

第10回 河川堤防技術シンポジウム

論文集

2022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

1. 洪水流のエネルギー水頭を考慮した堤防、河道の一体設計の重要性	1
福岡捷二（中央大研究開発機構）	
2. 高水敷化した砂州上を流れる洪水流による安定な低水路幅の形成とその評価法	5
後藤勝洋（中央大研究開発機構）、後藤岳久、福岡捷二	
3. 繰返し漏水が発生する北川における令和4年台風第14号による漏水の調査報告	9
上田和也（土研）、石原雅規、佐々木哲也	
4. 川内川流域の地形・地質を踏まえた堤防基盤浸透の考察	11
白石芳樹（株建設技術研究所）、田端幸輔、福岡捷二	
5. 漏水量から見た河川堤防におけるパイピング破壊条件と矢板効果の再考	15
澤村直毅（名工大）、前田健一、一瀬守、大桑有美	
6. 四万十川直轄管理区間での堤防点検における課題と提案	19
岡林福好（国交省四国地整中村河川国道(事)）、高橋弘、李圭太、石原雅規、小高猛司	
7. 堤防裏位面等におけるシート設置による侵食抑制効果に関する実験的研究	23
前田俊一（寒地土研）、阿部孝章、横山洋、大串弘哉	
8. 嘉瀬川の粘り強い河川堤防におけるパイロット施工と現場通水試験の結果に基づく技術提案について	25
藤原壮一（日本植生(株)）、遠山宏一、岡本祐季	
9. 越水による侵食破壊メカニズムを考慮したグリッド材工法の検討	29
小野瀬涼太（埼玉大）、田中規夫、五十嵐善哉	
10. 越水による河川堤防の決壊に対する鋼矢板補強構造の抵抗機構に関する実験的研究 その2	33
持田祐輔（日本製鉄(株)）、山崎弘芳、妙中真治、藤澤和謙、高橋章浩	
11. 分布型光ファイバセンサを用いた佐波川の粘り強い河川堤防のモニタリング ―計測概要―	37
榎谷麻衣（鹿島建設(株)）、永谷英基、川野健一、今井道男、 中村仁美、中島健、川口竜二、森啓年、倉田大輔、佐古俊介、千田裕司、重宗宏次、東屋俊	
12. 分布型光ファイバセンサを用いた佐波川の粘り強い河川堤防のモニタリング ―計測結果速報―	39
中村仁美（山口大）、中島健、川口竜二、森啓年、倉田大輔、佐古俊介、 榎谷麻衣・永谷英基・川野健一、今井道男、千田裕司、重宗宏次、東屋俊	
13. DIASとLINEを用いた河川堤防被災状況収集アプリ「つつみる（TSUTSUMIRU）」の開発と運用	41
川尻峻三（九工大）、生駒崇司、森啓年、石原雅規、前田健一、岡村未対	
14. 細粒分を含まない礫質堤防土の力学特性の評価	45
小高猛司（名城大）、李圭太、久保裕一、湯貫敬、山下隼史、鷺見航大、夏目将嗣、児玉直哉	
15. 地震による被害事例をもとにした堤体亀裂発生に関する分析	49
脇中康太（熊本高専）、渦岡良介、松田達也、藤井紀之	
16. 深層学習による堤防天端の縦断亀裂と土質構造の分析	51
杉井俊夫（中部大）、浅井駿輝、高橋蒼	
17. ドレーン用Co二次製品の排水孔の大きさが排水能力に与える影響に関する実験的検討	55
西村圭右（土研）、石原雅規、小高猛司、李圭太、佐々木哲也	
18. スパースモデリングを用いた洪水時における河川堤防基盤水位の変動を表す回帰モデル作成に関する考察	59
竹下祐二（岡山大）、川田勇希	
19. 簡易型変水位透水試験による現場飽和透水係数の原位置測定方法に関する考察	61
竹下祐二（岡山大）、岡本優大、松尾菜歩	
20. ベンコーンせん断試験を用いた実大試験堤防の強度特性変化の観察と安定性評価	63
岡村健斗（北見工大）、川尻峻三、濱中昭文、大串正紀、鈴木智之、不動充、小笠原明信	
21. 微動アレイ探査を用いた遊水地整備における地盤リスクの抽出事例	67
田中秀岳（応用地質(株)）、須崎敦史	
22. 越水による堤防の決壊時間予測について ～越水データベースの必要性～	71
土木学会 地盤工学委員会 堤防研究小委員会 侵食・洗掘WG	
23. 堤防工学ノムコウー堤防ダイアログWG活動報告ー	75
土木学会 地盤工学委員会 堤防研究小委員会 堤防ダイアログWG	

洪水流のエネルギー水頭を考慮した堤防、河道の一体設計の重要性

エネルギー水頭 複断面蛇行河道
堤防と河道の一体設計

中央大学研究開発機構 フェロー会員 福岡捷二

1. まえがき

気候変動を含む近年の洪水外力の増大は、これまでの治水施設の設計法について検証の必要性を示す事例が増えている。河川構造物や河道での土砂移動、河床変動の評価に、新しい知見を考慮した科学的検討が必要である。もちろん、従来の方法の実問題に対する対応力は実証されているものも多いことから、従来の方法を生かしながら新しい技術開発が求められている。本論文では、堤防と河道の一体的設計にあたって必要なエネルギー水頭の重要性を述べている。

2. 堤防余裕高の考え方

洪水流によって、河川堤防は、浸透、洗掘、越流による破堤や、損傷被害を受ける懸念があることから、河川堤防の設計、管理等をどのようにすべきか重要な課題である。著者が先に提案した被害を最小化するための河川堤防と河道の一体的計画・設計の考え方¹⁾ (写真-1) はその一つの方策である。必要なことは、洪水に対して堤防のみの設計ではなく、堤防と河道を一体的に計画、設計し、管理できることが求められる。

堤防と河道設計の基本的考え方(写真-1)



画像:平成28年8月台風10号による十勝川の増水(豊頃町茂岩橋、ハルニレの木周辺十勝川左岸の映像) 2016.8.31, 10:30~11:30頃(撮影者片山昇一)

河川管理施設等構造令では、計画高水位以下の条件で、「流水の通常的作用」の下では、堤防はその機能を発揮できるものなければならないとしている。これについては、河川管理施設構造令の解²⁾において、洪水中には河床の土砂が移動し、河岸侵食が発生し水衝部が移動する等により、堤防侵食の危険性が生ずるなど、計画高水位以下であっても堤防は安全ではないと言っている。今日のように、洪水の解析技術や観測が進み、洪水流の理解が進んで来た中で、堤防の設計法とともに、「流水の通常的作用」はどのような水理現象を指すのかについて検討が必要であると考えられる。堤防は、河川水が堤内地に流れ出さないようにする重要な役割を有する。河道を流れる洪水流は巨大なエネルギーを持って流下している。その巨大な洪水流のエネルギーを如何に安全に流下させるかは、河川管理者の重要な責務であり、堤防と河道の設計に洪水流のエネルギーをどのように取り入れるべきかを考える。

河道を流れる洪水の持つエネルギーの大きさは水の高さで表現するのが一般的である。大きな流域を流れ下っている洪水流は、そのピーク時の流量、水位は、ほぼ一定値を取るようになり、ピーク時の洪水流は準定常流として扱える。この時の全エネルギー水頭は、式 (1) の位置水頭 (z) と圧力水頭 ($p/\rho g$) と速度水頭 ($v^2/2g$) の和で表わされる。

$$z + p/\rho g + v^2/2g \quad (1)$$

洪水流は、時間的、空間的に緩やかに変化する流れであるので、圧力分布は静水圧分布で近似できることから、式 (1) 第 2 項の圧力水頭は水深で表すことができ、位置水頭と圧力水頭の和 ($z + p/\rho g$) は水位 ($H = z + h$) で表すことが出来る。今流下方向を x -軸で表すとエネルギー水頭は式 (2) で表され、洪水流は式 (3) のエネルギー水頭の縦断勾配で流れる。

$$H + v^2/2g \quad (2)$$

$$d(H + v^2/2g)/dx \quad (3)$$

これまでは、速度水頭 ($v^2/2g$) の大きさ及びその縦断変化が小さいものとして、式 (3) に代えて水位およびその縦断変化に着目し、洪水流の解析、観測が行われてきた。観測水位の縦断変化を既知としてこれを説明する洪水流の水面形に基づく洪水流解析結果は、洪水水理に関わる多くの問題を解決してきた。しかし、式 (3) が示すように、洪水は、水位の縦断的な変化というよりも、エネルギー水頭の縦断的な変化によって駆動されている。特に巨大な豪雨が頻発化し、河道の流量増大が生じやすく、また河道縦・横断面形の変化が大きい河道区間では、速度水頭の変化が大きくなる。そのような河道や河道区間では速度水頭およびその縦断変化は無視できない。これは、堤防、河道の作り方に密接に関係することから、エネルギー勾配の縦断変化に基づく洪水流解析の必要性について、今後検討されなければならない。

次に、河川の水位に着目して決められている堤防の高さ、特に堤防の余裕高について、洪水流、河道、堤防を一体的に捉え、洪水流のエネルギー水頭およびその縦断形との関係で堤防の高さはどうあるべきかを議論する。

余裕高は、船舶工学の分野で大洋を航行する船舶の船首部分に造る波が、上甲板に悪影響を与えないように、船舶の満載喫水線上に設定する高さ、Free Board を船舶の大小に対応して設定された。河川の堤防の余裕高も河道の H. W. L. から堤防天端までの高さとして、洪水流量や、水位との関係で大きさが決められてきた。堤防と河道縦横断面形との一体的考え、エネルギー水頭との関係の中で、現在の堤防余裕高の考え方、決め方が適切なのかについて議論が必要であると考え。洪水流は、私たちが見ている水面の上に運動エネルギー分、すなわち速度水頭が乗った全エネルギー水頭の面があり、このエネルギー水頭面の勾配で流れている。洪水時の水面は決して平らでなく、早い流れでは水面は波立っている。堤防高さが堤防際の洪水流のエネルギー水頭より高ければ、河道から洪水流が越流することなく流れる。洪水流ハイドログラフと河道の縦・横断面形に応じてエネルギー水頭が決まっており、堤防高さがエネルギー水頭より高いときに、堤防法線と構造は洪水流をコントロールしていることになる。この時、H. W. L. で洪水が流れている場合を考えると、その時の流速水頭によるエネルギー増加分の高さは、堤防余裕高の高さ中に収容されていると考えることができる。

洪水時の堤防の余裕高に及ぼす洪水エネルギー水頭の重要性を示す例として、支川からの洪水が本川の洪水に流入する河川合流部の流れの状況を考える。合流部では、本川エネルギーに支川エネルギーが加わるため合流部ではエネルギーが増大する。実際には、本川合流部の川幅や河積の増大による、本川流れと支川流れの間の激しい混合等によるエネルギーの損失があり、また、下流への洪水エネルギーの流下により、両者のエネルギーを足し合わせたものとはならないが、それでも合流点では、支川から流入するエネルギーによって、合流点のエネルギーは高くなる。このためエネルギー水頭は上昇し本川上下流に向かって水位上昇が生じる。合流点付近では、堤防強化や河積の拡大、下流河道の改修等によって水位上昇が生じても溢れないように改修が進められているが、それでも、エネルギー水頭が高くなるため合流点では氾濫が生じやすい場所となる。

改定・河川管理施設等構造令の解説では、堤防の余裕高は、洪水時の風浪、うねり、跳水等の一次的な水位上昇や、流木等の流下物への対応、洪水時の巡視や水防活動を実施する場合の安全の確保、等にとって必要な余裕の高さであり、構造上必要とされる高さの余裕として位置づけられている。しかし余裕高には計画上の余裕は含まれていないとしている。この理由は、河床変動による水位上昇、湾曲による水位上昇、水位計算の誤差等は計画上の水位に考慮されるためであるとしている。しかし、これまで述べた河道の横断面形の縦断変化が大きく、そのため流速が縦断的に大きく変化する場合や、また、後述する複断面蛇行河道を洪水が流下する過程において、相対水深が 0.3 以上になる場合、及び合流点等では、H. W. L. 程度の水位であっても、速度水頭を足したエネルギー水頭が堤防天端の

高さに達する可能性は十分起こり得る。この時には、洪水流の有するエネルギーが高く、河川施設に及ぼす仕事は大きくなり破壊力は大きい。同様に、洪水流の有するエネルギーの大きさに対して、それを受ける河道の河積が広くなければ、また、下流河道の縦横断面形との関係でエネルギーの輸送が滑らかに行われ得ないような河道では、異常な水位上昇が起こり激しい氾濫が起こることが考えられる。具体的に、どれくらいのエネルギー上昇が起こるかを水理的に検討し、これを考慮した H. W. L. の持つ意味や計画上の余裕として堤防の余裕高を位置づけることについても考えてみる必要がある。

都市河川にあっては掘り込み河道多く、このため堤防があっても余裕高は低くてもよいとしているが、中小河川は急流であることが多い。流速が早いこと、水位上昇速度が大きいこと等から、掘り込み河道をほぼ満杯水位で洪水が流れる時には、地盤高や堤防高よりエネルギー水頭は高くなり、激しい溢水、氾濫が生じることになる。都市中小河川では、エネルギー水頭に着目した余裕高の検討が望まれる。

3. 複断面蛇行河道における堤防と河道の一体的設計の必要性

河道蛇行部では、洪水流の集中の程度は大きく、特に、堤防際のエネルギー水頭は高くなる。このように、洪水の流れ方、その持つエネルギー水頭の大きさは、河道断面形・低水路線形と堤防線形の違いによって著しく異なり、これらをどのように考えて河道と堤防の設計をするかが課題となる。

近年、利根川、球磨川等、大きな高水敷を有する複断面蛇行河道における大洪水において、1990年代後半から2000年代前半の福岡^{3) 4) 5) 6) 7)}が明らかにした洪水ピーク水位付近で起こっている流動機構及びそれに伴う河床や河岸の侵食、堆積等の重要な流動機構が現地河川で観測、解析された。すなわち、大きな高水敷を有する複断面蛇行河道の洪水においては、相対水深（高水敷水深/低水路水深）が0.3以下と、以上では断面内の二次流の回転の向きが変わること、すなわち相対水深が0.3以上になると二次流の回転の向きが時計方向に変化し、これに伴い内岸河床、内岸河岸の洗掘が起こる複断面的蛇行流れになること、水位が減じ再び遠心力が効いてくるようになると、反時計周りの二次流が再び発生し、外岸河床の洗掘、内岸河床の堆積による単断面的蛇行流れとなること、洪水減衰時は長く続くため、洪水後には、通常蛇行部で見られる湾曲外岸河床が洗掘される河床形状に現れることを実験水路及び福岡、渡辺⁵⁾の三次元数値解析で明らかにしていたが、実洪水では、これまで注目されることはなかった。実河道における今回の解析結果と実測結果によって、統合的に説明できることとなったが、三次元解析という複雑な解析法を用いての結果のために、この重要な現象を河道設計に取り込むことはなかった。しかし、2018年の竹村・福岡⁸⁾による二次元解析の枠組みで非静水圧分布流れを考慮した準三次元解析法によって三次元解析と同様の結果が示されたことの意義は大きい。これによって、この重要な流れの機構を、河川技術に容易に取り込むことが出来るようになる。この重要な水理現象の理解は、今後の治水対策の技術として活用されることが望まれる。すなわち、複断面蛇行河道において、洪水ピーク時付近の内岸側の河床、河岸の洗掘による断面拡大が、流過能力の拡大として働き、治水計画上この効果を河道設計に取り込むことはきわめて有効である。それらは、河道改修における内岸河床の掘削と内岸樹木の伐採による流過能力の拡大を狙いとしてこれまで事業が行われてきたが、その効果の評価が十分でなかった。今回、内岸河床を掘っても洪水後に埋まることから、根拠が薄い内岸掘削を行うという施策に、理論的根拠を与えることになった。これはまた、河道内の樹木群の流失による流木化を軽減する効果も加わることになる。この結果を受けて、複断面蛇行河道において、内岸河床をどの程度掘り下げ、内岸砂州上の樹木群をどのように伐採すればどの程度の治水効果が上がるのか、どのような蛇行形状の河道で、どのような水位であれば複断面的蛇行河道流れに遷移し、どれ程の効果があるのかを、非静水圧分布を考慮した準三次元洪水流解析法を適用し明らかにすることが、今後の堤防と河道の一体的設計に基づいて治水を行う上で重要な課題となる。

上述のように、大流量時の複断面蛇行流れの解析は、静水圧分布を仮定する平面二次元解析ではなく、非静水圧分布を考慮した準三次元流れによる解析が不可欠である。大きな湾曲河道では洪水水位が高くなると平面二次元解析でも、蛇行部では内岸側の流速が早くなる。しかし、これは単に、水位、流量が高くなると洪水流の直進性が高まり、主流が内岸に寄ることを示しているだけで、より重要な、内側流速が早くなり、二次流が逆転することを説明できていない。高水敷流れと低水路流れが強く混合し、流速分布が変形し、圧力分布が非静水圧になることを考慮していないために、相対水深が0.3以上になると遠心力に起因する二次流と反対方向に回転する二次流に遷移する流速分布を持つ複断面的蛇行流れを平面二次元解析では表現することが出来ない。非静水圧分布を用いた流れの三次元的解析によって、複断面的蛇行流れの特異な主流、二次流の出現を説明できることになる。

前述したように、複断面的蛇行流れでは、洪水ピーク時付近で河床形状も特異な変化過程を示す。一般に、蛇行流れでは、遠心力が働くことにより、反時計回りの二次流が発生し、外岸側の河床が深ぼれし、深ぼれた土砂を内岸側に輸送し内岸側に堆積させる。しかし、相対水深が0.3を超えると、二次流が時計方向に回り始め、内岸河床を洗掘し、外岸河床に運ぶようになる。高い洪水流量で高い水位が長く続くほど内岸河床及び低水路寄りの内岸高水

敷が掘れ、外岸河床が埋まることになる。このことは、先に述べた洪水ピーク付近で河積が増大し、断面内の洪水通過能力が増えていることになり、複断面蛇行河道では、洪水流解析と河床変動解析は、同時に進めなければならないことを示している。洪水水位が減り相対水深が0.3以下になると再び外岸河床の洗掘が始まり、最終的には私たちが平常時見る外岸寄りが高深化する河床となる。

河床変動解析モデルの適用性の検証は、初期河床条件を与えて解析し、解析結果と最終河床との一致度で適合性の検証をすることが多い。しかし、複断面蛇行河道では、相対水深が増大すると河床の状況は相対水深が低いときと異なる方向に変化することから、河床変動モデルの現在の検討方法は不十分であると言える。洪水水位変化する段階、特に、ピーク付近の流れと河床がどう変化しているのかについての現地調査と洪水時の河床高の実測値に基づく河床変動モデルの検証が期待される。

このためには、複断面蛇行河道の内岸固定砂州上にトレンチを掘って、その土砂の堆積構造を調べることによって、洪水中に内岸河床で起こった土砂の洗掘堆積変化過程を知ることが出来る可能性がある。以上のことは、複断面蛇行河道では、流れの流速分布が洪水中に変化することを考えると、洪水のエネルギー水頭の視点から堤防の高さ、余裕高について、合流点で論じたと同様に議論が行われなければならない。

また、複断面蛇行河道では、また内岸が侵食を受けやすいことから、橋脚の設置位置が内岸寄りの場合には、平均流、二次流構造の変化等により橋脚周辺の洗掘が大きくなり橋脚の被災に繋がりやすい。また、複断面蛇行河川では、低水路内岸に護岸の施工が見られるが、前述の機構の被災を受けた（受けたように見える）可能性がある。

また、複断面蛇行河道では、洪水流によって内岸側の堤防が破壊した事例がいくつかあると思われる。これまでは、複断面蛇行流路であっても遠心力の影響が卓越し、堤防の破壊があるとすれば、外岸側堤防が破壊すると考えられてきた。このために、内岸側堤防が壊れる原因がよくわからないと結論付けることが多かった。しかし、近年明らかにされてきた複断面的蛇行流れによるピーク水位付近の内岸側の高流速の発生、内岸に向かう二次流や、それに伴う河床や河岸の洗掘の発生は、洪水の高い水位の継続時間との関係性も高く、内岸側の堤防破壊を引き起こす原因となりうることから、複断面的蛇行河川での複断面的蛇行流れの発生とその影響についてさらなる検討が必要である。

これらの橋脚、護岸、そして内岸側の堤防破壊については、いずれも災害につながる大きな原因となる。このため、具体的に起こったと思われる洪水流を再現し、どのようなことが洪水中に起こっていたのかを解析的に調べ、結果を今後の河道計画や河川構造物の設計法に活かすことが喫緊の課題である。

4. あとがき

大きなエネルギーをもつ洪水流を河道で安全に流すには、河川堤防と河道の計画、設計を、一体的に行うことが必要である。これまで外力として洪水水位を中心に検討されてきた河道の計画・設計は、洪水流の速度水頭が無視できるほど小さいことが前提にあった。本文では、速度水頭が無視できないような河川にあつては、水位に代えてエネルギー水頭を用いた河道と堤防の計画・設計を考える必要があることを示している。

参考文献：

- 1) 福岡捷二：浸透破堤、侵食破堤、越流破堤の危険性の小さい堤防・河道の一体的設計法、土木学会河川技術論文集、第20巻 2020
- 2) 解説・河川管理施設等構造令改定、財団法人、国土技術研究センター編。
- 3) 福岡捷二、高橋宏尚、加村大輔：複断面蛇行河道に現れる複断面的蛇行流れと単断面的蛇行流れ、－洪水航空写真を用いた分析－、水工学論文集、第41巻、pp. 971－976、1997。
- 4) 福岡捷二、大串弘哉、加村大輔、平尾昭二：一、複断面蛇行流路における洪水流の水理、土木学会論文集、No. 579/II - 41、pp. 83－92、1997。
- 5) 福岡捷二、渡邊明英：複断面蛇行水路における流れ場の3次元解析、土木学会論文集、No.586/II -42、pp. 9-50、1998。
- 6) 岡田将治、福岡捷二、貞宗早織、複断面蛇行河道の平面形状特性と蛇行度、相対水深を用いた領域区分、水工学論文集、第46巻、pp. 761－766、2002。
- 7) 福岡捷二：洪水の水理と河道の設計法、治水と環境の調和した川づくり、森北出版株式会社、2005。
- 8) 竹村吉晴、福岡捷二：波状跳水・完全跳水及びその減水区間における境界面（水面・底面）上の流れの方定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, No1, pp. 61 - 80、2019

高水敷化した砂州上を流れる洪水流による安定な低水路幅の形成とその評価法

河道の長期的な変化 高水敷化した砂州河岸の洗掘
安定な低水路幅

中央大学研究開発機構 正会員 ○後藤 勝洋
中央大学研究開発機構 正会員 後藤 岳久
中央大学研究開発機構 フェロー会員 福岡 捷二

1. 序論

低水路河岸の洗掘は堤防や河川構造物の被災の要因となるため、どの程度の洪水流量でどの程度の洗掘・拡幅が発生するか、その結果、どの程度の低水路幅があれば河道は安定するかを明らかにすることは重要である。安定な河幅に関する研究として、福岡¹⁾は、次元解析手法に基づき国内外の沖積地河川のデータを用い、安定河道の無次元流量と無次元河幅・水深の関係式(福岡の式)を導いた。福岡の式に基づき、河道条件の異なる様々な河川に対して、河道の安定性の評価やそれに向けた改修方策の検討がなされている。

図-1 に示す多摩川中流部は、河床勾配が 1/200～1/400 程度の急流河川で、昭和 40 年代以前は広大な砂州河道が形成されていたが、高度経済成長期の大量の砂利採取と固定堰(日野用水堰(45.2km)、四谷本宿堰(38.2km))の建設等により土砂移動量が減少し、経年的な河床低下に伴う砂州の高水敷化、低水路幅の縮小により、多摩川の特徴的な砂州河道は失われてしまった。しかし近年では、これまでの河川改修により、低水路河床高が維持されるようになったことに加えて、大規模洪水の頻発化に伴い高水敷化した砂州の河岸が洗掘され、低水路幅の拡大が生じ、かつての砂州河道に戻る傾向が見られる²⁾。

本研究では、多摩川中流部の日野用水堰～浅川合流点区間(45.2～37.0km)を対象に、長期にわたる実測データに基づく河道の変化の分析と、顕著な砂州河岸の洗掘が生じた令和元年 10 月の洪水(令和元年東日本台風)による解析を通して、砂州河岸の洗掘が生じ始める流量とその洗掘機構を明らかにする。さらに、令和元年 10 月洪水前後の河道断面について砂州河岸の洗掘が生じ始める流量に対する水面幅の変化を福岡の式で分析し、安定な低水路幅の形成がどのように生じたかを考察する。

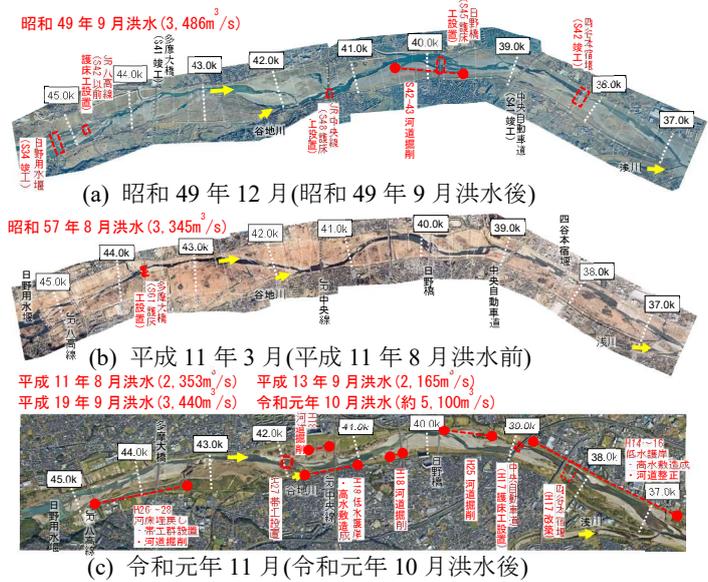


図-1 多摩川中流部(45.2～37.0km 区間)の河道の経年変化

2. 河道の長期的な変遷から見た低水路河床の安定化と低水路幅の回復

本章では、多摩川中流部におけるこれまでの洪水、河川改修に対する河道の長期的な変化から、低水路河床の安定化、低水路幅の回復過程について示す。図-2 は低水路平均河床高縦断分布の経年変化、図-3 は横断形状の経年変化を示す。

昭和 49 年河道(図-1(a))では、昭和 30 年代の砂利採取によって低水路が形成され、洪水に伴い河床低下が進行し、低水路が直線化している。低水路の河床低下は土丹を露出させ、さらなる河床低下を招いた。土丹は流水や石礫の移動等で剥がされやすく、土砂が堆積しにくいいため、図-2 に示すように、土丹の露出していない区間に比べて露出している区間では、昭和 49 年洪水(日野橋流量: 3,486m³/s)、昭和 57 年洪水(3,345m³/s)による河床低下量が著しく大きくなっている。図-3(a)より、両洪水によって、低水路の河床低下、砂州上の土砂の堆積が生じ、低水路河床と砂州の比高差が拡大している。昭和 57 年洪水後から平成 11 年まで、日野橋で 2,000m³/s を超える大規模洪水が発生していないため、砂州は殆ど冠水しなかった。このため、洪水流が低水路に集中して河床低下がさらに進行し、砂州の高水敷化、河道の二極化をもたらした。そして、図-1(b)に示す平成 11 年の河道は、低水路幅が狭まり、高水敷化した砂州上に樹木が繁茂し、多摩川の砂州河道の特性は失われていった。

平成 11 年以降、平成 11 年洪水(2,353m³/s)、平成 13 年洪水(2,165m³/s)、平成 19 年洪水(3,440m³/s)、令和元年 10 月洪水(約 5,100m³/s)と大規模洪水が多く発生するようになり、河川改修の効果が低水路河床高や低水路幅に顕われ始めた。JR 中央線上流～四谷本宿堰区間(42.2～38.2km)では、平成 11 年以降、図-2 に示す低水路の平均河床高の低下が抑制されて

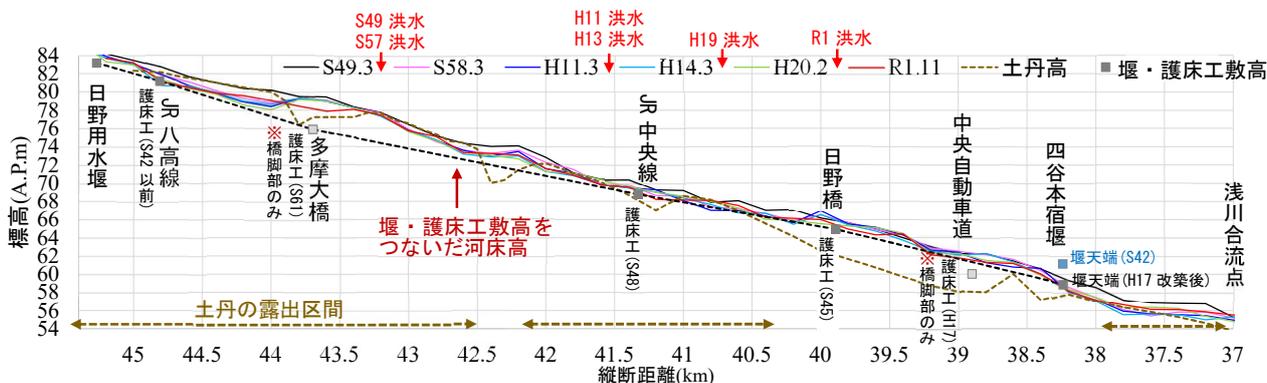
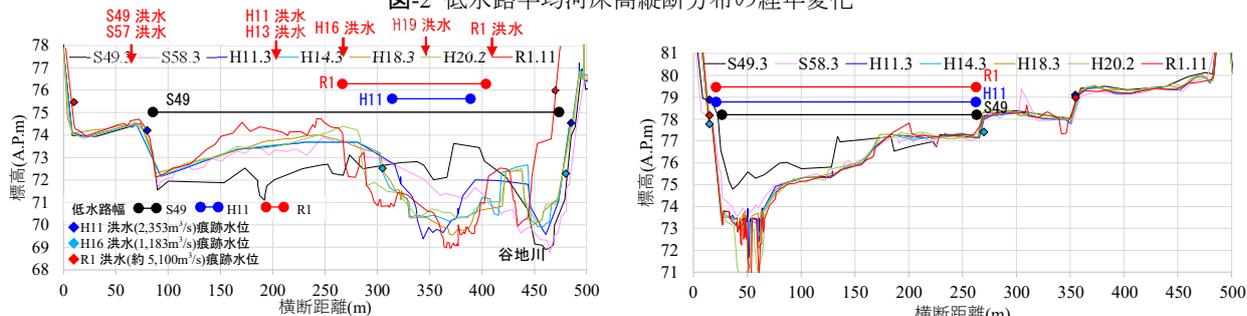


図-2 低水路平均河床高縦断分布の経年変化



(a) 41.8km (低水路幅が変化している断面)

(b) 43.0km (低水路幅が維持されている断面)

図-3 横断形状の経年変化

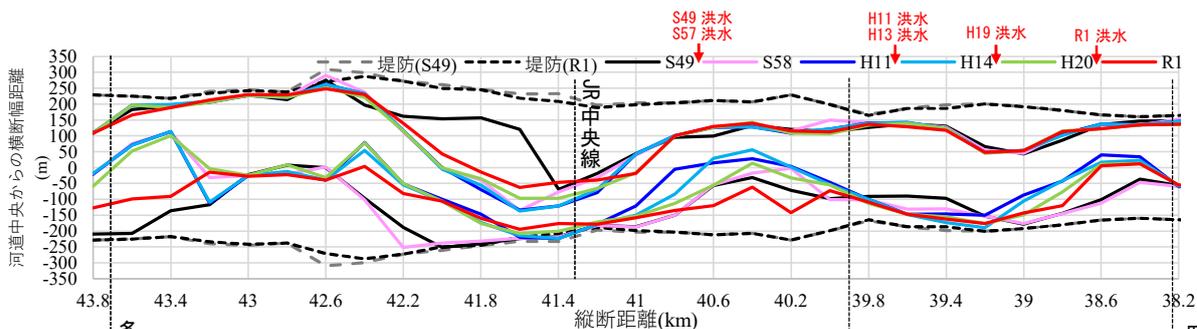


図-4 低水路河岸位置の経年変化

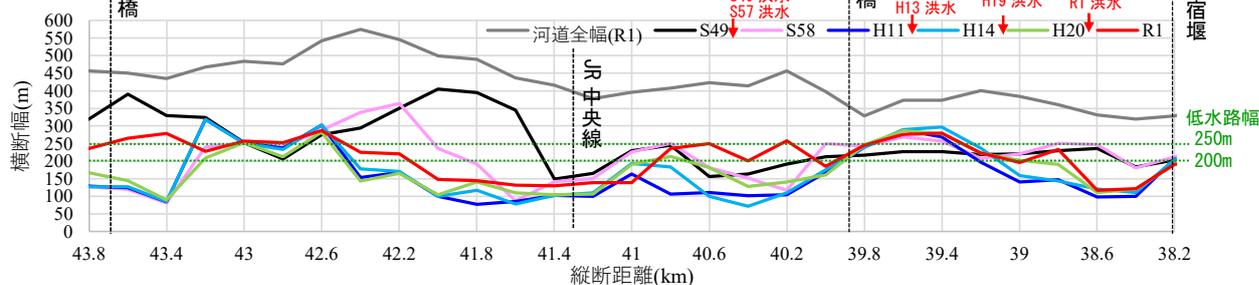


図-5 低水路幅の経年変化

いる。これは、多摩川の河床の縦断形は、河川横断構造物の改修に合わせて護床工の高さを計画的に決め、維持管理されてきたことと密接に関係している。日野橋(39.9km)、JR中央線(41.35km)の橋梁付近の低水路の護床工の敷高によって、その上流の低水路河床高は敷高程度で維持されており、さらに、平成13年洪水によって被災した四谷本宿堰(38.2km)は、堰の敷高を切り下げて、床止め工に改築し、縦断的に土砂移動が連続するように改善された。これらの改修により、低水路河床高の縦断形は、図-2の黒い点線で示す堰・護床工の敷高をつないだ高さで維持された結果、図-3(a)に示すように、平成11年以降、頻発する大規模洪水によって砂州河岸の洗掘が促され、これにより、低水路幅が拡大し、砂州河岸から河床へ土砂が供給されることで、低水路河床高の安定に寄与している。

図-4は低水路河岸位置の経年変化、図-5は低水路幅の経年変化を示す。図-4、図-5より、低水路河岸の位置は、昭和49年河道の低水路の範囲内で変化しており、砂州の高水敷化により低水路幅が狭まっていた区間(42.4~40.2km)では、平成11年以降の大規模洪水の発生とともに低水路幅が拡大している。砂州河岸の洗掘をもたらした洪水は、 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ を超える洪水であり、それを下回る平均年最大流量規模の洪水(例えば、平成16年洪水($1,183\text{m}^3/\text{s}$))では、砂州河岸の洗掘

