浸透に伴う堤体表層から の浸潤線の下降に連動するため、設置深度 が浅い地点から上昇し始める.一方で、気 温が0°Cを下回る2020年11月中旬~下 旬では, θが急激に低下している. 気温が 低下して寒気が堤体表層へ侵入することで 堤体表層が凍結し、いわゆる凍土となる. 本研究で使用した土壌水分計は誘電率から 体積含水率を測定する機器であるため, 凍 土化によって土中の誘電率が低下し、 θ が 低下していると解釈することができる.法





面中腹(No. 2 および No. 5) や法肩(No. 3 および No. 4) では,設置深度 0.8m の θ は 2020 年 11 月下旬から 2021 年 2 月下旬まで低下した状態を維持している状態にあるため、本試験堤防には堤体表層から少なくても深度 0.8m までが凍土の状態にあったと推定される.気温が上昇傾向となる 2021 年 2 月下旬以降の θ は緩慢に上昇する傾向にあり、0°Cを上回る気温を多数観測し始める 2021 年 3 月下旬以降には θ が急激に上昇している.その後は残雪からの融雪水や降雨の有無によって θ が増減している.

図5は堤体凍結前の2020年10月23日11時,凍結初期の2020年12月20日8時,融解期の2021年3月31日6時に おけるのの分布図を示している. 2020年10月23日11時の図は降雨浸透によってのが上昇している状況の結果を示して いる.川裏ではθ = 0.45 以上の領域が広く分布している.川表においても堤体表層から深度 0.2 ~ 0.4m にはθ = 0.35 ~ 0.40 程度の領域が広く形成されており、川裏・川表ともに法面へ降雨浸透している状況が伺える. 次に凍結初期の 2020 年12月20日8時を見ると、川表では6が低下しており、図4で示したように堤体表層の凍結が伺える。一方で、川裏 では川表ほどθは低下していない.これは川裏法面が南向きのため日射の影響を受けて,堤体表層の凍結が遅れている ためと考えられる.2月頃の厳冬期には図4で示したように、すべてのθが低下する傾向にあるため堤体表層は凍結した 状態になるものの、凍結初期には日射の影響によって凍結の程度が異なることがわかった.最後に融解期の2021年3月 31日6時についても、川裏と川表で傾向が異なる.この結果の解釈においても日射が関係しており、南向き法面である 川裏では川表よりも融解が早く進み、 θ が上昇したと考えられる.以上に示したように、 凍結期および融解期には日射 の方向によって堤体表層の水理挙動が異なることがわかった.このため、浸透流解析によって積雪寒冷環境における堤 体の水理挙動を再現するためには、日射による堤体表層の凍結程度を境界条件へ反映すること必要がある.しかし、線 状に長い構造物である河川堤防において日射の影響を考慮し、境界条件を細かく設定することは現実的ではない.そこ で本研究では基礎的な検討として、凍結期には堤体表層の凍土化に伴い透水係数が低下するため降雨や融雪水の浸透量 は著しく低下すると考えて降雨浸透を与えず、一方で融雪期には降雨と融雪水の浸透を考慮した浸透流解析によって、 積雪寒冷環境にある試験堤防の通年での水理挙動の再現を試みた.

図6は再現解析の結果として、堤体内水位 hwの観測値と解析値の比較を示している.ここで、凍結期は図4に示した 凍結期のθの低下が緩慢となった時期から上昇へ転じる時期までとし、解析において堤体表層からの降雨浸透を考慮し ていない.融解期については、θが上昇へ転じる時期から積雪深が観測されている時期までとして、この期間では時間 雨量 rw と融雪水量の rsの和を時間浸透水 rt として解析で与えている.凍結期前の 2020 年 11 月中旬までは、No.4 を除 く地点での解析値は、降雨浸透に伴う堤体水位の上昇を概ね再現できていることがわかる.また、凍結期における堤体 内水位の低下過程についても解析値と観測値の整合性が高い.一方で、川表法尻(No.1)と川表法面中腹(No.2)の融 解期の結果を見ると、凍結期前には解析値と観測値の傾向は概ね一致していたが、融解期後には解析による再現性が低 下していることがわかる.他の観測箇所では概ね解析値と観測値の傾向は一致するものの、凍結期前よりも解析による 観測結果の再現性が低下しているように見える.本試験堤防は 2020 年 6 月末に竣工し、7 月初旬から動態観測が開始さ れたため、2020-2021 年シーズンは堤体表層が初めて凍結したことになる.ここで繰り返し凍結・融解を与えられた場 層の密度が変化し、透水係数などの工学的な性質が変化したと予想される.



4. まとめ

本研究から以下に得られた知見を示す.

- ・ 凍結期および融解期には日射によって堤体表層の水理挙動が異なった.このため浸透流解析によって積雪寒冷環境 における堤体の水理挙動を厳密に再現するためには、日射による堤体表層の凍結程度を境界条件へ反映することが 必要である.
- ・ 凍結期は堤体への浸透を考慮せず、融雪期には降雨と融雪水を与えることで浸透挙動を概ね再現可能であった。しかし、築堤後、最初のシーズンでは凍結・融解の影響によって透水係数などの工学的な性質が変化している可能性がある。

【参考文献】

- 1) 川岸秀敏,八十嶋邦英,石澤肇:旧河道等の河道変遷に着目した釧路川の堤防づくり,第62回(平成30年度)北海道開発技術研 究発表会,2018.
- 2) 南穂香,川尻峻三,左近利秋,佐野弘毅,丹内道哉,若松延幸,稲垣乃吾:気候変動の影響を考慮した河川堤防の設計降雨量に関 する解析的検討,河川堤防技術論文集,第27巻, pp.175-180, 2021
- 3) 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, 2012.
- 4) 新清晃,西村聡,藤澤和謙,竹下祐二,河井克之,佐古俊介,森啓年,山添誠隆,太田雅之:河川堤防への降雨浸透と浸潤状態予 測に関する一斉解析からの知見,土木学会論文集 C(地圏工学), Vol. 75, No. 4, pp.398-414, 2019.
- 5) 小島賢治:融雪機構と熱収支,気象研究ノート,136,1-38,1979.
- 6) 中村大,鈴木輝之,後藤隆司,金学三,伊藤陽司,山下聡:凍結融解による土の透水係数及び間隙比の変化,土木学会論文集 C, Vol.67, No.2, pp.264-275, 2011.

複層を有する堤防周辺地盤の非定常浸透解析

浸透,堤防,複層

1. はじめに

豪雨災害の頻発する昨今にあって、越水や浸透、侵食に対する堤防の耐久性能を定量的に評価する技術が防災上必要不 可欠となっている.本研究では、中でも堤防にパイピング破壊をもたらす浸透現象を対象とする.

堤防周辺の浸透現象については古くから数多くの研究が行われているが,近年,前田らのグループは,基礎地盤において透水層の上に不透水層が被覆している複層構造ではパイピングの危険度が高くなることを明らかにしている [1,2]. 一方,泉,前田,岡村 [3] は,山村,久楽 [4] が提案した簡単な浸透流モデルを用いた理論解析によって,前述の複層を有する堤防周辺地盤の浸透現象について再考を行なっている.そこで本研究では,泉ら [3] の研究をさらに非定常に拡張することで,水位急上昇時の堤内地側のピエゾ水頭の空間分布の時間変化を明らかにする.

2. 定式化

図1は河川の主流方向と垂直な面で切り取った,複層を有する堤防周辺地盤の断面の概念図である. 二層の透水層が低水路から堤防の下を通って堤内地に向かって広がっている. 透水性の高い下層の透水層(以降,下層と呼ぶ)が透水性の低い薄い上層(以降,上層と呼ぶ)に覆われているような状態を仮定する. いま,水位は下層下面より低い状態から,下層上面より十分に高い状態へ急激に上昇したと仮定する. 河道内の水は下層を通って図中右水平方向に浸透する. 浸透流の最先端部(浸透フロント)の位置を $\hat{X}(i)$ とすると,原点($\hat{x} = 0$)から浸透フロントまでの領域($0 \le \hat{x} \le \hat{X}$)における下層内での浸透流量 \hat{q} および浸透流速 \hat{u} は次式で表される.

$$\tilde{q} = -\tilde{k}\tilde{D}\frac{\partial\tilde{\phi}}{\partial\tilde{x}}, \quad \tilde{u} = -\tilde{k}\frac{\partial\tilde{\phi}}{\partial\tilde{x}}, \quad \text{when} \quad 0 \le \tilde{x} \le \tilde{X}(\tilde{t})$$
 (1)

ここで \tilde{k} および $\tilde{\phi}$ は下層内のそれぞれ透水係数およびピエゾ水頭であり、 \tilde{x} は堤外地側の堤防法尻を原点とした横断方向の座標、 \tilde{D} は下層の層厚である。また、[~]は次元量を表し、後に無次元化を行った無次元量はこれを落として表す。ここで、問題を簡単にするため不飽和浸透の影響は無視していることに注意する。

さらに,堤防は不透水性であると仮定する.堤防幅を \tilde{B} とし,堤内地側の堤防法尻の位置を $\tilde{x} = \tilde{B}$ とする.浸透フロントが堤防の下にあるとき ($0 \le \tilde{X}(\tilde{t}) \le \tilde{B}$,図 1(a) 参照),堤防下の部分 ($0 \le \tilde{x} \le \tilde{B}$) では流量および流速は一定であるので,次式が成立する.

$$\frac{\partial \tilde{q}}{\partial \tilde{x}} = \frac{\partial \tilde{u}}{\partial \tilde{x}} = 0 \quad \text{when} \quad \tilde{X}(\tilde{t}) \le \tilde{B}$$
⁽²⁾

一方,浸透流のフロントが堤防法尻より堤内地側にあるとき ($\tilde{X}(\tilde{t}) > \tilde{B}$,図 1(b) 参照),堤内地の地表面からは流速 \tilde{v} で 浸透流が湧き出しているとする.その時,流量保存の関係から次式が成立する.

$$\frac{\partial \tilde{q}}{\partial \tilde{x}} = \tilde{D} \frac{\partial \tilde{u}}{\partial \tilde{x}} = -\tilde{v} \quad \text{when} \quad \tilde{X}(\tilde{t}) > \tilde{B}$$
(3)



||X|| 1 Conceptual diagrams of multiple permeable layers around a river levee. (a) $0 \le \tilde{X}(\tilde{t}) \le \tilde{B}$, (b) $\tilde{X}(\tilde{t}) \ge \tilde{B}$

Unsteady seepage flow analysis in multiple permeable layers around a river levee

Norihiro IZUMI, Hokkaido Univ. Ken-ichi MAEDA, Nagoya Inst. Tech. Mitsu OKAMURA, Ehime Univ. 堤内地側の地表面に湧出した水は少量であるため、湛水深は無視できるかあるいは瞬時に流失してしまうものと仮定し、 そこでのピエゾ水頭は一定値 $\tilde{\phi}_2$ であるとする. 上層の厚さが十分薄いと仮定すると、浸透流速 \tilde{v} は地表面でのピエゾ水 頭 $\tilde{\phi}_2$ と下層におけるピエゾ水頭の差を用いて次のように表される.

$$\tilde{v} = \tilde{k}_s \frac{\tilde{\phi} - \tilde{\phi}_2}{\tilde{D}_s} \tag{4}$$

ここで \tilde{k}_s および \tilde{D}_s は上層のそれぞれ透水係数および厚さである.

河道内のピエゾ水頭は一般的に時間的に変化するものとして $\tilde{\phi}_1(\tilde{t})$ であるとする. その時, $\tilde{x} = 0$ における境界条件は 次式で表される.

$$\tilde{\phi} = \tilde{\phi}_1(\tilde{t})$$
 when $\tilde{x} = 0$ (5)

また、浸透フロントにおけるピエゾ水頭は堤内地側地表面におけるピエゾ水頭 $\tilde{\phi}_2$ より若干小さいことが予想されるが、 ここでは問題を簡単にするために $\tilde{\phi}_2$ にほぼ等しいと仮定する.すなわち次の境界条件を仮定する.

$$\tilde{\phi} = \tilde{\phi}_2$$
 when $\tilde{x} = \tilde{X}(\tilde{t})$ (6)

3. 無次元化

次のような無次元化を導入する.

$$\left(\tilde{x},\tilde{B},\tilde{X}\right) = \tilde{B}\left(x,1,X\right), \quad \tilde{\phi} - \tilde{\phi}_2 = \left(\tilde{\phi}_1(0) - \tilde{\phi}_2\right)\phi, \quad \tilde{q} = \tilde{Q}q, \quad \tilde{u} = \frac{\tilde{Q}}{\tilde{D}}u, \quad \tilde{v} = \frac{\tilde{Q}}{\tilde{B}}v, \quad \tilde{t} = \tilde{T}t \quad (7a,b,c,d,e,f)$$

ここで \tilde{Q} および \tilde{T} は単位幅当たりの浸透流量および時間の代表的値であり、それぞれ次式で表される.

$$\tilde{Q} = \tilde{k}\tilde{D}\frac{\tilde{\phi}_1(0) - \tilde{\phi}_2}{\tilde{B}}, \quad \tilde{T} = \frac{\tilde{B}^2}{\tilde{k}(\tilde{\phi}_1(0) - \tilde{\phi}_2)}$$
(7g,h)

また、次のような無次元パラメータを導入する.

$$\kappa = \frac{\tilde{k}_s}{\tilde{k}}, \quad \delta = \frac{\tilde{D}_s}{\tilde{D}}, \quad \beta = \frac{\tilde{B}}{\tilde{D}}$$
(8a, b, c)

上の無次元化を用いて支配方程式(1)-(4)を無次元化するとそれぞれ次のようになる.

$$q = -\frac{\partial\phi}{\partial x}, \quad \frac{\partial q}{\partial x} = \begin{cases} 0 & (0 \le x \le 1) \\ -v & (1 \le x) \end{cases}, \quad v = \lambda^2 \phi, \quad \lambda = \beta \sqrt{\frac{\kappa}{\delta}} \end{cases}$$
(9,10,11,12)

無次元化した境界条件 (5) および (6) はそれぞれ次のようになる.

$$\phi(0) = \phi_1(t), \quad \phi(X(t)) = 0 \tag{13,14}$$

4. 浸透フロントが堤防の下にある場合

浸透フロントが堤防直下の領域にある時 (0 ≤ X(t) ≤ 1),式 (9) を式 (10) に代入して次式が得られる.

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = 0 \tag{15}$$

境界条件(13)および(14)を用いて上式を解くと次のような解が得られる.

$$\phi = \phi_1(t) \left(1 - \frac{x}{X(t)} \right) \tag{16}$$

したがって、浸透フロント (x = X(t))の前進速度 dX/dt は浸透フロントにおける浸透流速 u(X(t)) で表され、次の関係が得られる.

$$\frac{\mathrm{d}X}{\mathrm{d}t} = -\frac{\partial\phi}{\partial x}\Big|_{x=X(t)} = \frac{\phi_1(t)}{X(t)}$$
(17)

上式をt = 0からt(X = 0からX)まで積分すると次のようになる.

$$\frac{X^{2}(t)}{2} = \int_{0}^{t} \phi_{1}(t) dt \quad \text{is Similia} \quad X(t) = \sqrt{2 \int_{0}^{t} \phi_{1}(t) dt}$$
(18)

5. 浸透フロントが堤内地にある場合

浸透フロントが堤内地の領域 ($X(t) \ge 1$) にある場合,堤防の下 ($x \le 1$) での支配方程式は次のようになる.

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = 0 \tag{19}$$

堤内地側の堤防法尻 (x = 1) におけるピエゾ水頭を ϕ_B とし、境界条件 (13) とともに上式を解くと次のような解が得られる.

$$\phi = (\phi_B - \phi_1(t))x + \phi_1(t)$$
(20)

堤内地 (x ≥ 1) における支配方程式は,式 (9) および (11) を式 (10) に代入して次のように得られる.

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = \lambda^2 \phi \tag{21}$$

境界条件 $\phi(1) = \phi_B$ および (14) を用いて式 (21) を解くと次のような解が得られる.

$$\phi = \frac{\sinh \lambda (X - x)}{\sinh \lambda (X - 1)} \phi_B \tag{22}$$

x = 1では流量が連続であるから式 (20) および (22) の x についての一階微分が等しくなる. その条件から ϕ_B を求めると次式が得られる.

$$\phi_B = \frac{\sinh \lambda (X-1)}{\sinh \lambda (X-1) + \lambda \cosh \lambda (X-1)} \phi_1(t)$$
(23)

 $0 \le x \le 1$ および $1 \le x \le X(t)$ におけるピエゾ水頭はそれぞれ次のようになる.

$$\phi = \left[1 - \frac{\lambda \cosh \lambda (X-1)}{\sinh \lambda (X-1) + \lambda \cosh \lambda (X-1)} x\right] \phi_1(t) \quad \text{when} \quad 0 \le x \le 1$$
(24)

$$\phi = \frac{\sinh \lambda (X - x)}{\sinh \lambda (X - 1) + \lambda \cosh \lambda (X - 1)} \phi_1(t) \quad \text{when} \quad 1 \le x \le X(t)$$
(25)

浸透フロント X(t) の時間微分は次のように表される.

$$\frac{\mathrm{d}X}{\mathrm{d}t} = -\frac{\partial\phi}{\partial x}\Big|_{x=X} = \frac{\lambda}{\lambda\cosh\lambda(X-1) + \sinh\lambda(X-1)}\phi_1(t)$$
(26)

上式をt = 1/2からtまで (X = 1からX)まで積分すると次式が得られる.

$$\lambda < 1 \ \mathcal{O} \succeq \mathfrak{F} \qquad X(t) = \frac{1}{\lambda} \left[\cosh^{-1} \frac{\lambda^2 \int_{1/2}^t \phi_1(t) \mathrm{d}t + 1}{\sqrt{1 - \lambda^2}} - \tanh^{-1} \lambda \right] + 1 \tag{27}$$

$$\lambda = 1 \mathcal{O} き X(t) = \ln\left[\int_{1/2}^{t} \phi_1(t) dt + 1\right] + 1$$
(28)

$$\lambda > 1 \mathcal{O} \succeq \mathfrak{F} \qquad X(t) = \frac{1}{\lambda} \left[\sinh^{-1} \frac{\lambda^2 \int_{1/2}^t \phi_1(t) dt + 1}{\sqrt{\lambda^2 - 1}} - \tanh^{-1} \frac{1}{\lambda} \right] + 1$$
(29)

6. 解析結果と考察

図 2 は、 $\phi_1(t) = 1$ の一定値とした時の X(t)の t による変化を示した図である。図中 t = 1/2 が堤内地側堤防法尻の位置 (x = 1)を浸透フロント X(t)が通過する時間に対応し、それより前では当然 λ の影響を受けない。浸透フロントが堤内地側にある時 (t > 1/2)、 λ が大きくなるに従って浸透フロントが前進する速度は小さくなることがわかる。 λ が大きくなると式 (11)より地表上に流出する流速 v が大きくなるため、浸透フロントの前進速度は鈍化する。

図 3 は、同じく $\phi_1(t) = 1$ とした時の ϕ の x 分布を示したものである.図 3(a) および (b), (c), (d) がそれぞれ t = 0.1 および 0.5, 1.0, 10 に対応している. λ が小さく地表上に流出する浸透流が少ないと ϕ は全般的に早く上昇する.一方、 λ が大きく地表上に流出する浸透流が多いと、堤内地における ϕ の上昇が大きく抑えられる.また、時間の経過とともにピエゾ水頭 ϕ は増加するから、堤内地 ($x \ge 1$) における ϕ の増加をパイピング発生の指標とすると、 $\phi_1(t)$ が増加してからの時間 (無次元の洪水継続時間) T_f が長くなるとパイピングの危険性が高まることになる.洪水継続時間の次元量を \tilde{T}_f とすると、 T_f は次のように表される.

$$T_{f} = \frac{\tilde{T}_{f}}{\tilde{T}} = \frac{\tilde{T}_{f}\tilde{B}^{2}}{\tilde{k}(\tilde{\phi}_{1}(0) - \phi_{2})}$$
(30)



 \boxtimes 2 The location of the seepage front *X*(*t*) as a function of time *t* and λ .