はほとんど生じていない。図-3(a)より、洗掘を受けた砂州河岸のほとんどは、昭和49年洪水以降に土砂が堆積し高水敷化した砂州であり、昭和40年代の低水路幅に戻るように変化していることが分かる。一方、昭和49年以降、低水路幅が経年的に大きく変化していない区間(43.2~42.6km, 40.0~39.2km)では、図-3(b), 図-5に示すように低水路幅が200~250m程度で概ね維持されている。

3. 高水敷化した砂州河岸の洗掘機構

前章では、河道の長期的な変化の分析より、低水路河床の縦断高さが低水路護床工高さ等に規定されることではほぼ維持されている。これにより、洪水流量の増大は高水敷化した砂州の洗掘を促し、昭和40年代頃の低水路幅に戻るように変化していることが明らかとなった。そこで、準三次元洪水流解析法(Q3D-FEBS法)³⁾と非平衡流砂運動に基づく河床変動解析法⁴⁾を用いて、戦後最大であった令和元年10月洪水の解析を行い、どの程度の流量で砂州河岸の洗掘が生じるか、その洗掘機構について考察する。

図-6はJR中央線上下流区間(42.2~40.0km)の底面流速分布の時間変化、図-7は横断形状・横断面内流速分布の時間変化(40.6km)の解析結果を示す。図-6(a)(b), 図-7(a)(b)より、対象区間の低水路満杯流量は2,000m³/s程度であり、それを超えると、42.0km左岸, 40.6km右岸周辺の高水敷化した砂州が冠水し、砂州河岸が洗掘を受け始める。さらに流量が増加すると、洪水ピーク付近(図-6(c), 図-7(c))では、高水敷化した内岸砂州上の水深が高くなることで、流速4.0m/s以上の主流が砂州河岸上を流下し、砂州河岸の洗掘が助長されている。平成11年以降では、低水路河床高がほぼ維持されるようになったこと、低水路満杯流量2,000m³/sを超える洪水が頻発したことによって、高水敷化した砂州の低水路寄りの河岸の洗掘が生じている。

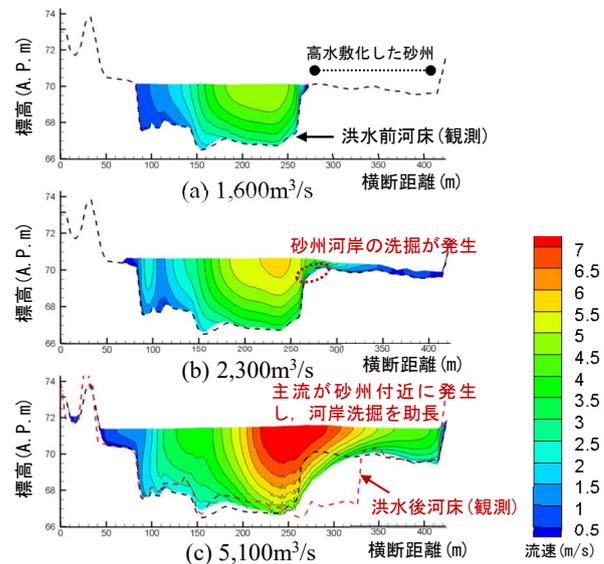
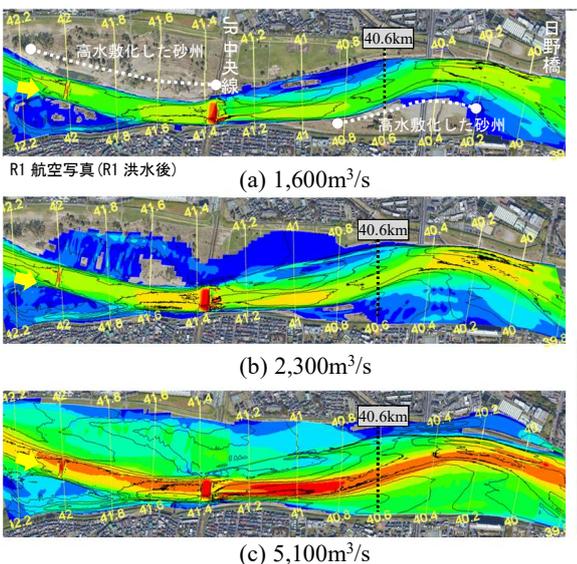


図-6 底面流速分布の時間変化の解析結果(42.2~40.0km) 図-7 横断形状と横断面内流速分布の時間変化の解析結果(40.6km)

4. 高水敷化した砂州河岸の洗掘を起こす流量と安定な低水路幅の関係

前章の分析結果より、流量2,000m³/s程度が低水路満杯流量に相当し、それを超えると高水敷化した砂州が冠水し、砂州上の流れにより河岸洗掘が促されることによって、昭和40年代の低水路幅(200~250m程度)に戻るように変化する機構が明らかとなった。福岡¹⁾の安定河幅の式が低水路の安定な河幅と流量の関係についても近似的に成立するものとし、低水路満杯流量2,000m³/sと低水路幅を用いて、安定な低水路幅について考察する。福岡の無次元流量と無次元河幅の関係式は式(1)に示される。

$$2.8 \left(\frac{Q}{\sqrt{g I d_r^5}} \right)^{0.4} \leq \frac{B}{d_r} \leq 6.33 \left(\frac{Q}{\sqrt{g I d_r^5}} \right)^{0.4} \quad (1) \quad \frac{h}{d_r} \leq 0.14 \left(\frac{Q}{\sqrt{g I d_r^5}} \right)^{0.38} \quad (2)$$

ここに、 Q : 河道形成流量, B : 河幅, h : 水深, I : 勾配, d_r : 代表粒径(= d_{60}), g : 重力加速度である。対象区間は、低水路河床の縦断形が安定しつつあるJR中央線上流~四谷本宿堰区間(43.2~38.4km)のうち、令和元年10月洪水後の補修工事の影響が河床データに反映されている日野橋上下流区間(40.2~39.6km)を除く区間とし、 d_r は平成30年調査結果の当該区間の60%粒径(0.034m), I はエネルギー勾配である。

図-8は、令和元年10月洪水前と洪水後の河道(縦断200m間隔)に対して、2,000m³/s(低水路満杯流量), 5,100m³/s(令和元年10月洪水ピーク)流下時の無次元流量に対する無次元水面幅, 無次元水深の関係を、令和元年10月洪水で砂州河岸の洗掘が生じた断面(42.2~40.4km, 38.6~38.4km)と洗掘が生じていない断面(43.2~42.4km, 39.4~38.8km)で区別してプロットしたものである。多摩川中流部では、令和元年10月洪水ピーク時(5,100m³/s)の水面幅はほぼ河道全幅となり、図-

8の無次元河幅で見ると、十分安定な河幅となっていることが分かる。

低水路幅に着目すると、令和元年10月洪水で砂州河岸が洗掘を生じた河道断面では、洪水前河道(赤の塗りつぶしの▲)の2,000m³/s 流下時の無次元水面幅は、平均式から下限式を下回る相対的に河幅の狭い領域にプロットされる。洪水後河道(青の塗りつぶしの▲)では、低水路幅が広がったことで、無次元水面幅は下限式を概ね上回る安定な河幅の領域にプロットされている。一方、令和元年10月洪水でも砂州河岸の洗掘が生じなかった河道断面では、洪水前、洪水後の河道(赤と青の白抜きの△)ともに、2,000m³/s 流下時の無次元水面幅は平均式から上限式の間の相対的に河幅の広い領域にプロットされ、低水路幅は安定していることを示している。なお、洪水後河道で無次元水面幅が狭まっている断面も見られるが、これは砂州上の樹木の影響により河岸付近に土砂が堆積したためである。図-8に、実測データから明らかとなった、昭和49年以降、低水路幅が概ね維持されている断面の低水路幅200mと250mでの無次元水面幅と低水路満杯流量2,000m³/sでの無次元流量の関係をプロット(緑の▲)すると、それぞれ平均式、上限式付近にプロットされる。令和元年10月洪水で砂州河岸の洗掘が生じていない断面の無次元水面幅はこれらの低水路幅の間に集中しており、砂州河岸の洗掘が生じた断面もこの低水路幅の領域に近づくように変化している。このことから、低水路満杯流量2,000m³/sと低水路幅200~250mを用いた無次元流量-河幅関係が安定な低水路の関係を満たしており、安定な低水路幅の目安になると考えられる。

福岡の無次元流量と無次元河幅の関係を低水路満杯流量時の無次元流量と低水路幅についても適用した結果、これまでの河川改修や大規模洪水の頻発化により、経年的に縮小していた低水路幅が、昭和40年代頃の安定な低水路幅に回復しようとしていることが明らかとなった。このように、長期的な実測データや解析結果から低水路河岸の洗掘が生じ始める洪水流量や経年的に維持されている低水路幅を捉えること、さらにそれらの条件に対して福岡の安定河道の関係式との比較分析を行うことにより、低水路河岸の洗掘の可能性がある箇所や、安定な低水路幅を目安に低水路幅がどの程度拡大(洗掘)することが必要かを評価することが可能であり、今後の河道・堤防管理に重要な情報を与える。

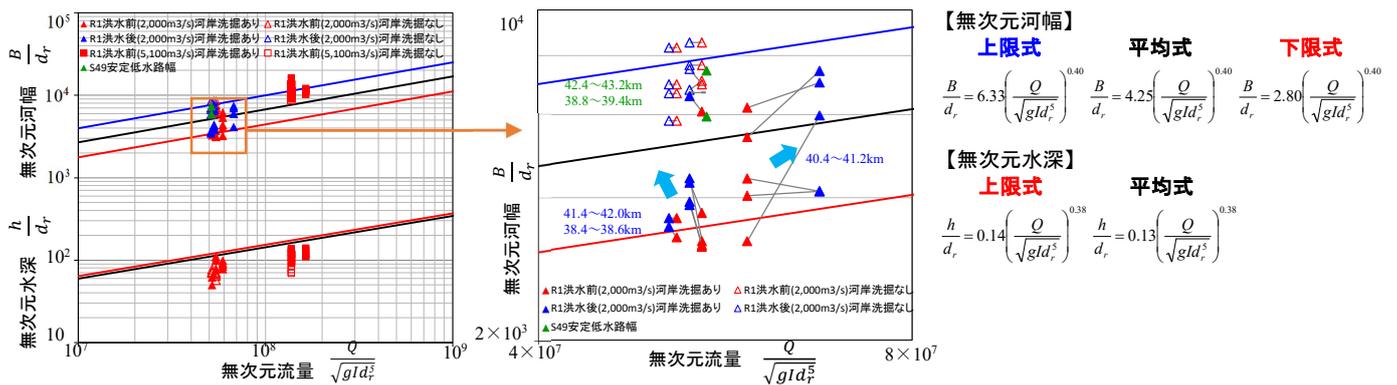


図-8 令和元年10月洪水前後河道に2,000m³/s, 5,100m³/sを流した場合の無次元流量と無次元河幅, 無次元水深の関係

5. 結論

本研究では、実測データに基づく長期的な河道の変遷、洪水流・河床変動解析から、低水路河床高が維持されるようになったことで高水敷化した砂州の低水路寄りの河岸の洗掘が促され、昭和40年代頃の低水路幅(200~250m程度)に戻るように変化していること、低水路満杯流量2,000m³/sを超えると高水敷化した砂州上を洪水が流れ、砂州河岸の洗掘が生じ始めること、低水路満杯流量と経年的に維持されている低水路幅の関係は、河床の縦断形が安定した低水路にあっては、福岡の式に基づく安定河道の関係を満たすことを示した。

参考文献

- 福岡捷二：温暖化に対する河川の適応技術のあり方-治水と環境の調和した多自然川づくりの普遍化に向けて、土木学会論文集F, Vol.66, No.4, pp.471-489, 2010.
- 後藤勝洋, 下條康之, 後藤岳久, 福岡捷二：多摩川中流河道の洪水被害と対策, 改修工事に対する河道の長期的(昭和22年~令和元年)変化・応答, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.77, No.2, pp.391-396, 2021.
- 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.
- 森本有祐, 竹村吉晴, 福岡捷二, 立松明憲：安倍川洪水における掃流砂と浮遊砂の非平衡運動による網状流路の発達, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.77, No.2, pp.I_757-I_762, 2021.

繰返し漏水が発生する北川における令和4年台風第14号による漏水の調査報告

漏水 噴砂 現地調査

土木研究所 ○上田 和也 石原 雅規 佐々木哲也

1. はじめに

宮崎県の北部を流れる五ヶ瀬川支川の北川において、2022年9月の台風第14号によりH.W.L.に迫る出水が発生し、噴砂と陥没が確認された。当該地は、繰返し漏水が発生している地区であり、今出水時も漏水が起きていたと考えられる。漏水状況の把握のため、被災直後に現地調査を実施した。また、土木研究所では、2018年以降水位計にて周辺の川表・堤体・堤内水位の観測を実施しているため、併せて報告する。

2. 周辺状況および被災概要

北川の川坂地区では、古くから繰返し大規模出水により甚大な被害が発生しており、川幅を広げるのが難しい地形のため霞堤方式による堤防整備が進められている。

漏水が多く発生している地域のほぼ中央の川坂大橋(13k300付近)に長井水位流量観測所が位置している(図-1参照)。

北川では、2016年9月、2017年9月、2018年9月の3年連続で漏水が発生している。長井水位流量観測所におけるこれらの出水と今出水の水位波形を比較した結果を図-2に示す。今出水は、最高水位はH.W.L.から約0.1m下がり、面積も広いことが特徴である。

H.W.L.を上回る出水となった2016年の漏水の発生を踏まえ、図-3に示すように対策として川表遮水対策(鋼矢板)が実施されている。

ただし、図-4の地質縦断面図に示すように礫質土が厚く堆積しており、矢板下端部は不透水層に貫入はできていない。2017年、2018年にも規模は小さくなっているが漏水が発生しており、今出水で再び堤内側の浸水や漏水が確認された。

3. 調査概要

3.1 現地調査

(1) 目視調査

図-1に今回の漏水箇所①～④を示し、以下にて各箇所の状況を概説する。なお、いずれの漏水箇所周辺においても、堤防には変状は確認されていない。

・漏水箇所①：耕作放棄地の中に1箇所直径1m弱の噴砂が確認できた。近傍に同じ規模の噴砂はないと思われるが、除草をすれば、小さな噴砂が見つかる可能性がある。

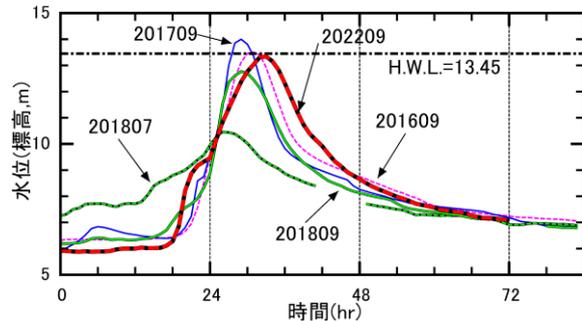


図-2 長井水位流量観測所における近年の主要洪水の比較

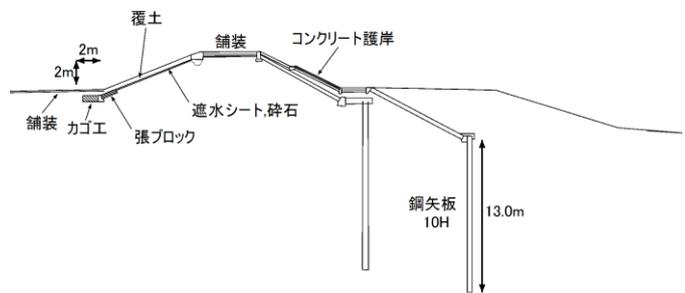


図-3 堤防構造(川坂大橋よりも下流)¹⁾

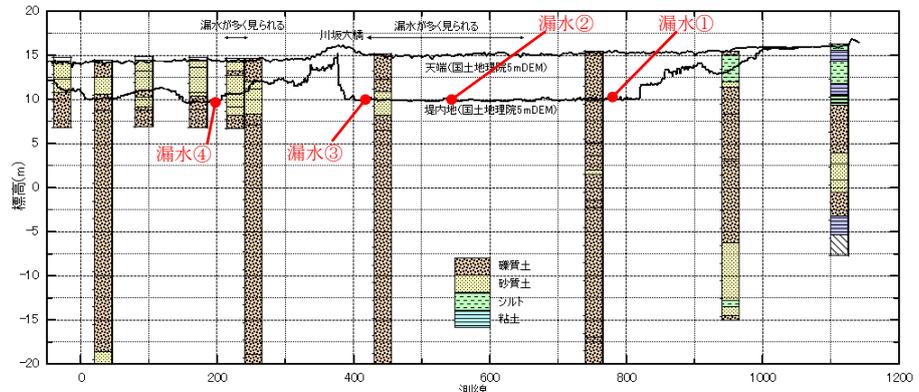


図-4 地質縦断面図 1)に加筆



図-1 周辺平面図

・漏水箇所②：写真-1に示すように、耕作放棄地を中心に多数の噴砂、陥没が確認できた。噴砂と陥没が1組になった

ものが複数見つかっている。噴砂と陥没箇所の位置関係については、陥没が河川側に必ず近いということではなく、方向性は様々であった。

・漏水箇所③：堤内地側にて噴砂を1箇所確認した。
 ・漏水箇所④：被災直後の現地踏査では、周辺に植生が繁茂しており、視認性が悪いため噴砂が1箇所しか確認できなかったが、後日草刈りを行ったところ、周辺にて噴砂や陥没が複数ある状況が確認された。ただし、今出水時以外の変状の痕跡が混在している可能性がある。

(2)測量

ハンディレーザースキャナおよびRTKによる測量を行った。RTK測量では、川表・堤内の痕跡水位を計測した。痕跡水位が確認できた13k100付近で計測した結果、川表のり面 T.P.+12.9m、川裏のり面 T.P.+12.3m であり、痕跡水位による内外水位差は0.6m程度であった。

また、ハンディレーザースキャナにて、漏水箇所②の周辺を測量した。ハンディレーザースキャナによるメッシュデータを図-3に示す。背丈が低い植生が繁茂しており、レーザーが植生にもあたっているため、作成したメッシュが荒く高い精度は確保できていないと考えられるが、写真-1に示す噴砂および陥没が計測できていることが確認できる。同規模程度の噴砂と陥没が組になっていることが確認された。

3.2 水位観測結果

北川左岸において11k400(霞堤下流端)~14k100(山付き部)の範囲にて水位計を設置し、周辺の川表(4箇所)・堤体(7箇所)・堤内湛水位(5箇所)・堤内基盤水位(1箇所)を計16箇所(内1箇所は兼用)で2018年から観測していた。なお、「水位計1」は霞堤開口部の近傍に設置しているため、川表および堤内湛水位の計測を兼用している。しかし、14k100付近の河川水位を計測していた計測器(水位計8)は、出水時に流出しデータの回収が行えておらず、12k700付近の堤内水位を観測していた計測器(水位計5)は機器故障のためデータが回収できていない。そのため、データ整理は計14箇所の水位計および、長井水位流量観測所の水位データを整理した。

川表水位がピーク付近となる9/19 4:00時点の水位縦断面図を図-6に示す。痕跡水位と計測水位は概ね同程度であることから、計測水位は概ね妥当であると判断できる。

堤内側の観測井内に水位計を設置している「直上流2」は、水位計設置高 T.P.+5.2m 程度で、基礎地盤の礫質土内に位置している。基盤漏水③が生じた原因と考えられる透水層の圧力水頭を計測していた「直上流2」の時刻歴を図-7に示す。併せて、基盤漏水③の位置の湛水位(水位計7)も示す。透水層内の圧力水頭(直上流2)と堤内側湛水位(水位計7)の水位差が19日の未明にピークで2.22mとなり、漏水③の被覆土層厚3.6m(観測井設置時に確認)を考慮すると0.61となる動水勾配が作用していたことが確認できた。

4. まとめ

繰返し漏水が発生している北川の川坂地区において、令和4年台風第14号による出水により、再度漏水が確認された。堤防の変状は確認されていないが、堤内地側にて、噴砂や陥没などの変状が確認されている。今後は開削調査などのより詳細な調査を行い、来年度以降も引き続き水位などのモニタリングを実施していく。

参考文献

- 1) 石原雅規ら：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，第25巻，2019



写真-1 噴砂および陥没 (漏水箇所②)



写真-2 噴砂および陥没 (漏水箇所④)

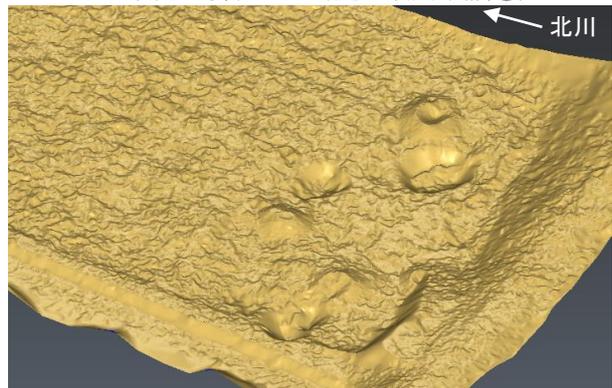


図-5 3Dメッシュデータ (漏水箇所②)

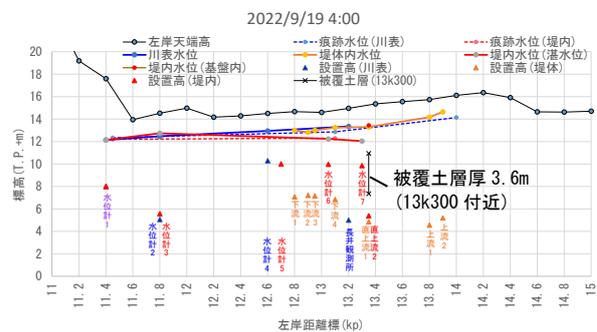


図-6 計測水位データによる水位縦断面図

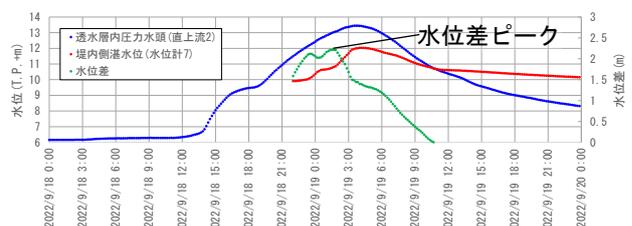


図-7 13k300付近における計測水位の時系列変化

川内川流域の地形・地質を踏まえた堤防基盤浸透の考察

川内川流域，堤防脆弱性指標 t^* ，堤防基盤脆弱性指標 tb^*

国土交通省

株式会社建設技術研究所

正会員 ○白石 芳樹

国土技術政策総合研究所

正会員 田端 幸輔

中央大学研究開発機構

フェロー会員 福岡 捷二

1. はじめに

近年，超過洪水が増大し，これまで被害を受けてこなかった河川でも堤防破壊に伴う氾濫被害が発生している．これまで河川整備は河道内の流下能力の向上と堤防の築造に注力されてきたが，堤防は河川毎，箇所毎に異なる土質・形状で構成されていることから，特に浸透による破壊の危険な箇所を推測することが困難である．

川内川流域では，盆地と狭窄が連続し，火山活動に起因した互層構造の基盤を成しているため，大規模洪水時に堤体あるいは基盤浸透による堤防被災の危険性が懸念される．

本研究では，今後の河川整備に資するため，盆地・狭窄の配置，火砕流層範囲，ボーリング調査データに基づき，地形・地質の観点から流域の基盤構造の特徴を分析した．その上で，堤防脆弱性指標 t^* ，堤防基盤脆弱性指標 tb^* を評価し，堤体，基盤浸透による堤防被災の危険性を考察した．

2. 川内川流域の基盤構造の特徴

2.1 流域の概要

川内川流域は流域面積 1,600km²，総延長 137km で，上流域から河川沿いに小盆地が連なる（図-1）．川内川の河川沿いの地質構造は，主にシラスで構成されており，過去の噴火に応じ，加久藤カルデラ，阿多カルデラ，始良カルデラの火砕流堆積物での層序となっている．加久藤カルデラ（約 30 万年前）は，大規模火砕流を伴う大噴火で湖が出現し¹⁾，その後，栗野岳溶岩流によって堰き止められ，湖が形成され，一部は硬い溶結凝灰岩になっている．その後，鹿児島県の湾口部に位置する阿多カルデラ（約 10 万年前）が噴火し，加久藤火砕流堆積物を削った谷を埋めるように分布している．さらに始良カルデラ（約 2.5 万年前）を出現させた噴火によって入戸火砕流が噴出し堆積した²⁾．

また，中流にある鶴田ダム上流に大口盆地と加久藤盆地と言われる2つの小盆地が存在し，その間に狭窄部が連続し，洪水時に水位が上がりやすく流下能力上のネック箇所となっている．

川内川的主要な洪水被害は平成 18 年 7 月洪水（梅雨前線）に発生しており，全水位観測所 15 箇所のうち 11 箇所観測史上最高水位を観測，そのうち 4 箇所において

は計画高水位を超える水位を記録し，川内川の上流から下流に至る流域の 3 市 2 町（薩摩川内市，さつま町，伊佐市，湧水町，えびの市）の約 5 万人に避難勧告等が発令され，浸水面積約 2,777ha，浸水家屋 2,347 戸に及ぶ甚大な被害が発生している．主な被害は氾濫に加え，護岸や堤防の侵食が多い．一方，堤体の漏水やパイピング被害は 3 件³⁾と，浸透に起因する堤防被害は少ないものの，粘着性が低く透水性の高い土質が河川堤防の基盤を構成していることから，これまで被害がなかった箇所でも超過洪水時に被災するおそれがある．



図-1 川内川流域の地形特徴とボーリング調査位置図

2.2 始良カルデラによる入戸火砕流堆積物の特徴

川内川の河川沿いに堆積する入戸火砕流堆積物は，シラス台地として現在の表層近くに露出しているが，1.6 万年前ごろから最終氷期が終わり，急激な温度上昇によって降雨量が増え，シラス台地が削られて段丘が形成された．火砕流堆積物は，火砕流のガス流速の違いにより堆積特性が分類されており⁴⁾，図-2 に示すような堆積の特徴を示す．入戸火砕流堆積物は，タイプ 3 に該当し，上層に軽石がほぼ水平に堆積する．

また，シラスは一次シラスと二次シラスに区分され，前者はシラス層を構成している火山灰，火山砂，軽石が一様に混合して成層を成していない一方，後者は湖面や流れなどの水の作用によってできた水成シラスと言われ，成層を成している．河川沿いの堤防直下の地盤は，主に二次シラスで構成されており，川や湖によ

Consideration of the levee foundation leakage based on the Topography and Geology of the Sendai River Basin Y. Shiraishi, CTI Engineering Co., Ltd. K. Tabata, National Institute for Land Infrastructure Management S. Fukuoka, Research and Development Initiative, Chuo University

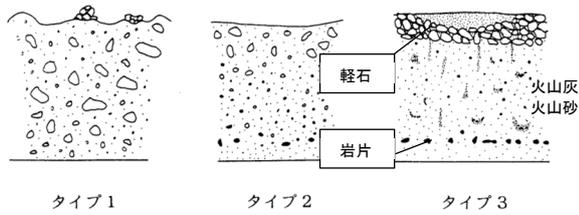


図-2 3タイプの火砕流堆積物の特徴スケッチ⁴⁾

り水中で分級された結果として、礫・砂、シルト、粘土などの細粒層が水平に厚さ数 m で構成されている特徴があり、基盤浸透のリスクが高くなる条件となる互層構造となっている。そのため、河道内の水位が高くなれば、動水勾配が大きくなり基礎地盤浸透によるパイピング等のリスクが高くなるおそれがある。

図-1 に示すボーリング調査データのうち、平成 18 年洪水でのパイピング被害のあった羽月川 2.0k 左岸について、実際のボーリング調査結果を表-1 に示す。粒度分布を見ると、深度 6.2~6.5m 付近で上下層に対し、シルト分が少なく砂分が多くなっていることがわかる。この理由は川内川の盆地が火砕流堆積物によってカルデラ湖となり湖水堆積したことで成層堆積、つまり分級により粒径の大きなものと細かなものが分離された状態で堆積していることと関係しているといえる。

表-1 羽月川 2.0k 粒度分布

構成	採取深度(m) (上) (下)	N値	土粒子密度 (g/cm ³)	礫分 (%)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	細粒分含有率 (%)	透水係数 (m/s)
堤体	1 1.5	16	2.549	15.4	64.5	17	3.1	20.1	8.90E-06
	2 2.5	13	2.575	19.3	65.1	10.9	4.7	15.6	2.33E-05
	3 3.5	11	2.507	5.1	74.6	15.5	4.8	20.3	7.94E-06
不透水層	4 4.5	7	2.368	8.2	63.6	23	5.2	28.2	2.07E-06
軽石	6.2 6.5	7	2.507	38.8	53.4	5.1	2.7	7.8	3.23E-04
	8 8.5	25	2.634	63.9	27.4	7	1.7	8.7	7.01E-04
火山灰 火山砂	10 10.5	27	2.337	9.9	63.6	22.4	4.1	26.5	2.92E-06
	12 12.5	24	2.354	8.3	66.5	20.4	4.8	25.2	4.45E-06
	14 14.5	29	2.368	2.7	64.4	27.7	5.2	32.9	4.09E-06
	16 16.5	26	2.373	12.9	65.6	18.3	3.2	21.5	7.63E-06
	18 18.5	26	2.347	8.5	71.5	17	3	20	8.98E-06
	20 20.5	33	2.328	7.2	72.1	17.3	3.4	20.7	8.17E-06
	22 22.5	28	2.29	9.3	68.4	19.2	3.1	22.3	7.33E-06

3. 堤防脆弱性指標 t^* 、堤防基盤脆弱性指標 t_b^* の特性

3.1 検討手法

川内川は堤防及び基盤層が主に二次シラスで構成されていることから、堤体及び基礎地盤の浸透リスクは高いと考えられる。そのため、ボーリング調査が実施されている断面を対象に、近年の主要洪水である平成 18 年洪水における堤防脆弱性指標 t^* ⁶⁾、堤防基盤脆弱性指標 t_b^* ⁷⁾ を調べ、法尻先の地質や被覆土厚との関係を整理し、堤体及び基礎地盤の浸透に対する危険性を考察した。

t^* 、 t_b^* はそれぞれ以下の式で表される。

$$t^* = \frac{5 k_t H T}{2 \lambda b^2} \quad (1)$$

$$t_b^* = \frac{5 k_b (H + D) T}{2 \lambda L^2} \quad (2)$$

ここに、H:最高水位と裏法尻高の差、b:表法の水際か

ら裏法先までの水平距離、T:水位が高水敷に冠水後の洪水継続時間、 λ :空隙率、 k_t :堤体の代表透水係数、 k_b :基礎地盤透水層の代表透水係数、D:裏法尻から基礎地盤透水層までの厚さ、L:表法先から裏法先までの水平距離である。

3.2 検討条件

t_b^* の検討において佐藤ら⁷⁾ が対象とした千曲川は、川内川と同様に大小の盆地から構成される。千曲川の中流は火山隆起による起源の丘陵で囲まれ、氾濫原は上流からの運搬土砂による扇状地で構成されており、地層構造が異なるが、 t_b^* が 0.3 を超えると被災が起りやすいという知見が得られていることから、本検討でも $t_b^* > 0.3$ の閾値を採用するものとした。また、佐藤ら⁷⁾ 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 $1/Ds$ を乗じた値を用いて、すべり発生の有無を判定しているが、本検討で対象とした川内川では、 Uc^* 等のデータが不足していることから上記値の算出が困難であった。ただし、図-2 のタイプ3のような基盤特性を有する川内川では、高透水層が直ちに被圧し、その上の難透水性被覆土を破壊することで漏水、噴砂、パイピングのいずれかの被害を生じさせる危険性があると考えられる。よって、被覆土厚、被覆層の透水係数、被覆土に作用する鉛直方向の動水勾配 $(H+D)/D$ に着目し、これらと t_b^* を総合的に考察することで基盤浸透の危険性を評価するものとした。なお、 t^* については、 $t^* = 0.01 \sim 0.1$ で裏法滑り、 $t^* \geq 0.1$ で決壊⁶⁾ の基準を採用した。

ボーリング調査箇所 (43 箇所) の堤防および堤内形状は、レーザプロファイラデータから読み取った。また、透水係数はボーリング深度に応じた地質データから Creager の式によって各土層の透水係数を取得した。水位には平成 18 年洪水の痕跡水位を用いた。

3.3 平成 18 年洪水の検証

痕跡水位縦断面図を図-3 に示す。 t^* 、 t_b^* の関係図を図-4 に示す。川内川の河川勾配は基盤の露出する箇所では急勾配となり、盆地では緩やかとなるため階段状の河川縦断面形状を有している⁸⁾。

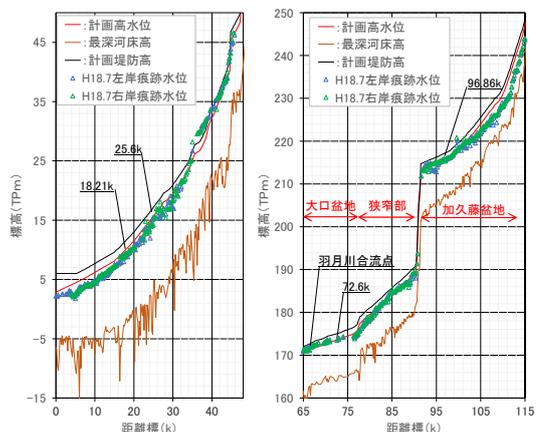


図-3 川内川痕跡水位縦断面図(H18)

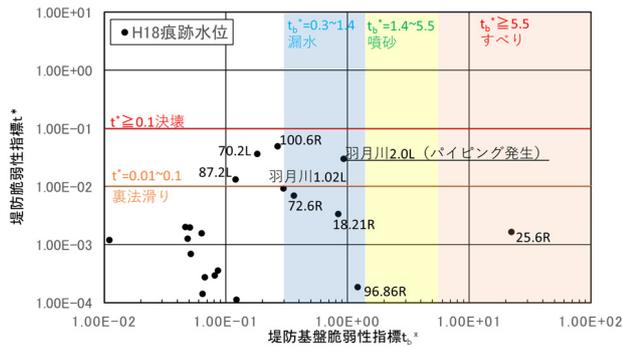


図-4 t_b^* と t^* の関係(川内川 H18 痕跡水位)

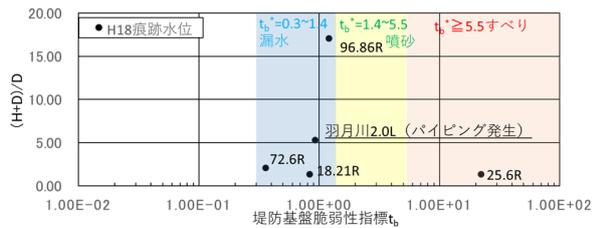


図-5 t_b^* と $(H+D)/D$ の関係(川内川 H18 痕跡水位)

表-2 $t_b^* > 0.3$ 以上の諸定数(川内川 H18 痕跡水位)

距離標	河川	場所	被災	t_b^*	H+D (m)	D (m)	透水層 k_b (m/s)	不透水層 k_u (m/s)	透水層 U _c * /D
18.21	川内川	右岸	—	8.33E-01	7.346	5.3	4.86E-04	1.05E-07	50 1.39
25.60	川内川	右岸	—	2.21E+01	7.314	5.3	1.40E-02	3.19E-06	20 1.38
72.60	川内川	右岸	—	3.59E-01	2.733	1.3	1.23E-03	1.21E-07	25.2 2.10
96.86	川内川	右岸	—	1.21E+00	5.121	0.3	4.27E-03	6.11E-08	21.4 17.07
羽月川 2.00	羽月川	左岸	パイピング	9.26E-01	2.665	0.5	3.23E-04	2.07E-06	— 5.33

噴砂、パイピングが発生した羽月川 2.0k 左岸では $t_b^* = 0.926$ となり、佐藤らが示した危険領域 ($t_b^* > 0.3$) に含まれる。また、表-2 に示すとおり、 $(H+D)/D$ の値が他の箇所よりも高くなっている。一方、 $t_b^* = 22$ と高い値を示す 25.6k では、 $(H+D)/D = 1.38$ と小さく、不透水層が 5.3m と大きい(図-8 参照)。96.86k では $(H+D)/D = 17.07$ とさらに高い値であるが、不透水層の透水係数が $6.11E-08$ と他の箇所に比べて 1~2 オーダー低い。現時点では明確な閾値を設定することは困難であるが、被覆層が厚い、あるいは被覆土の透水係数が小さいことに加えて $(H+D)/D$ が小さい場合は、基盤浸透の危険性は小さい可能性があることが分かる。

t^* については、堤体漏水や裏法すべりの被災事例はないが、4箇所では 0.01 以上を示している。これには羽月川 2.0k 左岸も含まれており、堤体浸透に対しても危険であった可能性があることが分かった。

4. 大きな外力が作用したときの堤防・基盤の浸透危険性

4.1 ボーリング調査実施断面における危険性

計画規模相当ならびに超過洪水相当の外力に対する堤体・基盤浸透リスクを評価するため、3章で示したボーリング調査が実施された断面において、計画高水位及び堤防天端水位に対する t^* と t_b^* を算定した。結果を図-6 に示す。この中で基盤層が互層構造であると推測される大口盆地と加久藤盆地のボーリング調査箇所を

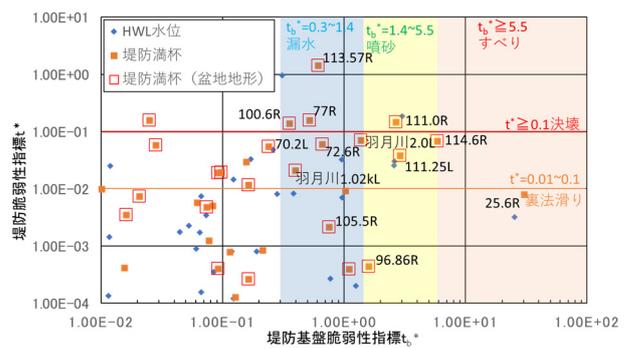


図-6 t_b^* と t^* の関係(川内川 天端水位・HWL)

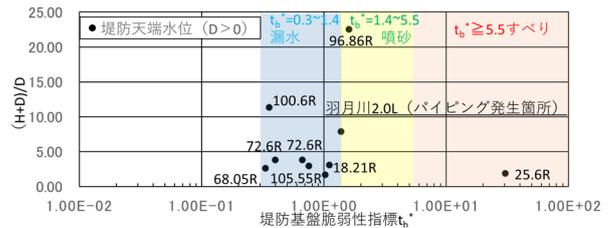


図-7 t_b^* と $(H+D)/D$ の関係(川内川 天端水位・HWL)

表-3 $t_b^* > 0.3$ 以上の諸定数(川内川 天端水位・HWL)

距離標	河川	場所	被災	t_b^*	H+D (m)	D (m)	透水層 k_b (m/s)	不透水層 k_u (m/s)	透水層 U _c * /D
18.21	川内川	右岸	—	1.02E+00	9.02	5.3	4.86E-04	1.05E-07	50 1.70
25.60	川内川	右岸	—	3.04E+01	10.062	5.3	1.40E-02	3.19E-06	20 1.90
68.05	川内川	右岸	盆地	3.32E-01	8.792	3.3	5.00E-04	9.03E-08	46 2.66
72.60	川内川	右岸	盆地	6.63E-01	5.04	1.3	1.23E-03	1.21E-07	25.2 3.88
96.86	川内川	右岸	盆地	1.59E+00	6.773	0.3	4.27E-03	6.11E-08	21.4 22.58
100.60	川内川	右岸	盆地	3.55E-01	3.302	0.29	2.92E-03	8.07E-07	— 11.39
105.55	川内川	右岸	盆地	7.51E-01	4.005	1.35	4.18E-03	2.84E-07	80.4 2.97
107.60	川内川	右岸	盆地	1.10E+00	4.126	1.32	4.57E-03	6.46E-09	— 3.13
羽月川 1.02	羽月川	左岸	盆地	3.97E-01	5.814	1.5	1.38E-04	8.10E-06	— 3.88
2.00	羽月川	左岸	盆地	1.37E+00	3.954	0.5	3.23E-04	2.07E-06	— 7.91

四角のプロットで示したところ、 $t_b^* > 0.3$ となる箇所(14箇所)のうち、12箇所が盆地に位置することが確認される。また、図-7に $(H+D)/D$ と t_b^* の関係を、表-3に t_b^* が 0.3 を越えたデータのうち $D > 0$ となる箇所の詳細を示す。 $(H+D)/D$ が、H18年洪水での羽月川 2.0k 地点の値である 5.33 (表-2 参照) を越える箇所は、前述の 96.86k に加え、100.6k となるが、ここは背後に工場があり盛土造成されているため、浸透路長が長くなることから基盤浸透による漏水の可能性は低い。しかし、これら以外にも 107.6k 等、 $(H+D)/D$ の値が増加する箇所が外力増大に応じて増えてきていることが分かる。 t^* についても、16箇所では 0.01 以上を示しており、そのうち 15箇所が盆地部に位置している。つまり、狭窄部上流の盆地に整備された堤防は、水位の上昇とともに洪水継続時間の増大により、堤体浸透と基盤浸透の両方の危険性が高まりやすいと言える。

4.2 ボーリング調査実施断面以外の箇所の危険性

図-8に 25.6k のボーリング調査データと横断図、図-9に 25.6k 付近の地質縦断図を示す。これより透水層となっている地質は透水性の高い砂礫層が河床高付近に存在している。この層は始良層相当層(図-9の緑色着色)であり、N値が高いことから典型的なシラス軽石と推

測され、その上部に入戸火砕流層の粒度の細かなシルト混じり砂（図-9の桃色着色）が堆積している。このシラス軽石の透水層の上部に堆積した砂層は二次シラスではなく分級されていない不透水層であり、約6m程度である。先に示した25.6kは、この地点に位置する。一方、25.6kより約800m程度上流の地質構成を見ると、不透水層となる入戸火砕流層の砂層が、上流に向かうに従い薄くなっていることがわかる。平成18年の痕跡水位が堤防天端高より2.5m程度低いことを考慮すると、このような箇所は今後、基盤浸透による被災の可能性が高い箇所といえる。

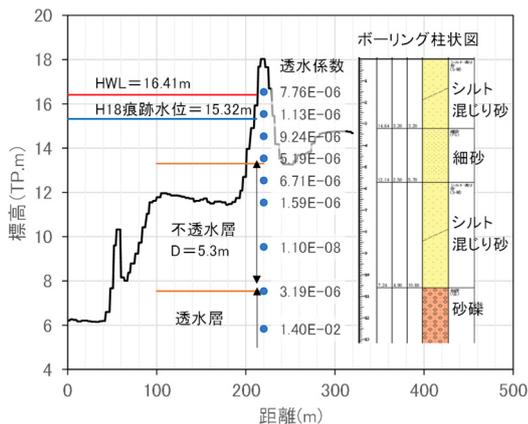


図-8 25.6k 右岸のボーリング調査と横断面図

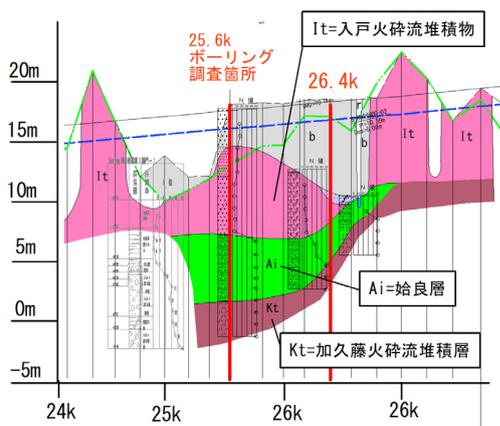


図-9 25.6k 右岸付近の地質縦断面図

4.3 狭窄部の考察

図-1に示す狭窄部でのボーリング調査データのうち、 t_b^* が大きな値を示す事例は1箇所のみであった。狭窄部は同じ火砕流層でも溶結凝灰岩に囲まれ、川幅が狭く、勾配が大きいため河川水位が上がりやすく流速も大きくなる河道形状となっている⁹⁾。そのため、上流から流れてきた二次シラスは粒径の大小の材質が成層とならず一様にばらついて堆積していると想定される¹⁰⁾。また痕跡水位（図-3）も高い傾向であるため、河川改修を重点的に行われ、流下能力の確保とともに堤防の質的強化が進んでいると推測されることから、基盤浸透に対する危険性は盆地地形に比べ低いと考えられる。

5. まとめ

本研究では川内川の本川及び支川（国管理区間）の一部のボーリング調査データが存在する箇所でのシラス堆積の特性と t^* 、 t_b^* との関連性について考察した。そして主に盆地地形では、湖水堆積による二次シラスの分級で透水層の上に不透水層が存在する互層構造となり、 t^* 、 t_b^* の値が高くなる傾向を示した。特に周囲の段丘から多く小河川が合流する箇所では、水位も上がりやすくなり基盤浸透破壊及び堤体の浸透破壊のリスクが高まると思われる。なお、羽月川の支川は県管理河川の合流が多く、内外水氾濫が頻発している区間であり、基盤浸透や堤体浸透が発生する可能性が高い。そのため、今後支川のボーリング調査データと被災事例を調査し、検証を実施する必要がある。

これらの知見は火砕流堆積物を基盤とする他の河川でもその成り立ちを踏まえた層序を考慮することで堤体や基盤の浸透危険度リスクの判定を行うことが可能と考えられる。特に今後、ボーリング調査データのない箇所では諸定数を推定できれば、 t^* 、 t_b^* を算出できるためこれまで被害が発生していないが、危険となる箇所の把握に役立つと考えられる。

参考文献

- 1) 横山勝三：シラス学，古今書院，2003.
- 2) 尾崎次男：加久藤盆地の水文地質，防災科学技術総合研究報告，26号，pp113-118, 1971.
- 3) 田中勇一：H18.7 川内川における激甚災害-再度災害防止に向けて-，九州技報，第41号，2007.
- 4) Wilson, C.J.N.：The role of fluidization in the emplacement of pyroclastic flows: an experimental approach. Jour. Volcanol. Geotherm. Res., 8, 231-249, 1980.
- 5) 長岡信治：加久藤カルデラ湖（加久藤盆地）に流入した阿多火砕流と入戸火砕流--火砕流の水中堆積と霧島火山の溶岩流による変形--，第四紀露頭集，1996.
- 6) 田端幸輔，堀内崇志，福岡捷：狭窄部と盆地部が連続する千曲川における大規模洪水流下時の河道貯留・堤防浸透破壊危険性の評価と今後の治水整備のあり方，河川技術論文集，第25巻，pp.553-558, 2019.
- 7) 佐藤豊，福岡捷二：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，第9回河川堤防技術シンポジウム，pp.79-82, 2021.
- 8) 岩松暉，福重安雄，郡山榮，シラスの応用地質学的諸問題：地学雑誌 98-4，pp379-388, 1989.
- 9) 服部信彦，川内川の洪水と鶴田ダムの意義. 地理学評論，Vol.40, No.12, p.693-706, 1967.
- 10) 荒牧重雄：加久藤盆地の地質—えびの・吉松地域の地震に関連して，地震研究所彙報，Vol.46, No.6, 1325-1343, 1968.

漏水量から見た河川堤防におけるパイピング破壊条件と矢板効果の再考

パイピング 漏水 矢板

名古屋工業大学 学生会員 ○澤村直毅 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 大桑有美

1. はじめに

近年、パイピングの危険性が高い水理—地盤条件の特定が進められてきた¹⁻⁶⁾。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。

そこで本論文では、水の移動に対する土粒子の移動、すなわち堤内側での漏水量に対するパイピング進展の観点から模型実験を実施し、漏水発生時からパイピング破壊に至るまでの基礎地盤の損傷状態を観察し、パイピング破壊の危険度を定量的に把握することについて検討した。

2. 模型実験の概要

図-1 にパイピング実験模型の概略図を、表-1 に実験ケース一覧を示す。基礎地盤は上層に珪砂7号、下層に珪砂2号として水中落下法で堆積させた後、相対密度が70%となるように締め固めた。堤体について、模型Iでは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。模型IIでは藤森粘土を使用し、含水比20%で作成した。ただし、どちらの堤体も同重量であり、堤体をアクリル板で拘束して堤体の変状によるパイピング進展への影響を無視している。そして、透水層(下層)の河床への露出および行き止まり境界を設置し、パイピングが発生しやすい条件としている⁵⁾。図-2 に試料の粒度分布を、表-2 に試料の透水係数および藤森粘土の物性値を示す。また、図-3 に水位条件である平均動水勾配*i*(堤内外の水位差*h*を堤体数幅*B*で除した量)の経時変化を示す。

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⁹⁾があるため、90mmの基礎地盤に対し84mm挿入した。本実験ケースでは、模型、堤体材料、層厚比、水位条件、矢板の有無が異なるが、主として矢板の有無による違いに着目し実施した。観測項目はパイピング進展状況および堤内側での漏水流量である。パイピング進展状況は動画観察により計測し、漏水流量については堤内側から基礎地盤層厚90mmを越えて溢れ出た流量を重量計で計測した。ただし、堤内側での漏水は全て排水される。実験は、パイピング破壊が生じた場合、あるいは十分時間が経過し破堤しないと判断した場合に終了とした。

3. 結果と考察

3.1. 水位条件 A での実験結果

まず、外水位を単調増加させた場合(水位条件 A)のケース(case1, case2)を比較する。パイピング現象のメカニズムを把握するため、パイピング進展度および漏水流量、累積漏水量の挙動に着目し、パイピング破壊に対する矢板

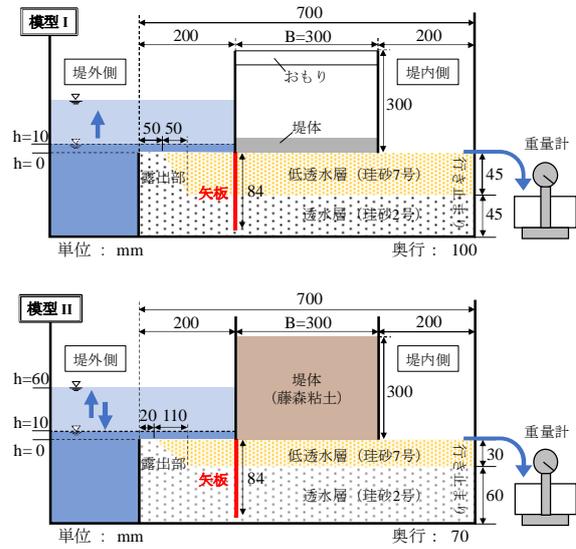


図-1 実験模型概要図

表-1 実験ケース一覧

case名	模型	層構造	堤体材料	基礎地盤材料		層厚		露出の有無	水位条件	矢板の有無
				上層	下層	上層(mm)	下層(mm)			
case1	I	複層	ゼリー・アクリル	珪砂2号	-	45	45	○	A	-
case2						30	60			○
case3	II	単一層	藤森粘土	-	-	90	-	-	-	○
case4						45	45			○
case5	I	複層	-	珪砂7号	-	20	70	-	-	-
case6						30	60			○
case7	II	複層	ゼリー・アクリル	珪砂2号	-	45	45	○	A	○
case8						30	60			○
case9	I	複層	-	珪砂7号	-	45	45	-	-	-
case10						30	60			○
case11	II	単一層	藤森粘土	-	-	90	-	-	-	-
case12						45	45			○

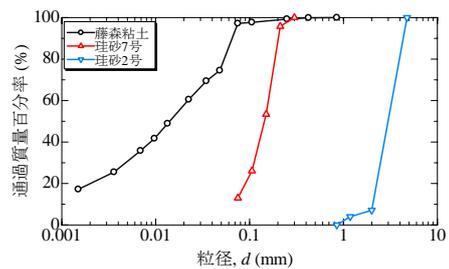


図-2 試料の粒度分布

表-2 試料の透水係数および藤森粘土の物性値

	透水係数 <i>k</i> (m/s)	液性限界 <i>w_L</i> (%)	塑性限界 <i>w_p</i> (%)	塑性指数 <i>I_p</i> (%)
珪砂2号	1.80×10^{-2}	-	-	-
珪砂7号	1.40×10^{-5}	-	-	-
藤森粘土	3.00×10^{-8}	59.0	32.6	26.4

の効果について検討した。

3.1.1. パイピング進展度の挙動

パイピング進展度とは、行き止まりから緩み領域先端までの距離を堤体敷幅 $B=300\text{ mm}$ で除すことで定義され(図-4 参照)、堤体下でどの程度パイピング孔が進展しているかを定量的に示す指標である。なお、パイピング進展度 0 は行き止まり境界で初期噴砂が発生したことを、パイピング進展度 0.4 は噴砂に伴う土粒子の流出によって裏法尻に緩みが発生したことを、パイピング進展度 1.0 はパイピング孔が貫通したことを意味している。図-5 に case1 (矢板なし) および case2 (矢板あり) のパイピング進展度の経時変化を示す。両ケースともに行き止まり境界で同時刻(実験開始 65 分)に噴砂が発生した。また、case1 (矢板なし) では、平均動水勾配 0.20 付近でパイピング進展度が 0.3 程度大きく変動し、噴砂が裏法尻に到達した。一方、case2 (矢板あり) では、平均動水勾配 0.30 付近でパイピング進展度が 0.3 程度大きく変動し、噴砂が裏法尻に到達した。これより、パイピングが一気に進展するきっかけとなる平均動水勾配の境界値が存在すると思われる。そして、矢板を設置することで、その平均動水勾配の閾値が大きくなると言える。その後のパイピング進展は、留まることなく徐々に進展し、case1 (矢板なし) では 108 分、case2 (矢板あり) では 138 分でパイピング孔が貫通し、破堤に至った。つまり、矢板には水位が単調増加する場合において、初期噴砂発生を遅延させる効果は確認できなかったが、噴砂が裏法尻に到達するまで耐久する効果があることが分かった。

3.1.2. 漏水流量の挙動

図-6 に case1 (矢板なし) および case2 (矢板あり) の堤内側での漏水流量の経時変化を示す。ここで、漏水流量とは、1 秒間当たりの堤内側から流出する水の体積を意味する。全体の傾向として、両ケースともに平均動水勾配が大きくなるにつれ、漏水流量が増加しており、その挙動は対応している。これは、矢板の有無に関わらず、外水位に対する基礎地盤の透水能力の状態を直接的に表していると言える。行き止まり境界で初期噴砂が発生する(実験開始 65 分)までの漏水流量は、同程度で小さい。しかし、それ以降の漏水流量について、case2 (矢板あり) は case1 (矢板なし) の 1/2 程度に抑制され続けていることが分かる。これは、矢板を設置することで基礎地盤への流入量が抑制され、基礎地盤の緩みが進行しないため、堤内側からの流出量を減少させていると考えられる。

3.1.3. 累積漏水量の挙動

前項より、矢板の有無に関わらず、漏水流量はパイピング進展度、すなわち基礎地盤の状態をよく表していることが分かった。これより、パイピング破壊は堤内側からの漏水量が限界値に達することで引き起こされていると推察される。つまり、パイピング破壊に至る漏水量の限界値が存在すると思われる。そこで、実験開始からパイピング破壊に至るまでの累積漏水量を算出し、その経時変化を図-7 に示した。図-6 では矢板の設置により、漏水流量は 1/2 程度に抑制されていたが、図-7 において破堤時の累積漏水量を比較すると、同程度になっていることが分かる。つまり、矢板によって漏水流量は抑制されるものの、累積漏水量がある値に到達した際に破堤に至ることが分かった。

3.2. 水位条件 B での実験結果

前節でのパイピング進展度、漏水流量、累積漏水量の各量について水位を繰り返し増減させた場合(水位条件 B)における実験ケース(case3, case4)についても算出し、矢板の効果について検討した。

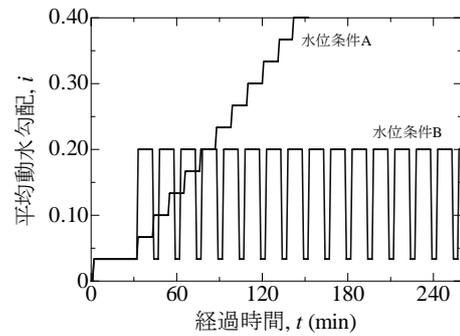


図-3 外水位の経時変化

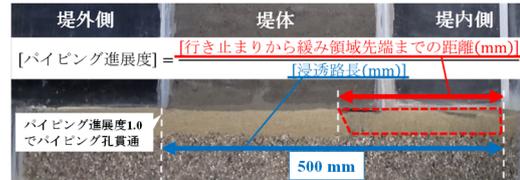


図-4 パイピング進展度の定義

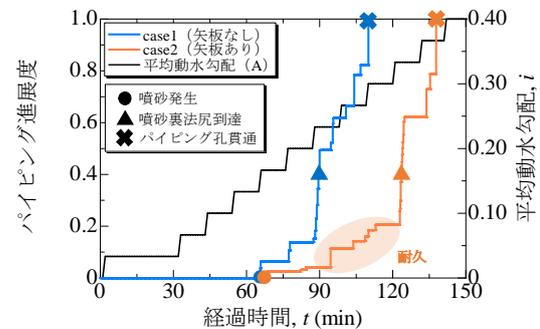


図-5 パイピング進展度の経時変化 (case1, case2)

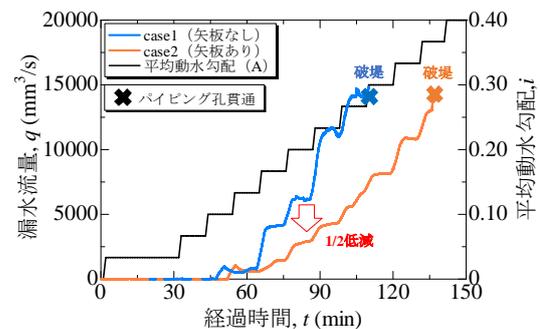


図-6 漏水流量の経時変化 (case1, case2)

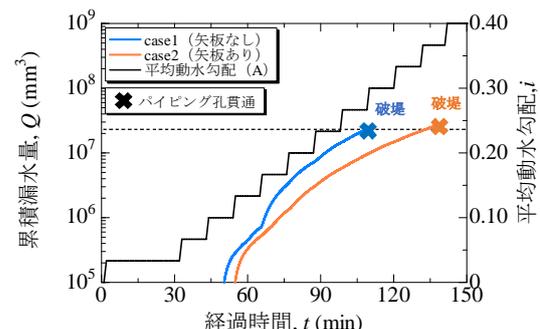


図-7 累積漏水量の経時変化 (case1, case2)

3.2.1. パイピング進展度の挙動

図-8に case3 (矢板なし) および case4 (矢板あり) のパイピング進展度の経時変化を示す。両ケースともに水位上昇1回目となる実験開始33分後に行き止まり境界で初期噴砂が発生し、直後に裏法尻まで噴砂が到達した。そして、case3 (矢板なし) では水位上昇時にパイピング孔が進展し、実験開始から101分 (水位上昇5回目) で破堤した。一方、case4 (矢板あり) ではパイピング進展度が0.6程度から緩やかとなり0.7付近に収束し、実験開始から250分 (水位上昇15回目) まで破堤しなかった。つまり、矢板には水位が繰り返し増減する場合において、初期噴砂の発生時間を遅延させる効果は確認できなかったが、堤体中央でパイピング進展が停滞し、粘り強く耐久する効果があることが分かった。前節とは異なり噴砂が裏法尻に到達する時間が遅延しなかった原因として、水位条件Aでは平均動水勾配0.20まで90分かけて徐々に上昇させたのに対し、水位条件Bでは一気に上昇させたことが挙げられる。これにより、基礎地盤に多量の河川水が一気に流れ込み、土粒子が移動・流出させるだけの流速が堤内側全域に生じたと考えられる。本ケースのような極端に急激な水位変化ではなく、緩やかな水位変化の場合は噴砂が裏法尻に到達する時間を遅らせる可能性がある。今後、水位変化の速度を小さくした場合についての検討が必要である。

3.2.2. 漏水流量の挙動

図-9に case3 (矢板なし) および case4 (矢板あり) の堤内側の漏水流量の経時変化を示す。case3 (矢板なし) では終始、平均動水勾配の挙動と漏水流量の挙動は類似している。一方、case4 (矢板あり) では実験開始150分 (水位上昇8回目) 以前は類似しているが、以降は水位変化が一定にもかかわらず、漏水流量は増加している。まず、実験開始150分 (水位上昇8回目) 以前で類似している理由について考える。図-10に基礎地盤内の浸透方向を可視化した実験の様子を示す。なお、可視化に用いた試薬はウラン溶液であり、堤外側から注入した。高水位時 ($i=0.20$) での漏水流量について、case4 (矢板あり) では case3 (矢板なし) の2/3程度に抑制されており、これは浸透可能幅が狭くなっていることに起因していると考えられる。その場合、case4 (矢板あり) では、上層 (低透水層) に対し、堤体下では斜め方向、堤内側では直角方向に浸透しており、透水能力について堤内側では case3 (矢板なし) と同じであるのに対し、堤体下ではより低くなっていると言える。また、図-11にパイピング進展度が0.6付近におけるパイピング孔先端での粒子の上向きの移動速度を示す。最大流速について、case3 (矢板なし) では12cm/s、case4 (矢板あり) では5cm/sとなり、case4 (矢板あり) では砂粒子を流出させる速度に到達していないことが分かった。次に、実験開始150分 (水位上昇8回目) 以降で水位変化が一定にもかかわらず、漏水流量が増加している理由を考える。矢板を回り込んだ河川水の大部分が、堤体下の上層地盤へ向かわず、下層地盤を通り行き止まり境界に向かって浸透するため、堤内地盤のみが緩くなる。そのため、堤体下でパイピング進展はしないものの漏水流量は増加するという現象を引き起こしたと考えられる。以上より、矢板の有無による噴砂発生時間に差異はないこと、及びパイピング進展度が徐々に0.7程度に収束することが説明される。

3.2.3. 累積漏水量の挙動

前項同様、実験開始からパイピング破壊に至るまでの累積漏水量を算出し、その経時変化を図-12に示した。前項より累積漏水量が限界量に到達した際に破堤に至ることが確認された。しかし、case4 (矢板あり) では、case3 (矢板なし) の累積漏水量を大きく超えたにもかかわらず、破

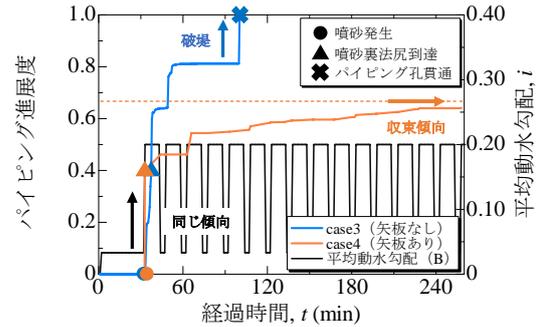


図-8 パイピング進展度の経時変化 (case3, case4)

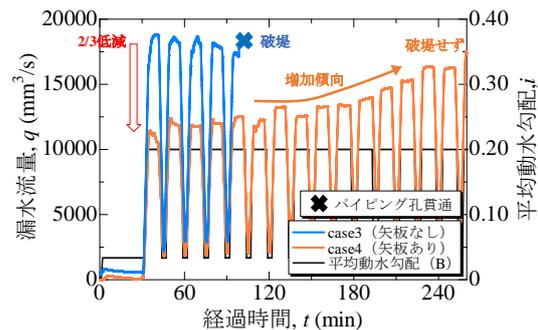


図-9 漏水流量の経時変化 (case3, case4)

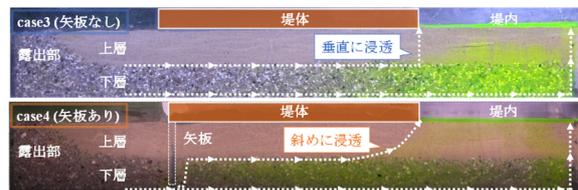


図-10 基礎地盤内の浸透方向の可視化 (case3, case4)

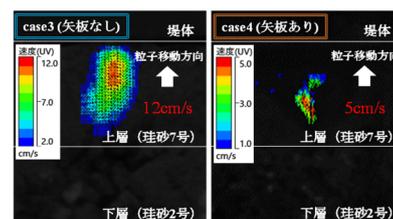


図-11 パイピング孔先端での粒子の流速 (case3, case4)

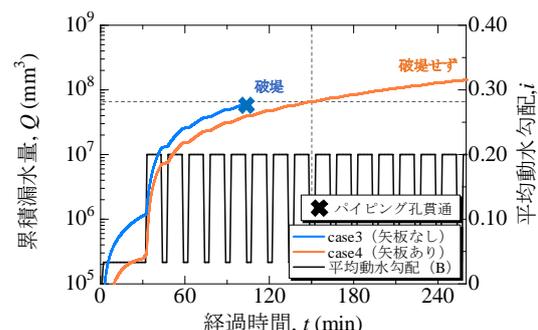


図-12 累積漏水量の経時変化 (case3, case4)

表-3 合成透水係数の算出方法

基礎地盤 分割図	透水係数 合成式
	$k = \frac{d}{\frac{y_1}{k_{I'}} + \frac{y_2}{k_2} + \frac{y_3}{k_{II}} + \frac{y_2}{k_2} + \frac{y_1}{k_1}}$ $k_{I'} = \frac{k_1 s_1 + k_2 s_2}{s_1 + s_2}$ $k_{II} = \frac{k_1 y_1 + k_2 y_2}{y_1 + y_2}$

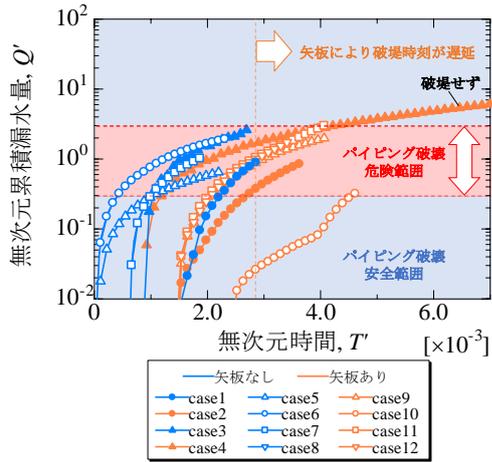


図-13 無次元累積漏水量の挙動

堤していない。これは、前節の漏水流量の挙動が外水位の挙動に対応していないことが起因していると考えられる。その時刻（実験開始 150 分）に着目すると、case4（矢板あり）の累積漏水量は case3（矢板なし）と同程度である。つまり、漏水流量の挙動が外水位の挙動に対応している時はパイピング破壊の危険性があり、外水位の挙動に対応しなくなった時、基礎地盤に損傷を与えない漏水となりパイピング破壊の危険性が低くなると考えられる。

3.3. 累積漏水量の無次元化による比較

多様な条件での模型実験における矢板の効果を考えるため、実験ケースを追加し、累積漏水量を無次元化することで統一して比較した。表-2 に追加の既往実験ケース一覧を示す。累積漏水量の無次元化の方法については、福岡らの無次元量指標¹²⁾による検討の方向性に倣い、基礎地盤特性および水位条件による違いを補正する。(1a)式は無次元累積漏水量 Q' を表す。実験開始からパイピング孔貫通までの無次元漏水流量 q' を無次元時間 T' で積分することで導出される。(1b)式は無次元漏水流量 q' を表す。漏水流量 q を各ケースの合成透水係数 k (表-3 参照³⁾) および平均動水勾配 i 、堤内地面積 A で除した。そして、(1c)式は無次元時間 T' を表す。寸法効果による基礎地盤への浸透時間 t を補正するため、水の動粘性係数 ν (15°C) を浸透路長 l および基礎地盤層厚 y で除した値を乗じた。ただし、基礎地盤中はダルシー則が成立し、層流と仮定している。

$$Q' = \int q' dt', \quad q' = \frac{q}{kiA}, \quad T' = \frac{t}{ly/\nu} \quad (1a, b, c)$$

Q' と T' の関係を図-13 に示す。パイピング破壊時の Q' は case2 を除き $3.0 \times 10^{-1} \sim 3.0$ に分布した。つまり、この範囲に到達した際にパイピング破壊の危険性が高いことが分

かった。また、パイピング破壊タイミングについて、矢板なしのケース (case1, 3, 5~8) では T' が 2.9×10^{-3} 以前であり、矢板ありのケース (case2, 4, 9~12) では 2.9×10^{-3} 以降であることが分かる。したがって、矢板によるパイピング破壊タイミングの違いを明確に表すことができた。

4. まとめ

本研究の検討から、以下の知見が得られた。

- 1) 矢板の有無に関わらず、漏水開始時からパイピング破壊に至るまでの累積漏水量は、限界範囲に到達した時点で破壊することが分かった。これは河川水が浸透し堤体下での漏水と砂の流亡によって基礎地盤が損傷することに起因する。ただし、外水位の挙動に対し漏水流量の挙動が対応しない場合は、基礎地盤に損傷を与えず漏水していると判断され、パイピング破壊の危険性が低くなることが示唆された。
- 2) 矢板を設置することで、初期噴砂の発生時間を遅延させる効果は期待できないが、パイピング孔が貫通するまでの時間を遅延させる効果があることが分かった。これは、漏水流量が抑制され基礎地盤上層の砂粒子の流速が低減するため、および基礎地盤上層への浸透方向が斜めになるため、砂粒子の流出が減少することに起因する。

今後は、模型実験や数値解析から無次元累積漏水量の限界値の存在を明確にし、実堤防にも適用できる定量的な指標の一つとして確立を目指す。そのためには、実堤防におけるパイピング被害時の水位波形および漏水流量のデータを蓄積することが必要である。

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

- 1) 福岡捷二ら：浸透流を支配する力学指標と堤防浸透破壊の力学的相似条件—浸透流ナンバー SF_n と堤防脆弱性指標 t^* 、土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.74, No.5, I_1435-I_1440, 2018.
- 2) 佐藤豊ら：堤防基盤脆弱性指標 tb^* と地形、土質構成に基づく堤防のり先での漏水形態の推定法、土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.77, No.2, I_121-I_126, 2021.
- 3) 西村柁哉ら：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.
- 4) 牧洋平ら：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、河川技術論文集 27 巻, pp.217-222, 2021.
- 5) 齊藤啓ら：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.
- 6) 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.