 \boxtimes 3 The piezometric head ϕ as a function of x and t in the cases (a) $\lambda = 0.1$, (b) $\lambda = 0.5$, (c) $\lambda = 1.0$, (d) $\lambda = 10$.

7. 結論

複層を有する堤防周辺地盤の非定常浸透現象について簡単なモデルを用いた解析を行った。その結果によると、無次元 パラメータ λ が大きいほど浸透フロントの前進速度や堤内地におけるピエゾ水頭は小さくなることがわかった。また、洪 水の継続時間を考慮することで、パイピング発生の危険性を表す無次元パラメータ $\tilde{T}_f \tilde{B}^2/(\tilde{k}(\tilde{\phi}_1(0) - \tilde{\phi}_2))$ が得られた。

参考文献

- [1] 櫛山総平,前田健一, 齊藤啓, 李兆卿, 透水性基盤の層構造による噴砂口動態およびパイピング進行性への影響, 第 51 回地盤工学研究発表会, 1093-1094, 2016.
- [2] 齊藤啓, 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, Vol. 22, 251–256, 2016.
- [3] 泉典洋,前田健一,岡村未対,簡易なモデルを用いた複層状堤防周辺地盤の浸透流解析,土木学会論文集 B1(水工学), 76(2), I_325-I_330, 2020.
- [4] 山村和也, 久楽勝行, 堤防の地盤漏水に関する研究, 土木研究所報告, 1-23, 1972.

河川堤防と基礎地盤の透水係数による堤防漏水のメカニズムの区別

パイピング 堤防漏水 自然堤防

東京工業大学 非会員 ○ Wenyue ZHANG正会員 高橋 章浩

1. はじめに

Backward Erosion Piping (BEP)は、水流によって堤体または地盤の土が運搬され、パイプが湛水側へ進展し最後に堤防の破壊に至る現象である¹⁾。日本では漏水、噴砂、またはパイピングなどの用語を用いてこれによる被災現象が記述されている。

現在パイピングに関する多くの研究は、BEPの概念に基づき、パイプの進展と堤防の変形に着目している²⁻³⁾。日本の 浸透に対する設計・照査のガイドラインには、パイピング破壊のメカニズムを詳細に説明していないが、概ね BEP と盤 ぶくれの概念のもと、浸透解析の結果と照査基準を比較し、安全性を検討する⁴⁻⁵⁾。しかし、日本の漏水事例に対する調 査により⁶⁻⁷⁾、漏水の位置、噴砂の発生、またパイプの発展は、堤体と基礎地盤の材料、堤防周辺の地形、降雨特性と洪 水波形の組み合わせ、また地下水の流向など様々な要素に関係していることがわかっている。これらの要素は既有の BEP の理論には含まれておらず、堤防漏水のメカニズムに対する理解が十分であるとは言えない。

自然堤防という砂質の河川堆積物微地形は、経験と統計によると、堤防漏水における弱部の一種だと考え られている⁸⁾。本論文は、自然堤防堆積物が浸透経路となり、漏水の原因となることを定量的に明らかにすることを目 的とし、堤体と基礎地盤の透水係数に着目した浸透流解析を行った。その結果、自然堤防と堤防漏水の関係が判明した。 さらに、堤体と基礎地盤の透水係数に応じて、河川水による浸透流と、降雨による浸透流の何れが漏水に寄与するかを 区別することができた。

2. 相対透水係数に関する浸透流解析

(1) 解析モデル

「平成 27 年 9 月関東・東北豪雨」により、鬼怒川の 河川堤防において一連の漏水災害が発生した⁷。本研究 では、この被害に関する調査に基づいて解析モデルを作 成した。図1で示すように、堤防の寸法と地形は鬼怒川 のL21.0kを原型に設定した。

自然堤防の上に作られた堤防を意図して、解析モデル はシルト質の堤体 Bc、砂質の自然堤防堆積物 As(浸透 経路)と粘土質の氾濫平野堆積物 Ac を用いて再現し た。また、鬼怒川の状況を踏まえ、堤体と川裏側は粘土 質の表土 T で表面を覆った。

外力条件は、図2で示すように、「平成27年9月関 東・東北豪雨」にL21.0kにおける実績洪水と実績降雨 をもとに⁹、「河川堤防の構造検討の手引き」⁴⁾に従っ て設定した。さらに、同じ外力を異なるモデルに適用す るため、最高水位 H.W.L.を高さの基準面(0m)とし た。

(2) 解析の方法

本研究では、PLAXIS 2Dを用いて有限要素法による浸 透流解析を行った。ガイドラインに従い⁴⁾、堤内地に難 透水性の被覆土層がある場合を踏まえ、被覆土層の重量 とその基底面に作用する揚圧力による安全係数*G/W*を 用いてパイピングに対する安全性を照査した。

 $G / W = (\gamma_t \cdot H) / (\gamma_w \cdot P)$ (1)

G = 被覆土層の重量 (kN/m²) 、<math>W = 被覆土層基底面に作用する揚圧力 $(kN/m²) 、 \gamma_t = 被覆土層の単位体積$ $重量 <math>(kN/m³) 、 H = 被覆土層の厚さ (m) 、 \gamma_w = 水$

Distinction on the leakage mechanisms of leakages in river levees depending on the hydraulic conductivity of the embankment and the foundation



図1 解析モデル(寸法通りではない)



W. Zhang, A. Takahashi: Tokyo Institute of Technology

の単位体積重量(kN/m³)、P = 被覆土層底面の圧力水頭(m)。低いG / W値はパイピングに対するリスクが高いことを示す。「河川堤防の構造検討の手引き」⁴⁾においては、G / W > 1.0の照査基準が規定されている。 (3) ケースの設置

本研究におけるすべてのケースは同じ寸法(図1)とする一方、堤体 Bc と 浸透経路 As に異なる透水係数を設定した(表1)。透水係数比*R*kは堤体と浸 透経路の鉛直方向の透水係数の比率であると定義した:

$$R_k = k_v [\text{As}] / k_v [\text{B}_c] \tag{2}$$

 k_v [As]は浸透経路 As の鉛直方向の透水係数 (m/s) で、 k_v [Bc]は堤体 Bc の鉛 直方向の透水係数 (m/s) である。**表1**に解析を行った3組のケースを示す : (1) $R_k = 1$ のケース、(2) $R_k = 20$ のケース、(3) $R_k = 100$ のケース。 粘土質の氾濫平野堆積物 Ac と被覆土層 T は、L 21.0 k での調査により⁸、 k_v [Ac] = 1.0E-07 (m/s)と k_v [T] = 2.0E-06 (m/s)と設定した。土の異方性を反映 するため、すべての土に鉛直方向と水平方向の透水係数の比率 $k_v/k_h = 1:3$ を設定した¹⁰。さらに不飽和浸透流計算のため、ガイドラインに規定された 不飽和浸透特性を採用した⁴。

最後に洪水と降雨による浸潤の作用を区別するため、図2に示すように洪水と降雨がともに加わる基本の解析の他にそれぞれのケースに対して、初期水位が維持された状態での降雨だけが加わる解析も行った。この2種類の解析(洪水+降雨と降雨のみ)から得られたG/W値の差が小さい場合、河川水による浸潤が漏水に与える影響は限定的であると考えられる。一方、G/W値の差が大きい場合は、河川水による浸潤が漏水の主因であると考えられる。

3. 浸透流解析の結果

異なる河川堤防と基礎地盤の透水係数比 R_k のグループでの、堤体の鉛直方向の透水係数 k_v [Bc]に対するパイピングの安全係数G/Wの変化を図3に示す。洪水と降雨がともに加わる浸透流解析の結果(Rain+Flood)を実線で表示し、降雨のみが加わる浸透流解析の結果(Rain only)を点線で表示する。図3より、明らかになったこと以下に述べる:

洪水と降雨がパイピングに与える作用を区別することができる。

同じな色の線(同じ透水係数比 R_k のケース)に着目 すると、堤体の透水係数が一定の程度より低くなれば ($R_k = 1$ のケースではおよそ 1.0E-05 m/s、 $R_k = 20$ の ケースではおよそ 1.0E-06 m/s、 $R_k = 100$ のケースでは およそ 2.0E-07 m/s)、実線と点線は一致する。一方、 堤体の透水係数が大きいケースでは、実線がより小さ いG/W値(より低い安全性)を示す。

浸透経路の存在により、洪水がパイピングに与える影響は大きくなる。

異なる色の線を比較すると、R_k値によって実線と点

表1 ケースの設置

| Case | R_k | $k_{v}[\text{Bc}] (\text{m/s})$ |
|------|-------|---------------------------------|
| 1 | 1 | 2.0E-07 |
| 2 | 1 | 1.0E-06 |
| 3 | 1 | 2.0E-06 |
| 4 | 1 | 1.0E-05 |
| 5 | 1 | 3.0E-05 |
| 6 | 1 | 1.0E-04 |
| 7 | 20 | 2.0E-07 |
| 8 | 20 | 1.0E-06 |
| 9 | 20 | 1.4E-06 |
| 10 | 20 | 2.0E-06 |
| 11 | 20 | 1.0E-05 |
| 12 | 100 | 2.0E-07 |
| 13 | 100 | 4.5E-07 |
| 14 | 100 | 1.0E-06 |
| 15 | 100 | 2.0E-06 |





線が分かれる堤体透水係数が異なる。 $R_k = 1$ のケース(浸透経路がないケース)では、実線と点線はおよそ k_v [Bc] = 1.0E-05 m/s より大きい範囲で分かれている一方、 $R_k = 100$ のケース(透水しやすい浸透経路が存在するケース)では、実線と点線はおよそ k_v [Bc] = 2.0E-07 m/s より大きい範囲で分かれている。

以上の考察より、洪水と降雨が漏水に与える影響は、解析から得られた*G*/W値を比較することで区別できる。しかし、 浸透流の分布を確認せずには、そのメカニズムを明らかにすることはできない。洪水と降雨がともに加わる浸透流解析

(Rain+Flood) における流速の分布を図 4 に示す。異なるケースを比較するため、すべてのケースは同じ時間(洪水と降雨が最も激しい 288 hr) について表示する。図 4 において青い矢印は流速を示し、赤い矢印は大まかな水流方向を示す。図 4 により、明らかになったこと以下に述べる:

1. 河川水による浸透流と降雨による浸透流が川裏での漏水に与える影響は視覚的に判別できる。

堤防(堤体と基礎地盤)の透水性が非常に低いケース(Case 7 と Case 12)においては、河川側からの浸透流は川 裏まで到達してない。したがって、この状況において漏水を招く揚圧力の原因は河川水による浸透流ではなく、降 雨による浸透流である。一方、堤防の透水性が相対的に高いケース(Case 11 と Case 15)においては、川裏側法尻 付近の浸透流は河川水による浸透流に支配されている。

- 2. 浸透経路の存在により、河川水による浸透流の影響は高まる。
 - 同じ k_v [Bc]で異なる R_k のケース(Case 10 と Case 15)を比較すると、高い透水係数の浸透経路の存在が河川水による浸潤を助長することが分かる。



図4 最大の外力が加わっていたときの流速分布

4. 考察

前節の浸透流解析から得られた結果に基づき、堤体と基礎地盤の透水係数による堤防漏水のメカニズムを明らかにした。図5に示すように、堤防漏水は3種のパターンに分類できると予想される。(1)相対的に浸透しにくい堤体と浸透しやすい基礎地盤があるケースにおいて、漏水の主因は河川水による浸透流である場合(図5(a));(2)相対的に浸透しやすい堤体と浸透しにくい基礎地盤があるケースにおいて、漏水の主因は降雨による浸透流である場合(図5(b));(3)浸透しやすい堤体と基礎地盤があるケースにおいて、漏水の原因は河川水による浸透流と降雨による浸透流の両方の寄与がある場合(図5(c))の3つである。

以上の仮説は浸透流解析だけでなく、実際の事例からも証明されている^{7,11-13}。「平成 27 年 9 月関東・東北豪雨」に よる鬼怒川の河川堤防における一連の漏水被害に関する調査⁷⁾では、大規模噴砂が発生した 4 つの箇所(L 13.07k~13.20k、 L 20.15k、L 21.50k、R 38.17k~38.40k)において、自然堤防堆積物であると想定された砂層の存在が確認された。増水の 記録と土質構成を踏まえ、噴砂の主要原因はその砂層に通過した河川水の浸透流であると推定された。一方、浸透経路 である砂層は見つからなかったが、小規模噴砂が発生した 3 つの箇所(L 32.10k、L 35.10k、L 39.10k)においては、堤 体に含まれる砂分が降雨の浸透流により噴出したと推定された。ほかに小規模噴砂が発生した 2 つの箇所(L 7.90k、L 22.30k)では浸透経路となる砂層が存在するが、相対的に低い比高差を踏まえ、噴砂は河川水や降雨の浸透流により発 生したと推定された。

図5に示す3つの浸透流のパターンに着目すると、それぞれ破壊メカニズムが異なると考えられる。図5(a)に示すように河川水の浸透流による漏水は、従来のBEPのモデルに近い。その場合、パイプの発生と湛水側への進展が想定さ、破壊メカニズムは多くの研究で示されているものとなる³。一方、図5(b)に示すように降雨の浸透流による漏水の場合、パイプが湛水側に進展することは想定されず、従来のBEPの理論は適用できない。鬼怒川での観察と堤防実験より

^{7,11,12}、法尻部における噴砂、法尻部の泥濘化、また裏のり部の小規模なクラックは起こり得る被災パターンである。しかし、それらの被災の発展、さらに堤防が破壊 に至る可能性は未だに不明瞭である。その破壊メカニズ ムを明らかにするため、今後は模型実験が望まれる。

土質によって堤防漏水のメカニズムが異なることを考 慮すると、現在の浸透に対する評価方法は不十分であ る。相応しい対策を決めるため、揚圧力と動水勾配を照 査するだけでなく、浸透流のパターンに基づいて破壊メ カニズムを判断するべきである。もし漏水の要因が河川 水の浸透流であれば、現在多用されている矢板工法が適 用できると考えられる¹¹⁾。一方、漏水の要因が降雨の浸 透流であれば、裏法尻部に設置されるドレーン工が適用 できると考えられる^{12,13}。

5. まとめ

本研究では、自然堤防堆積物が浸透経路となることを 定量的に明らかにするため、浸透流解析を行った。その 結果、次のことが明らかになった.

- 堤体と基礎地盤の透水係数により、堤防漏水のメカ ニズムは異なる。堤体の透水性が相対的に高い場 合、堤防漏水の主因は降雨による浸透流である。一 方、基礎地盤の透水性が相対的に高い場合、堤防漏 水の主因は河川水による浸透流である。
- 2. 砂質の自然堤防堆積物は浸透経路となり、河川水に よる浸潤を助長する。

今後、自然堤防の透水係数の空間分布を明らかにする ため、鬼怒川の自然堤防に対して現地調査と現場透水試 験を行う予定である。



透流による漏水; (c) 河川水の浸透流と降雨の浸透流 の両方の寄与による漏水

参考文献

- 1) Bonelli, S. (Ed.): Erosion in geomechanics applied to dams and levees. John Wiley & Sons, 2013.
- 2) 土木研究所: 大型模型を使用した河川堤防の盤膨れ対策に関する研究, 2014.
- Ito, S., Noda, S., Takahashi, A. & Horikoshi, K.: Measurement techniques for capturing piping-induced deformation of levees in centrifuge model. Proceedings of the 10th International Conference on Scour and Erosion, 923-930, 2021.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 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) 国土交通省関東地方整備局:第4回鬼怒川堤防調査委員会資料:堤防における漏水発生箇所の詳細調査報告,2016. https://www.ktr.mlit.go.jp/ktr content/000642509.pdf
- 8) 土木研究所:河川堤防の基礎地盤の透水特性調査手法に関する研究, 2010. https://www.pwri.go.jp/jpn/results/report/report/2010/pdf/pro-2-3.pdf
- 9) 鬼怒川堤防調查委員会: 鬼怒川堤防調查委員会報告書, 2016.
- 10) 田中勉, 野々村圭造, 富樫理恵, 鵜野千佳子: 土の異方透水性が浸透流特性と浸透破壊及びすべり安定性に及ぼす影響. 神戸大学都市安全研究センター研究報告, No. 21, pp. 289~298, 2017.
- 11) 竹下祐二, 鳥越友輔: 深層学習を用いた出水時における河川堤防内水位の予測方法. 土木学会論文集 C (地圏工 学), Vol. 76, No. 4, 340-349, 2020.
- 12) 中田智宏,川井正彦,佐藤謙司:実堤防を用いた浸透実験結果に関する一考察.応用地質技術年報,No.28,31~41,2008.
- 13) 佐古俊介: 江戸川堤防実規模実験について. JICE Report, Vol. 19, 63~66, 2011.