四万十川直轄管理区間での堤防点検における課題と提案

堤防点検, 排水不良, 要監視段階

国交省四国地整中村河川国道事務所	岡林福好
(一社)四国クリエイト協会	高橋 弘
日本工営(株)	正会員 李 圭太
(国研)土木研究所	正会員 石原雅規
名城大学	正会員 小高猛司

1. はじめに

河川堤防の維持管理は、国土交通省水管理・国土保全局長通達である「河川砂防技術基準維持管理編（河川編）」（平成23年、令和3年最終改正）に基づいて行われている。このうち点検は、河道が所要の流下能力を確保していること、堤防等の河川管理施設が所要の機能を確保していることの河川が有すべき2項目の治水上の機能を確保する目的のために行うこととなっており、国土交通省水管理・国土保全局河川環境課長通知として「堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領（以下、要領）」平成31年4月に基づいて実施されている。この点検は毎年の出水期前および台風期前、出水後に徒歩による目視を主体として実施している。渡川水系直轄管理区間（以下、四万十川直轄管理区間）である四万十川本川、左支川後川（本川5k800付近が合流点）、右支川中筋川（本川3k400付近が合流点）の堤防約52kmを対象に実施した四万十川直轄管理区間の堤防点検では、堤防変状120箇所なかで、変状種別として「排水不良」（図1）が45%となっている。本論文では、この排水不良の顕著な箇所において実施した試掘調査を報告し、評価区分の課題、照査点検の提案、対策工の提案をする。なお、四万十川直轄管理区間における堤体基礎地盤（図2）は、本川で左右岸とも上層から沖積層のシルト質砂（Asc1）、高透水性を有する砂礫（Ag）、シルト質砂（Asc2）の層序となり、Asc1層は場所により層厚は異なっている。中筋川の直轄管理区間は河床勾配が約1/8,000と極端に緩いため、本川の背水影響を受けやすい河川特性を有していることから厚く軟弱な沖積粘性土層（Ac1,Ac2）が堆積している。後川は下流部では沖積層の砂質シルト（Acs1）、シルト質砂（Asc）、砂質シルト（Acs2）の層序となっており、中流部ではAsc層が砂礫（Ag）とかわり、上流域では、基礎地盤はAg層が主体な基礎地盤となっている。渡川改修40年史¹⁾によれば、昭和初期からの河道整備では河道掘削土を築堤材として利活用していることから、これら基礎地盤が堤防盛土特性に大きく関わっていると考えられる。

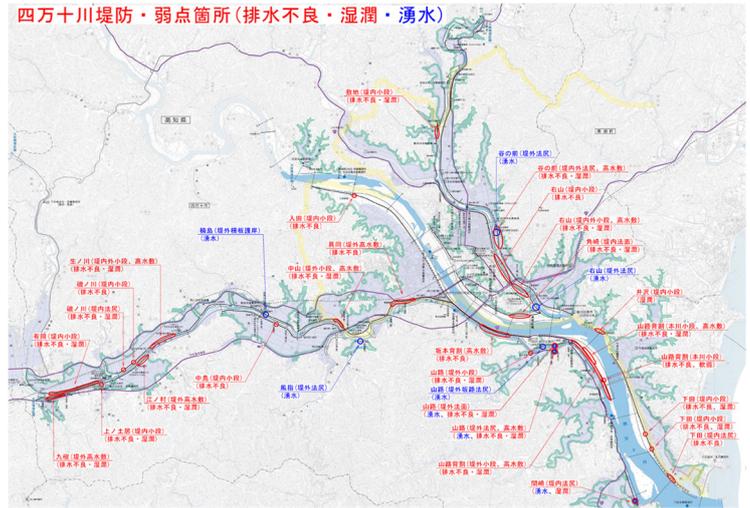


図1 四万十川堤防における排水不良・湿潤・湧水箇所

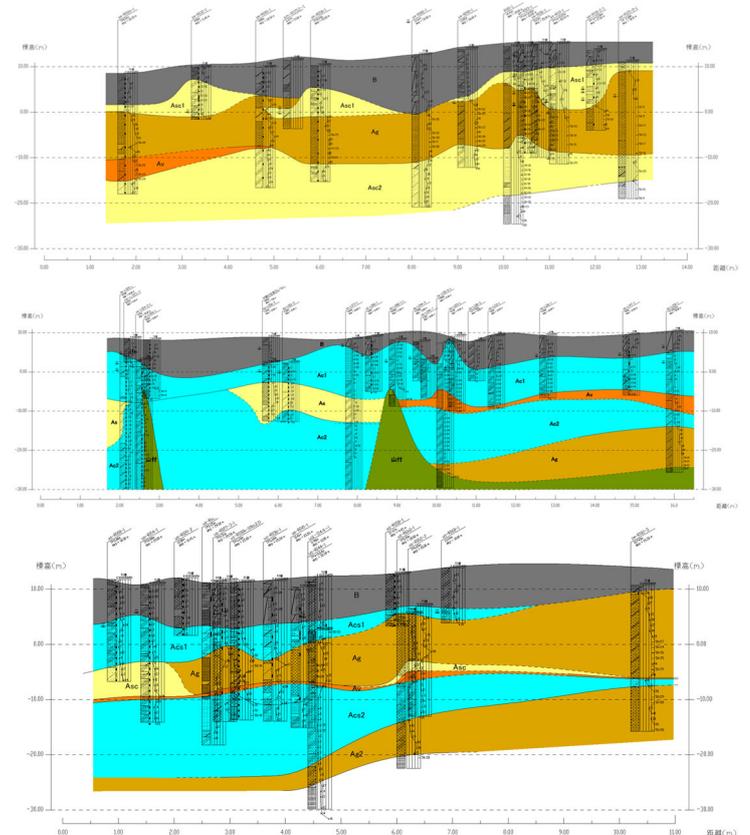


図2 上段：四万十川右岸，中段：中筋川左岸，下段：後川右岸想定地層縦断面図

2. 四万十川山路地区排水不良箇所における試掘調査

四万十川右岸 4k600 付近、延長約 500m において小段、法尻で顕著な湿潤状態箇所が確認されたことから、図 3 に示す②から④と 4k000 の①の計 4 箇所で小型バックホーを用いて、小段地盤面から約 0.9m の深さで法尻部を含む断面で試掘調査を行った。この地区には 3k200, 4k600, 5k200 付近において堤防天端でのボーリング調査が実施されている。これら地盤調査より基礎地盤は、Asc1 層厚が 3k200 付近では約 7m となっているが 4k600 では薄層となり 5k200 では確認されていない。その下層は比較的厚く Ag 層が堆積している。堤体盛土層は、3k200 付近では礫質土が主体となり 4k600, 5k200 では礫混じり砂と Asc1 と同様なシルト質砂が混在している。

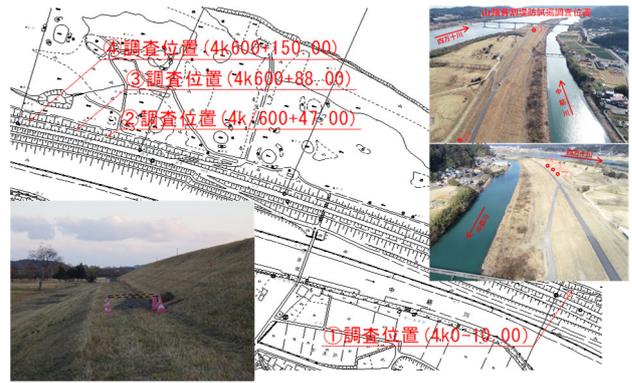


図 3 四万十川山路地区試掘調査箇所位置図

地下水位はボーリング調査より河川水位と同等となっている。この試掘調査は R3.12.1 に試掘を行い、地下水の湧水が確認されたことから、R3.12.7 にこの湧水をポンプ排水し、R3.12.15 まで湧水の挙動を観測した。なお、試掘前の R3.11.30 13:00 ~ 12.14:00 の間で右山雨量観測所において計 53mm の雨量が観測されている。

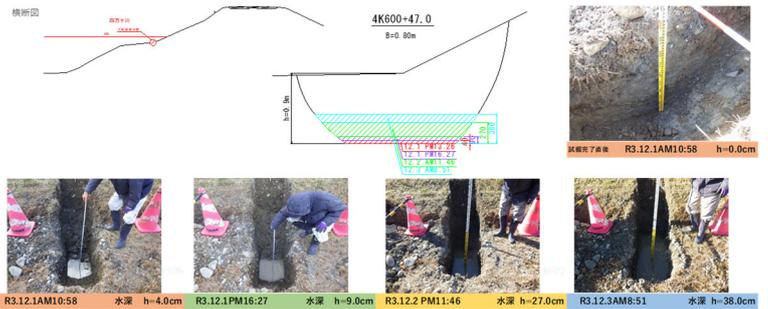


図 4 山路地区②地点 (4k600+47.00) での試掘状況図

図 4 に②地点での試掘状況図を示す。この箇所の試掘は約 0.9m 施した。試掘直後の湧水は確認されなかったが、直後から掘削底面より湧水が現れ 5 時間半後には水深 9cm となり 1 日後には 27cm, 約 2 日後には 38cm となった。試掘日の R3.12.1 4:00 から R3.12.16 19:00 までは降雨は観測されていない。他の地点においても湧水状況は同様で、約 2 日後で①地点は 42cm, ③地点は 56cm, ④地点は 37cm の水位となった。掘削深は① : 1.0m, ③ : 0.7m, ④ : 0.9m である。



図 5 山路地区②地点 (4k600+47.00) でのポンプ排水後の観測状況

この時点でこの湧水の要因は試掘直前の降雨によるものと考えたことから、試掘 1 週間後に湧水をポンプ排水しその後約 1 週間観測を継続した。図 5 に②地点でのポンプ排水後の観測状況、図 6 にポンプ排水後の各地点における水位変化を示す。各地点とも水位差はあるものの試掘時と同様にポンプ排水 3 日後まで徐々に水位上昇し、降雨が確認された R3.12.16 19:00 の前の観測までほぼ一定の水位となった。この降雨は R3.12.17 1:00 まで観測されており降雨後の観測まで③地点を除く各地点で水位上昇を観測した。水位上昇が確認されなかった③地点はもっとも湧水量の多い地点である。降雨後の水位状況は②, ④地点では低下しているが①地点では上昇傾向となり、③地点では変化が見られなかった。各地点での試掘時の地盤状況を図 7 に示す。どの地点においても法面部はシルト質砂鉛直に約 1m あり、その下方は砂砂利を含む玉石混じり砂礫の地盤であった。ポンプ排水直後の湧水を観測すると、この玉石混じり砂礫地盤からしみ出ていることが確認された。

図 5 に②地点でのポンプ排水後の観測状況、図 6 にポンプ排水後の各地点における水位変化を示す。各地点とも水位差はあるものの試掘時と同様にポンプ排水 3 日後まで徐々に水位上昇し、降雨が確認された R3.12.16 19:00 の前の観測までほぼ一定の水位となった。この降雨は R3.12.17 1:00 まで観測されており降雨後の観測まで③地点を除く各地点で水位上昇を観測した。水位上昇が確認されなかった③地点はもっとも湧水量の多い地点である。降雨後の水位状況は②, ④地点では低下しているが①地点では上昇傾向となり、③地点では変化が見られなかった。各地点での試掘時の地盤状況を図 7 に示す。どの地点においても法面部はシルト質砂鉛直に約 1m あり、その下方は砂砂利を含む玉石混じり砂礫の地盤であった。ポンプ排水直後の湧水を観測すると、この玉石混じり砂礫地盤からしみ出ていることが確認された。

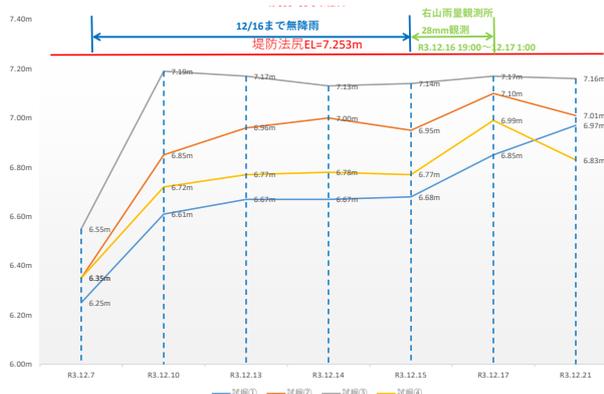


図 6 山路地区のポンプ排水後の水位変化図

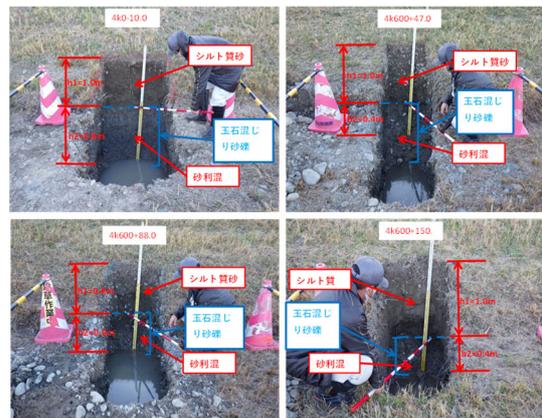


図 7 山路地区の試掘断面地盤状況

山路地区における湧水の挙動は、概ね同様と考えられるが①地点における降雨後における水位上昇、③地点における他に比べ高い水位の状態化となる要因は本調査では考察することが困難であった。これら湧水の外力は降雨であることは降雨時の水位変動から想定できるが、堤防天端付近でのボーリング調査では、孔内水位が観測されていないことから堤体のどの範囲で保水されているかが想定しがたい。当該地区の天端はアスファルト舗装が施されており、クラックなど明確な変状も確認できていないことから、法面および小段からの浸透と考えられる。一方、堤体表層部はやや透水性が低いとその下方は中位の透水性を有している地盤であることから、浸透はするものの保水性が高いとは考えられない。小段部分を無くし一枚のり化もしくは小段部分を急勾配とし降雨の表面流出を大きくすることで、この湧水を抑制できるかどうかを判断する結果には至らなかった。当該地区は、試掘までは詳細調査が必要として予防保全段階としていたが、この試掘調査より今後対策方針の検討を深めることを前提に、要監視段階とし出水時を含め監視を継続することにした。

3. 中筋川礪ノ川地区排水不良箇所における試掘調査

中筋川左岸 13k800 付近、延長約 300m (図 8) において堤内側法尻付近で顕著な湿潤箇所が確認された。この箇所は年間を通じて湿潤・軟弱化が状態化している。この地区の基礎地盤は図 9 に示す近傍 13k800 付近におけるボーリング調査より、中筋川の特徴的なやや軟弱な粘土質シルト (Ac1) が約 5m 堆積し、その下方にシルト質混じり砂 (As)、火山灰(Av)の層序となっている。堤体盛土は、築堤履歴が示されており中筋川の河床掘削土による Bc 層が川表下部にあり、他の盛土は透水性が中位から高い礫質土 (Bg) となっている。このボーリング調査時の孔内水位に着目すると、天端部、堤内小段部、堤内法尻部とも堤体内に同程度の水位が観測されており、河道内水位と比較して高い標高であることから、降雨による浸透水による堤体内飽和域が状態化していると考えられ、この要因で堤内法尻部においては顕著な湿潤箇所が発生していると推察できる。点検時の法尻部における湿潤状況を写真 1 に示す。当初点検時は要監視段階としていたが、次年度点検時においてこの湿潤化が状態化していると考え、小型バックホーによる試掘を行った。この試掘調査状況を写真 2 に示す。この試掘調査は 2 箇所を実施し、ともにボーリング調査時と同程度の標高で地下水が確認された。2 箇所の水頭差は 0.33m となり場所によって水位高が異なる結果となり、法尻付近の地盤状況によって、この程度地下水水位に変化が生じると推察できる。なお、この高い地下水水位と湿潤化状況から、予防保全段階と変更した。この堤体内地下水は降雨によるものと考えられ、堤内側腹付け盛土の透水性が高いこと小段があることから浸透したものと考えられる。あわせて、当該地区基礎地盤が軟弱なシルト層であることから、築堤盛土荷重によって沈下が生じ、その沈下は堤体中央部で凹型となることから滞水しやすくなったと考えられる。当該地区は基礎地盤の透水性が低いシルト層が厚く堆積していることから、盤ぶくれは生じ難いと考えられ、堤体の水平方向のパイピングも法勾配がやや緩やかであることから生じ難いと考えられる。そこで、飽和域の増大によるすべり破壊に対して、浸透流解析を行わず概略検討を試みた。堤体盛土の地盤特性を、 $\gamma_t=18 \text{ kN/m}^3$ 、 $c=1 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi=33^\circ$ とし排水が良好な場合を仮定して堤体内水位がすべり面内に無いものとする (Case1) と、最小すべり安全率は 1.71 となる。次に、小段部分まで飽和域があると仮定し現状において最小すべり安全率が 1 程度となる地盤特性を求める (Case2) と、 $\gamma_t=18 \text{ kN/m}^3$ 、 $c=2 \text{ kN/m}^2$ 、 $\phi=35^\circ$ となる。Case1 の地盤特性値で Case2 の堤体内水位条件 (Case3) では最小すべり安全率は、0.8 となりすべり破壊を生じる

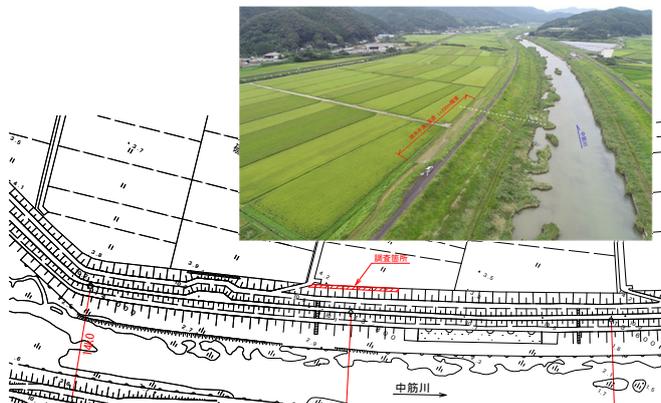


図 8 中筋川礪ノ川地区排水不良箇所位置図

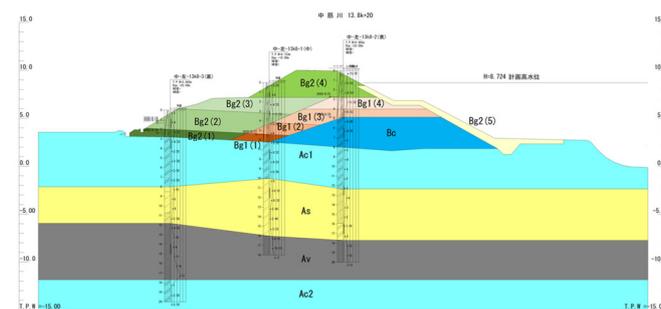


図 9 中筋川左岸 13k800 想定地層横断面図



写真 1 中筋川礪ノ川地区湿潤化状況



写真 2 中筋川礪ノ川地区試掘調査状況

危険性がある。この概略検討で設定したせん断強度特性は、さほど小さいものではないことから、対策工を検討するにあたっては、浸透水を速やかに排出するドレーン工のみならず、小段部分を無くし一枚法化することによる降雨浸透の抑制も施すことも必要と考える。この概略検討結果図を図10に示す。

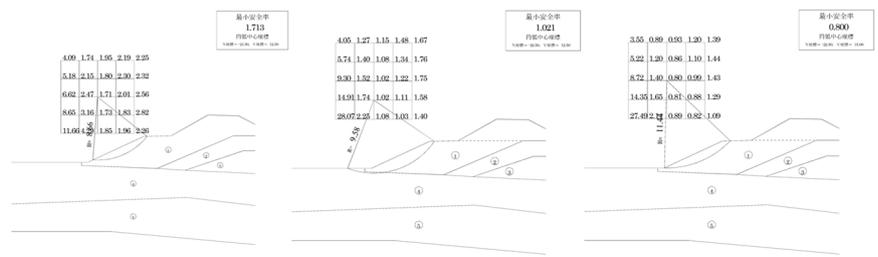


図10 中筋川磯ノ川地区概略検討結果図(左:Case1, 中央:Case2, 右:Case3)

4. 中筋川中島地区排水不良箇所における一枚法化による対策工例

R1年度点検時、中筋川右岸9.6km付近約60m(図11)で堤内小段法尻部において排水不良と思われる湿潤状況(写真3上段)が確認された。中島地区においても堤体内の湿潤状況の把握を目的に小型バックホーで2箇所の試掘調査(写真3下段)を行った。当該地区においては9.6km天端、9.4km川表小段、9.1km川表法尻で地盤調査が実施されており図12に想定地層横断図を示す。これより基礎地盤は中筋川と特徴的な透水性が非常に低い粘土質シルト層が厚く堆積し、堤体盛土は全体にシルト質砂礫である。前述の磯ノ川地区との違いは堤体盛土がシルト質砂礫で一様となっていること、堤体盛土荷重による堤体中央部基礎地盤において凹型の沈下となっていないことである。試掘調査では上流側、下流側ともに掘削後には湧水は確認できず、1日後においても掘削底面にわずかの水位高に留まっていた。これより小段部の浸潤状態は、小段部表層の表面排水不良によるものと考察される。現状の点検調査結果を写真4に示す。写真中の上段部は未施工箇所における排水不良状況、下段には過年度一枚法化施工箇所における排水不良が発生していない点検状況を示している。この結果から当該地区の地盤状況においては一枚法化対策が効果的であることが得られた。しかしながら、磯ノ川地区で見られた基礎地盤上面の凹型変状が当該地区では確認出来なかった事由が明確でないことから、今後の軟弱な粘性土地盤における築堤盛土の施工方法に関する的確な知見を得ることが重要であることを認識した。

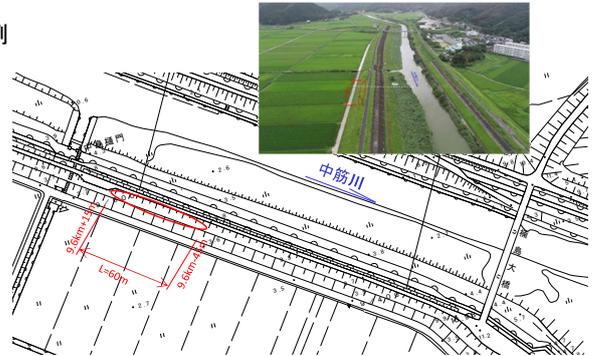


図11 中筋川中島地区排水不良箇所位置図



写真3 中筋川中島地区排水不良状況(上段) 試掘調査状況(下段)

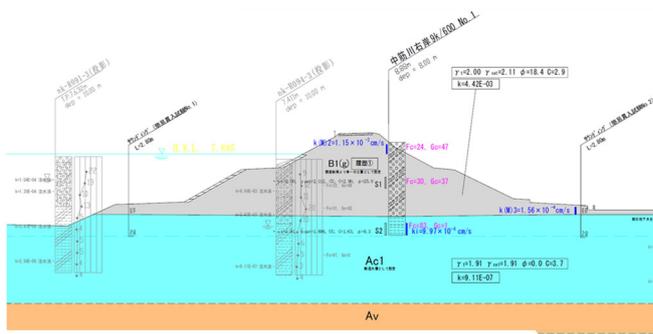


図12 中筋川中島地区想定地層横断図

5. おわりに

目視が主体である点検では、表層部における状況でしか判断することができないが、比較的实施し易い試掘を積極的に実施することにより点検評価区分の設定に際し有効であると考え。予防保全段階であっても「対策を実施することが望ましい状態」と考えられ、どのような詳細点検を実施し堤防の機能を評価するかが明確となっていない。今後、この湧水のメカニズムを明確にし、詳細点検における堤防のモデル化の基礎資料とする目的で小段を含む法面部においてトレンチ調査を実施することを提案する。



写真4 小段部排水不良状況(上段) 一枚法化状況(下段)

参考文献：1) 渡川改修四十年史(発行：1970年3月20日, 編集：建設省四国地方建設局中村工事事務所)

堤防裏法面等におけるシート設置による侵食抑制効果に関する実験的研究

堤防越水 水防工法 シート設置

寒地土木研究所 正会員 前田俊一 ○阿部孝章 横山洋 大串弘哉

1. はじめに

水災害の激甚化に伴い、被害軽減技術構築の重要性が高まっている。堤防越水後、決壊に至るまでの時間を引き延ばすためにシートを堤防に敷設することは有効であると考えられる。堤防強化工法についてはブロック等により構造的に保護する方法¹⁾やシート被覆による耐侵食効果に関する検討²⁾など既往研究がいくつか存在する。一方で水防工法としてのシートの有効性や敷設方法に関する検討は事例が少なく技術的に確立されていないのが現状である。そこで、堤防裏法面等を被覆する水防工法としてシートを設置した場合の効率的な敷設方法や越水から決壊に至るまでの時間の引き延ばし効果を確認するための水理模型実験を実施した。

2. 実験方法

水理模型実験は寒地土木研究所が保有する実験水路を使用した。水路延長は20m、水路幅、高さは1mである。この水路内に図-1に示すような堤防模型を製作した。堤防高0.4m、天端幅0.4m、敷幅2m、法勾配2割、奥行き1.0mの断面二次元の模型堤防（縮尺は1/10程度を想定）を設置した上で越流水深を3cmとした実験を実施した。実験条件は表-1に示す通りである。本実験では図-1の凡例に示す通り繋ぎ目を面ファスナーによる接合ありの場合（本実験2）と一部接合あり（本実験3）の場合を設定した。予備実験ではシート端部固定方法、及び裏法尻からのシート被覆範囲を変更した。予備実験に基づき本実験のシート被覆と固定方法を決定し、シート繋ぎ目処理方法による侵食の抑制効果を把握することとした。尚、堤体及び基盤の材料には、粗砂（ $d_m=0.97\text{ mm}$ ）と中礫（ $d_m=4.85\text{ mm}$ ）を8:2の割合で混合したものを、堤体には既往の縮尺模型実験を参考に、上記の粗砂と中礫の混合物の体積に対してベントナイトを10%配合し、堤体材料に粘着性を持たせることとした。通水後の侵食形状は写真測量または3Dスキャナによる計測を実施した。

3. 結果及び考察

まず、予備実験1としてシート端部固定方法の違いが法尻部下流側で侵食量をどの程度変化させたかについて述べる。図-2は端部固定方法別の通水後の侵食状況である。堤体が木製のため、法尻部の平場が侵食され、その下流側に侵食により流出した土砂が堆積したことが分かる。なお、ネジ固定のケースは、越流水深3cmで法尻部下流の洗掘が定常状態に達した際の洗掘状況がシートを固定しない場合と比べ差があまり見られなかったことから、越流水深を途中5cmに増加させた後の侵食状況である。その際ネジは実験中（越流水深3cm）に流出したことが別途確認されており参考までに示したものである。一方固定無しの場合と鉄筋袋綴じのケースで大幅な侵食の増加は見られなかったことから、シート端部を固定せずともある程度の侵食抑制効果が得られると見なし、以降の実験ではシート端部を固定無しの条件で実施した。

次に予備実験2として、裏法尻からのシート被覆範囲を変化させた場合の侵食抑制効果に関する結果を述べる。図-3に示したのは、実験後に実際に確認された法尻部周辺の侵食状況の写真である。結果を概括すると、シート被覆範囲0.1、0.2mの場合は堤体まで一部侵食範囲が及んだのに対し、被覆範囲が0.3、0.4mいずれの場合も堤体に明確な侵食は見ら

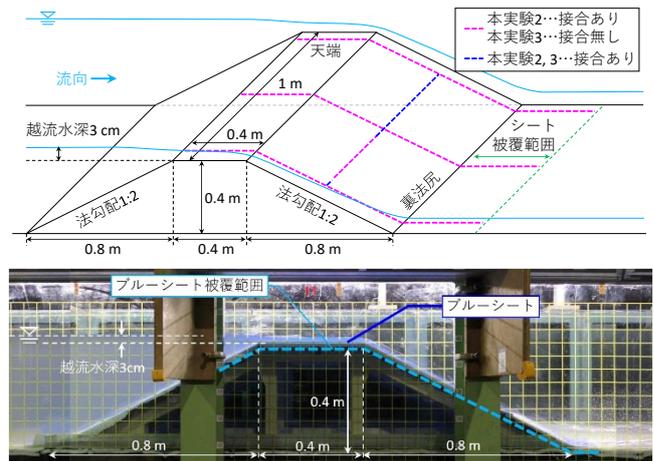


図-1 堤防模型の概要図及びシート設置の実験状況

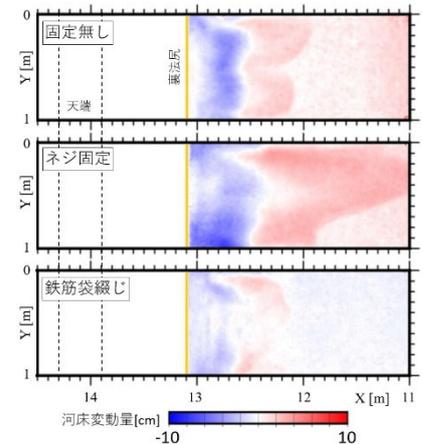


図-2 シート端部固定方法の違いによる通水後侵食状況の変化

表-1 実験条件の一覧表

ケース	シート被覆範囲	シート端部	シート繋ぎ目	通水時間	備考
予備実験1	堤体+裏法尻から0.2mの平場	固定無し/ネジ固定/鉄筋袋綴じ	—	定常状態になるまで通水	堤体固定床
予備実験2	堤体+裏法尻から0.1/0.2/0.3/0.4mの平場	固定無し	—	定常状態になるまで通水	
本実験1	シート被覆無し(裸堤)	—	—	堤防が決壊するまで通水	
本実験2	堤体+裏法尻から0.3mの平場	固定無し	面ファスナー接合	3時間	
本実験3	堤体+裏法尻から0.3mの平場	固定無し	一部を面ファスナー接合	3時間	

れず、平場のみ侵食を受けた様子が観察された。侵食が堤体へ及ぶリスクを抑制しつつ、現地作業の観点ではシートの設置面積を小さくすることが望ましく、予備実験2の結果により被覆範囲は0.3 m以上が望ましいと考えられたため、以降の本実験では、被覆範囲として0.3 mを採用することとした。

以上の予備実験を基に、侵食抑制効果を把握するための本実験を実施した結果について述べる。図-4 に示したのは堤防模型を裸堤とした本実験 1 における通水中の状況であり、越流直後から裏法面の下部から堤体の侵食が始まり、その後すぐに侵食が裏法面の上部でも開始し、裏法全体が階段形状となった(図-4 左)。その後侵食面が切り立った状態(図-4 右)で天端部分の侵食が表法肩方向に進み、表法部が徐々に侵食され、越流後約 20 分で堤防が決壊した。

次にシート被覆工法を模擬し堤防侵食を抑制した本実験 2 及び 3 について、それぞれ図-5 (a)、(b)に 3 時間通水後の侵食状況を示した。本実験 2 では、シートの重なり部分が面ファスナーで相互に接合され 1 枚のシートのようにになっているが、面ファスナー接合部には小さな隙間が存在し、そこから少量の越流水がシート下に浸入することが想定される。図-5 (a)に示すように、法長方向の繋ぎ目については、面ファスナーの隙間から水が浸入し、繋ぎ目周辺の堤防が侵食された。更に、繋ぎ目周辺の侵食された堤体土が法面に沿って流出し、シートで覆われた平場の部分に堆積していることが確認された。

次に、本実験 3 でも、本実験 2 と同様、同図に示すように、法長方向の繋ぎ目では隙間から水が浸入し、繋ぎ目周辺において堤防の侵食が確認された。しかしその侵食量については、シートを重ねただけの繋ぎ目処理方法の方が面ファスナーでの接合よりも小さい結果となった。また、縦断方向の繋ぎ目の部分の侵食は、繋ぎ目の処理方法にかかわらず確認されなかった。

本実験 2 及び 3 では共に 3 時間の通水終了後の状況は裏法部の侵食が進行している途中段階であったがその進行速度は目視では判別できない程緩やかであり、決壊に至るまでにはさらに相当の時間を要すると推察された。そのためシート被覆工法は越水発生時に一定程度の効果を発揮し、堤防決壊を遅らせる効果を有することが示唆された。本実験 3 の法長方向の繋ぎ目周辺の侵食量が本実験 2 よりも小さい理由として、面ファスナーで接合した本実験 2 では、越流開始当初から通水終了まで僅かに一定の隙間が繋ぎ目に存在しているのに対して、重ねただけの本実験 3 では、越流開始当初から水圧により重なった 2 枚のシートが密着して隙間がほとんど発生せず、通水時間内に繋ぎ目から浸入した越流水の総量は単に重ねた場合の方が少ないという可能性が考えられた。従って法長方向の繋ぎ目処理は単に重ねるだけでもある程度の効果が期待できる可能性が示唆された。以上の結果より、シート被覆工法におけるシートの繋ぎ目処理や端部処理を簡略化することでシート設置時間の短縮を図りつつも一定の堤防侵食抑制効果を確保できる可能性があることを示すことができた。

4. まとめと今後の課題

越水発生から堤防決壊までの時間の引き延ばしを目的としたシート被覆工法について水理模型実験を行い、シートの効率的な設置に配慮しつつ、水防工法の本来目的である堤防侵食抑制効果も一定程度確保できる可能性を実験的に定量的に示すことができた。但し、上記の結果は縮尺模型による検討であるため必要に応じ実物大模型や現地での実験的検討などを通じ継続的に検証を重ねる必要がある。

参考文献 1) 西嶋ら, 水工学論文集, Vol.78(2), pp.I_649-I_654, 2022. 2) 三好ら, 河川技術論文集, Vol.27, pp.187-192, 2021.