基盤排水工 浸透流解析 安定解析

| 名城大学大学院 | 学生会員 | ○中村宏樹 |
|---------|------|-------|
| 名城大学 | 学生会員 | 山下隼史 |
| 名城大学 | 正会員 | 小高猛司 |
| 日本工営 | 正会員 | 李 圭太 |
| | | |

1. はじめに

実務の浸透対策において、透水層上にそれより透水性が低い被覆土層が 存在する複層構造の基礎地盤上の堤防では、川表側に遮水矢板の打設が主 であるが、透水層が固いもしくは厚い場合には、川裏側に基礎地盤からの 排水を促す基盤排水工が適用される¹⁾²ことがある。この基盤排水工は、堤 内基盤排水対策マニュアル(試行版)³⁾において、排水による堤体への影響 と将来の維持管理を考慮し、川裏側の基礎地盤に設けることが推奨されて いるが、その施工事例は少なく、また設計法も確立されていない。

本研究グループでは、複層構造の基礎地盤上の堤防を模擬した二次元模型実験を行い、基盤排水工の変状抑制効果の検討を行ってきた^{例えば 455}。その結果、基盤排水工は設置位置が重要であり、推奨される川裏側の基礎地盤ではなく、堤体法尻部に設けると効果が高いことを示した(写真-1)。

本論文では,既往の研究結果^{例えば 45)}を基に,二次元浸透流解析による鉛 直動水勾配の分布の把握や安定解析によって,基盤排水工の設置位置と規 模の違いによる変状抑制効果の検討を行う。

2. 模型実験^{例えば4)5)}

2.1. 二次元模型実験の概要

模型実験装置の諸元を図-1,基盤排水工の設置位置を図-2 に示す。全 Case において,領域 I の透水層には三河珪砂 3 号砂(間隙比 *e*=0.95,透水 係数 *ks*=2.67×10⁻³(m/s)),領域 II の被覆土層には三河珪砂 8 号砂(間隙比

e=1.06,透水係数 *ks*=3.98×10⁻⁵(m/s)),領域Ⅲの堤体には三河 珪砂6,7,8号砂を5:2:5の質量比で配合した678 混合砂(間 隙比 *e*=1.06,透水係数 *ks*=9.96×10⁻⁵(m/s))を用いた。基盤排 水工には領域 I と同様に三河珪砂3号砂を用いた。いずれの 地盤材料も含水比4%に調節した後,所定の間隙比となるよ うに締め固めを行い,模型堤防を作製した。

模型実験は以下の手順で実施した。まず,給水槽の水位を 水槽底面から 100mm で保つように 90 分間給水を続け,基礎 地盤を飽和させた。次に,川表側の給水槽の水位を 330mm の 位置(堤体高の 9 割)まで急激に上昇させ,その水位を保持 する一方,川裏側の排水槽は水位を 150mm に保持しながら, 浸透に伴う模型堤防の挙動を観察した。

実験 Case の諸元を表-1 に示す。最右列の終了時崩壊度と は、実験終了時の堤体の崩壊度を簡易的に記したものであ る。なお越流とは、堤体の崩壊に伴って、模型堤防の天端高 が一定水位 330mm(堤体高の9割)を下回ることによって発 生したものを指す。

2.2. 二次元模型実験の結果

基盤排水工を施さない無対策の Casel の結果を写真-2 に示 す。実験開始直後に法先近傍の透水性のギャップが大きい地 層境界部において水みちが発生し、領域Ⅱの被覆土層が大き く持ち上げられる盤ぶくれがみられた後に、その盤ぶくれが



(c) 堤体法尻部 写真-1 基盤排水工の設置位置ごとの変状抑制効果(終了時)





図-2 基盤排水工の設置位置

| Case 基盤排水工 終了時 崩壊度 1 越流 2 越流 3 川裏側の基礎地盤 4 法先から 50mm 離す 5 200mm 6 200mm 7 川裏側の基礎地盤 6 30mm 7 川裏側の基礎地盤 8 30mm 7 川裏側の基礎地盤 30mm 7割 50mm 8割 100mm 2割 9 200mm 10 200mm 10 30mm 11 堤体法尻部 12 堤体法尻部 13 200mm | 表-1 実験 Case の諸元 | | | | | | |
|---|-----------------|--------------|-------|-----|--|--|--|
| 位置 規模 崩壊度 1 越流 2 越流 3 川裏側の基礎地盤 4 法先から 50mm 離す 5 200mm 6 200mm 7 川裏側の基礎地盤 8 法先に隣接させる 9 200mm 10 21 10 200mm 10 21 10 200mm 11 堤体法尻部 13 200mm | Case | 基盤排水工 | | 終了時 | | | |
| 1 越流 2 30mm 7割 3 川裏側の基礎地盤 50mm 8割 4 法先から 50mm 離す 100mm 3割 5 200mm 2割 6 30mm 7割 7 川裏側の基礎地盤 30mm 7割 8 法先に隣接させる 50mm 8割 9 200mm 2割 10 200mm 2割 10 200mm 2割 10 30mm 9割 11 堤体法尻部 50mm 0割 13 200mm 0割 | Case | 位置 | 規模 | 崩壊度 | | | |
| 2 30mm 7割 3 川裏側の基礎地盤 法先から50mm離す 50mm 8割 4 法先から50mm離す 200mm 2割 5 200mm 2割 6 30mm 7割 7 川裏側の基礎地盤 法先に隣接させる 9 30mm 2割 100mm 2割 200mm 2割 100mm 2割 200mm 2割 10 200mm 2割 11 堤体法尻部 12 50mm 0割 13 200mm 0割 | 1 | | | 越流 | | | |
| 3 川裏側の基礎地盤 法先から 50mm 離す 50mm 8 割 4 法先から 50mm 離す 100mm 3 割 5 200mm 2 割 6 30mm 7 割 7 川裏側の基礎地盤 法先に隣接させる 50mm 8 割 8 法先に隣接させる 100mm 2 割 9 200mm 2 割 10 200mm 2 割 10 30mm 9 割 11 堤体法尻部 50mm 0 割 12 200mm 0 割 13 200mm 0 割 | 2 | | 30mm | 7 割 | | | |
| 4 法先から 50mm 離す 100mm 3 割 5 200mm 2 割 6 30mm 7 割 7 川裏側の基礎地盤 50mm 8 割 8 法先に隣接させる 100mm 2 割 9 200mm 2 割 10 200mm 2 割 10 200mm 2 割 10 30mm 9 割 11 堤体法尻部 50mm 0 割 13 200mm 0 割 | 3 | 川裏側の基礎地盤 | 50mm | 8割 | | | |
| 5 200mm 2 割 6 30mm 7 割 7 川裏側の基礎地盤 50mm 8 割 8 法先に隣接させる 100mm 2 割 9 200mm 2 割 10 200mm 2 割 10 30mm 9 割 11 堤体法尻部 50mm 0 割 12 200mm 0 割 13 200mm 0 割 | 4 | 法先から 50mm 離す | 100mm | 3 割 | | | |
| 6 30mm 7割 7 川裏側の基礎地盤 法先に隣接させる 50mm 8割 8 法先に隣接させる 100mm 2割 9 200mm 2割 10 30mm 9割 11 堤体法尻部 50mm 0割 12 200mm 0割 13 200mm 0割 | 5 | | 200mm | 2 割 | | | |
| 7 川裏側の基礎地盤 法先に隣接させる 50mm 8 割 8 法先に隣接させる 100mm 2 割 9 200mm 2 割 10 30mm 9 割 11 堤体法尻部 50mm 0 割 12 100mm 0 割 13 200mm 0 割 | 6 | | 30mm | 7 割 | | | |
| 8 法先に隣接させる 100mm 2 割 9 200mm 2 割 10 30mm 9 割 11 堤体法尻部 50mm 0 割 12 100mm 0 割 13 200mm 0 割 | 7 | 川裏側の基礎地盤 | 50mm | 8 割 | | | |
| 9 200mm 2割 10 30mm 9割 11 堤体法尻部 50mm 0割 12 100mm 0割 100mm 0割 13 200mm 0割 200mm 0割 | 8 | 法先に隣接させる | 100mm | 2 割 | | | |
| 10 30mm 9割 11 堤体法尻部 50mm 0割 12 100mm 0割 100mm 0割 13 200mm 0割 10 | 9 | | 200mm | 2 割 | | | |
| 11 堤体法尻部 50mm 0割 12 100mm 0割 100mm 0割 13 200mm 0割 100mm 0割 | 10 | | 30mm | 9割 | | | |
| 12 200mm 0 割 13 200mm 0 割 | 11 | 担体注尼如 | 50mm | 0割 | | | |
| 13 200mm 0 割 | 12 | 水ビアドムノルロリ | 100mm | 0割 | | | |
| | 13 | | 200mm | 0割 | | | |

Analysis of restrain effect of foundation drainage work on seepage failure:

H. Nakamura, J. Yamashita, T. Kodaka (Meijo Univ.), K. Lee (Nippon Koei)

破裂し,激しい漏水を伴う噴砂が発生した。その後,堤体法 尻部において,水みちが地層境界部から地表面に吹き出し, 法先での小規模すべりが発生した。その小規模すべりをトリ ガーとして大規模なすべり破壊に進展し,実験開始約23分後 に天端川表側まですべり破壊が到達して越流が生じたため, 実験終了とした。以上のように,無対策の場合には,法先で の小規模すべりをトリガーとして大規模なすべり破壊に進展 することが示された。

写真-1 で示したように、基盤排水工は堤体法尻部に設ける と効果が高いことが確認されているが、推奨される川裏側に 基盤排水工を設けた Case3 では、充分な排水量が確保できな かったために、大規模なすべり破壊に進展したことが考えら れる。そのため、基盤排水工の幅を 2 倍、4 倍に拡大した Case4、5 の結果を写真-3 に示す。Case4、5 ともに、法先での 小規模すべりが確認されたが、大規模なすべり破壊には進展 せず、実験開始から60分で実験終了とした。ここで、法先で の小規模すべりに着目すると、幅を 4 倍に拡大した Case5 の 方が低減できていることが確認できる。

3. 浸透流解析

3.1. 二次元浸透流解析の概要

本論文では、既往の模型実験結果の浸透過程における鉛直 動水勾配の分布を正確に把握するために、飽和一不飽和浸透 流解析コード UNSAF⁶を用いた。解析モデルの境界条件を図 -3 に示す。模型実験では、右面の水位が一定水位 330mm に 達した際に左面の水位が 150mm に達するが、模型実験と同様 に左面の水位を急上昇させると、模型実験とは異なり、逆流 もしくは行き止まり地盤を模してしまう恐れがある。そのた め、解析モデルの左面には、解析開始 30 秒後から 60 秒かけ て 150mmの水頭が作用するように設定した。解析各領域にお ける地盤材料の透水係数は、模型実験の実験値を用い、計算 時間は水位上昇から 3600 秒間とした。

不飽和浸透特性モデルには、van Genuchten によって提案された水分保持曲線モデル^つ(以後 VG モデル)を用いた。

$$Se = \frac{\theta - \theta r}{\theta s - \theta r} = \left[1 + \left(\alpha \cdot \phi\right)^{n}\right]^{-m}$$

$$kr = \frac{k\theta}{ks} = Se^{1/2} \left[1 - \left(1 - Se^{1/m}\right)^{m}\right]^{2}$$
(1)





ここで, Se: 有効飽和度, θ : 体積含水率, θ r: 残留体積含水率, θ s: 飽和体積含水率, ϕ : 圧力水頭(-cm), kr: 比透水 係数, k $_{\theta}$: 不飽和透水係数(cm/s), ks: 飽和透水係数(cm/s), α , n: 水分保持曲線の形状によって決定されるフィッティン グパラメータ, n>1, m=1-1/n である。

本論文で用いた VG モデルのパラメータを表-2,推定した不飽和浸透特性を図-4 に示す。残留体積含水率 θr と飽和体積含水率 θs は実験値から算出し、フィッティングパラメータ α, n は参考文献⁸⁾の「VG1,浸水過程」から引用した。

3.2. 二次元浸透流解析の解析結果

本論文におけるクイックサンド現象の発生の閾値を表す限界動水勾配(*ic=0.81*)の分布を把握するために,法先近傍の鉛直動水勾配の分布を示す。ここでは,基盤排水工を設けたことによる長期的な安定性の向上を把握するために,ほぼ定常状態となる解析開始1800秒における鉛直動水勾配の分布を示す。

無対策の Casel の鉛直動水勾配の分布を図-5 に示す。無対策の場合には、法先から被覆土層にかけて広範囲に限界動 水勾配が分布していることから、写真-2(a)で示したように、盤ぶくれや噴砂の危険性が高いことが確認できる。

基盤排水工の幅を統一し,設置位置を変更した Case3,11の鉛直動水勾配の分布を図-6 に示す。Case3,11 ともに,無対策の Case1 とは異なり,限界動水勾配を超える分布は存在しない。ここでの着目点として,Case11 では,裏法面に浸出する浸潤面が基盤排水工内に滞留していることが挙げられる。これは,堤体法尻部に基盤排水工を設けることで,堤

体内浸透を低減するドレーンエッと同様の効果を発揮していると考えられる。そのため、写真-1(c)で示したように、法先での小規模すべりを抑制したことが推察される。

基盤排水工の幅を拡大し,推奨される川裏側に設けた Case4,5の鉛直動水勾配の分布を図-7に示す。幅を拡大する ことで,法先近傍に集中する動水勾配を多少低減できてい る。ここで,裏法面に浸出する浸潤面を着目すると,幅を4 倍に拡大した Case5の方が裏法面に浸出する浸潤面を低下さ せていることから,堤体内浸透を低減していることが考えら れる。そのため,写真-3(b)で示したように,法先での小規模 すべりを低減したことが推察される。

4. 安定解析

4.1. 安全性照査の概要

いずれの実験 Case に関しても、領域 I の透水層を有してい ることから、浸透に対する安全性照査における安定計算¹⁰⁾を 行った。安定計算の算定箇所を図-8 に示す。局所動水勾配 iv は、浸透流解析で要素ごとに得られる値をそのまま使用し、 また領域 II の被覆土層を有していることから、*G/W* を用い て、盤ぶくれに対する安全性照査を行う。*G/W*>1 の場合、安 定と評価される。

$$G / W = \frac{\rho_{t^*} g \cdot H}{\rho_{w^*} g \cdot P} \tag{3}$$

ここで、G:単位面積あたりの被覆土層の重量(kN/m²)、W: 被覆土層底面に作用する揚圧力(kN/m²)、 ρ_t :被覆土層の密度 (g/cm³)、H:被覆土層の層厚(m)、 ρ_w :水の密度(g/cm³)、P: 被覆土層底面の圧力水頭(m)、g:重力加速度(m/s²)である。

局所動水勾配 *i*_vと *G/W* ともに,基盤排水工内の要素および 節点を除外し,かつ飽和後の値のみ抽出した。

4.2. 安全性照査の結果

無対策の Casel の安定計算結果を図-9 に示す。局所動水勾 配 i は,解析開始 60 秒から 90 秒の間にすべての要素 E1~E6 にかけて限界動水勾配を超えており,地層境界部から地表面 へ向かう噴砂の危険性が高い。また G/W においても,解析開 始 60 秒から 90 秒の間にすべての節点 N1~N6 にかけて 1 を 下回っており,広範囲で盤ぶくれの危険性が高いことも確認 できる。以上の破壊形態は,写真-2(a)で示した模型実験結果 と同様であるが,実験開始 55 秒において盤ぶくれの破裂とそ れに伴う噴砂が発生しているため,この安定計算結果は模型 実験結果と比べ,遅延していることがわかる。

基盤排水工の幅を統一し,設置位置を変更した Case3,11 の安定計算結果を図-10 に示す。局所動水勾配 *i*,は, Case3, 11 ともに,地表面と接する要素 E1 が限界動水勾配を超えて いるものの,図-8(a)で示した無対策の Case1 とは異なり,す べての要素が超えているわけではないため,噴砂の危険性を 低減できている。*G/W* は,川裏側に設けた Case3 の法先直下 の節点 E1 のみ1を下回っており,盤ぶくれの影響は低減でき ているものの,堤体法尻部に設けた Case11 と比べ,その危険 性が高いことが示された。

4.3. 円弧すべり解析の概要

浸透過程における堤体変状の破壊形態を把握するために, 円弧すべり解析を行った。ただし,スライス底面に作用する 水圧は浸透流解析結果をそのまま使用している。



本論文で用いた円弧すべり解析のパラメータを表-3 に示 す。単位体積重量は実験値から算出し、粘着力と内部摩擦角 は、写真-1(c)で示したように、堤体法尻部に設けた Case11 で は堤体変状が起こらないことから, Case11 が安全率 Fs>1 と なるように設定した。

4.4. 円弧すべり解析の結果

ほぼ定常状態となる解析開始後 1800 秒における各 Case の 最小安全率を与える円弧を基準とし、その中心を固定して計 算した安全率の非定常浸透に伴う推移を図-11 に示す。 Case1, 3 ともに解析初期で安全率 Fs が 1 を下回るものの, 川裏側に基盤排水工を設けた Case3 の方が、初期にFs が低下 する勾配が緩やかであり、最終的なFsも大きい。模型実験に おいて、Case3 は Case11 のようにすべり破壊を抑制すること はできなかったが、すべり破壊の度合いは若干低減できた実 験結果とこの解析結果は整合している。

図-11 で計算した円弧を用いてすべり破壊モードの検討を 行う。図 12(a)および(b)はそれぞれ、無対策の Casel および基 盤排水工を設けた Case3 において安全率 Fs が1を下回る直後 の時刻(90 および 150 秒)における解析結果を示し, Case11 においては Fs が 1 を下回らないことから 1200 秒の解析結果 を図 12(c)に示す。Case1 および Case3 の模型実験において は、法先での小規模すべりが、その後の大規模すべりへと進 展するトリガーとして観察されているが、いずれの Case の解 析でも法先での小規模すべりのモードとなっている。一方, Case11 では水位が上がりきった定常状態においても、法先の 小規模すべりのモードは、解析では確認できない。先述の通 り、Casel1 の模型実験では変状が観察されないことから、本 論文では全時刻を通して Fs>1 となるように領域 I の強度定数 を設定しているが、結果としてその条件で計算される破壊モ ードは、法先での小規模すべりを抑制するものとなる。

5.まとめ

本論文の浸透流解析結果によって、模型実験結果における 堤体変状の要因を明らかにした。その知見を以下に示す。

基盤排水工を設けることで、無対策とは異なり、クイック サンド現象の発生の閾値を表す限界動水勾配を超える場所が 無くなることが示された。併せて,基盤排水工を最も効果的



図-12 安全率Fsが1を下回る際の円弧すべりモード

な設置位置である堤体法尻部に設けた場合,裏法面に浸出する浸潤面を基盤排水工内に滞留させ,大規模なすべり破壊 のトリガーとなる法先での小規模すべりを抑制できることも示された。一方、基盤排水工をマニュアルで推奨されてい る川裏側に設けた場合,裏法面に浸出する浸潤面によって発生する法先での小規模すべりを,基板排水工の規模(幅) を拡大することで低減できるが、抑制はできないことが明らかになった。また浸透流解析結果を基に行った安定解析に おいても、同様の結果が得られた。以上より、大規模なすべり破壊のトリガーとなる法先での小規模すべりを抑制する 観点から、基盤排水工はマニュアルで推奨される川裏側ではなく、堤体法尻部に設けることを今後は推奨すべきである。

参考文献

- 1)
- 3ĺ

3 AMA 北川誠純:四万十川支川後川安並地区における漏水対策工事の報告,四国地方整備局管内技術・業務研究発表会,2010. 中野彩,山崎裕治:地下水利用を考慮した貴志川漏水対策について,近畿地方整備局研究発表会,2013. 土木研究所:堤内基盤排水対策マニュアル(試行版),2017. 中村宏樹,小高猛司,李 圭太,嶋菜乃子,舟橋真彦,山下隼史:堤防模型実験による設置位置と規模の異なる基盤排水工の変状 抑制効果の検討,第56回地盤工学研究発表会,2021. 中村宏樹,小高猛司,李 圭太:堤防模型実験による基盤排水工の変状抑制効果の検証,第33回中部地盤工学シンポジウム論文 4 2021 4) 5)

隹. 2021. 赤井浩-大西有三, 西垣誠: 有限要素法による飽和-不飽和浸透流解析, 土木学会論文報告集, No.264, pp.87-96, 1977 6)

van Genuchten. M. Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Sci. Am. J., Vol.44, pp.892-898, 1980.

505,100. 李 圭式,小山倫史,大西有三,古川秀明,小林猛嗣:越流を考慮した河川堤防の浸透破壊に対する応力-浸透連成解析,地盤工 学ジャーナル, Vol.4, No.1, pp.1-9,2009. 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. 8)

10)

国土交通省:ドレーン工設計マニュアル, 2013.

トランスパレントソイルを用いた堤防の浸透破壊に関する可視化

| ランスパレントソイル | 浸透破壊 | 京都大学 | 学生会員 | ○加納 | 隆伸 |
|------------|------|-----------|------|-----|-----|
| | | 京都大学 | 正会員 | 音田 | 慎一郎 |
| | | 京都大学 | 正会員 | 肥後 | 陽介 |
| | | 京都大学 | 学生会員 | 山口 | 凌大 |
| | | 港湾空港技術研究所 | 正会員 | 高野 | 大樹 |
| | | | | | |

1. はじめに

1

堤防決壊による被害は壊滅的であり、それを軽減するためには、堤防決壊時の堤体内の物理的メカニズムの解明と対応策の検討が不可欠である.破堤のメカニズムを考察するために数多くの研究がされてきた^{例えば1),2)}が、本研究では、堤体内の飽和度分布と浸透破壊のメカニズムを考察するため、堤体材料にトランスパレントソイルを用いて浸透破壊に関する水理模型実験を行った. Carvalho ら³⁾の研究を参考に、水の代用としてチオ硫酸ナトリウムで処理したヨウ化ナトリウム水溶液(以下「溶液 X」)、砂の代わりに粉砕した溶融石英粒子(以下「石英」)を用いた.

2. 水理模型実験

(1) トランスパレントソイルに関する基本的事項

トランスパレントソイルのメカニズムを説明するため、光の屈折率に関する概念図を図-1 に示す.光はガラスや空気、 水などの均一な物体内を進む場合直進を続けるが、これは均一な物体内において光の屈折率に変化がないためである. 物体 A から屈折率が異なる物体 B に光が進む場合、図-1 (a)のように A と B の境界面で屈折するが、A と B の屈折率が 同じ場合、図-1 (b)のように光は直進する.この原理を利用したのがトランスパレントソイルである.水の屈折率は 23 ℃ において 1.330、石英の屈折率は 1.458 であるため、本研究では水を用いるのではなく、堤体内を浸透する溶液 X の 濃度を変化させることによって、石英の屈折率に近い溶液 X を作成し、模型実験を行った.既往の研究³においては、 石英と溶液 X の屈折率を一致させ、極めて透明に近い状態で行われてきた.しかし、本研究では、堤体形状の把握と画 像解析によって堤体内の飽和度分布を求めることを目的として、意図的に石英と溶液 X の屈折率は一致させずに行った.

(2) 実験方法

水平直線水路に堤体模型を設置し、上流から溶液 X を流入させ、堤防の浸透破壊実験を行う.各実験の様子を水路の 側面からビデオカメラで撮影し、それらをもとに画像解析をすることにより、決壊プロセスと飽和度の空間分布を考察 する.水理模型実験の概要図を図-2 に示す.長さ、幅、高さが 0.8 m、0.04 m、0.12 mの直線水路に、高さ、天端幅、 のり面勾配がそれぞれ 0.1 m、0.05 m、1:2 の堤体を作成した.上流端から 0.1 mのところに整流板が設けている.水路 の側面、底面はアクリルでできており、水路側面から撮影したビデオカメラの映像から堤体の形状、堤体内の飽和度の 空間分布について画像解析を行った.実験条件を表-1 に示す. Case 1、Case 2 の含溶液比はそれぞれ 0%、20%である. 浸透破堤実験では、水深 0.08m を維持するように溶液を注入した.裏法尻に浸透が到達したと判断される時刻を t = 0 s とし、堤体の高さが 0.02 m 失われた時刻をもって破堤とみなして実験を終了した.

(3) 画像解析の方法

実験で得られた動画に対し、画像認識に関連するライブラリである Open cv と、画像処理ソフトウェアである ImageJ を用いて画像解析を行う. その手順を以下に示す.

- a) トランスパレントソイルと溶液 X を混合した試料を用いて, 飽和度を 0, 30, 60, 80, 90, 100 %に変化させた 5 つの地盤模型を用意し, 水路模型に設置してそれぞれの材料の動画を撮影する. 模型地盤の高さは, 材料と溶液 が分離するのを防ぐために 0.01 m とする.
- b) a)で撮影した動画を、Open cv を用いて1s 毎の画像として切り出す.
- c) ImageJを用いて b)において切り出した画像の RGB 値の分布を調べる.
- d) c)で計測した RGB 値の分布をもとに、各飽和度固有の RGB 値の範囲を決定する.
- e) d)をもとに,前節で行った実験動画の切り取り画像に着色をし,飽和度の空間分布について可視化を試みる.

以上の手順から得られた解析結果をもとに、浸透破壊時における飽和度の空間分布についての考察を行う.ただし、 水路や背景による影響が確認された領域において、同時刻の写真を参照し、実験に無関係と考えられる領域においては、 図の見やすさから水路や背景と同色になるよう着色の編集を行った.石英を使った0.01 m 模型地盤において画像解析よ り得られた飽和度と RGB 値の関係を表-2 に示す.ここで例えば、表中の飽和度 0~30%に対して R 値, G 値, B 値に幅 をもたせて表示しているのは、飽和度 0%と 30%の 2 つの模型地盤画像の複数の測定点から求めた RGB 値の上限と下限 の値を示しているからである.本研究では、0、30、60、80、90、100%の模型地盤に対して画像解析を行ったが、80% と 90%の RGB 値にはっきりとした差が見られなかったため、ここでは表中の4 つ範囲を採用した.

3. 結果と考察

Caselの解析結果を図-3に、Case2の結果を図-4に示す. 図-3 (a)をみると、Case 1のt = 0sにおいては湿潤面より上流側は完全に飽和しており、その境界では乾燥と飽和の領域がほとんど隣接している.また、湿潤面が裏法尻に到達して飽和すると、図-3 (b)からわかるように、裏法尻において破壊が起こっていることがわかる.一方、図-4 (a)を見ると、堤体内を浸透することにより下層においては、黄色に着色された飽和度 60 (%)~90 (%)の領域がみられる.また、

Trial visualization in levee breaching process with seepage flows using transparent soil

裏法尻付近に着目すると、黄色から赤色に変化すると同時に破壊の発生が確認された.よって、裏法尻は飽和したことによって破壊していることがわかった.また Case1 と Case2 の堤体内の飽和度分布を比較すると、Case2 では Case1 に比べて堤体内部は飽和しにくいことがわかった. Case 1 では初期条件が乾燥状態であるため、間隙空気が排気され間隙水が流入しやすいのに対して、Case 2 では初期において不飽和状態であるため、トラップされた間隙空気が堤体内に残留しやすいと考えられる.実堤防は Case 2 に近い状態であり、水の浸透中でも堤体内部は不飽和状態であることを示唆している.

4. まとめ

トランスパレントソイルを用いた浸透実験を実施し、空気の混入による透明度の変化を利用して飽和度と画像輝度の 関係を求めることにより、浸透実験中の飽和度を定量化した.本手法により浸透実験や越流実験における飽和状態を定 量化し、浸透破壊や越流侵食現象と堤体飽和度の関係の解明に今後活用していく.

参考文献

- 1) Schmocker, L. and Hager, W.H.: Modelling dike breaching due to overtopping, *Journal of Hydraulic Research*, Vol.47, No.5, pp585-597, 2009.
- 関根正人,佐藤耕介,菅 俊貴:模擬河川堤防の決壊プロセスに及ぼす含有する砂礫・粘土の影響に関する検討,土 木学会論文集 B1(水工学), Vol.74, No.5, pp.I_1099-I_1104, 2018.
- 3) Carvalho, T., Suescun-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.


本支川合流部における基礎地盤浸透の安全性照査についての留意点

パイピング 安全性照査 国土交通省国土技術政策総合研究所 〇今勝章 笹岡信吾 福島雅紀

1. はじめに

令和元年10月に発生した台風19号による出水により、 埼玉県熊谷市を流れる利根川水系福川右岸の堤防裏法尻 周辺で多数の漏水痕跡(噴砂)が確認された(図-1).

当該箇所は福川堤防と中条堤(慶長年間(1596年~ 1615年)に行田の忍領や熊谷陣屋を利根川の洪水から守 るためにつくられたと言われる堤防) に囲まれた地域で、 周辺は水田として利用されている. 台風19号による出水 では、福川合流点近傍の利根川158k地点の水位は計画高 水位を超過し、福川においても計画高水位相当に達して いた、現地の被災状況から、被災要因は基礎地盤浸透に よるパイピングが疑われたが、被災箇所は利根川との合 流部近傍に位置しており、福川からの基盤浸透のみなら ず,利根川水位の影響も想定された.

近年、本支川合流部近傍において発生している漏水被 害は、2016年の常呂川(支川ポン隈川合流部)¹⁾や2019 年の阿武隈川(支川佐久間川合流部)²⁾等において確認 されている.いずれの事例においても、河川水が被圧基 盤を通って堤内地側の被覆土が薄い箇所で漏水が発生す るメカニズムであり、本川堤防周辺で発生している.

今回福川において発生した被災は、利根川堤防法線か ら340m~600m離れた位置で発生したことが特徴的な事 象である、そのため、被災要因に利根川水位の影響がど の程度関係しているかを見極めることが非常に重要であ る. 本稿では、支川である福川において発生した被災事 例を対象として,本支川合流部周辺において実施した各 種現地調査の結果を整理し、本支川合流部近傍における 基礎地盤浸透の安全性照査における留意点を整理する.

2. 被災状況

福川は、櫛引台地から埼玉県深谷市と熊谷市に広がる 妻沼低地を流れる河川で、行田市で利根川に合流してい る.現在は源流から福川水門までの約20.8kmを埼玉県が, 福川水門から本川合流部までの約500mを国が管理して いる. 昭和の改修が行われるまでの福川は、頻繁に蛇行 し、河川が複雑に合流する河川であり、また中条堤の存 在により、利根川の堤防整備がなされなかった歴史的経 緯があり、古くから洪水被害を受けてきた地域である3.

今回噴砂が確認された箇所は、福川水門から上流約 400m~800mにかけての間であり、堤防法尻及び堤内地 に計6箇所であった.堤防法尻からの離隔は約3m~25m であり、規模や噴砂量が最も多かった箇所は図-1に示す 被災箇所①である(写真-1,写真-2).

台風19号では記録的な大雨により、利根川の水位は、



図-1 噴砂発生位置図



写真-1 ①噴砂状況

写真-2 ①水防工法内状況



栗橋観測所(130k地点)において観測史上最高水位を, 川俣観測所(150k地点)においては計画高水位を超える 水位を観測した.整理した利根川158k地点の観測水位波 形を図-2に示す.福川合流点近傍の利根川の水位として, 利根川157.3k及び158k地点にそれぞれ設置されていた危 機管理型水位計のデータを用いた. なお, 高水敷以下の 水位については、古戸観測所(165k地点)の水位波形か ら線形補完して推定した.

3. 被災要因の調査

漏水は基礎地盤の土質構成(浸透層,被覆土層の土質 や層厚等)が大きく影響するが、当該地点周辺は図-1に 示した治水地形分類図によると旧河道が複雑に入り組ん でおり、この複雑な地形条件が漏水の発生要因に影響し



ていることが想定されたため、下記手順で調査を行った.

- ① 基礎資料を得るための既往文献調査
- ② 被覆土層厚を調べるための土層強度検査棒を用い たサウンディング調査及び堤内地盤高の整理
- ③ ボーリング調査,現場透水試験
- ④ 室内土質試験
- ⑤ 水位観測結果の整理

既往文献調査として,各種地質調査データベース及び 埼玉県が被災後に実施した土質調査結果等,周辺の土質 に関する資料を収集・整理し,当該地点周辺の想定地層 断面図を作成した.このうち,利根川右岸堤防法尻及び 福川右岸堤防法尻の想定地層縦断図を図-3に示す.

調査地の地盤状況は、盛土層(Bc)の下位に沖積粘性 土層(Ac),沖積砂質土層(As),沖積砂礫層(Ag) が分布している.その下位は、洪積粘性土層(Dc), 洪積砂質土層(Ds),洪積砂礫層(Dg)が分布する.

図-3より、利根川縦断、福川縦断ともに下流(東)に 向かうにつれてAc 層が徐々に厚くなる.しかし、被災 箇所周辺では、Ac 層が縦断的に途切れ、As 層がBc層 直下に厚く堆積していることがわかる.

次に,被覆土層厚及び貫入強度を把握するため,土層 強度検査棒を用いて,利根川及び福川の高水敷,利根川 右岸堤内地及び福川左右岸堤内地において,面的に貫入 試験を実施した.土層強度検査棒による貫入強度試験結 果から,被覆土層である粘性土層とその下にある砂質土 層を判別することが難しい場合は,土層強度検査棒の先 端部を変更し,ベーンせん断試験により内部摩擦角や粘 着力を推定し粘性土と砂質土を峻別した.その結果,図



図-4 被覆土層厚コンター



-4 に示すとおり、福川右岸側が左岸側に比べ被覆土層



厚が約1m程度薄い地形であることがわかった.また, LPデータより作成した標高コンター(図-5)から,福 川右岸側が左岸側に比べ約1m低いことがわかる.

次に詳細調査として、ボーリング調査を図-4及び図-5 に示す5箇所 (R3-1~R3-5) で実施した. このうち, 3箇 所(R3-1~R3-3)では、地盤の透水性及び被圧地下水位 を把握する目的で現場透水試験を実施した. ボーリング 調査により得られた結果を基に、図-4及び図-5に示す2 断面 (al-al'断面, a2-a2'断面)の想定地層断面図を作成 した(図-6). これより,表層の被覆土層(Bc)直下は, 既往調査で作成した想定地質縦断図と同様に、 As層, Ag層, Ds層, Dg層が分布しており, 各層は概ね水平に 堆積していることがわかる. 地下水位はボーリング調査 時の孔内水位及び土層強度検査棒調査により確認し、概 ねBc層下部にあり、このことからもAs層以深は連続し た被圧帯水層を形成していることが分かった. Ac層は 中条堤下部付近で一部出現したが、横断的には連続した 分布はなく,いわゆる行き止まり地盤の形成は認められ なかった.

次に現場透水試験を実施した結果,透水係数は地点毎 にばらつきがあるが,As層でk= 9.04×10^{6} m/s~ 6.75×10^{4} m/s,Ag層でk= 7.73×10^{6} m/s~ 7.25×10^{4} m/s,Dg層でk= 5.52×10^{7} m/s~ 3.35×10^{3} m/s となった.

今回の被災を受け、埼玉県では被災箇所①の近傍に地下水位観測井を設置し、2020年からAs層、Ag層、Dg層の地下水位観測を実施している.この観測結果(図-7)から、平水時には被圧度が低いものの、利根川本川水位に応じて水頭値が変動していることを確認できる.また、As層の被圧水頭値を代表値として利根川、福川水位との相関を整理した(図-8).これより、福川水位に比べ利根川水位がより地下水位と線形的な相関関係にあることがわかる.さらに図-7の9月26日や10月18日付近等の観



測値においては、福川の水位変動はほとんどないが、観 測孔①~③の観測値は利根川水位と似た傾向を示してい る.これらより、被災地点近傍の被圧水頭変動が、利根 川水位の影響を受けていることがわかる.ただし、これ らは短期間の限られた計測結果を整理したものであり、 今後、観測を継続しさらなる検証が必要である.

4. 安全性照査の試行

これまでの調査によって、今回の被災要因は被圧帯水



図−9 利根川右岸堤防法線からの離隔に応じたG/W



層(As~Dg層)の水頭値の上昇によるもので、福川河 川水位による被圧水頭に加えて,利根川の河川水位上昇 に伴う被圧水頭の上昇が加わることで発生したものと推 測される. 河川堤防の構造検討の手引き(改訂版) ⁴に よると、浸透流解析のモデル化に関して、「堤内側の解 析領域は、堤防高の10 倍を目安に設定し、端部境界条 件は平水位で水頭固定する」と示されている.しかし, 当該箇所の被災地点から利根川右岸堤防までの離隔は最 大600m程度あり、利根川右岸の堤防高は6.7m程度のた め、今回被災箇所の離隔は堤防高の10倍を大きく超える ものである. そのため、被圧帯水層における水頭変動の 影響圏を正しく把握した浸透流解析のモデル化が解析精 度向上につながると考え、まずは単一被圧帯水層モデル から得られる簡易式を誘導し影響範囲を把握した(式-1) ⁵⁾. ここで, (H-h)を地下水低下量, (H-h₀)を河川水位 上昇に置き換えて考え、左辺を被圧水頭変動比とする. しかし式-1は被圧帯水層の影響圏を直接求める式ではな いため、xとtを数ケース設定し、水頭変動を与え、t時間 経過後のx軸方向の水頭変動比の分布を求め、水頭変動 比がゼロに近似するxを影響圏とした.上記により,解 析領域を2kmとした浸透流解析を実施した.また、事前 に利根川の川幅と福川の川幅の違いから、河川水位変動 を与える川幅によって被圧帯水層の水頭変動が変化する 可能性を考えたが、これに関しては事前解析により被圧 水頭変動に大きな差はないことを確認している.

解析には図-6で示したal-al'断面をモデル化した. 今回検討においては、「3.被災要因の調査」において利 根川水位との相関が見られたことを参考に、試行計算的 に利根川のみに被災時水位を与えた計算を行った.その (H-h) / (H-h₀) =erfc(y₁) 式-1

$y_{I} = \frac{x}{2\sqrt{(k/Ss)t}}$

(H-h)/(H-ho):被圧水頭変動比, erfc(y1):余誤差関数, k:透水係数, Ss:比貯留係数, x:水頭変動地点からの 水平距離, t:経過時間

結果を図-9,図-10に示す.この結果では,福川右岸が 最も早くG/Wが1を切るものの,福川右岸のみならず福 川左岸でもG/Wが1を下回る結果となった.福川水位の 影響を排除した計算となっていることもあるが,G/Wが かなり小さい値となる理由としては,被圧帯水層のパラ メータである透水係数や比貯留係数の不整合,被圧水頭 に与える河川水位上昇の外力評価の不整合等が考えられ る.これらについては,ボーリング調査を実施したR3-1 ~R3-3に観測井を設置しており,今後の継続的な観測等 により検証する予定である.