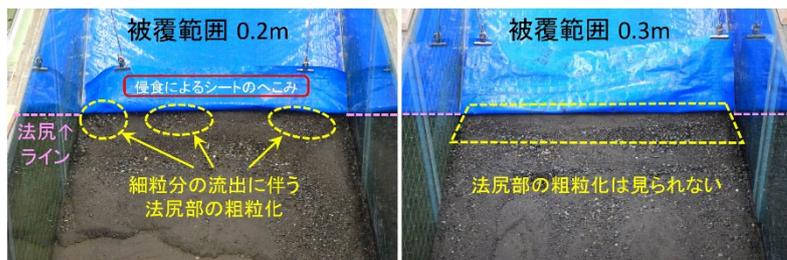


図-3 シート被覆範囲を変化させた場合における通水終了後の法尻部の侵食状況の変化(被覆範囲 0.2、0.3 m の実験状況を抜粋)



図-4 本実験 1 (裸堤) での堤体侵食状況(左写真は階段状に裏法面が侵食する様子、右写真は切り立った状態で天端が侵食する様子)

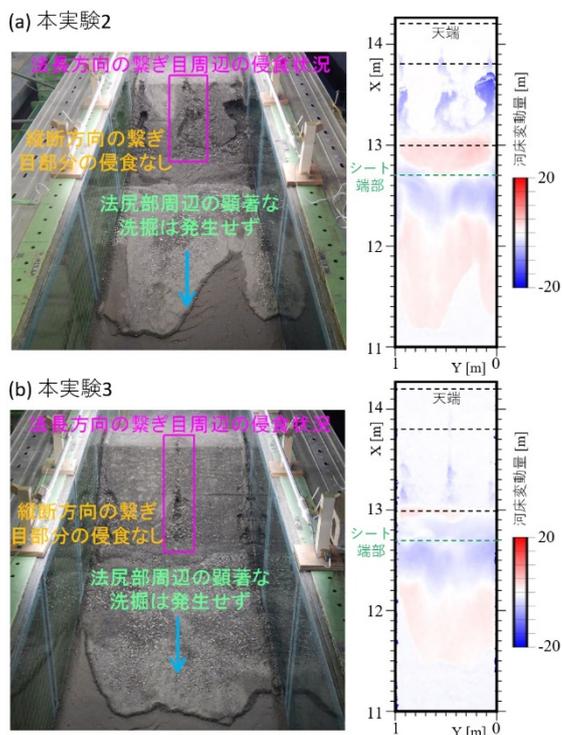


図-5 3 時間通水後の堤防侵食の状況

嘉瀬川の粘り強い河川堤防におけるパイロット施工と 現場通水試験の結果に基づく技術提案について

粘り強い河川堤防 パイロット施工 現場通水試験
野芝付きジオテキスタイル 耐侵食性 砂質土

日本植生株式会社 環境緑化部 ○藤原 壮一
日本植生株式会社 技術部 遠山 宏一
日本植生株式会社 技術部 岡本 祐季

1. はじめに

嘉瀬川は、流域面積 368km²、幹川流路延長 57km 佐賀県中央部に位置する一級河川である。

本稿ではその嘉瀬川で危機管理型ハード対策として、シート系材料を用いた堤防越水対策のパイロット施工事例を紹介する。また、施工後に実施した越水を想定した現場通水試験について、その概要と考察、そこで得られた課題について紹介する。さらに、確認された課題について、その後の実験水路で実施した検証概要と得られた知見、改善策についても紹介する。

2. パイロット施工概要

2.1 経緯

近年、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多発しており、令和元年台風 19 号による洪水では、全国で 142 箇所の河川堤防が決壊(うち 86%は越水が主要因)し、約 3 万 5 千 ha が浸水するなど甚大な被害が生じた。越水した箇所のうち、被覆型の堤防強化対策である「危機管理型ハード対策」を行っていた箇所については、法尻部の洗掘等が発生しておらず、一定の効果を確認した。一方で、越水した箇所では、補強されていない法面(中腹)や法肩から崩れるといった被災形態が確認され、このような簡易な対策では効果に限界があり、より高い効果を追求する際には、従来型の危機管理型ハード対策の概念を発展的に踏襲し、これを上回る効果を有するさらに「粘り強い河川堤防」を目指す必要があると改めて認識された。しかし、まだ研究が不十分な分野であるため、全国各地の代表地点でパイロット施工を実施することになり、それに選ばれた嘉瀬川では、法覆工として実績多数の野芝付きジオテキスタイルを改良して活用することにした。

2.2 対象区間

粘り強い河川堤防整備の対象区間は、氾濫リスクの高い橋梁部、湾曲部の影響区間などを抽出するとされ、本施工区間は架け替えに時間を要する橋梁の上流で、越水するリスクが相対的に他区間より高く、後背地の資産等に関わる被害ポテンシャルも高いことから、長崎本線から上流の左岸の延長 1.4km が施工区間として設定されている(図-1)。

3. 対策工法の選定

対策工法は、適用流速及び利活用(パルーン世界大会

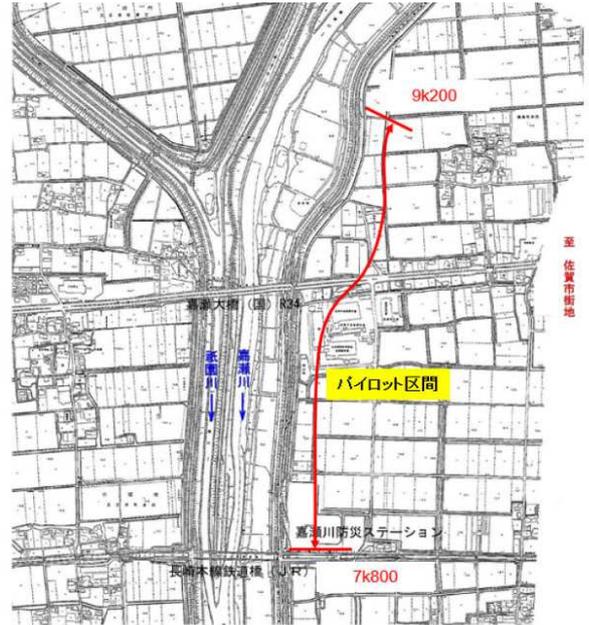


図-1 パイロット施工区間

をはじめ、高水敷の利活用が活発に行われている)等を踏まえ選定した。今回のパイロット区間における対策工標準断面図は図-2 とされ、工法の比較及び理由は関連資料①、②を参照して、(1)～(4)に示す。



写真-1 法肩の構造

(1) 天端舗装

越水時の裏法崩壊を遅らせる「ひさし効果」を期待して天端は舗装とした(写真-1)。

(2) 路肩保護工

越流による法肩からの崩壊を防ぐため、川表と川裏ともに路肩保護工を設置し、舗装面や法面と段差が生じないように配置した。

(3) 川裏法覆工

表一 水理模型実験結果



【ブロック（連結あり）破壊時の越流水深と流速】

	1:1.5		1:2.0	
	越流水深 cm	流速 m/sec	越流水深 cm	流速 m/sec
350kg/m ² (H230型)	23	6.7	34	7.2
300kg/m ² (H210型)	19	6.0	31	6.9
250kg/m ² (該当規格なし)	16	5.4	19	5.2

4. 現場通水試験

R4.3月に完成直後でまだ芝生の根が未活着な状態の堤防に対して、越流を模擬した現場通水試験を実施した。

4.1 実験内容

流水作用は、排水ポンプ車により天端に仮設した水槽(2m×2.5m×H0.9m)に給水し、流量せき(四角せき)より路肩に排水(設計流速3.8m/sの再現、排水量0.432m³/s)し、法面を流下させ、法先にある水路で貯水し、4台のポンプで水槽に戻して循環している(図-6)。

実験条件と目的は以下の通りである。

1) ケース1

条件：法全長(16m)に誘導水路(幅0.5m, H鋼)を設置し、導水路内を法肩から法尻に流水を流下。

目的：最も流速が大きくなるケースで、主に野芝付きジオテキスタイル同士の接続部の異常を確認。

2) ケース2

条件：法面上半分(8m)に導水路(幅0.5m, H鋼)を設置し、法面下半分で流水は広がって流下。

目的：法面下半分のH鋼自重による影響を排除し、野芝付きジオテキスタイルのめくれを確認。法尻保護工との境界部分の異常を確認。

3) ケース3

条件：法面に導水路を設けず、水槽のせきの幅(2.5m)から流れ出す。流水は広がって流下。

目的：最大流量を流下させるため、法肩保護工の安定性、及び野芝付きジオテキスタイルとの境界部分の異常を確認(写真-2)。



図-6 現場通水試験概要

4.2 実験結果

ケース1：水深(法肩7~8cm, 法面8~10cm, 法尻8~10cm)・撮影した動画より算出した流速4.22m/s,

ケース2：水深(同7~8cm, 同8~10cm, 同・計測不能)・同流速4.11m/s,

ケース3：水深・流速/計測不能であった。

現場通水試験では、法面の代表箇所の侵食状況、接続部(法肩保護工ブロック、法尻保護工ブロックと野芝付きジオテキスタイル法面)の変状、ブロックの挙動、

法尻部の跳水状況などを計測、観察した。

現場通水試験で評価できたことは以下3点である。

1) 3ケースの試験では、法肩保護工、法尻保護工との接続部に変状が見られず、グリットネットの二重重ね構造による裏法面の補強は、ジオテキスタイル自体の損傷、端部からのめくれ、土羽の侵食などを抑え、境界部分の強化と連続性の確保に十分機能している。特に法尻保護工の上端には斜め小口を設置していないが、上記の二重重ね構造により、異常は発生していない。

2) 法面の中間部分では、僅かにジオテキスタイルの背面土砂(砂質土の細粒分)が背面流により流れ出て、横断方向の接続部での堆積が確認されているが、施工直後で芝生が活着していない状態でも、破堤までの時間を引き延ばす一定の効果があった。

3) 越流によるせん断抵抗、流体力に対してシートの破断、抜け落ちはなかった。

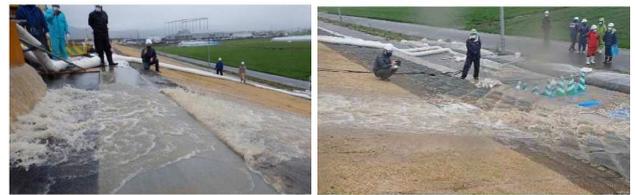


写真-2 現場水路試験状況(ケース3, 法肩・法尻)

また解決すべき課題としては、以下2点が挙げられる。

- 1) 野芝付きジオテキスタイルの縦目地から侵食発生。
- 2) 現地流用土(砂質土)への対応(写真-3)。



写真-3 野芝付きジオテキスタイルの背面土砂侵食状況

1)の原因として、野芝付きジオテキスタイルはこれまで主に川表で採用されてきたが、川表における水の流れと、越流時のそれは、護岸に対して凡そ90度異なる。そのため、野芝付きジオテキスタイルを重ねた時にできる縦断方向の目地から侵食が発生したと考えられる。構造上、従来の川表と同様の張り方では、吸出し抑制効果のある不織布が重ならず、突き合わせた状態となり、越流水が目地から侵入し、背面流により堤体盛土表面の砂質土の細粒分が吸い出され、侵食が発生したと考えられる。

2)については、これまで水路実験では、築堤材料として望ましい粘性のある材料で供試体を作成していたが、砂質土での検証は行っていなかった。土質の種類に関わらず、活着前でも耐流速性が発揮できる仕様にするためには、構造上の改良が必要であると考えた。

5. 水路実験による構造の検証

実験装置は弊社研究施設に保有する0.33×0.30mの開水路内に所定の流量を通水することにより、流速3.5~4.0m/sでの水路実験を可能とする装置である。供試体は、幅0.33m、深さ0.3m、長さ2.0mであり、その供試体表面が水路床板となるよう敷設するものである(図-7)。

5.1 実験内容

実験では、流速 3.5~4.0m/s で通水した状態を 24 時間維持し、その後、野芝付きジオテキスタイルを撤去した時の河床変動状況を調査した。供試体は 2 種類の土質(①粘性のある真砂土, ②嘉瀬川で採取した砂質土)を使用。

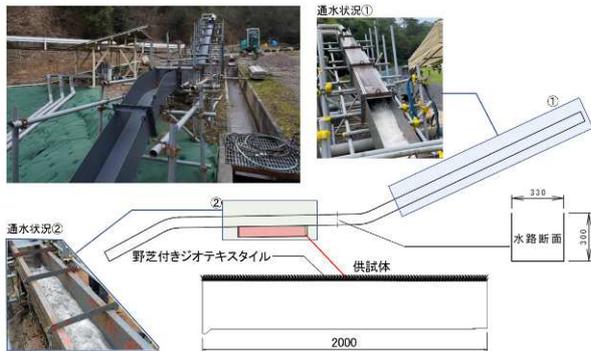


図-7 水路実験装置概要

まず①の土質にて、以下の 5 ケースを検証した(図-8)。

- ・ケース 1：供試体内に縦目地なし、横目地 1 箇所
- ・ケース 2：縦目地 1 箇所、横目地 1 箇所
(パイロット施工と形状は同じ)
- ・ケース 3：縦目地 1 箇所、横目地 1 箇所※千鳥配置
- ・ケース 4：縦目地 1 箇所、横目地 1 箇所
※縦目地に幅 10cm の不織布を補強
- ・ケース 5：縦目地 1 箇所、横目地 1 箇所
※縦目地に幅 20cm の不織布を補強

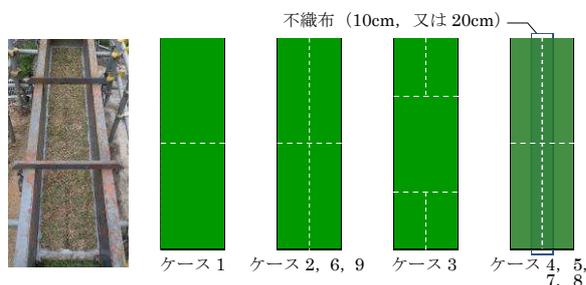


図-8 供試体 各ケース概要

また②の土質にて、以下 3 ケースを検証した(図-8)。

- ・ケース 6：縦目地 1 箇所、横目地 1 箇所
(パイロット施工の再現)
- ・ケース 7：縦目地縦目地 1 箇所、横目地 1 箇所
※縦目地に幅 10cm の不織布を補強
- ・ケース 8：縦目地 1 箇所、横目地 1 箇所
※縦目地に幅 20cm の不織布を補強
- ・ケース 9：ケース 6 を養生し、芝生を活着させた
(パイロット施工の現状を再現)

5.2 実験結果と考察

- ・ケース 1 は、縦目地がないため、全く侵食は発生せず、横目地も現場通水試験と同様に侵食は認められない。
- ・ケース 2 は、縦目地から侵入した水により、侵食が発生。深さ 5cm×長さ 30cm の洗堀が発生した。
- ・ケース 3 は、千鳥で野芝付きジオテキスタイルを配置し、縦目地が連続することを避けたが、約 3cm の洗堀が発生した。

・ケース 4 は、不織布による侵食抑制効果が見られたが、若干の洗堀が発生した。

・ケース 5 は、ケース 1 同様に全く侵食は発生せず、供試体表面の土砂の移動が見られなかった。

以上より、縦目地からの水が浸入すると洗堀は発生するが、不織布で十分に補強することで、土砂の移動を抑える効果があることがわかった。

次に供試体を嘉瀬川で採取した砂質土で検証した。

・ケース 6 は、縦目地から侵入した水により、侵食が発生。ケース 2 と同じく洗堀の深さは約 5cm だったが、長さは 60cm 以上に及んだ (パイロット施工の再現)。

・ケース 7 は、ケース 4 同様に一定の侵食が見られた。

・ケース 8 は、24 時間通水後も全く侵食を受けず、供試体表面の土砂の移動が見られなかった。

・ケース 9 は、ケース 8 同様に 24 時間通水後も全く侵食を受けなかった。目地は芝生の成長によってなくなり、根毛層と根の緊縛力により、吸出し抑制効果が向上したと考えられる。

6. まとめ

パイロット施工、及び現場通水試験で評価できた結果に加え、5. 水路実験による構造の検証において、得られた知見を以下に示す。

- ・吸出しを受け易い構造上の弱点を抽出し、越水時の流れ方向でも、吸出し抑制効果のある不織布を追加することにより改善できた。さらに施工直後の芝生が活着していない状態においても、同様の機能を発揮することが確認できた。
- ・細粒分が含まれる砂質土においても、施工直後の芝生が活着していない状態で、上記の機能が発揮することが確認できた。
- ・改良前の仕様でも、芝生が十分に活着した状態では、所要の機能を発揮することが確認できた。

天端舗装, 法肩保護工, 法尻保護工との適切な組合せと、野芝付きジオテキスタイルの更なる改良により、植生による耐侵食効果を最大限高めた「粘り強い河川堤防」の構築を目指し、今後も開発を進めたいと考える。

謝辞：パイロット施工での検討、現場通水試験をご提案頂いた国土交通省武雄河川事務所、嘉瀬川出張所、並びに試験実施にご協力頂いた株式会社山崎建設の川崎様、富士建設株式会社の瓦田様、三井共同建設コンサルタント株式会社の福本様をはじめとする関係各社の皆様により御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 江口紅覇・下村幸一・緒方哲郎・興沼逸郎：嘉瀬川の粘り強い河川堤防整備におけるパイロット施工について、令和 4 年度九州国土交通研究会、I 部門、No.3, 2022.7
- 2) テトラック法尻ブロックの対応流速と越流水深について、P.E.C.協会、<http://www.all-pec.org> 2022.11.3閲覧

(原稿受領日 2022.11.)

越水による侵食破壊メカニズムを考慮したグリッド材工法の検討

越水 河川堤防 侵食

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

1. はじめに

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⁾。既存の堤防すべてに法尻補強を施すことは時間と経費もかかることから、天端舗装とセットにする簡易な対策工を開発し、既存堤防の川裏の耐侵食性を早期に向上させることは喫緊の課題である。国土交通省では、「粘り強い河川堤防」の実現に向けて関係業界団体からの提案等として、被覆工の粗度による流速の低減と直接的な堤体の侵食を抑制する効果が期待される「ブロック系工法」、堤体に直接流水を作用させず直接的な侵食を阻害する効果が期待される「シート系工法」などの利点と課題を取りまとめている²⁾。著者らは、前報³⁾にて簡易な対策工として川裏法面に防水シートやグリッド材を設置した砂質土堤防モデルを用いて、越水による河川堤防の侵食破壊メカニズムと対策による抑制効果を調べた。また、倉上ら⁴⁾は面状補強材としてジオグリッドを堤体に導入することで、越流侵食による裏法面の侵食量を抑制し、一定の耐越流侵食性向上効果を確認している。本研究では、砂質土にシルトを混合させた場合、および目開きサイズの異なるグリッド材を裏法面に設置した場合に洗掘域の形成・拡大に与える影響を明確にする。

2. 実験方法

2.1 堤防モデル

本研究では、循環式開水路（全長 6.5 m、幅 0.5 m、高さ 1.2 m）を用いた。越水のみによる川裏側の侵食破壊メカニズムを詳細に把握するため、表法肩より上流側は木製の固定床、下流側は移動床とした（図-1(a)）。越流時の洗掘域の拡大を観察するため、深さ 0.50 m の基礎地盤の上に堤防モデルを設置した。堤防モデルは模型縮尺を 1/10 とし、高さ 0.30 m（実スケール 3.0 m）、天端幅 0.30 m、表・裏法勾配 2 割とした。移動床部分は図-2 に示す粒度分布の三河珪砂 8 号（ $D_{50} = 0.075 \text{ mm}$ ）とシルト#500（丸中白土株式会社）（ $D_{50} = 0.025 \text{ mm}$ ）を重量比 4:1 の割合で混合させた土（以降、混合土と呼ぶ）を用いた。堤体材料の強度が発揮されるよう、水分状態は本材料の最適含水比 18% で設定した。また、層厚が 5 cm になるように締固めを行い、締固め度を 90% 以上に設定した。

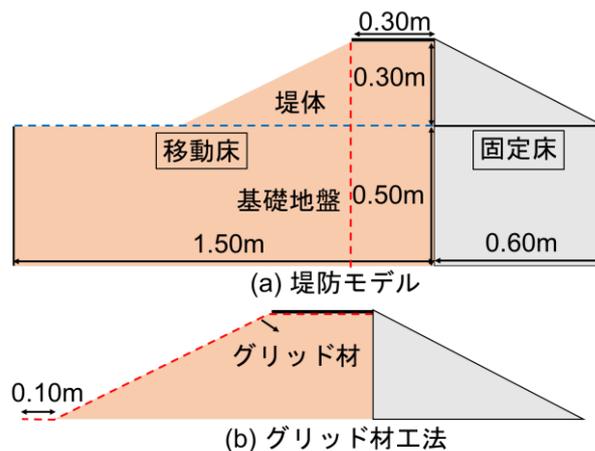


図-1 堤防モデルとグリッド材工法の概要

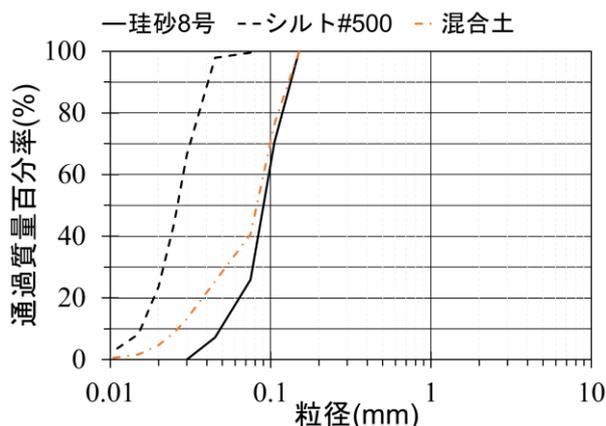


図-2 本実験で使用した土質材料の粒度分布

表-1 実験ケースの概要

ケース名	移動床条件	グリッド材条件
Case Sand-GN	珪砂 8 号のみ	なし
Case Mix-GN	混合土	なし
Case Mix-G3mm	混合土	目開き 3mm
Case Mix-G6mm	混合土	目開き 6mm

2.2 舗装およびグリッド材

本研究では、表-1 に示す 4 ケースについて実験を行った。全ケースにおいて堤防天端にアスファルト舗装（厚さ

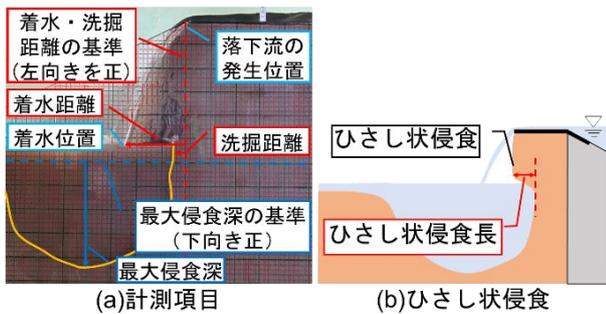


図-3 計測項目およびひさし状侵食の概要

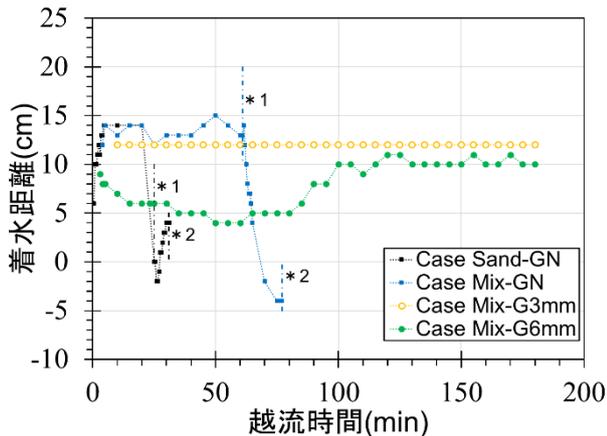


図-4 落下流の着水距離の時間変化の比較

0.5 cm, 比重 1.8) を設置した。実際の河川堤防の天端舗装は、舗装下の堤体の支持が無くなると折れ曲がる（場合によっては落下する）と考えられる。天端で発生する落下流の発生位置を実際の条件に近づけるため、実験で使用する天端舗装も柔軟性をもたせ、天端下の堤体が落下して舗装が約 1 cm 突き出た場合でも自重で折れ曲がる程度の強度になるように調整した。また、舗装の柔軟性を再現するために、水路側面に当たらないように 5mm 程度隙間をあげ、舗装と壁面の隙間にはグリスを塗布し、隙間からの水の流入を防いだ。

グリッド材(ポリエチレン製)を法面に敷設することで、グリッド材が流体抵抗となり法面侵食の抑制する効果や、洗掘域の拡大抑制効果が見込まれる³⁾。実験では、グリッド材を天端舗装の下部と連結している。前報³⁾では、グリッド材の目開きが 3mm の場合のみの検討であった。本研究では、グリッド材の目開き幅が 3mm, 6mm の場合を比較することで、目開き幅の違いが堤防の耐侵食性効果へ及ぼす影響を検討する。グリッド材工法の利点は、洗掘域形成後の洗掘域拡大を抑制する効果である。また、グリッド材には空隙があり、法面上の植生の生育を阻害せずに自然環境も考慮できる。

2.3 水理条件と計測方法

天端中央の越流水深 0.02 m として堤外地側に一定の流量 0.0025 m³/s を給水した。表法肩の移動床まで侵食の影

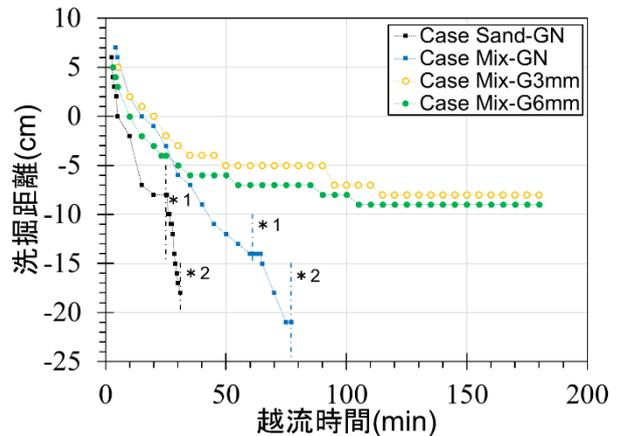


図-5 洗掘距離の時間変化の比較

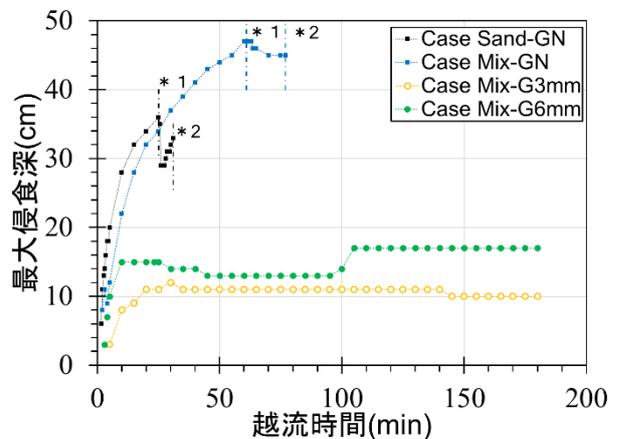


図-6 最大侵食深の時間変化の比較

響が及んだ時点で堤体が流失したと判断し、越流を停止させた。180 分経過した時点で堤体が流失しなかった場合、その時点で越流を停止した。図-3 に示すように、実験水路側面のアクリル板に 1 cm 間隔の目盛りを描き、侵食の様子をビデオカメラで撮影した。実験では流況と堤防形状の変化を確認したほか、落下流の着水距離（裏法肩を基準に着水位置までの距離、左向きを正）、洗掘距離（同様に裏法肩から上流側洗掘端までの距離）、最大洗掘深（堤体基礎を基準に洗掘域最深部までの距離、下向きを正）を 5 分間隔で計測した。

3. 実験結果と考察

図-4、図-5、図-6 に各ケースの着水距離、洗掘距離、最大侵食深の時間変化をそれぞれ示す。各ケースについて、土塊落下により落下流発生位置が上流（堤体側）に移動した時刻（※1）、堤体が流失した時刻（※2）をそれぞれ示している。図-7 に Case Sand-GN と Case Mix-GN の洗掘域拡大の時間変化を Case Sand-GN が堤体流失するまでの 30 分間を 5 分間隔、30 分以降を 10 分間隔で示している。Case Sand-GN の侵食プロセスについては海野瀬ら⁵⁾の結果を引用した。

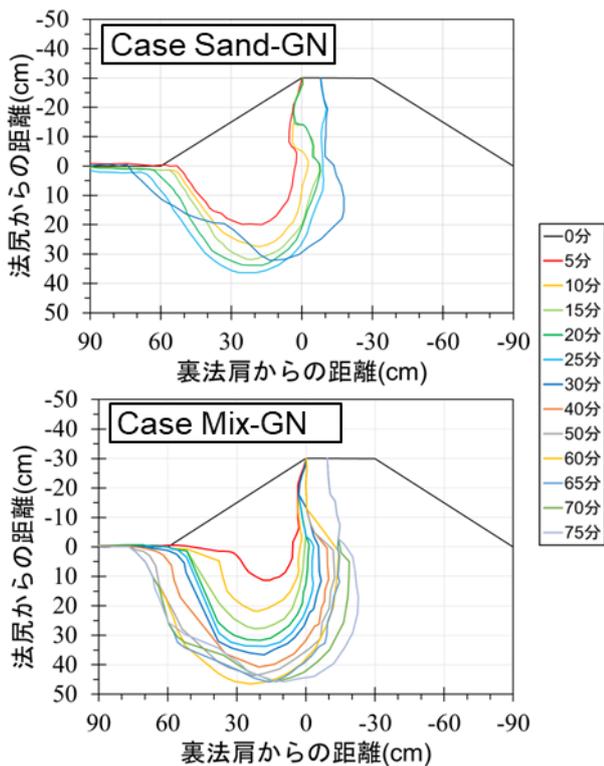


図-7 洗掘域拡大プロセス

3.1 珪砂 8 号のみと混合土の差

珪砂 8 号のみ(Case Sand-GN)でも、混合土(Case Mix-GN)でも、堤体侵食・破壊のメカニズムに大きな差はなかった。越流開始直後は越流水が裏法面に沿って流れる。裏法肩がわずかに侵食されると天端舗装下流端で流れは空中に投射され、法面に直接突入する流れ（落下流）に変化する。落下流の着水位置で洗掘域が拡大し、ひさし状の侵食が発生する（図-3(b)）。その後、堤体一部が土塊状で洗掘域内に落下し、落下流の着水位置図-7 洗掘域拡大プロセスは堤体に近づく。再び洗掘域は拡大し、堤体下部のひさし状侵食により堤体が安定を失い、堤体が流失する。

Case Mix-GN と Case Sand-GN を比較することで、堤体流出までの時間の差および上述した堤体侵食・破壊のメカニズムのうち、どの段階にシルトが大きく影響したかを考察する。図-4 に示すように、土塊落下までの落下流の着水距離に大きな差はみられなかった。すなわち、落下流により洗掘域が形成され始める段階への影響はなかったと考えられる。一方で、図-5 に示すように、シルトを混合させた場合、洗掘距離の減少が抑制され、堤体内部への侵食の進行が遅れた。また、図-8 に示すように、堤体下部がひさし状に侵食され、堤体土塊が落下する際の洗掘距離は Case Sand-GN は-8cm に対し、Case Mix-GN は-14cm であり、堤体土塊が落下する際の堤体内部への侵食長が約 1.8 倍増加した。堤体土塊の落下により堤体内部へ侵食の進行が早くなるため、土塊が落下せずに持ちこたえることは堤体の流失を遅らせることにつながると考えられる。図-7 に示すように、越流時間が 25 分のときの最大侵食深に対する侵食長（最大侵食深，位置から堤体内部方向への洗掘域端ま

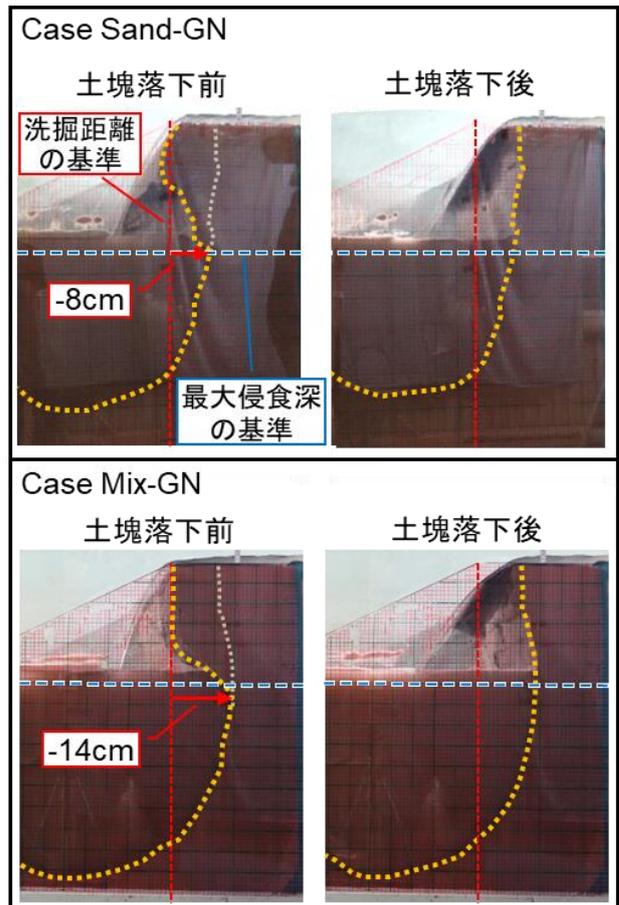


図-8 土塊落下前後の堤体の状況

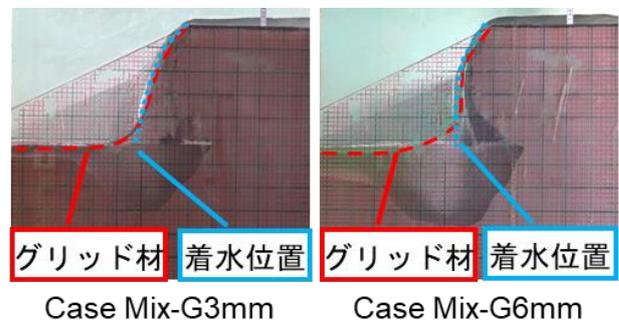


図-9 グリッド材設置時の着水位置の比較

での水平距離) の比を比較すると、Case Sand-GN は侵食深 36cm，侵食長 32cm で比は 0.89 に対し、Case Mix-GN は侵食深 34cm，侵食長 24cm で比は 0.71 である。すなわち、シルトの混合により洗掘域の形状が縦長に変化した。これらは、堤体土質の細粒分の割合の増加による粘着力向上に伴い、堤体土質のせん断強さが向上したためであると考えられる。

図-6 に示すように、シルトを混合することで最大侵食深の増加速度は多少緩やかになる。また、両ケースにおいて、最大侵食深は 30cm (堤体高) 以降の増加速度が遅くなる。土塊落下時の最大侵食深を珪砂のみの場合と比較すると、約 1.3 倍である。

3.2 グリッド材の目開きの差

川裏にグリッド材を設置した際の堤体侵食・破壊のメカニズムは前報²⁾と同様であった。しかし、本研究では土塊落下・堤体流失は発生しなかった。また、目開きの大きさを 3mm から 6mm に拡大しても侵食破壊過程に大きな差は確認されなかった。

Case Mix-G3mm と Case Mix-G6mm を比較することで、堤体侵食・破壊のメカニズムのどの段階にグリッド材の目開きが影響したかを考察する。図-4 に示すように、Case Mix-G6mm において着水距離の減少が見られた。図-9 に示すように、Case Mix-G6mm の方がグリッド材との衝突後の落下流は堤体に近い位置に着水している。これは、落下流脈の幅とグリッド材の目開きが関係していると考えられ、流脈幅は 2mm 程度であり、グリッド材の目開きの約 1/3 であるため、目開きを通過しやすいことが要因であると考えられる。図-5 に示すように、Case Mix-G6mm の方が Case Mix-G3mm よりも落下流は堤体に近い位置に着水しているが、目開きの大きさによる洗掘距離への影響は見られなかった。これは、落下流がグリッド材と衝突した後の湛水への着水位置が分散されることで、落下流が持つエネルギーが減衰され、侵食の進行が抑制されたためであると考えられる。図-6 に示すように、最大侵食深は Case Mix-G3mm は 11cm、Case Mix-G6mm は 17cm であり、目開きが大きいくことで侵食がやや増加した。これは、前述したように落下流脈幅と目開きの関係から、Case Mix-G6mm の方が目開きは大きいため、落下流が通過しやすいことが要因であると考えられる。

図-5 に示すように、越流開始後 30 分程度はグリッド材を設置しない場合と同様に洗掘距離は減少しており、堤体内部への侵食は進行していくが、30 分以降の洗掘距離の減少が抑制される。初期の洗掘距離は、落下流の着水距離が短いことが影響していると考えられる。着水位置を基点として洗掘域は発達していくため、着水位置が堤体に近く、堤体内部へ侵食が進行しやすい状況であった。30 分以降はグリッド材の効果により、落下流の着水位置が分散され、堤体内部への侵食が抑制されたと考えられる。図-6 に示すように、Case Mix-G3mm と Case Mix-G6mm の最大侵食深を Case Mix-GN と比較すると、Case Mix-G3mm は約 1/5、Case Mix-G6mm は約 1/3 である。目開きを拡大すると、最大侵食深の抑制効果は小さくなるが、グリッド材の設置により、大幅に抑制されることが確認された。これは、落下流がグリッド材と衝突することで落下流が持つエネルギーが減衰し、洗掘域内の流体力が減少したことが要因であると考えられる。今後は、グリッド材が落下流に与える影響を明確にするため、洗掘域内の流れの速度を計測する必要がある。

4. おわりに

本研究によって得られた結論を示す。

(1) 珪砂 8 号にシルトを 20%混合させた場合、堤体内部への洗掘およびおぼりの拡大の進行が遅れた。また、堤体土塊が落下する際の土塊の大きさが拡大した。これらは、細粒分の割合の増加による粘着力向上に伴い、堤体土質のせん断強さが向上したためである。

(2) グリッド材の目開きが 6mm の場合、3mm の場合と比較すると、洗掘域の最大侵食深は増加するが、堤体内部へのひさし状侵食の進行に対しては影響が小さいことが確認された。また、グリッドを設置しない場合と比較すると最大侵食深は約 1/3 であり、堤体内部侵食への侵食を抑制し、洗掘域拡大抑制への効果は大きいことが確認された。

なお、本研究は縮尺 1/10 の縮小水理実験であるが、堤体及び基礎地盤の材料は実物大材料である。無次元限界掃流力が堤体材料の粒径に依存することを踏まえると、社会実装に向けて大型実験が必要である。

謝辞

本研究の成果は、株式会社 NIPPO との共同研究の成果に追加実験を行ってまとめたものである。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省:令和元年台風第 19 号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会報告書, 2020, https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/gijutsu_kentoukai/dai03kai/pdf/houkokusyo.pdf.
- 2) 国土交通省:令和元年台風第 19 号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会 資料 3-2, 2020, https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/gijutsu_kentoukai/dai03kai/pdf/doc3-2.pdf
- 3) 小野瀬涼太, 田中規夫, 五十嵐善哉, 黄旭:越水による侵食破壊メカニズムを考慮した新しい裏法面保護工法の検討, 河川技術論文集, 第 28 巻, pp. 91-96, 2022.
- 4) 倉上由貴, 二瓶泰雄, 矢田孝次朗, 山崎達也, 山口晋平, 川邊翔平, 菊池喜昭, 龍岡文夫:耐越流侵食性向上のための河川堤防補強技術の提案, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.69, No.4, pp.I_1219-I_1224, 2013.
- 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, I_361-I_366, 2021.