5. おわりに

本支川合流部近傍で発生した被災事例を対象に現地調 査と簡易な浸透流解析を行い,安全性照査の留意点を以 下に整理した.

- 本支川合流部においては、地層構成の複雑な場合が あり、本川堤防より遠く離れた支川堤防法尻近傍に 本川の影響が顕著に見られる場合がある。
- 2. 地層構成や堤内地盤高等の状況によっては、本川と 支川で挟まれるデルタ地帯のみならず、本川の堤防 高の10倍を超える範囲に本川の河川水位変動の影響 が生じる可能性がある. 今後のさらなる検証が必要 ではあるが、本川の河川水位変動の影響圏を簡易に 把握するための手法を提案した.
- 本支川合流部では、水位計や観測井等によって水位 観測を行うことが、基礎地盤の地層構造を推定する 上で有効であり、その結果を安全性照査に活用する ことで被災メカニズム解明や適切な対策につながる と考えられた。

参考文献

- 常呂川堤防調査委員会:常呂川堤防調査委員会報告書, 2017.3
- 2) 田川央,石原雅規,佐々木哲也:令和元年台風19号に よる阿武隈川の漏水箇所における詳細調査及び被災要因 分析,河川技術論文集,第27巻, pp.193-198, 2021.
- 3) 埼玉県熊谷県土整備事務所: 福川改修史, 2014.3
- 4) 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.
- 5) 地盤工学会:根切り工事と地下水一調査・設計から施工 まで(訂正第2刷), pp.112-113, 1994.5

開削時現場調査と室内試験による狩野川堤防の評価

| 名城大学 | 正会員 | 小高猛司 | | |
|------------|------|-------|-----|----|
| 日本工営 | 正会員 | 李 圭太 | | |
| 中部土質試験協同組合 | 正会員 | 久保裕一 | | |
| 名城大学大学院 | 学生会員 | 藤田 薫, | 湯貫 | 敬 |
| 土木研究所 | 正会員 | 石原雅規, | 青柳悠 | 5大 |

1. はじめに

河川堤防の質的検討にあたり,堤体盛土の透水係数の評価は非常に重要である。著者らは,河川堤防の堤体の飽和透水係数を得るために,直径 30cmの試験孔にマリオットサイフォンを用いた現場透水試験を実施してきた^{例えば1)~4)}。それらは,新堤築堤に伴い撤去する旧堤^{1)~3)}や被災現場⁴⁾であったりするが,総じて得られた飽和透水係数は,同位置で採取した乱れの少ない試料で実施した室内透水試験による飽和透水係数より大きくなり,細粒土堤体の場合においては,数オーダー大きくなる事例もある。それらの結果は,大口径試験孔でのマリオットサイフォンで得られる現場透水係数が現場の不均質性や異方性を含んだマクロな透水性を評価していることを示唆している。

本報では,2020年12月に静岡県の狩野川右岸8.5k付近の堤防開削断面にて実施した現場調査とその際に採取した乱 れの少ない試料で実施した各種の室内試験の結果を示す。本現場においては、共著者である土木研究所の研究チームが 開発して検証を進めている簡易現場透水試験法の調査も別途実施されており、詳細な分析結果が報告されている⁵。

2. 現場透水試験と室内透水試験結果

2.1 現場状況と試験方法

現場透水試験は上流側の開削断面で実施した(図1)。小段をA(堤外),B(中央),C(堤内)の3地点に分け, それぞれの地点についてマリオットサイフォンを用いた JGS-1316 による現場透水試験法(以下1316 法と称す),水道 メーターを用いた方法(1316 法と同じ寸法の試験孔を使用し,定常状態となるよう水量を調節して水位を一定に保持し て,水道メーターにより注水量を測定する方法,以下 WMPT 法と称す)。それぞれの試験孔(1316 孔と WMPT 孔と表 記)を 50cm 程の間隔をあけ掘削し,試験を実施した。試験孔は,特製の鋼製ガイドリングを使用して直径 30cm,深さ 40cm に整形し,底部に市販のバラス砕石を敷き詰めた。図1 中にはそれぞれの試験孔の位置を示す。いずれの試験孔も 同じ寸法のため,いずれの試験法も実施したが,試験孔には先に実施した試験法の名称を付けて呼ぶこととした。

室内透水試験は、現場透水試験を行った試験箇所近傍から採取した乱れの少ない試料を用いて実施した。具体的には、 内径約 10cm の市販の塩ビ管を高さ約 19cm に切断した上で、片側先端を刃先に加工して簡易サンプラーとし、それを丁 寧に地面に押し込んで採取した ^の。砂分が多い試料を塩ビ管から脱型すると破損や乱れを誘発する恐れがあったため、 内径 15cm の透水試験用のモールドと塩ビ管外周の間をベントナイトで充填して透水試験を実施した。供試体端面が接 する上下のポーラスストーンには直径 2~3mm の穴を放射状に開け、透水係数に影響を与えないよう配慮した。



図 1 狩野川上流側開削断面試驗箇所

Evaluations of Kano River embankment by field open-cut investigation and laboratory tests

T. Kodaka, K. Fujita, K. Yunuki (Meijo University), K. Lee (Nippon Koei), Y. Kubo (Geolabo-Chubu), M. Ishihara, Y. Aoyagi (PWRI)

2.2 粒度試験と動的貫入試験

図2に粒度試験結果を示す。凡例の「現場-1316 (or WMPT)孔」は、現場透水試験時に1316 (or WMPT) 孔から採 取した試料の結果であり、「室内-1316 (or WMPT) 孔」は、それぞれの試験孔付近で室内透水試験用に採取した試料 の一部を用いた結果である。A 地点の室内試験試料はいずれの試験孔でも細粒分が多く、両者の粒度は等しい。一方、 現場試験試料では、いずれの試験孔でも細粒分が少なく、1~2mm 付近の粗砂、礫の含有率が異なっている。室内試験 試料と現場試験試料で細粒分含有率が異なるものの、いずれも細粒分質砂質土である。B 地点については、室内試験試 料と現場試験試料、1316 孔と WMPT 孔、ともに概ね同じ粒度を示し、細粒分質砂質土である。細粒分含有率は A 地点 の現場試験試料と概ね一致する。C 地点もバラツキは少なく、細粒分が少ない細粒分混じり砂質土である。C 地点のみ が A 地点、B 地点と異なり細粒分が少なく砂分・礫分が多い。

A 地点では動的貫入試験も実施した(図1参照)。地表面から 2~3.5m 付近において打撃回数 Nd 値が概ね5 前後であるが,所々に礫当たりのためが Nd=10 前後の箇所が存在する。そして 4m 付近で Nd=2 程度に減少し,それ以深では徐々に深度に伴い Nd 値が増加した。



2.3 透水試験結果

現場および室内の透水試験結果をそれぞれ表1および2に示す。 表には、20%粒径 D₂₀を用いて Creager 法による透水係数の推定値 も示した。表1の現場透水係数においては、細粒分の多い A 地点 と B 地点で1316 法と WMPT 法ともに 4 から 5 乗のオーダー,砂 分の多い C 地点のみ 4 乗のオーダーとなっており、概ね D₂₀ から の推定値と一致した。A, B 各地点の試験孔での違いに着目する と、粒度の若干の違いを反映した差が見られる。しかし、試験法 による差はほとんどない。さらに、C 地点 WMPT 孔のように、透 水性が高くマリオットサイフォンでは定常水位を維持できず計測

困難であっても、WMPT 法は水中ポンプの供給能力次第で計測可能であ り、WMPT 法は高透水性盛土を含む、広範な粒度の堤防土で現場透水係数 を求める方法として非常に有益であることが確認された。

Creager 法の透水係数では、A、B 両地点において試験孔毎に推定値が大 きく異なる。これは、粒径加積曲線の細粒分の範囲においては、同傾向の 曲線に見えるものの、1316 孔の細粒分が僅かに多いために D₂₀ の値に大き な差が生じたことに起因する。堤体に多くみられる細粒分質砂質土におい ては、細粒分の範囲の違いが D₂₀ の値に大きく影響するため、Creager 法の 透水係数の推定値を利用する場合は、十分に留意する必要がある。

表2の室内透水試験結果においては、細粒分の多かったA地点とB地点 で6乗のオーダー,砂分の多かったC地点においては5乗のオーダーの透 水係数となった。各地点における試験孔の差はほとんどなく、粒度、特に D₂₀に差がないことからCreager法の透水係数にも差はない。

今回の現場透水係数と室内透水試験の結果から,20%粒径 D₂₀ と Creager 法の透水係数と 1316 法,WMPT 法,室内透水試験でそれぞれ求められた 透水係数の関係を両対数で整理したものを図 3 に示す。現場透水試験であ る 1316 法と WMPT 法は一致するのに対し,室内透水試験は粒径の大きさ に関係なく,現場透水係数よりも小さな透水係数が得られる。そして, Creager 法の透水係数は,広い粒度の範囲で現場透水係数よりも小さく,

| 表 1 | 13 | - 現場 | 诱水 | 試驗 | 結 | 冝 |
|---------|----|------|----|----|---|---|

| | 試験孔 1316法 WMPT法 (m/s) (m/s) | | D ₂₀ (mm) | Creager法 (m/s) | | | |
|-------|--------------------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------|-----------------------|--|--|
| * 바 두 | 1316孔 | 7.98×10 ⁻⁵ | 7.67×10 ⁻⁵ | 0.0136 | 2.11×10 ⁻⁷ | | |
| A地点 | WMPT孔 | 1.32×10 ⁻⁴ | 1.46×10 ⁻⁴ | 0.0906 | 1.42×10 ⁻⁵ | | |
| B地点 | 1316孔 | 5.69×10 ⁻⁵ | 5.64×10 ⁻⁵ | 0.0248 | 6.16×10 ⁻⁷ | | |
| | WMPT孔 | 1.20×10 ⁻⁴ | 1.04×10 ⁻⁴ | 0.0922 | 1.48×10 ⁻⁵ | | |
| C地点 | 1316孔 | 3.68×10 ⁻⁴ | 5.49×10 ⁻⁴ | 0.4448 | 5.66×10 ⁻⁴ | | |
| | WMPT₹L | 計測不可能 | 4.48×10 ⁻⁴ | 0.2686 | 1.70×10 ⁻⁴ | | |

表 2 室内透水試験結果

| | 試験孔 | 室内透水 (m/s) | D ₂₀ (mm) | Creager法 (m/s) |
|---------|-------|-----------------------|-------------------------|-----------------------|
| تل الله | 1316孔 | 1.89×10 ⁻⁶ | 0.0047 | 2.73×10 ⁻⁸ |
| A地点 | WMPT孔 | 2.48×10 ⁻⁶ | 0.0044 | 2.45×10 ⁻⁸ |
| B地点 | 1316孔 | 1.10×10 ⁻⁶ | 0.0092 | 9.30×10 ⁻⁸ |
| | WMPT孔 | 3.79×10 ⁻⁶ | 0.0076 | 8.90×10 ⁻⁸ |
| C地点 | 1316孔 | 1.82×10 ⁻⁵ | 0.3791 | 3.96×10 ⁻⁴ |
| | WMPT孔 | 2.32×10 ⁻⁵ | 0.3406 | 3.01×10 ⁻⁴ |

●WMPT法 ●1316法 ●室内透水 OCreager



図3 20%粒径と透水係数の関係

D20=0.5 mm 程度の粗い砂質土になるまで一致しない。以上の結果は,著者ら過去に実施した各地での調査結果^{例えば 1)~4)} と一致している。堤体の透水性の過小評価は、即,浸透に対しては危険側の評価につながるため,室内試験や粒度から 推定した透水係数を過信すべきではないことに注意しなければならない。

3. 力学試験結果

現場透水試験を実施した箇所(A, B)近傍にて乱れの少ない試料と乱した試料を採取した。乱れの少ない試料は,A,B それぞれの地点で,簡易打ち込みサンプラー⁶⁾を用いて直径 65mm,長さ 500mmの塩ビ管で採取し,実験室搬入後に 凍結させた上で既定寸法(直径 50 mm,高さ 100 mm)の供試体に成型し, $\overline{\text{CU}}$ 三軸試験と吸水軟化試験を実施した。A およ び B 地点における間隙比は,それぞれ 0.91~1.15 および 0.91~1.03 であり,若干のばらつきが見られた。再構成供試体 は、一旦自然乾燥した乱した試料を含水比 15%に調整してから間隙比 0.95 になるように突き固めて作製した。図 4,5 に乱れの少ない試料による $\overline{\text{CU}}$ 三軸試験と吸水軟化試験結果を示す。図 6,7 には、再構成試料による $\overline{\text{CU}}$ 三軸試験と吸水 軟化試験結果を示す。なお凡例に示す A,B は採取地点を指し、1~3 の数字はサンプリング時の塩ビ管の番号を指す。



| 表 3 吸水軟化試験の破壊応力比 | | | | | | | | | | |
|---------------------|------|------|----------|--------|------------|------|-------|------------|--------------|------------|
| | | | 乱れの少れ | ない試料 | | | 再構成試料 | | | |
| | A-2① | A-22 | A-23 | B-2① | B-22 | B-2③ | A① | A2 | B (1) | B ② |
| 破壞応力比q/p′ | 0.88 | 1.10 | 0.59 | 1.17 | 0.80 | 0.95 | 0.91 | 0.69 | 1.13 | 0.84 |
| 表4 内部摩擦角と粘着力 | | | | | | | | | | |
| | | 乱れ | の少ない | 试料 | | | 再構成試料 | | | |
| | 三軸 A | 三軸 B | 吸水 軟化 | K A | 吸水 軟化 B | 三軸 A | 三軸 B | 吸水 軟化 A | · | 吸水 軟化 B |
| 内部摩擦角ϕ'[°] | 24.6 | 31.2 | 18.1~2 | 5.6 2 | 0.1~28.5 | 21.6 | 25.1 | 17.7~23. | 4 | 20.0~27.8 |
| 粘着力 <i>c</i> '[kPa] | 0 | | | | | | | | | |

表 3 は、吸水軟化試験から得られた応力比のピーク値(破壊応力比)をまとめたものである。紙面の都合上示していないが、CU三軸試験結果から軸差応力のピーク値を参照した有効応力のモールの応力円を作成し、吸水軟化試験結果からは、有効応力の低下に伴い軸ひずみが急増した時点を破壊とし、破壊時の有効応力を用いてモールの応力円を作成した。それぞれのモールの応力円から得られた強度定数を表4にまとめて示す。

図 4 の乱れの少ない試料によるCU三軸試験結果では、ある程度のピークを示した後に塑性圧縮を伴うひずみ軟化挙動 に転じる傾向が多く見られた。これは比較的ゆる詰めな砂質土によく見られる典型的な挙動である。表 4 に示す内部摩 擦角 ¢'では、A 地点で 24.6°B 地点で 31.2°と比較的小さく、粘着力 c'はゼロである。以上から、狩野川堤防土は細粒 分をある程度含有しているものの、粘着力を発現しないゆるい砂質土と判断できる。また、図 6 の再構成試料によるCU 三軸試験結果では、乱れの少ない試料と同様にピークを示した後、軟化挙動に転じるゆるい砂質土の挙動を示した。ま た、再構成試料の軸差応力のピーク値は、乱れの少ない試料のピーク値に比べて小さく、内部摩擦角 ¢'(A 地点: 21.6°, B 地点: 25.1°)も一回り小さい。これは、河川堤防は人工盛土であるものの、時間を経て自然に高位な土骨格 の構造を形成して、同じ間隙比(乾燥密度)であっても若干高いせん断強度を示すものと考えている。すなわち、再構 成試料で堤防土のせん断強度を評価する場合には、現地の乾燥密度のみならず、土骨格の構造などにも注意を払って評 価すべきことを示唆している。同様な細粒分を含有する築堤材料にて詳細に検討している⁷ので参照されたい。

一方,吸水軟化試験においては,排水せん断によって軸差応力を25kPaもしくは12.5kPaまで上昇させた後に,軸差応力を一定に保ち,間隙水圧を徐々に上昇させて土を破壊に至らしめた。図5からA,B両地点ともに破壊応力比(表3参照)は比較的小さい値を示し,さらに,図4のCU三軸試験の限界応力比と比較したところ,同等もしくは小さい値を示した。表4に強度定数を示すが,A地点で18.1~25.6°,B地点で20.1~28.5°とばらつきが見られたが,いずれにしても高いせん断強度は示されず,粘着力も発現していない。また,再構成試料による吸水軟化試験結果は,乱れの少ない試料の結果と比較して,ほぼ同等の破壊応力比を示したが,内部摩擦角はやや小さく,CU三軸試験結果と整合している。

以上のことから、今回用いた狩野川堤防土はある程度の細粒分を含んでいるが、低有効応力下における吸水軟化試験の応力比はCU三軸試験の破壊応力比と同程度であり、粘性土としての性質は期待できず、浸透時に高いせん断強度は期待できない。なお、細粒分 30%程度を含む砂質土は標準的な築堤材料として各地で用いられているが、締固め度 90%程度では今回の力学試験とほぼ同等の力学挙動を示す⁸⁾ことも別途確かめており、同時に細粒分を含む砂質土の築堤材料では、締固め度 95%は必要であることも示しつつ築堤時の締固め管理の重要性を指摘している⁸⁾。

4. まとめ

著者らは多くの河川堤防において、大口径の試験孔を用いた現場透水試験を実施してきているが、今回の調査におい ても、他の堤防の事例と同様に、現場透水係数は室内透水係数や粒度から推定値よりも大きな値となった。また、その ような現場透水試験を、水道メーターを用いてより簡便に実施する方法も示した。また、現場で採取した試料で実施し た室内力学試験の結果より、細粒分を比較的多く含む砂質土堤体の典型的な特徴と全く同様に、堤体土はゆる詰め傾向 を呈し、かつ、浸透時のせん断抵抗は大きくないことが示された。本調査を実施するにあたっては、中部地方整備局お よび沼津河川国道事務所に多大なる協力を頂いた。この場を借りて謝意を表する。

参考文献:1)石原ら:梯川旧堤で実施した現地堤防地盤調査,第4回河川堤防技術シンポジウム,2016.2)李ら:河川堤防盛土の原位置 透水特性に関する考察,第5回河川堤防技術シンポジウム,2017.3)李ら:石混じり礫質土による物部川堤防盛土の特性に関する一考 察,第74回土木学会年次学術講演会,2019.4)小高ら:小田川堤防開削調査時の現場透水試験と室内透水試験による堤体透水性の評価, 第8回河川堤防技術シンポジウム,2020.5)杉山ら:簡易透水試験法を含む現場透水試験方法の違いによる結果の比較,第56回地盤工 学研究発表会,2021.6)Kodaka et al.: Simplified sampling method for river embankment soils and strength property evaluations of the sampled soils, Proc. ICSMGE, 2017.7)藤田ら:締固め時に形成する骨格構造と浸透時すべり破壊を考慮した築堤材料の力学特性の評価,第56回地盤 工学研究発表会,2021.8)藤田ら:細粒分を含む築堤材料の締固め度によるせん断特性の違い,第76回土木学会年次学術講演会,2021. 扇状地河川の河岸侵食 サクション 非静水圧準三次元解析 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 フェロー会員 福岡 捷二

1.序論

扇状地河川は,侵食力が大きく,豪雨時における侵食破堤の危険が常に 存在している.扇状地河川の河岸は粒径の大きな石礫で構成されるが,図-1 に示すように河岸上部は切り立っていることが多い.これは,自然状態の 河岸には,細砂やシルトも多く含まれており,サクションが発生すること で河岸の強度が増すことが主な理由と考えられる.その結果,洪水時に は,河岸際の洗掘,河岸崩落の発生,崩落土砂の堆積・流送が起こり,河 岸侵食が間欠的に生じることになる¹⁾.このような河岸侵食プロセスは,砂



図-1 常願川現地実験の通水後の河岸

州の移動・変形や流路変動,水衝部の変化等と密接に関係するため,洪水時の河川の安全性を評価する上で重要と考え られるが,河岸の土質構造等が関係し現象が複雑なことから十分に検討されてきていない.