越水による河川堤防の決壊に対する鋼矢板補強構造の抵抗機構に関する実験的研究その2

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

近年増加している河川堤防の決壊は、大部分が越水に起因することが報告されており、越水時には危機管理型ハード対策を上回る効果を有する「粘り強い河川堤防」が求められている¹⁾。これを実現する対策工の一つとして堤体内に自立壁を構築する「一部自立型」の堤防強化構造が提案されており、その耐越水性の技術的裏付けが求められている。これまでに、一部自立型構造として鋼矢板二重壁を対象に1/15スケールの越水模型実験を実施し、洗掘を受けながらも堤高を保持する粘り強さを確認してきた²⁾。本報では、同越水模型実験における鋼矢板の根入れ長さをパラメータとした実験結果を基に、越水が継続し洗掘が進展する条件下における鋼矢板二重壁の耐越水性能および、堤防補強機構について考察した結果を報告する。

2.実験概要

図1は堤防模型の模式図を示しており、模型堤防は堤高6m、天端幅6mの堤防をプロトタイプとし、幾何縮尺1/15としてモデル化した。実験装置及び計測項目の詳細は既報²⁾を参照されたい。表3は地盤条件を示しており、越水による破堤現象を明確に再現するために地盤材料には侵食が発生しやすい砂質土(霞ヶ浦砂)を用い、締固め度 $D_c=90\%$ で均一地盤を作製した。表2は実験ケースを示している。EL500は既往文献³⁾に基づき、高水状態の水圧を前提に越水・洗掘は未考慮として設計した根入れ長さ、EL300とEL100はそれより根入れ長さが短い設定である。鋼矢板の模型は板厚6mmの鋼板(SS400)を用いており、前背面の鋼矢板は奥行方向に5本の直径6mmの棒鋼(タイロッド)を用いて上端部から10mmの位置で繋いでおり、鋼矢板と棒鋼は回転自由な拘束条件とした。

図2表1は越水条件を示しており、越流水深は5段階で上昇させた。Step1では越流水深約20mmを3時間保持する条件とした。これは実物換算で33cmに相当する越流水深を12時間程度(フルード則換算)継続させたことに相当し、河川堤防の補強構造に対する評価の目安(実験による越水性能評価の目安)である「『越流水深30cmの外力に対して、越流時間3時間』」とし、その間は越水に対する性能を維持¹⁾に比して十分安全側の設定となっている。その後、段階的に給水流量を増やすことで、越流水深を増加させ、洗掘を進展させた。Stepが進むにつれ、鋼矢板および鋼矢板に挟まれた部分の土から構成される一部自立型構造(以下、構造体)が変形し天端高さが低下した場合には、流量を増加させることで河川水位に相当する初期の越流水深を保持するようになった。

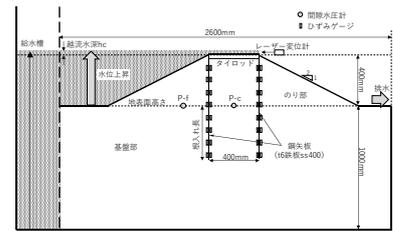


図1 堤防模型模式図

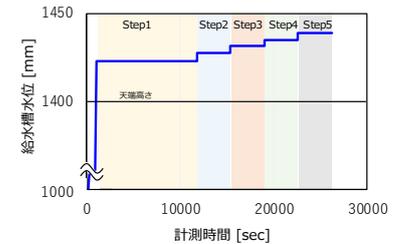


図2 給水槽水位

表1 越水条件

	模型スケール			実物スケール	
	越流水深 [mm]	給水量 [ℓ/min]	時間 [hr]	越流水深 [mm]	時間 [hr]
Step1	22	270	3	330	11.6
Step2	27	350	1	405	3.9
Step3	31	430	1	465	3.9
Step4	35	510	1	525	3.9
Step5	38	590	1	570	3.9

表3 地盤物性値

項目	物性値
単位体積重量 γ	17.4 [kN/m ³]
内部摩擦角 ϕ'	39.6 [°]
粘着力 c'	3.9 [kPa]
透水係数	2.2×10^{-4} [m/s]
平均粒径 D_{50}	0.5 [mm]

表2 実験ケース

Case	位置づけ	根入れ長	平均コーン貫入抵抗
N-Y	無対策条件	-	計測データなし
EL500	仮締切設計例(洗掘未考慮)の根入れ相当	500[mm]	414 [kN/m ²]
EL300	根入れパラメータ	300[mm]	418 [kN/m ²]
EL100	(短尺化)	100[mm]	354 [kN/m ²]



図3 越水開始2700秒後の変形状態

3. 鋼矢板二重壁の根入れ長の違いによる影響

3.1 堤体の越水時挙動

図 3 は Step1 の 3700 秒 (越流水深 22mm を越水開始から 2700 秒保持、実物換算で越流水深 30cm、3 時間) の変形状態、図 4 は鋼矢板頭部の水平変位の時間変化、図 5 は堤高の時間変化を示している。無対策条件である N-Y の変形状態については既報²⁾を参照されたい。EL100 については、早期に水平変位 180mm 程度の変形が生じ、それに応じて堤高も保持できなかったため、越流水深 22mm を保持できた越水後 1000 秒後までの状態を実線で、それ以降を点線で示している。EL500 は変形がほぼ発生せず Step1 の最終段階においても頭部水平変位が 2mm に収束した。Step2 以降も変形が大きく進展することなく最大 5.2mm の水平変位に留まり、堤高も Step5 まで初期高さが保持された。EL300 は 3700 秒の段階では変形がほぼ発生せず水平変位 2.5mm となり、Step1 の最終状態において構造体全体での傾斜が生じ、水平変位としては 44mm に収束した。Step2 では水平変位が 87mm まで増加したものの、変位が収束する傾向が確認された。Step3 以降では変位が急増したため、17000 秒までは越流水深を保持できなかったがそれ以降 (図中点線部分) は保持できなかったため、Step3 の途中から Step5 に相当する 590[l/min] で給水を継続した。その結果、実験最終状態において水平変位は収束しており、堤高も 350mm を保持する結果となった。また、EL100 はコア内部にせん断面が発生、川裏側矢板の下端が開きつつ若干の沈下が見られており、「コアのせん断破壊」「コア部からの主働土圧による川裏側矢板下端の開き」「支持力破壊」が同時に生じたと考えられる。ただし、実験終了時 (水平変位 400mm) においても鋼矢板が完全に倒壊することなく、初期の半分程度の堤高 (200mm) は確保できた。

図 6 は総越水量の時間変化を示している。天端高さが下がった場合は越流水深を所定の値に保つため、流量を増加させている。Step1 の最終状態である 10000 秒付近では、EL500 と EL300 では越流総量に差が生じていない。これは EL300 では水平変位が 44mm 生じているものの、天端高さとしてはほぼ低下していないことを示している。EL100 は変形に伴い天端高さが低下し、それに応じて総越水量が増加した。2000 秒以降はポンプの給水能力不足より水位が保持できていなかったため、本実験より得られた総越水量は過小評価であると言える。無対策条件 N-Y における越流流量と比較すると、いずれのケースも、河川水位を保持するために必要な総越水量が小さく、これは越流流量を抑制する効果が示唆されたと考えられる。

図 7 はコア内部 (計測点 P-c) における間隙水圧の時間変化を示している。Step1 の前段階である増水段階からコア内部の水圧は上昇し、越水後すぐに定常状態となった。越水後において、EL100 は 2.7kPa、EL300 は 3.0kPa、EL500 は 3.4kPa であり、根入れ長に応じてコア部の水圧が高い状態に収束する結果となった。本実験条件においては天端部分も堤体材料と同じ地盤材料でモデル化しているため、越流水が天端からコア内部に直接流入する。そのため、コア内部には鋼矢板下端回りの浸透水に加え天端からの流入も加わり、川裏側鋼矢板の下端回りの浸透流として川裏側へ流出する。その際、鋼矢板二重壁の根入れ長が長い程、流出しにくい状況となるため、コア部の水圧が高い状態になったと考えられる。

図 8 は洗掘深さの時間変化を示している。EL500 では Step1 の越水後 2000 秒程度まで洗掘深さが増加しその後収束した。それ以降の Step においても流量増加直後に洗掘深さが増加し最終的に収束する様子が確認された。EL300 においても Step1 及び 2 までは EL500 とほぼ同等の洗掘状況が確認されたが、Step3 において急激に構造体に変形が生じたため洗掘の計測が不可となった。EL100 については、洗掘が進展する前に構造体が大変形し、早期にデータの取得が不可能となった。

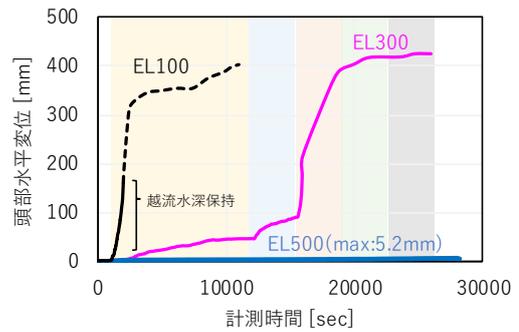


図 4 頭部水平変位

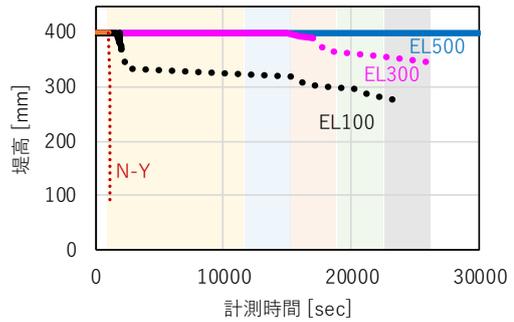


図 5 堤高の変化

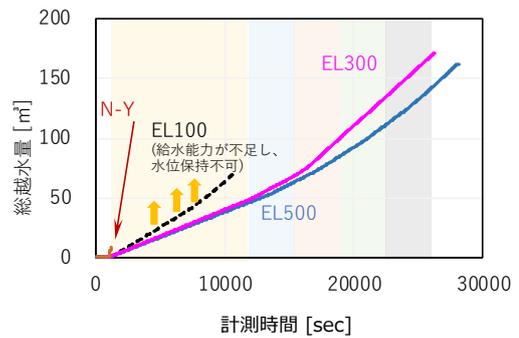


図 6 総越水量



図 7 コア内部間隙水圧

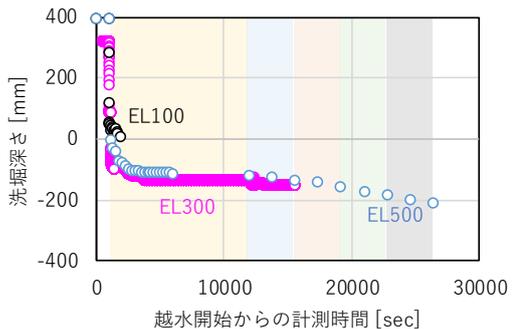


図 8 洗掘深さ

3.2 鋼矢板二重壁の越水時挙動

図 9 は鋼矢板に生じる曲げモーメント分布およびその値を 2 階微分して求めた地盤反力分布を示している。曲げモーメントは川裏側に凸な変形時に正の値、地盤反力分布は川裏側の地盤反力（土圧）が相対的に大きい場合に正の値を示す。また、地盤反力は川裏側から作用する土圧と川表側から作用する土圧との差分を示している。越水後 2700 秒の曲げモーメント分布に既報²⁾にて示した根入れ 1000mm のケース（EL1000）を併記しており、川表側矢板ではピークがほぼ一致し、川裏側矢板においては分布形状、ピーク共にほぼ一致した。このことより、EL500 は十分な根入れを有した状態にあると考えられる。

EL500 では川裏側の鋼矢板の地表面より上方に正の曲げモーメントが生じ、それに抵抗するように地表面より下方に負の曲げモーメントが生じている。この傾向は Step2、3 においても継続した。一方 EL300 では、Step1、2 において川裏側の鋼矢板に負の曲げモーメントが生じておらず、川表側、川裏側ともにモーメントピークが EL500 より大きい。また Step3 では川裏側の鋼矢板負の曲げモーメントが発生しており、下端付近の地盤反力も Step1、2 と異なり負の値が生じていることから、抵抗機構が変化したことがわかる。図 10 は EL300 の各 Step における変形状態を示しており、Step2 までは構造体が一体的に傾斜するような変形となっていたのに対し、Step3 ではコア部にせん断面が確認でき、一体化が保たれず、抵抗機構が変化したと考えられる。EL100 においては Step1 の段階でモーメントがほぼ発生していないことから相対的に抵抗に寄与していないことがわかる。

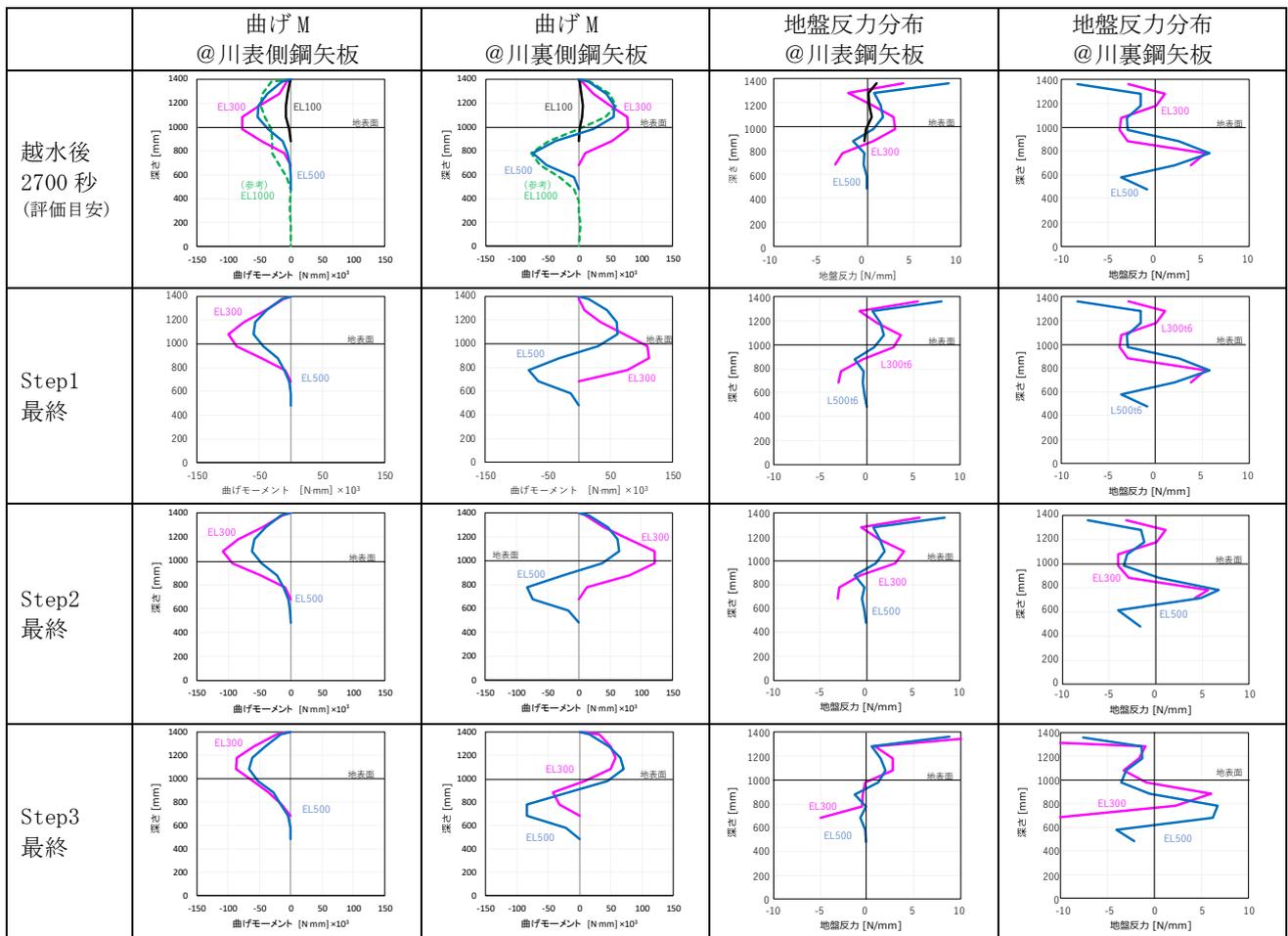


図 9 鋼矢板曲げモーメントおよび地盤反力分布

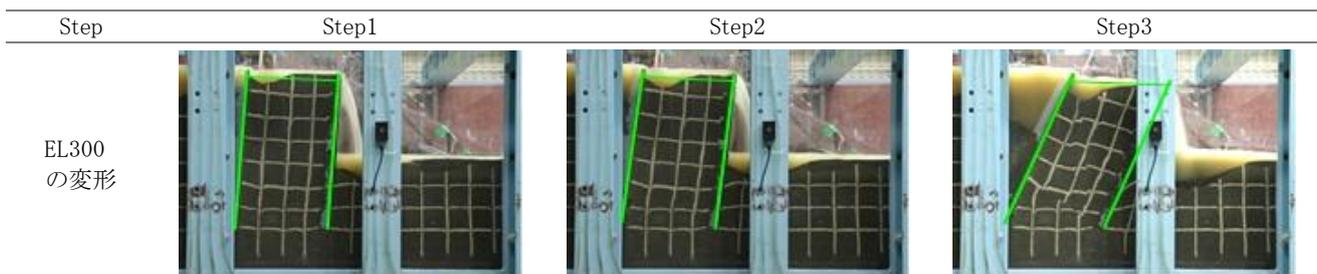


図 10 EL300 の各 Step の最終段階における変形状態

図 11 は地盤反力分布の結果を踏まえ、地盤から鋼矢板に作用する力を示した模式図である。赤矢印は鋼矢板二重壁の変形を抑制しようとする作用であり、青矢印は変形を促そうとする作用である。EL500 の地盤反力分布より、川裏側矢板は図 11 に示す①②⑤が作用し、川表側矢板には③④が作用していると解釈できる。このうち EL300 は根入れ長が短いため Step2 までにおいて⑤は発揮されていない。また、Step3 においては⑤に相当する地盤反力が発生しており、大きく変形が生じたことで抵抗機構が変化したと考えられる。

図 12 はタイロッド軸力の時間変化を示している。Step1 の越水開始直後から各ケースにおいて水圧上昇に伴い軸力が増加した。その後 Step1 において EL500、EL300 では定常状態になるものの、EL100 は軸力が急激に低下しており、構造体内部の釣り合いが崩れ（コア部にせん断が生じ、図 11 の③の抵抗が発揮されにくくなった）と考えられる。また EL300 においては Step2 までは軸力が上昇するものの、Step3 の開始直後に軸力が急激に低下した。これは EL100 で見られた軸力の解放と類似した現象であり、構造体内部の釣り合いが崩れたと考えられる。

図 13 は洗掘の影響を受けると考えられる川裏側矢板の曲げモーメントの最大値の時間変化を示している。EL500 に着目すると、図 8 で示した通り洗掘深さは Step 毎に増加するものの、特に Step1~3 では曲げモーメントへの影響は小さい。これは図 11 で示した⑤が作用している場合、洗掘が曲げモーメントへ与える影響が限定的であるためと推察される。一方で、EL300 では、Step1、Step2 の段階から洗掘深さの曲げモーメント最大値への影響が大きい。また、Step3 が開始された直後から変形が増大し、コア部がせん断破壊した。これに応じて、タイロッド軸力や鋼矢板に発生する曲げモーメントの急激な低下が確認できた。

4. まとめ

本研究では 1/15 スケールの模型実験を実施し、鋼矢板二重壁により補強された堤防の耐越水性能および堤防補強機構について以下の知見を得た。

①河川堤防の越水性能評価の目安（越流水深 30cm の外力を 3 時間受ける）の条件に対し、洗掘を考慮しない状態で設計された鋼矢板二重壁形状をモデル化した条件 (EL500) では、高い安定性を保持でき、これよりも根入れを短くした場合 (EL300) においても構造体の傾斜は発生したものの、天端高さの低下は見られなかった。根入れが極端に短い場合 (EL100) においては、越水・洗掘現象下で大きく変形が生じるものの堤高の半分程度は保持され粘り強く抵抗することがわかった。

越水性能評価の目安を上回る規模の越水条件に対しては、EL500 では矢板に生じる曲げモーメントは徐々に増大するものの天端高さの低下無く抵抗した。一方 EL300 ではコア部にせん断破壊が生じ、構造体が一体として動く抵抗機構が崩れ変位が拡大することがわかった。

②洗掘を考慮しない状態で設計された鋼矢板二重壁の根入れ長が確保された条件においては、鋼矢板に S 字型の曲げモーメントが発生した。これは川裏側の鋼矢板の根入れ下端部で川表側に矢板がはね上がるのを抑制するように地盤反力が発揮されることに起因しており、これにより鋼矢板の傾斜に対し安定性が高まり、高い耐越水性能を発揮すると考えられる。一方、根入れ長が短尺化 (EL300) すると川裏側矢板に生じる曲げモーメントは正の値のみとなり、鋼矢板下端部で川表側に矢板がはね上がるのを抑制するように地盤反力は発揮されないことがわかった。

本研究は、国土交通省/河川砂防技術研究開発公募での研究であり、国土技術政策総合研究所の委託研究「一部自立型構造を有する河川堤防の増水～越水～引水時性能評価に関する技術研究開発」として実施した。

参考文献

- 1) 国土交通省：河川堤防の強化に関する技術検討会 04【資料 2】越水に対して「粘り強い河川堤防」の検討について、p23, 2022
- 2) 持田祐輔, 山崎弘芳, 妙中真治, 藤澤和謙, 高橋章浩：越水による河川堤防の決壊に対する鋼矢板補強構造の抵抗機構に関する実験的研究, 第 9 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp. 89-92, 2021.
- 3) 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.

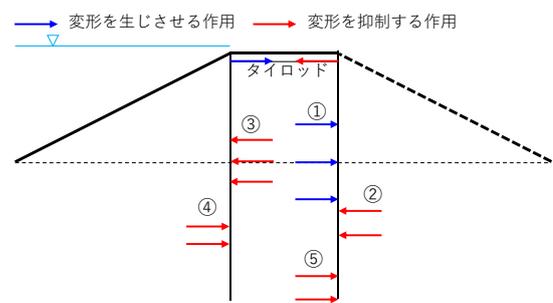


図 11 鋼矢板への作用力の模式図

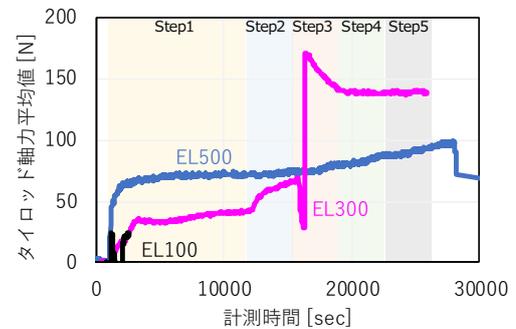


図 12 タイロッド軸力

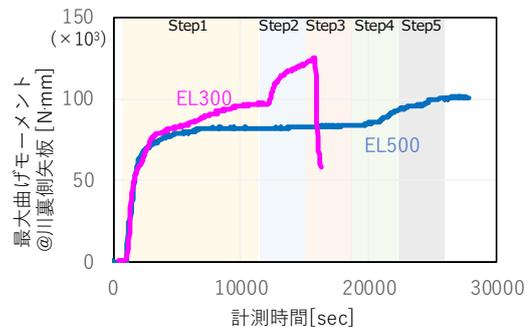


図 13 最大曲げモーメント@川裏側矢板

分布型光ファイバセンサを用いた佐波川の粘り強い河川堤防のモニタリング — 計測概要 —

河川堤防 モニタリング 光ファイバ

鹿島建設株式会社 正会員 ○榎谷麻衣 永谷英基 川野健一 今井道男
山口大学大学院 中村仁美 中島健 川口竜二 森啓年 倉田大輔 佐古俊介
国土交通省山口河川国道事務所 千田裕司 重宗宏次 東屋俊

1. はじめに

河川堤防は洪水リスク管理に不可欠な社会インフラであり、効率的なモニタリング技術を用いた維持管理への関心が高まっている。しかしながら、長大な河川堤防を縦断方向かつ連続的にモニタリング可能な技術は確立されていない。そこで近年、土木構造物などへの適用が進んでいる分布型光ファイバセンサ（以下、光ファイバ）に着目した。光ファイバは延長方向に高分解能での計測が可能であり、耐久性が高く安価であるため、長期にわたる現場計測や長大な構造物の計測に適していることから、河川堤防のモニタリング技術としての親和性が高いと考えられる。そこで、実堤防への光ファイバ敷設と出水期の常時計測を開始したので、計測概要と敷設方法について報告する。

2. 分布型光ファイバセンシング

光ファイバによる計測は、捉える散乱光の種類によりいくつかの計測方式²⁾があり、それぞれに対応するアナライザと呼ばれる計測器を光ファイバに接続して計測する。本計測では、TW-COTDR と PPP-BOTDA と呼ばれる計測手法を採用しており、それぞれの特徴を表1に示す。

3. 計測概要

山口県防府市を流れる一級河川・佐波川の7.7K~8.0K 区間、右岸側堤防を計測対象とした。盛土層の土質区分は礫混り砂である。本区間は堤防強化対策区間に指定されており、図1に示すように、裏腹付け工とドレーンの設置、コンクリートブロック3面張り構造を採用した堤防強化工事が実施された。

光ファイバを用いて法肩、法中、法尻の3側線におけるひずみ分布と温度分布を計測した。また、堤体内水位観測のための水位計と表面変状観測用のワイヤレス傾斜計を7.7Kおよび8.0Kの2断面8か所に設置した。それぞれの観測機器の詳細を表2に示す。

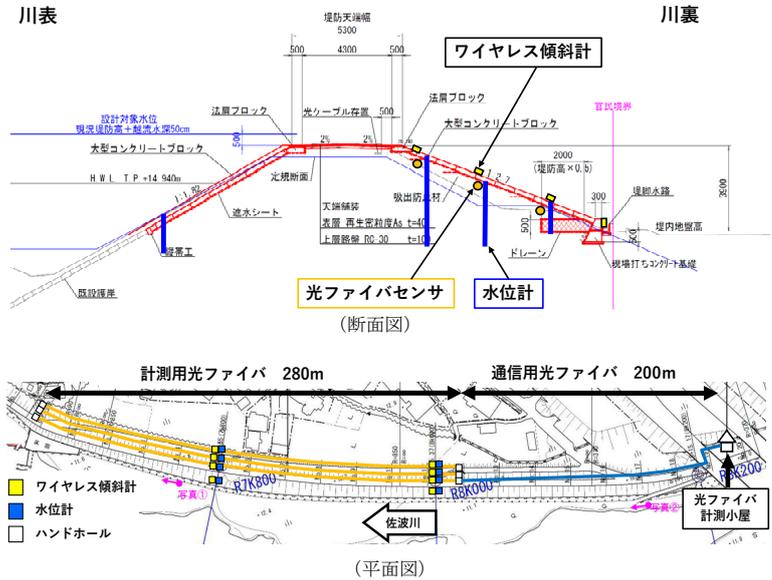


図1 佐波川粘り強い堤防と観測機設置位置

表1 光ファイバ計測手法の比較

	PPP-BOTDA	TW-COTDR
散乱光	ブリルアン散乱	レイリー散乱
計測時間	数分~数十分	数秒~数分
ひずみ精度	±50μ 程度	±1μ 程度
堤防監視技術への適用可能性	維持管理 (大変形監視：沈下による不陸の発生など)	危機管理 (微小変形監視：すべり、パイピングの予兆など)

表2 観測機器一覧

	分布型光ファイバセンサ	小型絶対圧水位計	ワイヤレス傾斜計
計測対象	堤体内のひずみ分布、温度分布	堤体内水位	表面変状変化
目的	不陸の把握 資材の越水耐力の把握	耐浸透性能の把握	不陸の把握 資材の越水耐力の把握
計測頻度	TW-COTDR：20分毎 PPP-BOTDA：1週間毎	10分毎	10分毎
数量	280m 区間×3 側線	4 か所×2 断面	4 か所×2 断面
設置箇所	7.7K~8.0K 川裏) 法肩、法中、法尻	7.8K, 8.0K 断面 川裏) 法肩、法中、法尻、擁壁	7.8K, 8.0K 断面 川表) 法尻、川裏) 法肩、法中、法尻

4. 光ファイバ施工手順

光ファイバの配線図を図2に示す。計測小屋に設置したアナライザを始端として、各計測線をひと続きに接続した(総延長 3.4km)。光ファイバの敷設作業は堤防強化工事の施工期間中に実施したが、転圧やコンクリートブロック張りに伴う局所荷重により光ファイバが断線するリスクを回避するため、堤防強化工事が終了した後に、予め埋設した FEP 管に光ファイバを挿入することとした。本報文中では、光ファイバ敷設に係る施工手順を示し(図3)、堤防強化工事に関する手順は省略する。

1) 埋設管・ハンドホール敷設

旧堤体への裏腹付け工において、締固め後の転圧面を基準に土被り 30cm を確保する位置³⁾に FEP 管(内径 50mm)を敷設した。法先部はドレイン上部に接するように敷設した。光ファイバの上下流端には配線・接続用のハンドホール(750×750×300mm)を設けた。

2) 光ファイバの引き込み

上流側ハンドホールから下流側ハンドホールに向かって計測用光ファイバを人力で引き込んだ(a)。280m の計測区間を一度に引き込む場合、過度な摩擦力が加わり人力での作業が困難になる事や、光ファイバの断線が懸念されたため、7.7K 地点で堤外へ送り出し、再度下流側へ引き込んだ(b)。通信用光ファイバも同様に、法肩に埋設した FEP 管に引き込んだ。

3) 光ファイバ接続・導通確認

上流側ハンドホール内で通信用と計測用の光ファイバを接続し(c)、下流側ハンドホールでは折り返すように光ファイバを接続した。光ファイバ接続部分は断線しやすく弱部となりやすいため、保護管に収納し固定した。光ファイバの接続後、光損失計測を行い、断線の有無と光ファイバの健全性を確認した。

4) 内部充填・コンクリート埋戻し

光ファイバの、堤防挙動との一体性確保のため、埋設管の間隙をグラウト材によって充填した。グラウト材の配合は地山の N 値に相当する強度となるよう決定した。4t ダンプ車上にグラウト材の混合プラントを設け、下流側の埋設管口より注入充填した(d)。既定注入量に達し、上流側から排出されたことを確認し、注入完了とした。堤防の安定性確保のため、ハンドホール内部もコンクリートを充填し、固定した(e)。

5) 光ファイバ計測

埋戻しコンクリートの養生期間後、再度光ファイバの健全性を確認し、光ファイバ計測を開始した(f)。計測間隔 5cm、計測分解能 10cm とし、TW-COTDR では計測頻度 20 分毎、PPP-BOTDA では 1 週間毎とした。危機管理を前提とすると計測頻度は細かいことが望まれるが、計測距離や計測間隔に制限される。さらに、計測間隔や計測分解能は、すべり破壊やパイピング、沈下などの対象とする地盤挙動に対応して決定される必要があり、個々の事象に対応した光ファイバ計測の運用方法の最適化へ向けて、模型実験や実堤体での観測事例などを踏まえて検討を進める所存である。この他に、光ファイバの敷設状態が計測感度に与える影響や、施工方法の合理化についても検討課題であると考えられる。

5. おわりに

河川堤防モニタリングへの光ファイバ計測の適用性の検討を目的に、実堤防へ光ファイバを敷設し、常時計測を開始した。水位計や傾斜計の計測値と併せて光ファイバデータの評価を進めるとともに、運用方法の最適化や光ファイバの堤防への施工方法の合理化などの検討を進めていく。

参考文献

- 1) 平 他：分布型光ファイバセンサによるコンクリート構造物のモニタリング，コンクリート工学，Vol.60 No.9，p809，2022.
- 2) 今井 他：レイリー散乱光を用いた分布型光ファイバセンサの基礎検討，第 76 回土木学会年次学術講演会概要集，CS9-50，2021.
- 3) 財団法人国土技術研究センター：改定 解説・工作物設置許可基準 河川管理技術研究会編，山海堂，1998.

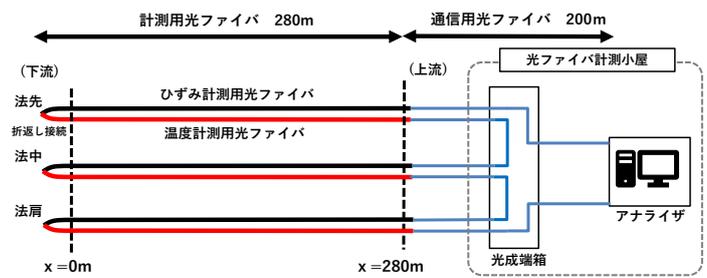


図2 光ファイバ配線図



図3 施工状況

分布型光ファイバセンサを用いた佐波川の粘り強い堤防のモニタリング -計測結果速報-

河川堤防 モニタリング 光ファイバ

山口大学 学生会員○中村仁美 中島健 川口竜二 森啓年 倉田大輔 佐古俊介
鹿島建設(株) 榎谷麻衣 永谷英基 川野健一 今井道男
国土交通省山口河川国道事務所 千田裕司 重宗宏次 東屋俊

1. はじめに

河川堤防は、近年の気候変動により増加する集中豪雨に伴う河川の水出から、人命や資産を守る重要な社会インフラの一つであり、その維持管理が重要であることは論を俟たない。しかしながら、長大な河川堤防を縦断方向に連続的にモニタリング可能な技術はいまだ確立していないのが現状である。そこで、河川堤防を縦断方向に連続的に計測する手法として光ファイバを用いた計測を山口県防府市の一級河川・佐波川河川堤防において試行した。図-1に河川堤防の位置を示す。佐波川水系佐波川の上右田地区右岸 7k700~8k 区間において、光ファイバ延長 280m を 3 側線、表層の大型コンクリートブロック下の土被り 30cm に埋設し、あわせて右岸 7k800, 8k の位置に絶対圧水位計を挿入した観測井を法肩、法面、法尻の 3 箇所に設置し、2022 年 7 月から計測を開始した。本稿では、TW-COTDR (以下レイリー計測) により観測したひずみを、河川水位・降雨量・堤体内浸潤線の観測結果と併せて報告する。



図-1 佐波川の粘り強い河川堤防

2. 2022 年台風第 14 号 (NANMADOL)

2022 年 9 月 14 日 3 時に小笠原近海で発生した台風第 14 号は、18 日 19 時頃に中心気圧 935hPa で鹿児島市付近に上陸し、19 日朝にかけて九州を縦断した¹⁾。防府市付近では、18 日 15 時頃から 19 日 12 時頃まで降雨が確認された。本稿では、台風 19 号接近前の 9 月 17 日 0 時から河川水位がピークを迎え、一定程度まで低下する 9 月 20 日 12 時までを分析対象とした。

3. 計測手法

計測機器及び計測手法は前報に記載した²⁾。

4. 計測結果

1) 河川水位、降雨量、堤体内浸潤線

図-2に台風 14 号接近時の河川水位、堤体内水位、

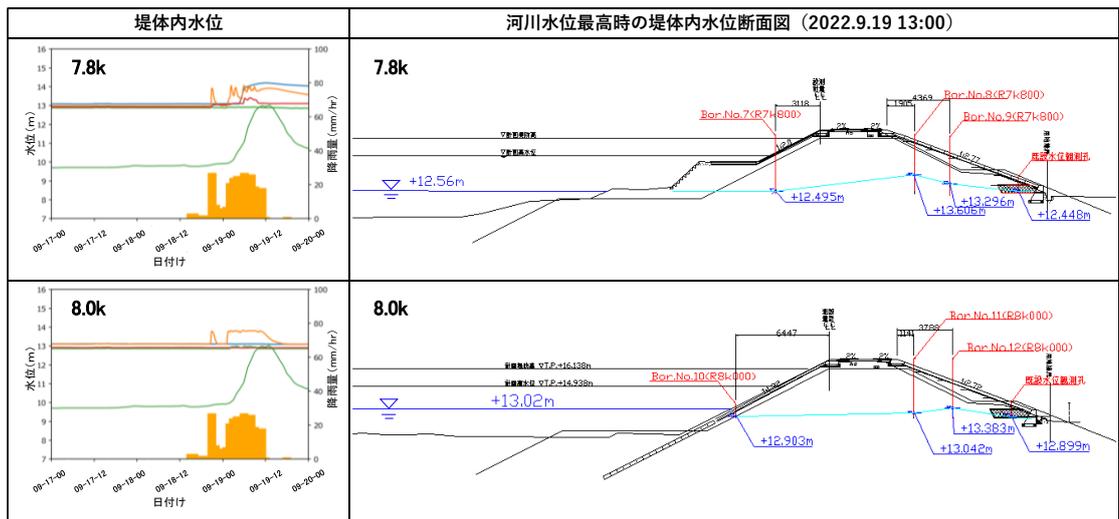


図-2 堤体内水位と河川水位最高時の堤防横断面図

降雨量の結果と最高水位時の堤防横断面図を示す。縦軸第 1 軸を水位、第 2 軸を降雨量、横軸を日時としている。堤体内水位は、雨水によって河川水位の上昇より速い時刻に上昇することが確認され、7.8k が 8.0k に比べてより雨水に対して反応が良い傾向にあることが確認された。主に降雨により発達した堤体内水位は、法肩、法中でやや高くなる傾向にあ

り、法尻の堤体内水位はドレーンの排水効果により、低く抑えられていることが確認された。

2) 堤体ひずみ量

図-3に台風14号接近時の20分ごとの堤防裏法面のひずみ量の計測結果を示す。縦軸第1軸をひずみ、第2軸を気温、横軸を距離とした。この計測結果は、各計測結果の直前に計測した計測結果から発生した累積ひずみ量を図化したものである。

9月18日の15時頃の降雨開始時から常時とは異なるひずみが観測された。21時ごろの降雨強度28mm/hrの強雨時に温度変化と堤体内浸潤線の上昇に伴う堤防が変形したと思われるひずみ発生量を観測した。その後も降雨は続いたが、ひずみ量は落ち着いてくる傾向にあった。9月19日13時ごろの雨が止んだ後の観測結果から、ひずみはほとんど発生しないことが確認された。なお、20分間の最大ひずみ発生量は、 $\pm 0.002\%$ 程度であり、法面方向約10mに換算すると、0.2mm程度の変形であり、堤防の安全性に影響を与えるものではなかったと考えられる。

一方、図-4に降雨・出水無し時の堤防裏法面のひずみ量の結果を示す。また、グラフ内の垂直線は、堤防裏法面の目地材の位置である。この計測結果は、9月17日0時6分の計測結果を基準とし、その差分を図化したものである。降雨や出水がない場合、温度変化に起因すると考えられる目地材を境界とする1ブロックで24時間周期のひずみを観測できることが確認された。その最大ひずみ発生量は $\pm 0.0001\%$ 程度で、法面方向に換算すると0.01mm程度であった。これは、台風14号接近時に観測された最大ひずみ発生量の1/20程度であり、有意な差が見られる。

4. 結論

以上の観測結果から、分布型光ファイバセンサを用いることで、実際の河川堤防における常時、出水時の堤体挙動を高精度で把握できる見通しを得た。今後、観測を継続し、河川堤防の維持管理に活用できるよう、ひずみや温度の変化と堤防の安全性・安定性の定量的な関係の把握などに取り組む所存である。

参考文献

- 1) 防災情報のページ“令和4年度台風第14号による被害状況等について”。内閣府。2022-11-02
<https://www.bousai.go.jp/updates/r4typhoon14/r4typhoon14/index.html> (参照 2022-11-15)
- 2) 榎谷麻衣, 永谷英基, 川野健一, 今井道男, 中村仁美, 中島健, 川口竜二, 森啓年, 倉田大輔, 佐古俊介, 千田裕司, 重宗宏次, 東屋俊: 分布型光ファイバセンサを用いた佐波川の粘り強い河川堤防のモニタリング-計測概要-, 第10回河川堤防技術シンポジウム, 2022. (投稿中)

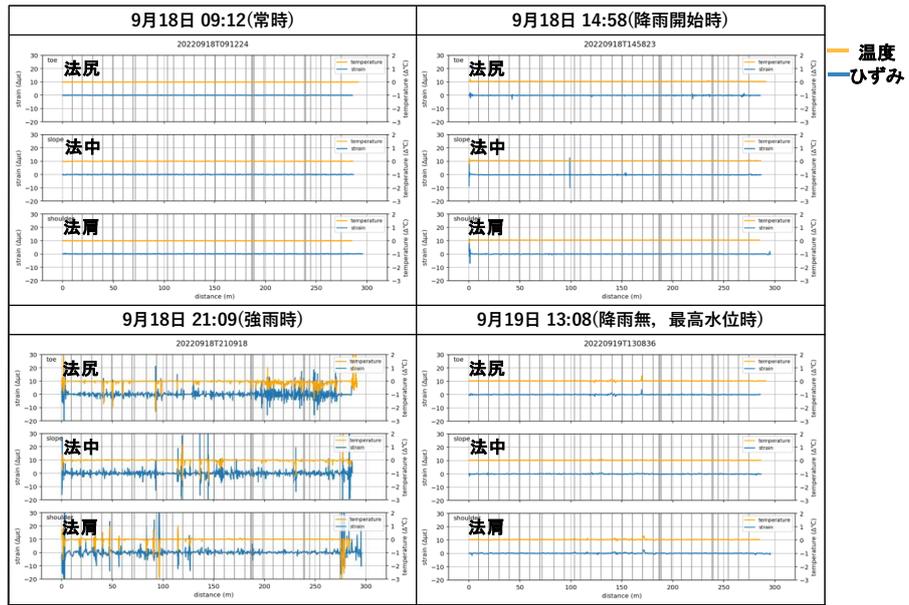


図-3 ひずみの計測結果(降雨,出水有り)

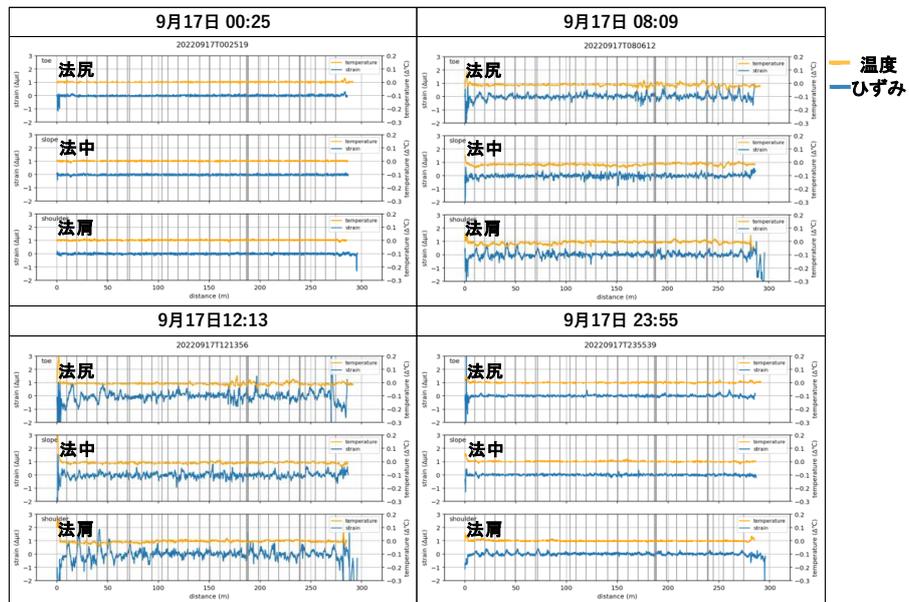


図-4 ひずみの計測結果(降雨,出水無し)

DIAS と LINE を用いた河川堤防被災状況収集アプリ「つつみる(TSUTSU-MIRU)」の開発と運用

堤防被災調査 DIAS LINE

九州工業大学大学院
 東京大学地球観測データ統融合連携研究機構
 山口大学大学院
 土木研究所
 名古屋工業大学大学院
 愛媛大学大学院

正会員 ○川尻 峻三
 非会員 生駒 栄司
 正会員 森 啓年
 正会員 石原 雅規
 正会員 前田 健一
 正会員 岡村 未対

1. はじめに

河川堤防は洪水時には増水した河川と居住エリアの境界部に立地し、洪水氾濫に対する「最後の砦」である。しかし、近年の豪雨災害では、この「最後の砦」である河川堤防が決壊し、多くの人命や財産が失われる被害を我々は毎年のように目の当たりにしている。図-1は2012年から2022年の10年間で発生した主な堤防決壊をまとめたものである。2019年(令和元年)東日本台風以降では、堤防被災の範囲が日本国内の広域で発生している¹⁾。近年では、このような被災の広域分散化によって、被災の全容把握だけでも相当な時間を要することになり、これは早期の被災要因分析と復旧方法の検討の足かせとなっている。また、近年ではあらゆる情報をデータ化してデジタル技術として活用するDX(デジタルトランスフォーメーション)が多くの分野で急速に進んでいる。しかし、これまでに地盤工学会で実施してきた膨大な災害調査に関する情報は紙媒体の報告書や近年ではPDF化された報告書がwebページにアップロードされるに留まり、災害時に得られた貴重な写真などの基本的な情報ですら体系的に蓄積されていない。このようなことから地盤工学会では「災害調査データの収集と活用委員会」(委員長:愛媛大学 岡村未対 教授)²⁾が2021年に設立され、地盤防災の研究に資するためデータとその取得方法、蓄積方法を検討し、データプラットフォームを構築して取得した災害調査データを蓄積し、このデータを利用した地盤工学の具体的な研究手法について検討されている。

上記の委員会活動の一環で、河川堤防の被災調査アプリの開発と運用が進められている。具体的には、地球規模/各地域の観測で得られたデータを収集、蓄積・統合、解析する基盤であるデータ統合・解析システムDIAS(Data Integration and Analysis System)³⁾と、国内で約9000万人が利用しているSNSであるLINEを用いた河川堤防被災状況収集アプリ「つつみる(TSUTSU-MIRU)」を開発した。本文では、2022年出水期から試験運用を始めた試用版「つつみる⁴⁾」の概要と現在までの運用状況を報告する。

2. アプリの概要と機能

2.1 アプリの概要

図-2は本研究で開発したアプリである「つつみる⁴⁾」における被災情報のマッピングフローを示している。なお、アプリの名称である「つつみる」とは、「堤防(つつみ)を見る」とスマートフォンやタブレット端末を操作しつつ調査(見る)できるよ」という2つの意味があり、京都大学 藤澤和謙 教授の考案である。「つつみる⁴⁾」の利用の流れは、大規模な出水によって堤防被災が発生した際に、アプリの利用登録者が近傍の堤防被災状況を現地からweb上のプラットフォームにLINEを使って報告することで「つつみる⁴⁾」の利用登録者全員へ被災状況をリアルタイムに共有し、災害調査データとして蓄積する。また、被災



図-1 2012(平成24年)~2022(令和4年)での堤防被災の例



図-2 LINEを使ったDIASへの被災情報のマッピングフロー

Development and operation of "TSUTSU-MIRU": an application for collecting information on levee damage using DIAS and LINE

KAWAJIRI Shunzo (Kyushu Institute of Tech.), IKOMA Eiji (Univ. of Tokyo), MORI Hirotoishi (Yamaguchi univ.), ISHIHARA Masaki (Public Works Research Institute), MAEDA Kenichi (Nagaoya Institute of Tech.), OKAMURA Mitsu (Ehime univ.)

に至っていない堤防においてもその状況を把握して報告・共有することで、次の出水時での異常箇所を早期発見や、被災箇所と無被災箇所と比較による被災メカニズムの理解に資するデータの蓄積が期待できる。

図-3 は「つつみる^β」における web 上のデータプラットフォームである DIAS の概要を示している。DIAS とは、地球規模/各地域の観測で得られたデータを収集、永続的な蓄積、統合、解析するとともに、社会経済情報などの融合を行い、地球規模の環境



図-3 DIAS の概要 (文献 3)に加筆修正)

問題や大規模自然災害等の脅威に対する危機管理に有益な情報へ変換し、内外に提供することにより、我が国の総合的な安全保障や国民の安全・安心の実現に資することを目的として、2006 年度に開始されたデータプラットフォームである。河川堤防に関連するデータベースとしては、DIAS に統合されている地球温暖化対策に資するアンサンブル気候予測データベース (d4PDF や d2PDF) を利用した研究が近年では報告されている⁴⁾。「つつみる^β」では、DIAS から配信されている「市民参加による生き物モニタリング調査 (いきモニ)」のアプリ⁵⁾を参考にし、DIAS 内に構築した web ポータルに LINE を使って調査箇所の被災状況をアップロードし、利活用するシステムを構築した。

2.2 アプリの機能

図-4 は「つつみる^β」において被災状況を報告する際の LINE の画面を示している。「つつみる^β」では、国土交通省直轄の 109 水系ごとに LINE の「お友達」を設定し、この各水系のチャットボットと会話形式で被災状況の報告する。具体的には、調査対象水系 (河川) の QR コードをスマートフォンもしくはタブレット端末で読み取り、「お友達」登録を行う。これによって、LINE を使って調査対象とする水系の被災状況を DIAS にアップロード可能となる。LINE での被災報告は調査対象水系のトーク画面からチャット Bot を使って会話形式で行う。最初の操作は最初調査対象水系の位置情報を送信する。次に「変状無」、「被災有」から調査対象箇所の 1 次的な状況を報告する。なお、上記のカテゴリの別に「管理者被災情報」を設定し、河川管理者が発表する被災箇所のアップロードを可能とした。これによって河川管理者と「つつみる^β」の被災情報を同一のプラットフォームで統合して、被災の全容把握を迅速化できることが期待される。被災の有無を報告した後に「コメントを送る」、「カメラで撮影する」、「撮影済ファイル送信」、「報告終了」のから報告内容を選択し、LINE からの報告は終了となる。「報告終了」以外の 3 つのカテゴリを選択した後は、再度、カテゴリの選択画面が出るため、アップロードした写真にコメントを付与できる。上述の詳細な操作方法は地盤工学会 河川堤防災害調査の web ページ⁶⁾に動画をアップロードしているので参照されたい。



図-4 LINE を使った被災情報の報告

図-5 は LINE によってアップロードされた被災情報を確認するための web ページのトップページである。トップページでは、直近の登録データを確認できるよう設定した。また、登録 (報告) データの精度を担保するために、データ登録 (報告) 者は、氏名を原則登録することとしている。トップページを下にスクロールすると、図-6 に示すように各水

系に対する QR コード一覧が掲載されている。ここからスマートフォンやタブレット端末のカメラ機能を使い、QR コードを読み取り、LINE のお友達登録を行う。また、各水系名を左クリックすると、対象水系の被災情報をマッピングした web ポータルが新たなウィンドウに表示される。図-7 は、DIAS (web ポータル) 上の被災情報の表示例として、2021 年 8 月の洪水で堤防決壊が発生した高瀬川水系⁷⁾で情報を示している。web ポータルにマッピングされた「変状無」や「変状有」のピンを左クリックすると、報告内容を直感的に把握できるように画面右側にカメラで得られた画像情報をコメントとともに掲載する設定にしている。地図情報としては、DIAS が利用許諾を得ている各種地図情報や航空写真を利用できる。また、河川堤防の被災メカニズムを考える上で重要となる治水地形分類図や、堤防被災による周辺状況への影響を把握する上で必要となる自治体が発表している浸水想定や土砂災害警戒区域などのハザードマップを同時にマッピングが可能である。

3. 「つつみる^β」の利用状況

現状で「つつみる^β」は、地盤工学会における河川堤防災害調査員に登録された地盤工学会会員が利用できる。河川堤防災害調査員の制度は、河川堤防に対して大量の災害データを基にしたデータサイエンスによる新たな研究の時代に対応することを念頭に、これまでに災害調査経験の無い会員の方も参加できるよう河川堤防の調査ガイドラインを作成し、また、国土交通省の全地方整備局と災害調査協力協定を結び、国からの要請で専門家集団である地盤工学会会員が積極的に社会貢献できる基盤を整備したものである。このような背景から「つつみる^β」は、地盤工学会会員であれば、いつでも誰でも無料で利用可能とした。図-8 は 2022 年 11 月 14 日現在での国土交通省地方整備局ごとに整理した「つつみる^β」によってデータ登録された件数である。2021 年は東北・中国地方で、2022 年は東北・北陸・九州南部地方でまとまった降雨があり、堤防決壊や漏水・パイピングが発生した。これを受けて上記の地域で登録件数が多い。図-9 は「つつみる^β」のユーザ登録数を所属別に整理したものである。研究機関よりも建設コンサルタントと総合建設業（ゼネコン）を併せた数が多く、「つつみる^β」のような災害情報の統合システム・アプリの民間需要の高さが伺える。



図-5 つつみる^β のトップページ



図-6 国土交通省管理河川 109 水系に対する QR コード

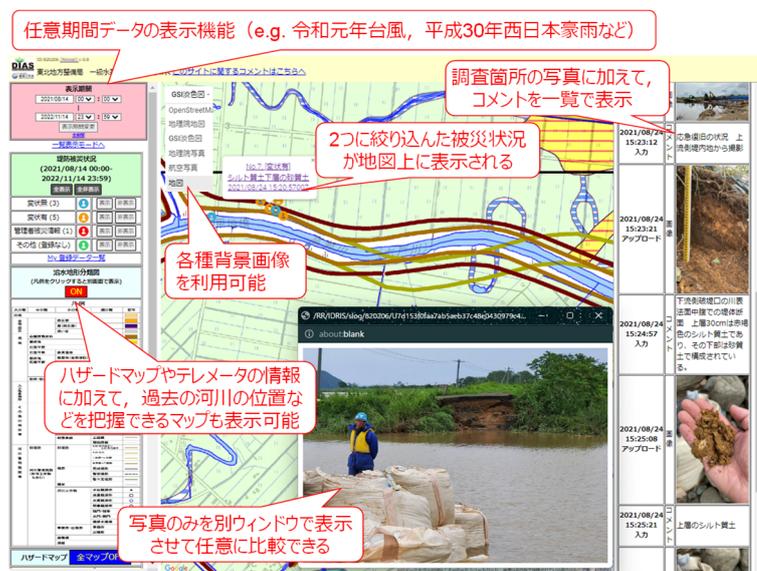


図-7 DIAS (web ポータル) での被災情報の表示例 (高瀬川水系)



図-8 つつみる^βでのデータ登録件数



図-9 つつみる^βでのユーザ登録者数

4. まとめ

筆者らは、本アプリの開発と運用はデータ駆動型社会に河川堤防の教育・研究を適応させるための足掛かりの一角を担うと考えている。「つつみる^β」は年1回、登録ユーザにアンケート調査を行い、その結果を反映して改善を行うことになっている(本原稿が公開される頃には登録ユーザへのアンケート調査が行われている)。「つつみる^β」への登録は地盤工学会のwebページから随時可能であるが、現在は試用版として運用中のため、図-10に示すパンフレットに記載があるように「お試しつつみる^β」を使った体験が可能である。なお、本文中に記載しているQRコードはすべて「お試し TSUTSU-MIRU」へのリンクとなっているので、読者の多くのユーザ登録を心からお願いする次第である。

謝辞

本研究では、文部科学省の補助事業により開発・運用されているデータ統合解析システム(DIAS)の上で開発・実装されたものである。本システムの構築にあたり、DIAS第4期参画機関のメンバーから貴重なご意見を頂いた。特に喜連川優 国立情報学研究所所長・東京大学特別教授、小池俊雄 土木研究所 ICHARMセンター長、渡邊康玄 北見工業大学副学長からは本アプリの根幹についてご助言を頂いた。また、一部の被災調査は、土木学会 地盤工学委員会堤防研究小委員会が河川財団から受けている研究助成で実施した。末筆ながら記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 例えば、S. Ohtsuka, Y. Sato, T. Yoshikawa, T. Sugii, T. Kodaka and K. Maeda: Levee damage and revetment erosion by the 2019 Typhoon Hagibis in the Chikuma River, Japan, *Soils and Foundations*, Vol. 61, No. 4, pp. 1172-1188, 2021.
- 地盤工学会：災害調査データの収集と活用委員会, https://www.jiban.or.jp/?page_id=15438 (2022.11.14 閲覧)
- DIAS データ統合・解析システム：DIAS とは, <https://diasjp.net/about/> (2022.11.14 閲覧)
- 例えば、M. Shige-eda, J. Akiyama, A. C. Duran, R. Kanaya and Y. Katsura: Investigation of the characteristics of the flood inundation caused by the heavy rain of typhoon No. 19 in the first year of Reiwa, *Journal of JSCE*, Voil. 10, No. 1, pp. 102-110, 2022.
- I. Washitani, M. Nagai, M. Yasukawa, M. Kitsuregawa: Testing a butterfly commonness hypothesis with data assembled by a citizen science program “Tokyo Butterfly Monitoring”, *Ecological Research*, pp. 1-8, 2022.
- 地盤工学会：河川堤防災害調査のページ, <https://www.jiban.or.jp/?p=14413> (2022.11.14 閲覧)
- 川尻峻三, 石原雅規, 上田和也, 西村圭右, 丸田亮, 小山真輝, 小笠原明信：2021年8月豪雨による高瀬川決壊箇所における調査報告, 第9回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.1-4, 2021.

図-10 2022年11月14日現在でのつつみる^βのパンフレット

細粒分を含まない礫質堤防土の力学特性の評価

大型三軸試験	礫質土	吸水軟化試験	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	湯貫 敬, 山下隼史
			名城大学		鷺見航大, 夏目将嗣, 児玉直哉

1.はじめに

近年、台風や豪雨災害が多発する気候条件になり、数多くの河川堤防が決壊などの深刻な被害を受けている。しかしその一方で、礫質堤防においては被災経験がほとんどなく、十分なせん断強度を有しているにも拘わらず、現状の照査では、十分な強度定数が得られないことが多いため、過剰な浸透対策に結びつきかねないケースも見受けられる。そのため、本来はせん断強度が十分に高いと考えられる礫質堤防土の強度特性を適正に評価できる試験手法が必要である。

著者らの研究グループでは、今まで多くの礫質堤防土の大型三軸試験を実施しており、現地堤防でCU試験を実施するとゆる詰め傾向を示し、せん断強度が低く評価されやすいが、本研究グループが提案している吸水軟化試験を実施した場合、CU試験より大きなせん断強度が得られることを示してきた¹⁾。本論文では細粒分をほとんど含まない富士川上流の山梨県内の釜無川堤防で採取した試料を対象に礫質堤防土の最適なせん断強度評価について検討を行った。

2.試験概要

本論文で使用する試料は山梨県中央市の釜無川（富士川上流部の呼称）左岸の堤防付近の河床から採取した試料である。その付近の堤防は河床材料とほぼ同様の礫質土で築堤されている。図1に釜無川試料の粒径加積曲線を示すが、図のように細粒分をほとんど含んでいない。大型土嚢に採取した試料を実験室に搬入し、自然乾燥させた後、4分法を用いて均等に小分けした。本研究では直径20cm、高さ40cmの大型供試体および直径10cm、高さ20cmの中型供試体を用いるが、それぞれの最大粒径を53mm（図1赤線）および19mm（図1青線）となるようせん頭粒度調整をした。特に中型供試体においては、単に粒径19mm超の礫を除外するせん頭粒度調整試料と粒径19mm超の礫分を除外した質量と同じ質量分だけ、9.5mm～19mmの礫を人為的に混入することにより礫含有率を大型供試体に用いた試料と同一とした試料（以下、礫分粒度調整試料²⁾と呼ぶ）の2種類を用いた。礫分粒度調整試料の粒度分布は図1の緑線に対応する。

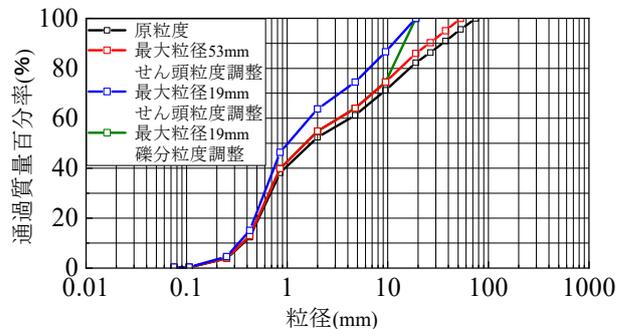


図1 粒径加積曲線

表1 試験条件

締固め度 (%)	供試体寸法	粒度調整法	乾燥密度 (g/cm ³)
90	大型	せん頭粒度	1.703
	中型		1.607
95	大型		1.801
	中型		礫分粒度
			1.801

表1に試験条件を示す。締固め試験から得られた最大乾燥密度1.924g/cm³を基準に、直径20cm、高さ40cmの大型供試体用には、53mm以下の試料で構成される部分の補正乾燥密度を算出し、締固め度90%（乾燥密度1.703g/cm³）と95%（乾燥密度1.801g/cm³）で供試体を作製した。このような礫分を除外したときの乾燥密度を補正する考え方は、ロックフィル材料等の締固め密度管理でも実施されている。直径10cm、高さ20cmの中型供試体用には、19mm以下の試料のみに相当する補正乾燥密度を算出して、締固め度90%（1.607g/cm³）と95%（1.708g/cm³）相当の供試体を作製した。供試体作製時の含水比は、締固め試験から得られた最適含水比6.6%を採用し、蒸留水を加えながら調節し、均一になるまで十分に攪拌した。その後、所定の密度となるように5層に分けて慎重に密度管理を行いながら突き固め法によって供試体を作製した。その後、二重負圧法で完全飽和化させ、所定の有効拘束圧で1時間等方圧密した後に、載荷速度0.1%/minで非排水せん断を実施した。

3.吸水軟化試験

河川堤防の浸透による被災は、堤体内部の浸潤面上昇に伴う有効応力の低下によって堤体が不安定化して崩壊するが、三軸圧縮試験では最終的に到達する応力状態が大きく異なることがあるため、得られる強度定数の評価は難しい。そこで本研究グループでは吸水軟化試験を提案している³⁾。吸水軟化試験は三軸圧縮試験を基本とするが、堤防法面付

Evaluating the mechanical properties of a gravelly levee soil without fine contents.