本論文では、サクションを見かけの粘着力と捉え、河岸の自立高さを考慮することで、石礫河岸が間欠的に崩落し、 崩落土砂が川底に堆積する過程を剛塑性連続体の変形問題として解析する.そして、堆積した崩落土砂が河岸近傍の三 次元流れと石礫の非平衡運動によって流送される過程を解析する.このような枠組みで、扇状地河川の河岸侵食プロセ スを定式化し、常願寺川で実施された石礫河岸の侵食実験を対象に解析法の妥当性を検証する. 2.石礫河岸の侵食プロセスの解析法

図-2 に示すように、Q3D-FEBS²⁾と修正長田・福岡モデル³に基づき,河岸近傍の三次元流れと石礫の非平衡運動を考慮した河床変動解析を行い,一定の時間間隔で河岸崩落の発生の有無を判定する.河岸崩落が発生する場合は,後述する連続体の方程式に基づき崩落土砂が川底に堆積するまでの過程を解析する.この結果を河岸・河床高と河床の粒度分布に反映し,河床変動解析を再開する.この手順を繰り返すことで,河岸侵食が間欠的に進行するプロセスを解析する. ① サクションによる見かけの粘着力を考慮した河岸の自立高さの算定式

サクションを見かけの粘着力と捉えれば、不飽和土のせん断強度式は式(1)のようになる.

$\tau = c_a + (\sigma - u_a) tan \phi' \tag{1}$

ここに, σ :全応力, u_a :間隙空気圧, u_w :間隙水圧, ϕ' :内部摩擦角, c_a :不飽和土の見かけの粘着力である.不飽和土の見かけの粘着力は,Fredlund et al.⁴⁾の研究から式(2)のように与えることにした.

$$c_a = c' + (u_a - u_w) tan\phi_b \tag{2}$$

ここに, *c*':粘着力, *φ_b*:サクションによるせん断強度の上昇を表すパラメータである.右辺第二項は,サクションに よるせん断強度の上昇を表している.ランキン土圧を仮定し,式(1)から主働土圧を求めると式(3)のようになる.

$$\sigma_H = 2c_a \cdot tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) + \sigma_V \cdot tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \tag{3}$$

ここに、 σ_V :鉛直土圧、 σ_H :主働土圧である.ここでは非粘着性の材料を考えることから、式(2)の粘着力c'をゼロとし、間隙空気圧を大気圧($u_a=0$)、間隙水圧と鉛直土圧をそれぞれ静水圧と静止土圧で与えれば、式(3)から河岸内部の主働 土圧は図-3のようになる.右辺第一項の見かけの粘着力の影響により、主働土圧は地表面付近で負となり引張力が生じる.図-3の主働土圧を地表面から鉛直下向きに積分し、その値がゼロとなる高さを求めれば、自立高さは次式になる.



Study on riverbank erosion processes in
alluvial fansY. Takemura Research and Development Initiative, Chuo University
S. FukuokaS. FukuokaResearch and Development Initiative, Chuo University

$$z_{c}^{\prime} = \frac{4H_{B}\gamma_{w}tan\phi_{b}\cdot tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi^{\prime}}{2}\right)}{2\gamma_{w}tan\phi_{b}\cdot tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi^{\prime}}{2}\right) + \gamma_{t}}$$
(4)

ここに, z'_c:河岸の自立高さ, γ_w:水の単位体積重量, z_g:河岸内部の地下水面高, γ_t:土塊の湿潤単位体積重量, H_B:河岸高(河岸の地表面高と地下水面高の差)である.

② 河岸崩落の判定

図-4 に示す水域と隣接する陸域の計算格子(河岸計算格 子と呼ぶ)を対象に河岸崩落の発生の有無を判定する.石 礫河岸の場合,河岸内部の地下水面高zgは河道内の水位に 追随するものと考え,河岸計算格子の地盤高と隣接する水 域の計算格子の水位との差から河岸高H_Bを求め,これを式 (4)に与えることで自立高さを求める.そして,河岸計算格 子を縦断方向および横断方向に横切る鉛直断面に対し,図-5(a)のように自立高さを考慮したすべり面を設定し,すべ



図-4 河岸計算格子の説明図

り面より上にある土塊に作用する力のつり合いを式(5)のように考え、河岸崩落の発生を判定する(F<1 で崩落発生).

$$F = \frac{(W\cos\beta - U + P\sin\beta)\tan\phi' + S\tan\phi_b}{W\sin\beta - P\cos\beta}$$
(5)

$$W = \gamma_t \left[(B_u + B_s) z'_c + \frac{(B_u + 2B_s)}{2} h_u \right] + \frac{\gamma_{sat}}{2} B_s h_s, \quad U = \frac{\gamma_w \frac{1}{2} h_s B_s}{\cos\beta}, \quad S = \frac{\gamma_w \frac{1}{2} (H_B + z'_c) B_u}{\cos\beta}, \quad P = \gamma_w \frac{1}{2} h^2$$
(6)

ここに、W:すべり面より上にある土塊の重量、 $\gamma_{sat}: 土塊の飽和単位体積重量、U:$ すべり面に作用する揚圧力、S:すべり面に作用するサクション、 $P: 土塊に作用する静水圧、h: 隣接する水域の計算格子の水深、<math>h_s: z_g$ と隣接する水域の計算格子の地盤高の差、B:河岸計算格子の縦断方向および横断方向の幅である.



図-5 河岸崩落の判定と崩落土砂の移動を麻朳 (の) 時年 時が 図-5 河岸崩落の判定と崩落土砂が川底に堆積する過程の解析手順

③ 崩落土砂が川底に堆積する過程の解析法 図-5(b)に示すように、式(5)から河岸崩落が発生 する(F<1)と判定された河岸計算格子において、 隣接する水域の計算格子の中で最も低い河床高よ りも高い位置にある土砂を崩落土砂と定義し、崩 落土砂の厚さhgと平均移動速度Ugiの評価点を図-6(a)のように配置し、崩落土砂が川底に堆積するま での過程を連続体の方程式に基づいて解析する. 式(7)は、崩落土砂の連続式である.



$$\frac{\partial h_g}{\partial t} + \frac{\partial h_g U_{gi}}{\partial x_i} = 0 \tag{7}$$

添え字のiは1,2の値をとり、x方向とy方向をそれぞれ表す.地すべりの解析では、土塊の層厚に対して十分に長い距離 にわたって土塊が移動することから、土塊の層厚で平均した運動方程式を用いて平均移動速度Ugiが計算されることが多 い⁵⁾.これに対し河岸崩落の場合、土塊の移動は土塊の層厚程度の範囲で生じることから、崩落土砂の移動速度が鉛直 方向に異なることを考慮する必要があるものと考えられる.このため、鉛直座標を式(8)および図-6(b)のように定義し、 式(9)に示す鉛直座標変換した水平方向の土塊の運動方程式を用いて、崩落土砂の移動を解析することにした.

 $\zeta = (z - z_0)/h_g \quad at \quad z_0 \le z \le z_0 + h_g \tag{8}$

$$\frac{\partial u_{gi}}{\partial t} + u_{gj}\frac{\partial u_{gi}}{\partial x_j} + w_{g\zeta}\frac{1}{h_g}\frac{\partial u_{gi}}{\partial \zeta} = \frac{1}{\rho_g h_g} \left\{ -\frac{\partial h_g \sigma_h}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial \zeta} \left[\sigma_v \left(\frac{\partial z_0}{\partial x_i} + \zeta \frac{\partial h_g}{\partial x_i} \right) \right] + \frac{\partial \hat{\tau}_{gi}}{\partial \zeta} \right\}$$
(9)

$$w_{g\zeta} = -\frac{\partial}{\partial x_i} \left(h_g \int_0^{\zeta} u_{gi} \, d\zeta \right) - \zeta \frac{\partial h_g}{\partial t} \tag{10}$$

$$U_{gi} = \int_0^1 u_{gi} \, d\zeta \tag{11}$$

ここに、 $u_{gi}: \zeta$ の高さでの崩落土砂のi方向の移動速度、 $w_{g\zeta}: \zeta$ の高さでの崩落土砂のζ方向の移動速度、 $\rho_g(=\gamma_{sat}/g):$ 崩落土砂の密度、 $\sigma_v(=u_w + \sigma'_v):$ 鉛直方向の全応力、 $\sigma_h(=u_w + K_{gh}\sigma'_v):$ 水平方向の全応力、 $\sigma'_v:$ 鉛直方向の有効応力、 $K_{gh}(=1-sin\phi'):$ 静止土圧係数、 $\hat{\tau}_{gi}:$ 崩落土砂に作用するi方向のせん断応力である.土塊の運動方程式の定式化においては、内部逸散応力の評価が問題となる.本研究では、Sassaのと同様に静止土圧係数を用いることにした.間隙水圧 u_w および有効応力 σ'_v 、鉛直面に作用するせん断応力 $\hat{\tau}_{gi}$ は、それぞれ式(12)で与える.

$$u_{w} = \gamma_{w}h + \gamma_{w}h_{g}\zeta, \qquad \sigma_{v}' = (\gamma_{sat} - \gamma_{w})h_{g}\zeta, \quad \hat{\tau}_{gi} = \frac{\Delta u_{gi}}{\sqrt{\Delta u_{gj}^{2}}} \sigma_{v}' \cdot tan\phi' \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z_{0}}{\partial x_{i}} + \zeta \frac{\partial h_{g}}{\partial x_{i}}\right)^{2}}$$
(12)

ここに、Δu_{gi}:鉛直方向に分割した計算格子間での崩落土砂のi方向の移動速度の差である.式(7)~(12)を用いて、崩落 土砂の移動を計算し、崩落土砂の平均移動速度U_{gi}が全計算地点で 10⁴m/s 以下になれば、崩落土砂が停止したものとみ なして計算を終了する.そして、図-5(c)に示すように、各計算格子の崩落土砂の厚さに応じて、河岸・河床高および河 床の粒度分布を更新し、河床変動解析を再開する.

3.2006年常願寺川現地実験への適用

図-7 は、常願寺川現地実験水路の平面形と観測体制である.実験では、はじめに約10m³/sの流量を通水し、一度通水を停止して図-7 の各側線で横断測量を行った.その後、約15m³/sの流量を通水し、通水後に横断測量および河床材料等の調査を行った.通水時には、図-7 に示す地点で水面形と流量が観測されている.

計算格子には一般座標系を用いた.通水前の横断測量結果を基に,縦断幅 30~50cm,横断幅 30cm 程度の大きさで計算格子を分割した.図-2 に示した河岸崩落の判定は、2 分間毎に行うことにした.崩落土砂の堆積過程の解析では、計算格子をさらに鉛直方向に5 分割した.上下流端の境界条件には、W22 地点と W01 地点の観測水位ハイドログラフを与え、河床変動解析では、通水後に実施されたふるい分け試験を基に計算初期の河床と河岸の粒度分布を図-8 の赤の実線で与えた.河岸崩落の判定および崩落土砂の移動解析では、粘着力c'をゼロ、内部摩擦角 ϕ' を 35 度に設定した. ϕ_b は、10~20 度の値をとるものとされている ⁴.本論文では、通水後に撮影された河岸の写真から自立高さを調べ、これと式(4)から計算される自立高さが最も整合する値として、 $\phi_b=20$ 度を用いることにした.



図-7 常願寺川現地実験水路の平面図と観測体制



与えた河岸と河床の粒度分布

図-9 と図-10 に示すように、解析は実測の水面形および流量を良好に説明できている.図-9 の黒の実線は通水前の平 均河床高であり、黒のプロットは、通水後の実測平均河床高である.蛇行部区間では、河岸侵食に伴う土砂供給により、 通水前後で平均河床高が上昇している.黒の点線は、通水後の解析平均河床高であり、全体的には実測と良く一致して いる.図-11(a)は、本解析法によるW15 地点の解析横断面形状と実測の比較である.図-11(b)は、従来の安息角モデル (河岸勾配が安息角(内部摩擦角)より急にならないように、地盤高を修正する方法)を用いて、河岸侵食を解析した場 合の解析結果である.実験では、現地高水敷を掘削し作成された水路に大流量が通水され、湾曲部の両岸が大きく侵食 される大規模な実験が行われた.このため外岸だけでなく内側も著しい侵食を受けている.本解析法は、このような現 象を適切に再現出来ており、実測の横断面形状をほぼ説明出来ていることが分かる.これに対し、安息角モデルを用い た場合は、流量10m³/s を通水した段階で河岸が大きく侵食されており、実測を説明出来ていない.図-11 には、流量 10m³/s、15m³/s 通水時の観測最大水位を示している.本解析法では、水面と河岸の高さに差がある程、サクションの影 響(自立高さが高くなること)により、河岸崩落が発生しにくくなる.安息角モデルでは、このような機構が考慮され



ないため,水面に比べて河岸が十分高い場合に,河岸侵食を過大 評価する傾向がある.

図-12 は、河岸崩落の発生地点と発生時間の解析結果を平面的に示したものである. コンターで示す通水時間は、図-11 の横軸と対応している.図-12 から、河岸全体の侵食が間欠的に進んでいく様子が確認できる.このように、本解析法では、崩落土砂の流送、河岸際の洗掘、河岸崩落の発生という一連のプロセスを経て、河岸侵食が計算されることになる.

サクションによる河岸の自立高さと連続体の運動方程式に基づ

き、間欠的な河岸崩落現象を解析すると同時に、Q3D-FEBSと修正



図-12 河岸崩落の発生地点・時間の解析結果

長田・福岡モデルを用いて,河岸近傍の三次元流れと石礫の非平衡運動を解析し,河岸際の洗掘と崩落土砂の流送過程 を計算することにより,常願寺川現地実験における通水前後の横断面形状の変化等を良好に説明できることを明らかに した.今後,扇状地河川を対象に本解析法の適用性や課題について確認していく予定である.

参考文献

4.結論

- 1) 福岡捷二,木暮陽一,佐藤健二,大東道郎:自然堆積河岸の侵食過程,水工学論文集,第37巻, pp.643-648, 1993.
- 2) 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.
- 3) 竹村吉晴, 久保宜之, 岡田将治, 福岡捷二: 洪水流による物部川河口礫州の開口と変形機構に関する研究, 河川技 術論文集, 第26巻, pp.669-674, 2020.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. and Widger, R.A.: The shear strength of unsaturated soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, No.3, pp.313-321, 1978.
- 5) 若井明彦,吉松弘行:すべりを再現するための数値解析手法の現状,日本地すべり学会誌,50巻,1号,pp.7-17,2013.
- Sassa, K.: Geotechnical model for the motion of landslides, Proc., 5th International Symposium on Landslides, vol.1, pp.37–56, 1988.

数値解析による渓岸・渓床侵食と土石流の発達機構の研究

渓岸・渓床侵食,土石流,APM法

中央大学大学院 学生会員 ○加藤 宏季中央大学研究開発機構 フェロー会員 福岡 捷二

1.序論

土石流による渓谷の侵食機構を明らかにする ことは、通過土石流量の評価に加え、土石流通過後 の安定な渓床や渓岸流路の評価においても重要で ある.しかし、土石流による渓床や渓岸の侵食機構 については十分明らかにされていない.

Iverson et al.¹)は、大型模型実験により土石流通 過時に水路床に働く全応力と間隙水圧を計測し、 土石流フロント通過時には自重の流下方向成分の みが土石流の流下方向に働くことを示し、流路床 の液化による巻き込みによって土石流の運動量が 増加することを示している. Lyu et al.²)は、土石流 通過に伴う渓岸侵食に着目し、渓岸侵食が支配的 な場合と渓床侵食のみが発生する場合とで土石流 の流動とそれに伴う侵食状況について比較検討を 行っている. 渓岸侵食が渓床侵食よりも土石流フ ロントの大きさの成長に寄与しており、渓岸侵食 は土石流フロント通過後に発生しているという結 果を得ている.

しかし、これらの模型実験では個々の粒子に働 く力や粒子周りの流れ場を計測することは困難で あり,数値解析によってのみ可能となる.本来であ れば,石礫粒子は離散体モデル,水は連続体モデル として扱い、これらの相互作用を考慮した形でモ デル化されることが望ましい.しかし,土石流を水 と土砂の混合流体とみなし, Euler-Euler 型の連続体 モデルによる取り扱いが主流であった³⁾. この考え 方は Euler-Lagrange 型のモデル化に比べて計算負 荷が小さく,小さい粒径の土砂も考慮でき,現地ス ケールでの解析が可能であるが、本質的な現象解 明とは言い難い.近年では、計算機性能の向上に伴 い Euler-Lagrange 型のモデルの開発が進められて いる.福田ら⁴⁾は,非球形粒子も解析可能な Euler-Lagrange 型のモデル(APM 法)を開発し、伊藤らの 土石流水路実験結果を説明している.

侵食しようとする力に対する抵抗力として、粒 子同士の接触力が重要である.特に,非球形粒子は かみ合わせの効果が大きく,この効果を適切に考

Basic study on valley bank and bed erosion by numerical analysis



慮するためには石礫粒子一つ一つに対して周りの 粒子群からうける接触力を評価する必要がある. そして,流体力や衝突力と共に個々の粒子レベル で検討することが侵食機構の解明に向けて重要で ある.

本研究では, 渓岸・渓床の侵食機構に関する基礎 的研究として, Lyu et al.²⁾の模型実験と同様に移動 性の渓床と渓岸を有する直線性の初期渓谷形状を 作成し数値実験を行う.数値実験結果は, 個々の粒 子が移動した要因について検討を行うとともに, Lyu et al.²⁾の模型実験結果と比較される.

2. 数值解析法

(1) 流れの解析

流れの解析では、石礫粒子の固相部分を密度の 異なる流体として与え、全体を非圧縮性流体とし、 固液混相流の一流体モデルを用いている.サブグ リッドスケール以下の乱れのモデルとして標準 Smagorinskyモデルを用い、LESとして解いている. 以下に流れの基礎式を示す.

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = g_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \{ 2(\nu + \nu_t) S_{ij} \}$$
(2)

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$$
(3)

H. Kato (Chuo University), and S. Fukuoka (Research and Development Initiative, Chuo University)

$$\nu = \mu / \rho \tag{4}$$

$$\nu_t = (C_s \Delta)^2 \sqrt{2S_{ij}S_{ij}} \tag{5}$$

ここに、 u_i は流体計算格子内で質量平均した流速、 Pは圧力と SGS 応力の等方成分の和、 ρ は流体計算 格子内で体積平均した密度、 g_i は重力加速度、 μ は 流体計算格子内で体積平均した粘性係数、 C_s は Smagorinsky 定数、 Δ は計算格子幅である。下付きの 添え字i,jはそれぞれ各方向成分を示す。自由水面 の変化は VOF 法により解析している。

(2) 石礫の解析

粒子の運動については、剛体の運動方程式を用 いて解き、石礫の接触判定および接触力は、石礫粒 子を構成する小球それぞれで個別要素法を用いて 評価する.粒子が受ける流体力については、流れ場 の運動方程式における圧力項と拡散項を体積積分 することによって直接計算する.以下に、基礎式を 示す.

$$M\ddot{r}_i^g = Mg_i + F_i^f + F_i^c \tag{6}$$

$$\dot{\omega}_{i'} = I_{i'j'}^{-1} \{ R_{j'i} (N_i^f + N_i^c) - \varepsilon_{j'k'l'} \omega_{k'} I_{l'm'} \omega_{m'} \}$$
(7)

$$F_i^f = \int_{\Omega_s} \left\{ -\frac{\partial p}{\partial x_i} + \rho \frac{\partial}{\partial x_j} \{ 2(\nu + \nu_t) S_{ij} \} \right\} d\Omega \qquad (8)$$

$$N_{l}^{f} = \int_{\Omega_{s}} \varepsilon_{ijk} \tau_{j}^{f} \left\{ -\frac{\partial p}{\partial x_{k}} + \rho \frac{\partial}{\partial x_{l}} \{ 2(\nu + \nu_{t}) S_{kl} \} \right\} d\Omega \quad (9)$$

ここに、Mは質量、gは重力加速度、 r_i^g は重心位置、 Fは粒子が受ける力、Nは粒子が受けるトルク、 ω は 角速度、Iは慣性テンソル、Rはグローバル座標系か らローカル座標系への変換行列、 ε はエディトンの イプシロン、 r_i^f は作用点の重心からの距離である. 上付き添え字fは流体の成分を、cは固体の成分を あらわす、上付き添え字i-kはグローバル座標系を、 i' -m'はローカル座標をあらわす.

3. 数值移動床実験条件

本研究で用いた数値移動床水路は,水路長 60 m,水路幅 8 m の直線水路である.水路勾配は,土 石流の発生条件¹⁾を満たすように,20°とした.座 標軸は,流下方向に x 軸,横断方向に y 軸,垂直上 向きに z 軸(以下, z 軸方向のことを垂直方向と呼 ぶ)をとる.渓床・渓岸の材料として,図-1に示す 最大粒径が 1.0m,最小粒径が 0.1mの,10 種類の 粒径からなる粒度分布を用いた.すべての粒子は 形状と密度が等しい.本研究では,非球形粒子を用 いており,粒径とは非球形粒子の体積と同等の体 積を持つ球の直径のことをいう.



図-4 粒子に働く無次元力の時間変化







(b)移動開始直前の状態
図-5 粒子 A 周りの石礫の様子

水路中に粒子群をランダムに投下し, 渓岸の傾 斜角は渓床から約 30°となるように初期堆積縦横 断河道をつくった.数値実験水路の初期状態を図-2 に示す.実験では,渓谷の上流端で,一定流量 10.0[m³/s]を与え続けた.通水中に土砂の供給は行 っていない.下流端では,圧力をゲージ圧0とし, 土砂は自由に流出できるとしている.土石流の発 生を促すために初期条件として,渓床表層より上 層部分の流速に対数分布則を与えた.これにより 動き出した粒子群は渓床・渓岸の粒子を巻き込み ながら成長し,土石流フロントが形成された.

4. 移動機構·侵食機構

土石流フロントが通過した区間における渓岸粒 子で,縦断方向に 5m 以上移動した粒子に着目した. 着目粒子の標本数は全部で 52 個であり,図-3 にお ける青色の粒子が渓岸の着目粒子(38 個),黄色の 粒子が渓床の着目粒子(14 個)である.また,縦断 方向に働く力 F_x を摩擦力($\mu(\rho_s - \rho_w)$ Vgcos θ)で無 次元化をしている. μ は静止摩擦係数, ρ_s は石礫の 密度, ρ_w は水の密度,Vは石礫の体積,gは重力加 速度, θ は水路勾配である.静止摩擦係数 μ は,解析 に使用した内部摩擦角を ϕ_s として, $\mu = \tan \phi_s$ とし ている.

(1) 渓岸粒子の移動・侵食機構

渓岸を構成する粒子の標本数38個に対して縦断 方向に移動を開始する主な要因が、流体力であっ たものは1個, 衝突力であったものは5個, 抵抗 力の減少であったものは23個,その他であったも のは9個であった.これより,抵抗力の低下が渓岸 粒子の縦断方向への移動開始に特に寄与している ことがわかる. 図-3 に示す粒子 A, B に働いた縦 断方向の力の時間変化を図-4 に示す. 図-4(a)の粒 子 A に着目すると、土石流フロント到達に伴って 正の接触力や流体力は大きくなっている.しかし, 負の接触力も増加しており合力はゼロとなり動き 出していない. その後の約18秒時点では、土石流 フロントが到達した時よりも小さな力であるが粒 子Aは動き出している.図-5には、土石流フロン ト到達直前と移動開始直前の粒子 A 周りの石礫の 状態を示している. 粒子の状況を見るため, 水面は 表示していない.赤い粒子が粒子 A である.図-5 より、土石流フロント到達直前では下流側の粒子 がしっかり噛み合っており大きな抵抗力を発揮で きる場となっている. 一方, 粒子 A が移動を開始 する直前では、周りの石礫の様子が変化している. 特に下流側の粒子が流出をし、かみ合わせが悪く



図-7 粒子Bに働く垂直方向のカ



なっている.そのため,土石流フロント到達前に比 べてその場の抵抗力が小さくなっていると考えら れ,これにより移動を開始し,土石流フロントを成 長させると考えられる.

(2) 渓床粒子の移動・侵食機構

渓床を構成する粒子に対しても, 渓岸を構成す る粒子と同様に分析を行った.標本数14個に対し て縦断方向に移動を開始する主な要因が,流体力 であったものは2個,衝突であったものは1個, 抵抗力の低下であったものは11個,その他であっ たものは0個であった.すなわち,渓岸を構成する 粒子と同様に,渓床を構成する粒子においても,粒 子が移動する主な要因は支持力が低下したことで あることがわかる.図-4(b)より,渓岸を構成する粒 子 A と同様に,粒子 B は土石流フロント到達時に は流体力,正の接触力共に大きくなっているが,負 の接触力もそれに応じて大きくなっているため合 力はゼロとなり動き出していない.その後,土石流 フロントが到達した時よりも小さな力で移動を開 始している.

図-6 には、渓床の着目粒子のそれぞれの重心位 置を粒径別に示す.図-6より、渓床表層の粒子は、 まず初めに垂直方向上向きに移動し、その後、縦断 方向に移動を開始していることがわかる.すなわ ち、渓床を構成する粒子の場合は自分自身が垂直 方向上向きに移動することにより支持力が小さく なり移動を開始するものと考えられる.また、渓床 にいた大きい粒子と小さい粒子では、初期河床に 対して小さい粒子の方が低い位置に移動しており、 これは小さい粒子が大きな粒子の間に入り込むた めと考えられる.

本研究では, 渓床表層の粒子が移動を開始した 時刻は, 平均 18.6 秒であった. この時間は土石流 フロントの最後部が着目粒子群の存在位置を通過 中にあたる. すなわち, 渓床表層の粒子は土石流フ ロントが到達し, 大きな力を受けたタイミングで はなく土石流フロントが通過したタイミングで移 動を開始する.

図-7 に、粒子 B に働く垂直方向の無次元力の時 間変化を示す.土石流フロント到達によって負の 方向の接触力の絶対値が大きくなっていることが わかる.すなわち,垂直方向下向きに土石流フロン トを構成する粒子から力を受けており、これが抵 抗力となり粒子は動き始めにくくなっているもの と考えられる.Iverson¹⁾の模型実験結果においても、 土石流フロント通過中 z 方向下向きに大きな力が 働いていることが示されている.その後、土石流フ ロントが通過すると垂直方向下向きに受ける接触 力は低下している.

図-8 には、土石流フロント通過中の流速コンタ 一図を示す.図-8 より、土石流フロントは流速が 小さく、逆に、後続流では流速が大きくなっている. これは、Lyu et al.²⁾の実験結果と同様であり、土石 流フロント通過後に侵食された渓岸・渓床の石礫 粒子が後続流の速い流れにのって土石流フロント に取り込まれていくと考えられる.

5. まとめ

本研究では、渓岸・渓床侵食に関する基礎的研究 として、APM 法を用いて個々の粒子の移動・侵食 機構について検討を行った.数値実験結果は、既往 実験研究と同様の結果を示した.また、渓谷表層の 粒子群は土石流フロント通過により周りの粒子群 からうける抵抗力が減少することにより、移動・侵 食され、この機構によって土石流が発達すること が明らかとなったことが明らかとなった.これは、 粒子レベルに着目した解析によってのみ得られる 成果であると言える.

参考文献

- Richard M. Iverson, Mark E. Reid, Matthew Logan, Richard G. LaHusen, Jonathan W. Godt and Julia P. Griswold: Positive feedback and momentum growth during debris-flow entrainment of wet bed sediment, Nature Geoscience, Volume 4, pp.116-121, 2011
- Liqun Lyu, Zhaoyin Wang, Peng Cui, Mengzhen Xu: The role of bank erosion on the initiarion and motion of gully debris flows, Geomorphology 285, pp.137–151, 2017
- 高橋保:土石流の発生と流動に関する研究,京都防災研究所 年報 第20号 B-2, pp.405-435, 1977.
- 4) 福田朝生,福岡捷二:土石流水路実験結果を用いた数値移動 床水路による高濃度粒子群と水流の力学的相互作用の検討, 土木学会論文集B1(水工学)Vol.72, No.4, I_859-I_864, 2016.

SPH-DEM を用いた津波による防波堤崩壊解析及び河川堤防の侵食解析への応用

| 浸透流パー | 'ピング | 内部侵食 |
|-------|------|------|
|-------|------|------|

| 九州大学大学院 | 学生会員 | 〇辻 | 勲平 |
|---------|------|----|----|
| 九州大学大学院 | | 浅井 | 光輝 |
| 九州大学大学院 | 正会員 | 笠間 | 清伸 |

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震に伴う巨大な津波により,多くの防波堤が崩壊する被害が生じた.防波堤の崩壊要因として,(I)ケーソンブロックの前面と背面の水位差に起因する大きな水平力,(II)防波堤の天端を越流する津波による洗掘,(III)ケーソンブロック直下を流れる浸透流による捨石マウンドの支持力低下及びパイピング破壊の3 つが主に関与していたとの分析がなされている.このような複数の要因が混在する場合の土構造物の崩壊予測は,津波災害だけに留まらず,昨今の豪雨災害時の破堤原因の解明等にも転用が可能な汎用的な技術として開発が進められている.近年では,これら土構造物の被害予測に資するツールとして,激しい水の流れや地盤の離散的な崩壊挙動を追跡できる Lagrange 記述に基づく粒子法を用いた数値シミュレーションが有力視されている.筆者らは流体解析に ISPH 法(Incompressible Smoothed Particle Hydrodynamics),地盤の変形解析には個別要素法 DEM (Discrete Element Method)を用いた流体地盤連成解析手法を開発し,上述した津波によるケーソン式防波堤の捨石マウンドの浸透崩壊解析を実施した.

2. 解析手法

(1) 流体(津波)の計算手法

津波は非圧縮性流体として扱い,解析には粒子法である安定化 ISPH 法を用いる.支配方程式には,流体だけ地表流と 捨石マウンドを透過して流れる浸透流を地盤の間隙率で統一表記した Darcy-Brinkman 型の支配方程式を採用する.

$$\frac{C_r(\varepsilon_f)}{\varepsilon_f} \frac{D\overline{v}_f}{Dt} = -\frac{1}{\bar{\rho}_f} \nabla p + \nu_E(\varepsilon_f) \nabla^2 \overline{v}_f + F_r(\varepsilon_f) + g \qquad (1)$$

$$\frac{D\bar{\rho}_f}{Dt} + \bar{\rho}_f \nabla \cdot \left(\frac{\overline{\nu}_f}{\varepsilon_f}\right) = 0 \tag{2}$$

$$F_r = \begin{cases} -a(\varepsilon_f)\varepsilon_f \boldsymbol{v}_r - b(\varepsilon_f)\varepsilon_f^{-2}|\boldsymbol{v}_r|\boldsymbol{v}_r \ (\varepsilon_f < 0.8)\\ -c(\varepsilon_f)|\boldsymbol{v}_r|\boldsymbol{v}_r \ (\varepsilon_f \ge 0.8) \end{cases}$$
(3)

$$a(\varepsilon_f) = \alpha_c \frac{\nu_w (1 - \varepsilon_f)^2}{\varepsilon_f^{\ 3} d_s^2} \tag{4}$$

$$b(\varepsilon_f) = \beta_c \frac{(1 - \varepsilon_f)}{\varepsilon_f^3 d_s}$$
(5)





ここで、*t*,*p*,*ρ*,*v*,*g*はそれぞれ時間,圧力,密度,速度,重力加速度であり,下付き添え字の*f*が流体の物性値である ことを示す.また有効動粘係数 $v_E(\varepsilon_f)$ は,流体の動粘性係数 v_f と Smagorinsky 渦粘性モデルに基づく渦動粘性係数 v_T によ り与える.ここでダルシー流速は、 $\overline{v}_f = \varepsilon_f v_f$ で定義され、多孔質体内の見かけの流体密度は $\overline{\rho}_f = \varepsilon_f \rho_f$ として与えられる. また、 $C_r(\varepsilon_f)$ は仮想質量係数である.本研究において DEM 解析と連成する際に重要となる F_r が流体が固体から受ける抵抗力である.ここで、 v_r は固体に対する流体の相対速度 $v_r = v_f - v_s$, *a*,*b*,*c*は間隙率に応じて変化する抵抗係数である.

(6)

(2) 捨石マウンドの変形解析,ケーソンブロックの剛体計算

 $c(\varepsilon_f) = -\frac{3}{4}C_d \frac{(1-\varepsilon_f)}{\varepsilon_f^{2.7} d_s}$

捨石マウンド及びケーソンブロックの挙動は個別要素法 DEM で表現する.この際,捨石マウンドは球形 DEM 粒子で 表現した.接触解析にはバネ-ダッシュポットモデルを採用し,回転運動には凹凸形状の土粒子が持つ転がり抵抗を転が り摩擦m_rで表現する.また,流体粒子の抵抗力の反作用として抗力**f**_dを考慮した.

$$m_s \frac{d\boldsymbol{\nu}_s}{dt} = m_s \boldsymbol{g} - \nabla p V_s + \boldsymbol{f}_d + \sum \boldsymbol{f}_c \qquad (7) \qquad \qquad \frac{d(\boldsymbol{I}\boldsymbol{\omega})}{dt} = \sum (\boldsymbol{m}_c - \boldsymbol{m}_r) \qquad (8)$$

$$\boldsymbol{f}_{d} = \frac{V_{s}}{1 - \varepsilon_{s}} \begin{cases} a(\varepsilon_{s})\varepsilon_{s}\boldsymbol{v}_{r} + b(\varepsilon_{s})\varepsilon_{s}^{2}|\boldsymbol{v}_{r}|\boldsymbol{v}_{r} & (\varepsilon_{s} < 0.8)\\ c(\varepsilon_{s})|\boldsymbol{v}_{r}|\boldsymbol{v}_{r} & (\varepsilon_{s} \ge 0.8) \end{cases} \tag{9}$$

$$\boldsymbol{m}_{\rm c} = \frac{d_s}{2} \boldsymbol{e}_n \times \boldsymbol{f}_{ct} \tag{10}$$

ここで、*v_s、ω、m_s、V_s、I*はそれぞれ固体粒子の速度、角速度、質量、体積、球体の慣性モーメントである. 捨石マウン ド粒子同士,捨石マウンド粒子とケーソンブロック間の接触力*f_c*の算出には、一般的なバネ・ダッシュポットモデルを 採用した. 一方、不透水の剛体であるケーソンブロックは、従来の流体-剛体連成解析と同様の計算手法で挙動を追跡し、 剛体表面に配置した DEM 粒子及び ISPH の壁粒子から接触力と流体力を評価し、剛体計算を行う.

Analysis of Tsunami-Induced Breakwater Failure Using SPH-DEM and Its Application to River Bank Erosion Analysis TSUJI, K., ASAI, M. and KASAMA, K., Kyushu University

3. 捨石マウンドの浸透崩壊解析結果

Kasama et al.は釜石湾口防波堤を対象に, 1/100 スケ ールの実験モデルによって浸透・洗掘破壊再現実験 の再現解析を実施し、水位差 14.5 cm の時に港内側の 捨石マウンドで噴砂や,水位差に伴う水平力による ケーソンブロックの滑動・回転・沈下を確認してい る.本研究では、浸透崩壊が確認された水位差 14.5cm の場合を対象とし、ISPH-DEM による浸透崩 壊解析を実施した.表-1に解析条件,図-2に解析モデ ルを示した. 捨石マウンド粒子を重力下でランダム に配置し初期状態を作成した. 側壁の境界条件とし て,流体解析では Slip 条件, DEM においては摩擦を ゼロとした.計算コスト削減の観点から、本解析で は単一粒径の DEM 粒子でマウンドを作成し、平均的 な抗力を介した流体-地盤連成を行っているため,間 隙内の局所的な流速を過剰に空間平均することか ら、実験で見られる噴砂を表現出来なかった. そこ で、まずは噴砂のような局所的な地盤の崩壊が防波 堤全体を倒壊に至らしめるのかを確認するため、マ ウンド表面の粒子を人工的に動きやすくする簡易的 な補正を行った.ここでは、マウンド内部 (ε_s ≅ 0.4) は実験の密度p_s = 1.86[g/cm³], マウンド表面あ るいは一度浮遊した粒子 ($\varepsilon_s \simeq 0.8$) は間隙率に応じ て $\rho_s = 1.1[g/cm^3]$ まで単調減少するように補正した. 図-3(B)に密度変化を施した場合の解析結果を示し た. 簡易的な処理であるが、表面粒子に動きやすさ を与えることで、局所的な噴砂の挙動を定性的に表 現できた. 噴砂が生じた結果として, 一見すれば浸 透流の逆方向に侵食が進む後退侵食(Backward erosion)が定性的に表現できた.そして、ケーソン ブロックが時計回りに回転しながら沈下すること で、マウンドにも大きな変形が生じるなど、実験で 観察された挙動と同様の傾向が再現できた.本研究 では、数値解析を通して、平均粒径程度の DEM 粒子 を使った場合には、土骨格内の細かな砕石が浸透流 によって剥離・移動することで生じるとされる地盤

表-1 解析条件 ISPH (津波) 安定化パラメータγ 密度 ρ_f [g/cm³] 初期粒子間隔r₀ [cm] 0.50 1.00 0.001 動粘性係数 ν_w [cm²/s] 時間増分 Δt_{SPH}[s] 10-5 0.01 DEM (捨石マウンド粒子) DEM 粒径ds [cm] 反発係数 e 密度 $\rho_s[g/cm^3]$ 0.50 1.86 0.50 バネ剛性 k [N/m] 摩擦係数μ 50000 0.752 転がり摩擦係数 μ, 時間増分Δt_{DEM}[s] 0.10 10 剛体 (ケーソンブロック) 構成粒子径 密度[g/cm³] 体積[cm3] [cm] 0.50 2.03 H 19.5×B 18.5 × D 5.0



図-3 ISPH-DEM による浸透崩壊解析結果

の内部不安定化の再現が困難であることを確認した.また,従来の連続体ベースの解析手法では追跡できなかった局所 的な破壊が,ケーソン式防波堤の崩壊に大きな影響を与える可能性の一端を数値解析例を通して確認することが出来た.

4. まとめ

本研究では、ISPH-DEM を用い、津波による防波堤マウンドの浸透崩壊シミュレーションを実施し、浸透流による捨 石マウンドの変形、水平力によるケーソンブロックの滑動・回転をモデル化することで、土構造物全体の不安定性が噴 砂のような局所的な崩壊から進行していく過程を再現した.本研究では、DEM 粒子の密度を減少させるといった簡易的 な補正によって、マウンド表面粒子を動きやすさを与えており、厳密には間隙内の細かな土粒子の移流に伴うマウンド の体積・質量保存は満足ないなど、改良の余地は残される.豪雨時の河川堤防においても、越流に伴う土堤の侵食及び 堤体内の浸透流によるパイピング破壊が河川堤防の致命的な破壊に繋がっている事例が生じている.本研究で提案した 粒子法に基づく流体-地盤連成解析手法を河川堤防の数値シミュレーションへと応用を目指すべく、不飽和地盤特有のサ クションを考慮した DEM による変形解析、不飽和浸透流解析等の導入を検討している.

【参考文献】1)前田ら: Smoothed Particle Hydrodynamics 法による粒状地盤の浸透破壊解析手法の開発,応用力学論文集, Vol.7, p. 775-786, 2004. 2) Asai et al.: A stabilized incompressible SPH method by relaxing the density invariance condition, Journal of Applied Mathematics, 2012. 3) Kasama et al.: Instability evaluation of rubble mound for breakwaters subjected to tsunami-induced overflow and seepage flow, Soils Found., Vol.60, No.6, pp.1532–1545, 2020.

越水による河川堤防の決壊に対する鋼矢板補強構造の抵抗機構に関する実験的研究

| 河川堤防 | 鋼矢板二重壁 | 越水 | 日本製鉄 | 正会員 | ○持田祐輔 | 山崎弘芳 | 妙中真治 |
|------|--------|----|--------|-----|-------|------|------|
| | | | 京都大学 | 正会員 | 藤澤和謙 | | |
| | | | 東京工業大学 | 正会員 | 高橋章浩 | | |
| | | | | | | | |

1. はじめに

治水対策では、河道の掘削や堤防の拡幅、洪水調節施設の整備等が進められており、洪水被害は以前と比べると大幅に減少 している。一方、近年の降雨の激甚化・集中化により治水施設の能力を大きく超える洪水が頻発する現状がある。このような洪水に よる浸水被害をできるだけ軽減することを目的として、越水が生じた場合でも決壊しにくく、堤防が決壊に至るまでの時間を長くす るなど、減災効果を発揮する粘り強い構造を有する河川堤防の必要性が高まっている。粘り強い河川堤防を具現化すると期待さ れる構造の一つとして法肩に鋼矢板を打設した鋼矢板二重壁による補強がある。鋼矢板二重壁については高水時を想定した仮 締切構造や津波を想定した海岸堤防等を対象とした既往研究¹²⁰があるものの、河川堤防を対象とした研究は主に地震に着目し た研究³³が中心であり、越水・洗掘現象を対象とした研究例は非常に限定的である。

本研究では、鋼矢板二重壁構造により強化された堤防の増水時から越水時における挙動を明らかにすることを目的に、模型実験を実施した。鋼矢板二重壁構造を有する堤体越水実験により、増水時から越水時における、水理状態の変化や川裏地盤の洗掘により構造に生じる力および変形について調べた。以下では、その結果を報告する。

2. 実験概要

河川の増水〜越水の一連の現象を実験的に再現し、鋼矢板二重壁の越水時挙動を調査するため、図1 に示すような土槽と給 排水装置から構成される実験装置を作製した。土槽寸法は長さ2.6m、奥行1.0m、高さ1.7m であり、排水側の壁は高さ1.0mとし、 給水側の壁は高さ1.7m の整流板(穴の開いた鋼板)で構成される。給水装置は水位計と給水ポンプから構成されており、排水側 では別の水槽で一次受けし、その水位変化とそこに接続した排水ポンプの流量を合算することで排水流量を計測した。

模型堤防は堤高 6m、天端幅 6m の堤防をプロトタイプとしており、幾何縮尺λ=1/15としてモデル化した。実験は2ケース(Case1: 無対策、Case2: 鋼矢板二重壁構造)を実施した。土槽底面を基準レベル(高さ 0mm)とし、地表面高さ 1000mm の上に堤高 400mm となるよう基盤部と堤体を作製した。越水による破堤現象を明確に再現することを目的に、地盤材料には侵食が発生しやす い図 1 に示す砂質土を用いた。鋼矢板の模型は板厚 6mm の鋼板(SS400)を用い、土槽下端まで根入れした。鋼矢板の下端は回 転自由、変位拘束のピン支持の境界条件としており、下端部回りでの浸透を可能とするため直径 18mm の穴を等間隔に 7 箇所加 工した。また 2 枚の鋼矢板はそれぞれの上端部から 10mm 低い位置に直径 6mm の棒鋼(タイロッド)を奥行方向に 5 本配置する ことで接続しており、回転自由な拘束条件となっている。

図 2 に給水条件を示す。地盤製作後に地表面高さ(1000 mm)で水位を 1 日保持し、地表面以下の基盤部を飽和状態とした。 増水段階では水位上昇速度 0.4mm/sec を目安とし、水位が天端付近の高さとなるまで給水を続けた。その後に 270[0/min]の給 水流量を保ち越水を発生させ、越流水深を約 20mm に保持した。越水の継続時間は 200 分とした。本実験条件をフルード則 ($\lambda_t = \sqrt{\lambda}$)に従い換算すると、プロトタイプでは越流水深 300 mm、継続時間 12 時間に相当し、これら越水規模は既往研究および、 災害報告書 ⁴からみて十分な範囲であると考えられる。また、本論文の中では、越水開始の時刻を t_1 、越水によりのり部がすべて 侵食された時刻を t_5 、洗堀が定常状態に至る越水開始 から 45 分後(詳細は後述する)を t_5 とした。

計測項目は、供給水量および排水量、地盤内部の間隙水圧、鋼矢板の頭部変位とひずみおよびタイロッドの軸力である。これ らは増水開始直前(*t*=0)にゼロバランスをとっているため、本論でのデータは増水〜越水段階における増分値となる。上述の計測 項目に加え、土層側面(アクリル面)には100mm×100mmの格子状に白砂を配置し、側方から堤防断面の変化を観察した。



Experimental study on the resistance mechanism of reinforced river levees with sheet piles against the failure due to overtopping Y. Mochida, H. Yamazaki, S. Taenaka, Nippon Steel Corporation K. Fujisawa, Kyoto University A. Takahashi, Tokyo Institute of Technology

3. 実験結果

図3、図4にCase1(無対策)およびCase2(鋼矢板二重壁)の増水~越水段階における堤体断面の変化を示した。Case1では 河川水位が堤高まで上昇した越水直前の状態(図3-(a))、堤体が越流水の侵食により堤高を保持できなくなった状態(越水開始 0.5分後、図3-(b))、越流水により堤体全体が侵食された状態(図3-(c))を示す。一方、Case2では越水直前(図4-(a))、越流水 の侵食によりのり部が消失した状態(図4-(b))、越流水により基盤部の洗掘が定常化した状態(図4-(c))、に着目しており、これら の各段階におけるデータを整理することで、鋼矢板二重壁構造の変形への影響因子とその程度について分析した。

図 5 は、越水開始後に計測された、越水量の時間変化を示している。Casel では、堤高を保持できた越水後 0.5 分を過ぎると 越水量が急激に増加していることが分かる。これは越水後 0.5 分までは、堤高を上回る越水深に応じた水量が流出するのに対し、 0.5 分後以降は堤高そのものが低下するため、実質的に越水深が拡大した結果、越水量が増加したためである。また、侵食が進 展する過程においては、図 6 に示す通り奥行方向に一様な侵食ではなく弱部へ流れが集中し、局所的に破壊した。一方、Case2 では越水は発生するものの、時間あたりの流量は一定に抑制され、累計値である越水量の増加率は概ね一定となった。このことよ り、十分な根入れ長及び剛性を有する鋼矢板二重壁を設置することで、堤高が保持され、破堤を防ぐことが可能と考えられる。





(b) 越水開始 0.5 分後



(c)実験終了時(越水開始2分後)図3 越水による提体形状変化(無対策)









(c)洗掘定常化(越水開始 45 分後): t₃
図 4 越水による提体形状変化(鋼矢板二重壁)



図 6 無対策時の終局状態(川裏側から撮影)

以降では Case2(鋼矢板二重壁)を対象に、その抵抗機構の 解明を目的とした計測結果の分析と結果の考察を行う。

図7はたたおよびたにおける鋼矢板のたわみ分布を示す。 これらは鋼矢板に貼りつけたひずみゲージの値から求めた。越 水直前のたではたわみがほぼ発生しておらず、のり部が消失し たたにおいても最大で1mm 程度の変位に留まった。洗掘が定 常化したたっではたわみが最大で6mm 程度まで発生しており、 その分布形状は川表側、川裏側で異なる。川表側鋼矢板は川 裏側へ倒れるような形状となるが、川裏側鋼矢板は頭部をタイ ロッドで抑えられていることも影響し、洗堀発生深さ付近が孕み だすような形状となった。

図8はた、たおよびたいにおける鋼矢板に発生した曲げモーメント分布を示しており、たわみ同様に川表側と川裏側で異なる分布形状が確認された。川表側では全長において負の曲げモーメント(川表側に凸)が発生したのに対し、川裏側鋼矢板では上部で正、下部で負の曲げモーメントが発生した。また、たからたいにかけて川裏側で洗掘が発生しており、結果として見かけ上の壁高が、たからた。にかけて25%高くなった。これにより、川裏側鋼矢板の根入れ部で発生している最大曲げモーメントはたでは22.7×10³[N·mm]に対し、たってん8×10³[N·mm]と約3.4倍に増加しその発生位置が200mm深くなった。

図 9~図 14 には代表的な計測値の経時変化を示す。図 9 から、給水開始から t₁ までの増水段階において川裏側鋼矢板 頭部の水平変位はほぼ発生していないことがわかる。これは堤 体自体が鋼矢板を支持する抵抗として機能しているため、川表 側の水位上昇による水圧増分があるものの、鋼矢板に変位を 生じさせる荷重レベルには至っていないためと考えられる。そ の後、越水の直前(t₁)~のり部消失段階(t₂)にかけて変位が発 生し始め、t₂から2000秒付近にかけて変位が急増した。これは 抵抗として寄与していた川裏側のり部が越水により侵食される ことで、鋼矢板の変位が発生し始めたと考えられる。また、2000 秒以降は、洗堀が定常化した t₂付近までは変位が緩やかに増 加するものの、その後は越水が継続している状態にもかかわら ず鋼矢板頭部の変位が一定値に収束し、安定状態に至った。

図 10 はタイロッド 1 本あたりの軸力を示している。タイロッド は川表側鋼矢板と川裏側鋼矢板の頭部を繋ぎ合わせており、 2 枚の鋼矢板間距離は一定に保たれるため、2 枚の鋼矢板間 距離を拡げる方向に力がかかる場合、その反力として軸力が 発生する。な以前の増水段階ではタイロッド軸力はほぼ発生し ておらず、れ以降に軸力が発生している点は、鋼矢板頭部の水 平変位の変化と符合する結果となっている。この結果から、ti 以降においては川裏のり部が消失することで抵抗が消失し、川 裏側の鋼矢板が変形することでタイロッドに軸力が発生したと 考えられる。一方で、鋼矢板頭部の水平変位とは異なり、タイロ ッド軸力は川裏側のり部が消失した後(1800 秒付近)に増加が 収まっている。これは、のり部消失により川裏側鋼矢板がまず 変位を生じる段階から、タイロッドを介して川表側鋼矢板へ荷 重が伝達し、その後に鋼矢板二重構造の内力安定状態へと移 行することで、越水開始後の早い段階でつり合った状態に至っ たことによると考えられる。

図 11、図 12 は地盤形状の変化が大きかった高さ3 水準 (高さ:780mm、980mm、1180mm)における、曲げモーメントの 時間変化を示す。川表側は地表面高さよりも上部に位置する 高さ 1180mm での曲げモーメントは、時間によらず他の高さで の値よりも大きくなった。実験を通じて概ねこの高さで最大曲げ モーメントが発生しているといえる。一方、川裏側は、t₁~t₂ 間 では高さ 980mm の地点で曲げモーメント最大値を記録するも のの、t₂ 以降では曲げモーメントは減少に転じる。逆に、高さ 1180mm 及び 780mm での曲げモーメントが急激に増加し、最 終的には地表面以下である 780mm での値が最大となった。経 時的には、川表・川裏側に共通して 1800 秒付近以降の曲げモ



図 7 鋼矢板のたわみ分布(左:川表;右:川裏)



図 8 鋼矢板の曲げモーメント分布(左:川表;右:川裏)





ーメントの変化率は小さく、構造的に安定状態に移行していると推察される。

図 13 は川表側及び堤体中央(2 枚の鋼矢板の間)の地表面高 さで計測した間隙水圧(図 1 参照)の変化を示している。川表側 の間隙水圧は増水に伴って上昇し、越水中は一定値を保持した。 また、堤体中央では 500 秒付近から間隙水圧の上昇が確認され、 t₁までは直線的に増加した。その後、越水を契機としたより間隙水 圧の上昇速度が高まり、1800 秒付近で値は収束し、t₅ に至るまで 概ね一定値を保持した。これは、t₁ 以前は鋼矢板の下端からの浸 透による水圧上昇が発生した一方で、越水後は天端側から 2 枚の 鋼矢板間への流入による水圧上昇分も加わったためと考えられ る。水圧上昇速度が変化する時間と図 10 で示したタイロッド軸力 や図 12 で示した曲げモーメントの変化する時間は一致するた め、堤体間隙水圧の上昇は鋼矢板二重壁の安定状態の変化に 大きく影響していることが確認できた。

図 14 は、越水による洗堀深さを側面側の撮影画像から読み取った値をプロットしており、深さ 0mm が地表面高さである。 4~をにかけて急激にのり部の侵食が発生し、 た以降は 2500 秒付近まで一定のペースで洗掘が進展し、その後 たに至るまでは緩やかに洗掘深さが増加した。 つまり、本実験のように一定の越水深に保持される条件においては、洗掘深さは時間と共に概ね一定値に収束するといえる。

上述の図 7~図 14 の結果を俯瞰して捉えることで、本実験条 件における、鋼矢板二重壁で強化された堤防の越水前後の外力 変化とその結果生じる変形について説明することができる。まず増 水段階では、堤体には変状が発生せず、川表側のり部と提体内 の水圧上昇のみが発生する。これらが鋼矢板の変形に与える影 響は軽微であり、鋼矢板頭部の変位もほぼ発生しない。一方で、 越水後においては、少なくとも(1)のり部の侵食、(2)洗掘、(3) 鋼矢 板間地盤の間隙水圧上昇、の 3 つの因子により鋼矢板に変位が 発生すると考えられる。越水開始後まず(1)と(3)が発生することで、 川裏側鋼矢板を川裏側へと変形させる力が増加し、その力が川裏 側鋼矢板の根入れ部とタイロッドで接続された川表側鋼矢板に分 散してかかることで鋼矢板頭部の変位が発生する。のり部が消失 した な以降では(3)間隙水圧上昇に加えて(2)洗掘が発生してお り、(3)の影響が収まるまで変位が急増する。その後、間隙水圧が 定常状態となり、(2)に起因する変位のみが徐々に発生するもの の、最終的には変位も収まり安定状態へと至ったと考えられる。

4. まとめ

本研究では、越流水および川裏地盤の洗掘が鋼矢板二重壁に よる補強構造の挙動に与える影響について、模型実験により調査 し、以下の知見を得た。

・鋼矢板二重壁構造により強化された堤防では、時間あたりの越水量が急激に増加するような局所的な破壊や堤体高さの低下は発生せず、洗掘が進展しても安定した補強効果を示した。

・鋼矢板二重壁に変形を生じさせる要因として、少なくとも(1)のり 部の侵食、(2)洗掘、(3)鋼矢板間地盤での間隙水圧上昇の発 生の3つが確認され、初期の急激な変形に対しては(3)の影響が 大きく、一方で水圧が定常状態となった後には(2)洗掘の進展が 変位の増加に影響しているということがわかった。

 ・一定越流水深での洗掘発生は、初期に大きく進展するものの、 徐々に落ち着き、最終的には一定値に収束することを確認した。

参考文献

- 1) 財団法人 国土技術研究センター:鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル, 2001.
- 2) 三戸部佑太, 乙志和孝,黒澤辰昭, Mohammad Bagus Aditywan, 盧敏, 田中仁:津波越流に対する鋼矢板壁構造の堤防補強 効果に関する実験的検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.70, No.2, I_976-I_980, 2014.
- 3) 西山輝樹, 及川森, 芥川博昭, 松原秀和, 辰見ター: 二重鋼矢板を用いた堤防補強技術の補強効果と設計法について, 第 8 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp. 61-64, 2020.
- 4) 那珂川·久慈川堤防調查委員会:那珂川·久慈川堤防調查委員会報告書, 2020.



図 14 洗掘深さの変化