T. Kodaka, K. Yunuki, J. Yamashita, K. Washimi, S. Natsume, N. Kodama (Meijo University), K. Lee (Nippon Koei) and Y. Kubo (Geolabo-Chubu)

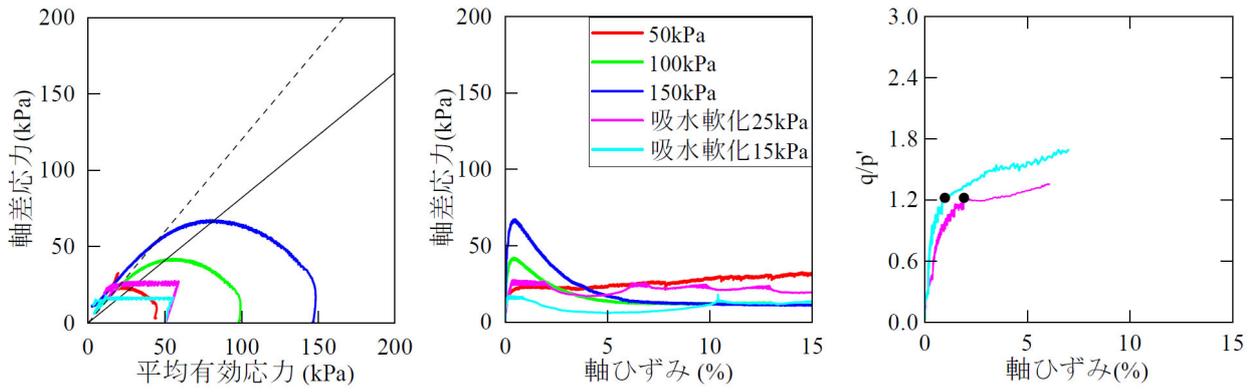


図2 締固め度 90%大型供試体の試験結果

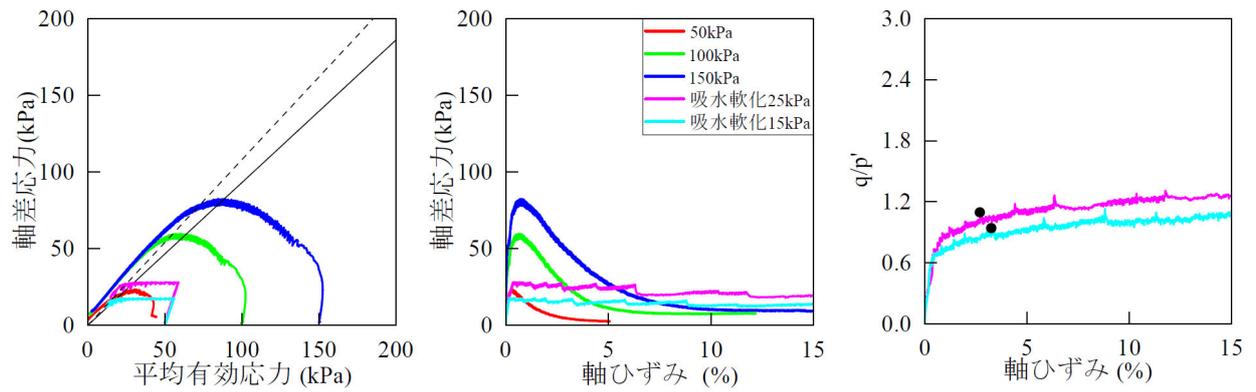


図3 締固め度 90%中型供試体の試験結果

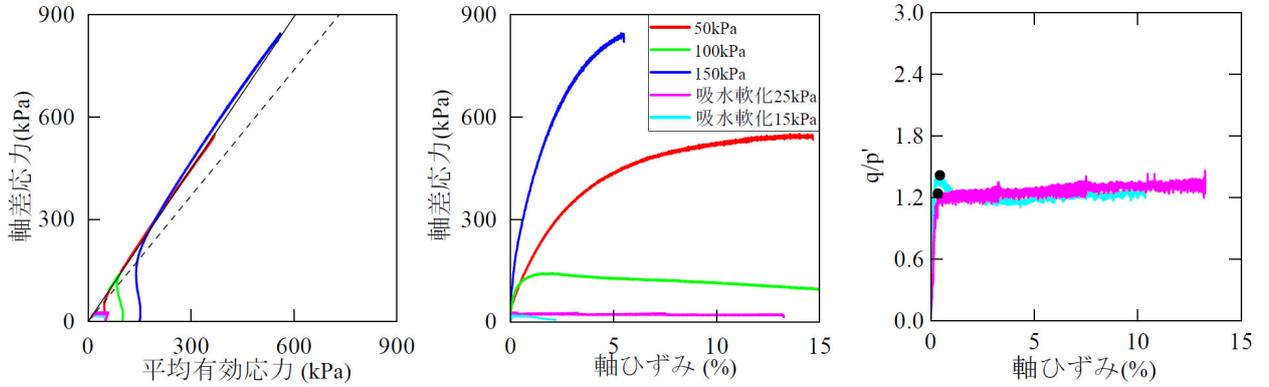


図4 締固め度 95%大型供試体の試験結果

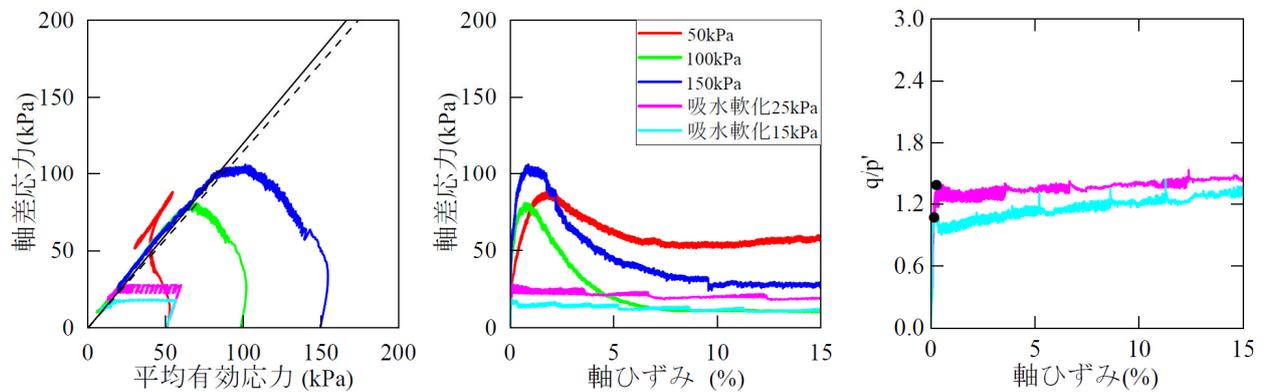


図5 締固め度 95%中型供試体の試験結果 (せん頭粒度調整)

表 1 各試験の破壊応力比

	縮固め度 90%			縮固め度 95%	
	大型	中型	大型	中型 (せん頭粒度)	中型 (礫分粒度)
CU 試験	0.86	0.90	1.51	1.20 (変相時)	1.55
吸水軟化試験	1.20	1.07	1.33	1.16	1.29

表 2 各試験の内部摩擦角と粘着力

	縮固め度 90%				縮固め度 95%					
	大型		中型		大型		中型 (せん頭粒度)		中型 (礫分粒度)	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	粘着力 c' (kPa)								
CU 試験	22	0	23	0	37	0	15	23	38	0
吸水軟化試験	30	0	27	0	33	0	29	0	32	0

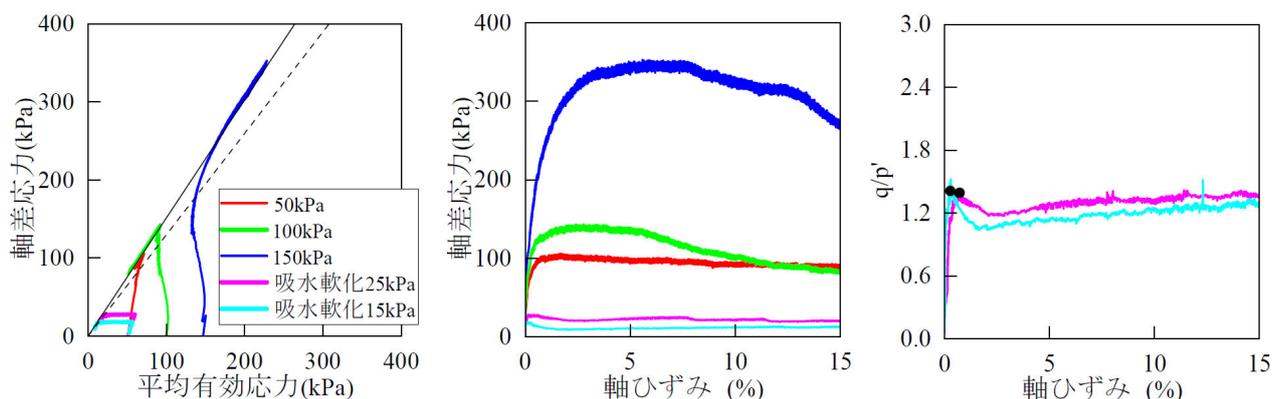


図 6 縮固め度 95% 中型供試体の試験結果 (礫分粒度調整)

近での浸潤時の有効応力低下を模擬する操作を行う。圧密までは三軸圧縮試験と同様であり、圧密後、排水せん断によって所定の軸差応力まで上昇させ、初期せん断を与えた異方応力状態にした後、軸差応力を一定に保ちつつ間隙水圧を上昇させて供試体を破壊に至らしめる。破壊に至る直前まで、間隙水圧を上昇させても供試体内へ吸水もせず、軸ひずみ、体積ひずみもほとんど発生しないが、ある有効応力状態（すなわち限界状態）に到達した途端に軸ひずみが発生し、その後破壊に至る。この試験は、有効応力経路を精密に制御することによって、対象土の骨格構造が急激に変化しはじめる有効応力条件を探索し、浸透すべり破壊を引き起こす時点の強度定数を把握することが可能である。

4. 試験結果

現地堤防の正確な乾燥密度は不明であるため、本研究では前述のように縮固め度 90%と 95%で試験を実施した。図 2, 3 に縮固め度 90%の大型、中型供試体の CU 試験ならびに吸水軟化試験結果を示す。図 4, 5 には、縮固め度 95%の大型と中型供試体の CU 試験ならびに吸水軟化試験結果を示し、図 6 に同一縮固め度の中型供試体の礫分粒度調整試験の結果を示す。なお、図 2~6 の応力比~軸ひずみ関係のグラフにおける黒色のプロットは、吸水軟化試験での破壊点を示している。表 1 は、CU 試験と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。紙面には示していないが、CU 試験から得られた軸差応力のピーク値を参照した有効応力で整理したモールの応力円を作成し、吸水軟化試験は、有効応力の低下に伴い軸ひずみが大きく発生する時点を破壊とみなし、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 2 にまとめて示す。図 2, 3 の縮固め度 90%の大型、中型供試体による CU 試験では、ともにせん断初期に軸差応力がピーク値に到達した後に塑性圧縮を伴う軟化挙動を示し、最終的には軸差応力が 0kPa に近づく静的液状化に近い状態となっている。大型と中型供試体ともに典型的なゆる詰め傾向を示す結果であり、過去に我々の研究グループで実施してきた現地礫質堤防土の試験結果の傾向と概ね一致している。また、大型と中型の両者の有効応力経路は非常に類似しており、軸差応力のピーク値に若干の違いがあるものの、CU 試験の内部摩擦角 ϕ' はそれぞれ 22°、23° とほぼ同じ値となり、乾燥密度の補正を施すことによりせん頭粒度調整した中型供試体は大型供試体と同様の結果が得られることが分かる。

さらに密詰めの場合における検討を行うため、縮固め度 95%の大型、中型供試体の試験結果を図 4, 5 に示す。大型供試体の有効応力経路に着目すると、せん断初期から高い剛性を示し、変相後には有効拘束圧 100kPa を除いた 50, 150kPa では正のダイラテンシーの拘束によって平均有効応力と軸差応力が大きく増大するひずみ硬化挙動を示した。この挙動は、密詰めの礫質土によく見られる傾向である。なお、有効拘束圧 150kPa では、軸差応力が増大していき、荷重計の計

測限界に近づいたため試験を終了した。一方、せん頭粒度調整試料の中型供試体では軸差応力がピークを示した後、100kPaと150kPaは、塑性圧縮を伴う軟化挙動を示した。有効拘束圧50kPaのみ過圧密な挙動を示したが、これは低拘束圧条件では初期状態から過圧密の度合いが大きく、せん断中にも正規圧密状態に到達しづらいことが関係している。締固め度90%では、大型と中型供試体の力学挙動が類似していたが、締固め度95%は有効応力経路を見ても分かるように力学挙動の違いは明らかである。そこで図6に締固め度95%の礫分粒度調整試料の中型供試体の結果を示す。この試料は大型供試体に用いた試料と礫含有率が同一であり、かつ、乾燥密度も同一である。有効応力経路に着目するとせん断初期から軸差応力が增大していき、有効拘束圧150kPaにおいては同一締固め度の大型供試体の有効応力経路とほぼ同じ結果が得られた。いずれにしても密詰め傾向を示す結果であり、大型供試体に近い力学挙動を示した。それを反映して内部摩擦角 ϕ' は、 38° とほぼ同じ値となっている。これは、細粒分をほとんど含まない礫質堤防土では、礫分の割合を変えない礫分粒度調整を導入することにより中型供試体でも大型供試体と同等の変形・強度特性に近づけることが可能であり、せん頭粒度調整がこのような試料には適していないことを示唆している。

締固め度90%の吸水軟化試験とCU試験の破壊応力比を比較したところ、大型、中型供試体ともに吸水軟化試験の破壊応力比の方が大きい値を示した。さらに内部摩擦角 ϕ' も比較すると大型供試体は 30° 、中型供試体は 27° となり、CU試験よりも大きな強度定数が吸水軟化試験で得られる。礫質堤防土はゆる詰めであることが多く、通常のCU試験で得られる強度定数は小さく、浸透に対しては脆弱と判定されやすい。しかし、実際に被災した経験はほとんどないことを考慮すると、浸透時に発揮する礫質堤防土のせん断強度は、吸水軟化試験をしてはじめて適正に評価できるものと考えている。締固め度95%の大型供試体のCU試験による破壊応力比は1.51と大きめの値を示し、内部摩擦角 ϕ' も 37° と大きなせん断強度を示した。これは、先ほども示した変相後に平均有効応力と軸差応力が增大することが関係しているが、実際の堤防のすべり面においてそのような完全非排水せん断条件を維持することはあり得ず、そのような非現実的な条件で得られたせん断強度を実務で用いると危険側の判定に結び付きかねない。一方、吸水軟化試験の破壊応力比は1.33となり、内部摩擦角 ϕ' は 33° とどちらもCU試験より小さい値となっているが、これはCU試験で得られたせん断強度が過大評価していることを示唆している。なお、同一締固め度の礫分粒度調整試料による中型供試体でも、同様の傾向が得られている。今後、締固め度90%の中型供試体でも礫分粒度調整を施し、さらなる検討を進める。

5.まとめ

本研究では、細粒分をほとんど含まない釜無川の河床から採取した礫質土を対象に、礫質堤防土の最適なせん断強度評価法について検討を行った。大型と中型供試体の力学挙動はせん頭粒度調整と供試体作製の乾燥密度を補正すること、さらに礫分粒度調整を施すことによりほぼ一致することが示された。締固め度90%程度だとCU試験ではこれまでの知見と同様にゆる詰め傾向を示し、せん断強度が低く評価されやすい結果となった。低有効応力条件下における吸水軟化試験の破壊応力比と内部摩擦角 ϕ' は締固め度90%ではCU試験の結果よりも大きく、浸透時にはある程度のせん断強度が期待できる。一方、締固め度95%では、CU試験によって極めて大きな強度定数が得られたが、試験条件から考えると強度定数を決定している有効応力状態は過大であることから、強度定数も過大評価している可能性もある。ただし、吸水軟化試験ではそれよりも安全側の強度定数が得られており、過剰な密詰め土においても適正な強度定数を得る手法として吸水軟化試験が有効である可能性が示唆された。

謝辞

本研究で用いた実験試料は、2014年12月に釜無川左岸で採取したものである。試料採取にあつては、関東地方整備局河川部河川工事課ならびに甲府河川国道事務所の関係各位に多大なご協力をいただいた。また、関東地方整備局関係部署との調整にあつては、山口大学の森啓年氏（当時、国土技術政策総合研究所）ならびに土木研究所石原雅規氏にご尽力いただいた。記して謝意を表す。

参考文献

- 1)例えば、梅村逸遊、小高猛司、李圭太：礫質土のせん断強度の評価、第73回土木学会年次学術講演会、2018。
- 2)小高猛司、板橋一雄、中島康介、牧田祐輝、李圭太、上村俊英、坪田邦治、加藤雅也：河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価法に関する考察、地盤工学ジャーナル、Vol.5, No.2, pp.193-205, 2010。
- 3)例えば、小高猛司、李圭太、石原雅規、久保裕一、田中貴之、梅村逸遊：吸水軟化試験による河川堤防土の低拘束圧下のせん断強度の評価、第5回河川堤防技術シンポジウム、2017。

地震による被害事例をもとにした堤体亀裂発生に関する分析

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。また、地震後も堤防機能を損なうことが無いよう、堤防沈下量を基準とした評価が行われ、必要に応じて耐震対策が施されている。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¹⁾が行われているが、地震時には堤防沈下だけでなく堤体亀裂が発生することもある。この亀裂は堤体内部にまで損傷を与えているため、出水時の浸透・浸食にも影響を及ぼすと考えられるが、現状の設計手法で照査項目とはなっていないのが現状である。近年の気候変動による災害リスクの増大は知られている通りであり、より災害に強い堤防整備を目的として、地震時に発生する堤体亀裂を予測し、その亀裂が浸透・浸食に及ぼす影響を評価する必要がある。

このような背景より、著者らは地震時に発生する堤体亀裂に着目し、東北地方太平洋沖地震の被害事例分析に取り組んでおり、堤防高が高いほど深い亀裂が生じやすいことや、堤防沈下量が小さいほど深い亀裂が生じやすいことを確認している²⁾。また、被害メカニズムに着目した分析も行っており、堤体が液状化するケースは沈下が大きく亀裂が浅い傾向にあり、一方で基礎地盤が液状化するケースは沈下が小さく亀裂が深い傾向にあることを確認している³⁾。これらは東北地方太平洋沖地震の被害事例の分析結果であり、本報告では、続いてこの他に様々な地震を対象として被害事例を収集して分析を行ったものである。

2. 分析対象とした被害事例

分析対象は、2016年熊本地震・2011年東北地方太平洋沖地震・2004年新潟県中越地震・2003年十勝沖地震で被害を受けた河川堤防を対象とした。対象となる被害事例は表-1に示す通り計86箇所である。対象箇所の被害情報や堤防諸元については、各調査報告書⁴⁾⁵⁾⁶⁾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。

分析対象とした被害事例について、被害メカニズムはいずれも液状化によって大きな被害が見られた事例を対象としており、慣性力により軽微な亀裂等が生じた例は対象から除外している。被害メカニズムは全て液状化によるものではあるが、河川堤防の液状化被害は図-2に示すように、堤体が液状化して被害が生じる事例と、基礎地盤が液状化して被害が生じる事例、あるいは堤体と基礎地盤の両者が液状化して被害が生じる事例に分類される。堤体が液状化して被害が生じる事例は、液状化層が浅い位置にあることから、直上にある堤体自重を支えることができず、堤体がブロック状に寸断して沈下や亀裂が生じることが多い。一方、基礎地盤の液状化は、堤防の自重により水平方向に伸長を伴って鉛直方向に圧縮し、沈下や亀裂が生じることが多くある。このようなメカニズムの違いは亀裂に及ぼす影響も大きいものと考えられるため、本研究では、このメカニズムの違いにも着目して分析を行った。

表-1 分析対象箇所一覧

地震	主な水系・河川	箇所数
2016年熊本地震	緑川・白川	12
2011年東北地方太平洋沖地震	阿武隈川水系・鳴瀬川水系・北上川水系 利根川水系・久慈川水系等	62
2004年新潟県中越地震	信濃川	5
2003年十勝沖地震	十勝川・牛首別川等	7
合計		86

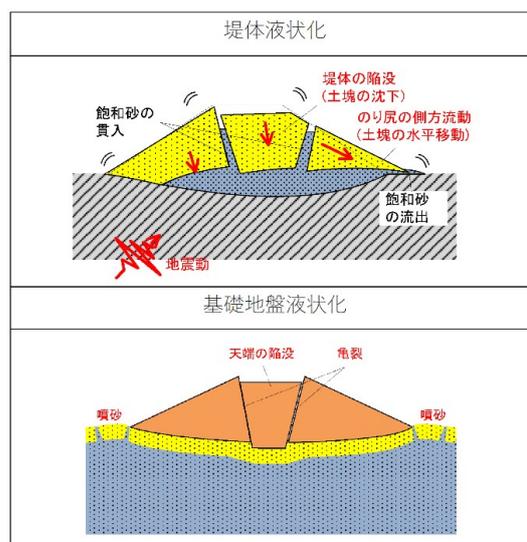


図-2 被害メカニズムの分類

(河川堤防耐震対策緊急検討委員会資料⁵⁾より引用)

Analysis on embankment crack occurrence based on damage cases by earthquake

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

3. 分析結果

分析結果を図1～2に示す。それぞれ、亀裂深さ・堤防高の関係、亀裂深さ・沈下量の関係を示して整理している。既往研究²⁾にて、2011年東北地方太平洋沖地震では堤防高が高いほど深い亀裂が発生し易い傾向、沈下量が大きいほど亀裂深さは浅くなる傾向を報告している。本研究では、図-1に示す通り熊本地震・新潟県中越地震・十勝沖地震を加えて整理しているが、いずれの地震も箇所数は多く無いものの既往研究²⁾と同様の傾向が確認できる。

図-2は同一の被害事例を被害メカニズム別に整理したものである。図-2(b)に示す亀裂深さ・沈下量の関係より、堤体液状化は図の右下にプロットされる事例が多く見られ、沈下量が大きく浅い亀裂となる傾向が見られる。一方、基礎地盤液状化は図の左上にプロットされる事例が多く見られ、沈下量が小さいものの深い亀裂となる傾向が見られる。堤体と基礎地盤が液状化した事例は両者のメカニズムが混在しているためバラツキの見られる結果となっている。図の相関だけ見ると、堤体液状化は沈下量が大きくなるものの亀裂は

浅く済むように見えるが、堤体液状化は図-2に示した通り、堤体土がブロック状に寸断されて側方流動するように沈下が生じることが知られている。このことから、ブロック状に寸断された際に一度開いた亀裂が側方流動によって地震後には閉じた可能性も考えられる。このため、堤体内部の損傷を評価する上では慎重になる必要があると言える。

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、複数地震を対象として堤体亀裂発生に着目した分析を行った。その結果、いずれの地震においても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は浅く済む傾向にあることを確認した。また、堤体液状化は亀裂が浅い傾向にあり、一方で基礎地盤液状化は亀裂が深い傾向にあることを確認した。ただし、堤体液状化については地震後に確認された亀裂は浅い傾向にあったものの、堤体土がブロック状に寸断された際に堤体深部まで損傷を受けている可能性は否めない。これについては、堤体の土質により異なることも想定されるため、今後分析を進めていきたいと考える。

謝辞

本研究で用いた東北・関東地方の堤防諸元は、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ます。

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) 脇中康太, 渦岡良介, 松田達也, 藤井紀之：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, 第9回河川堤防技術シンポジウム, pp.21-22, 2021。
- 3) 脇中康太, 渦岡良介, 松田達也, 藤井紀之：被害メカニズムに着目した堤体亀裂発生に関する被害事例分析, 日本地震工学会・大会, 2022。(投稿中)
- 4) 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。
- 5) 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。
- 6) 信濃川河川事務所：新潟県中越地震による信濃川堤防の被災に関するとりまとめ, 2007。
- 7) 財団法人北海道河川防災研究センター：平成15年十勝沖地震河川災害調査検討会-報告書-, 2004。

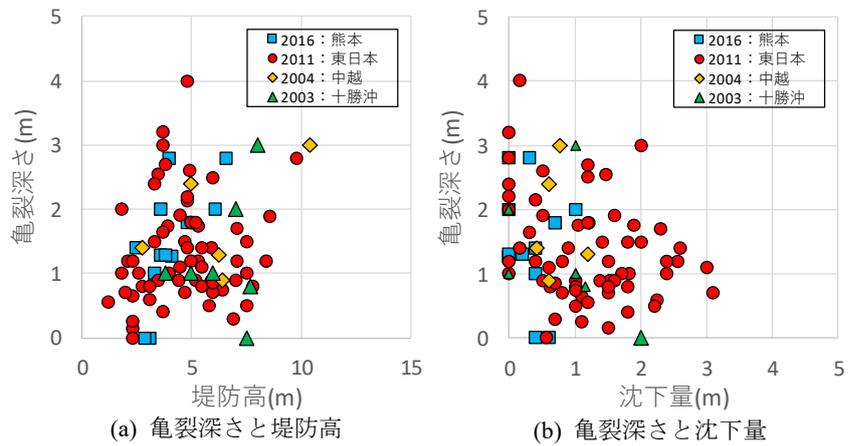


図-1 堤体亀裂と諸条件の関係

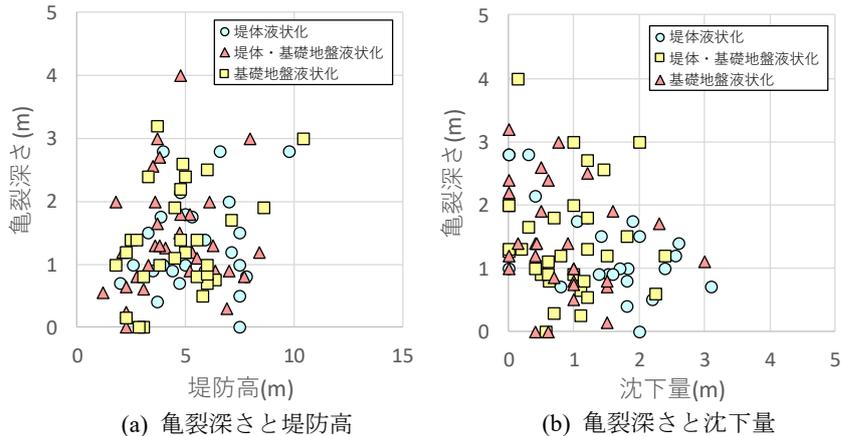


図-2 堤体亀裂と諸条件の関係(被害メカニズムで分類)

深層学習による堤防天端の縦断亀裂と土質構造の分析

粘性土 内部液状化 深層学習

中部大学 正会員 杉井 俊夫
中部大学 学生会員 浅井 駿輝 高橋 蒼

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震において粘性土基礎上の堤体内で内部液状化が発生した。このメカニズムは、堤体基礎が粘性土層を含むことで、長期的な堤体基礎の圧密沈下によりできた凹部に閉封飽和域と呼ばれる河川水や雨水が溜まりが砂質堤体内に形成され(図 1)、地震により堤体内部液状化が発生したとされている。こうした地震時に堤体内部液状化が発生しそうな場所の特定化や堤体維持管理について、筆者らは堤体縦断亀裂の情報を使用することを試みてきた。堤体の縦断図およびボーリングから堤体基礎に一定以上の粘土層厚がある場合に縦断亀裂が発生することを得てきた¹⁾。また、堤防の縦断亀裂は堤体内にアンコ状の粘性土を含む場合や異なる土質による腹付けなど、非対称断面などに発生しやすいといわれている。先の検討で厚い粘性土が存在していても縦断亀裂が見られない箇所もあり、粘土層の分布の非対称性をも考慮する必要があると考えられた。本報告は、堤体の横断面についても検討を行っていく上で非対称性の程度を客観性をもって判断できるよう、堤体天端舗装の縦断亀裂の関係と土質構成について深層学習を用いて検討した結果である。

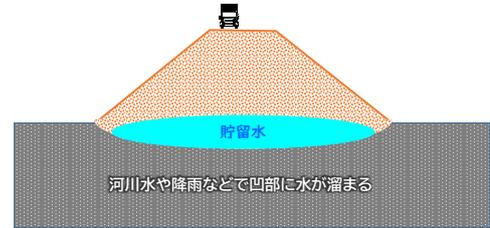


図 1 堤体基礎の凹部に閉封飽和域

2. 粘性土の層厚と縦断亀裂

朱ら¹⁾は、これまでに堤体基礎の支持力不足(圧密沈下)と縦断亀裂の関係から、土質柱状図と ストリートビューを用いて、縦断亀裂が確認される場所において 6m 以上の粘土層が厚く存在することを得てきた。しかし、堤体基礎に粘土層が厚く存在していても縦断亀裂が生じていない箇所が一部にみられた。その理由として、図 2.1 に示すように、例え厚い粘土層が存在していても均一な層厚で分布(対称)する場合には、天端舗装は逆に圧縮して亀裂は発生しないことが、実験でも得てきている。すなわち、単にボーリングデータだけの縦断では粘土層の分布状況を把握できなく、非対称な分布が不等沈下を発生し、天端の引っ張り亀裂を惹起するものと考えられた。そこで、シルトを含む粘性土層の粘性土層の分布を図 3 に示す A~E の 5 パターンと定義して、それ以外を対象断面とし亀裂の発生の有無を調べることにした。結果を、図 4.1 および 4.2 に示す。これより、明らかに非対称断面での亀裂の発生が多いことが得られた。ここで、粘土層が、非対称に分布するパターンを人間の目で判断する場合に、どの程度の勾配であるのか、どの程度の非対称性であるのか、データをパターン化する際に難しいこともある。そこで、縦断亀裂がある場合にはどのような非対称性分布となるのか、深層学習を用いることとした。



図 2.1 対称の粘土層分布

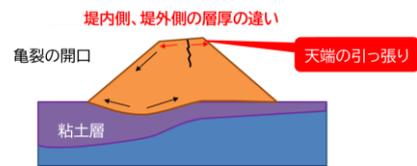


図 2.2 非対称の粘土層分布

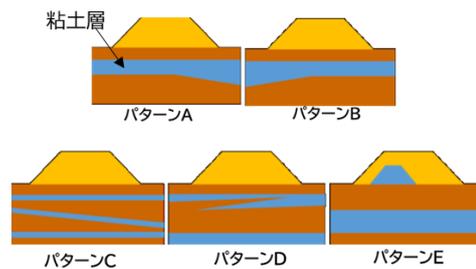


図 3 粘土層の非対称分布のパターン

3. 深層学習の概要

(1) 堤防横断面図のトレース

CNN(Convolutional Neural Network:畳み込みニューラルネットワーク)による天端の舗装亀裂の有無を検討する。図 5 のように、堤体地層断面を使用して、亀裂の有無を分けて地層断面を収集、その際、不要な柱状図や N 値の記述を削除し、層ごとに色分けを行った。粘性土層は青系、砂質土層は黄系、礫質土層は茶系の色で、パレットで統一をはかり、色を付けてトレースした。

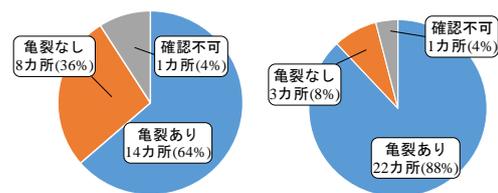


図 4.1 粘性土分布対称断面 図 4.2 粘性土非対称断面

(2) 深層学習と横断面図データ

今回、図 6 のように「亀裂あり」および「亀裂なし」の堤防横断面図をいくつか読み込ませて学習させた後、異なる堤防横断面について「亀裂あり」の確率を算出することにした。学習方法としては、畳み込み層、正規化層、最大プーリング層を繰り返す CNN による深層学習を実施した。

一般に、深層学習における顔認識などの画像解析では少なくとも 500 以上のデータが必要となるが、今回は深層学習適用の可能性を調べるために、表 1 に示す教師データ亀裂あり 120 断面、亀裂なし 120 断面で行った。な

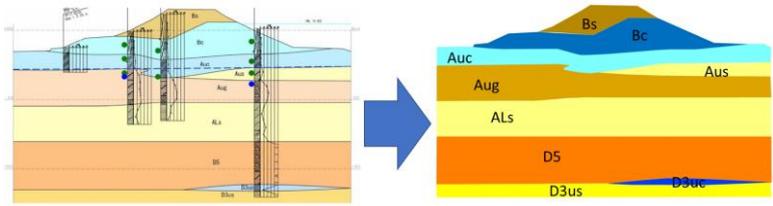


図 5 ボーリング柱状図削除のためのトレースと色分け

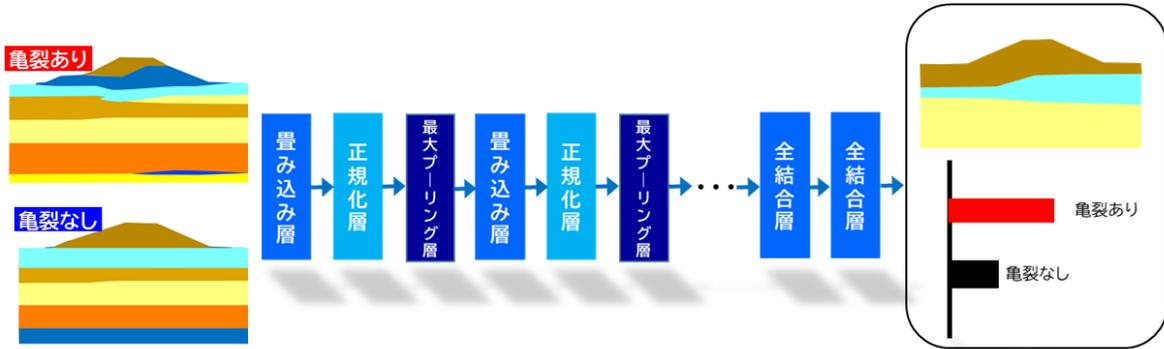


図 6 堤防断面・亀裂の有無データの学習と予測

お、亀裂の有無は、Google ストリートビューで確認したものおよび、実際に堤防上から確認した結果、縦断亀裂とみなしたもので判断した。これらをもとに亀裂の有無の確率を予測するための適用データを、それぞれ同数の 15 断面ずつ同河川堤防において作成して適用した。適用データには教師データに用いていない断面データを使用している。

(3) 予測値への影響度の可視化

予測値に対する勾配を重み付けすることで、重要なピクセルを可視化する Grad-CAM (Gradient-weighted Class Activation Mapping) アルゴリズムにより、堤防横断面図において注目領域がどこであるかを求め、共通項を可視化することで、その共通性から亀裂発生要因の検出を行うこととした。

(4) 学習モデルの学習回数

画像分析は学習回数に依りの中率へ影響度が高いことが知られている。ある程度の学習回数が必要であるが、それ以上行くと急激に中率が低下する。

的中率は亀裂有無の同数のデータの場合には、次式で算出される。
 的中率 = $\frac{(\text{亀裂あり的中数}) + (\text{亀裂なし的中数})}{(\text{亀裂ありデータ数}) + (\text{亀裂なしデータ数})}$

そこで、本解析において学習回数を変えて的中率を調べ、最も高い的中率を得られるまで計算を行い、その傾向を調べた。累積の学習回数と

表 1 教師データと適用データ

	教師データ数		予測適用データ数	
	亀裂あり	亀裂無し	亀裂あり	亀裂なし
河川名				
庄内川	50	28	6	4
木曾川	34	28	3	2
揖斐川	16	26	2	4
牧田川	10	8	2	1
天竜川	10	30	2	4

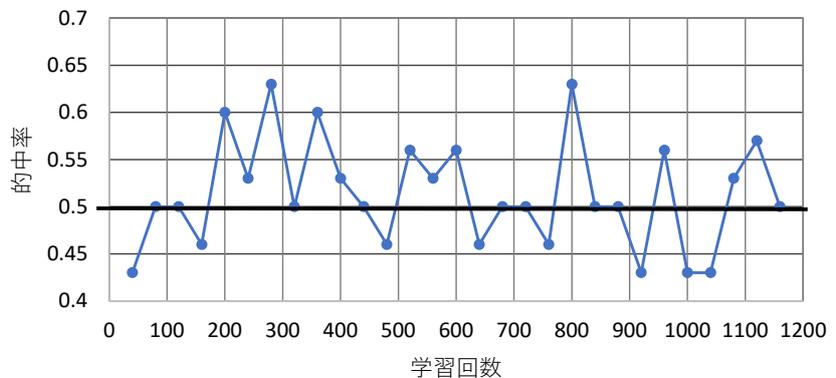


図 7 学習回数と的中率

的中率の変化を記録したグラフを図7に示す。280回までは、概ね的中率が增加する傾向にあるが、それ以上になると極端に低い中率である質の悪いモデルが構築される頻度が増える傾向を得ることが明らかとなった。図13の結果より、学習回数280回で予測することとした。

4. 解析結果と考察

(1) 亀裂の有無の推定

構築したアルゴリズムを用いた適用堤防断面データの推定結果を個々の確率として図8に示す。左側から15データが実際に「亀裂あり」と確認されているグループで、右側から15データが実際に「亀裂なし」と判断されているグループである。赤色が「亀裂あり」の確率、青色が「亀裂なし」の確率を示している。「亀裂あり」のグループで100%の確率のものが5断面、「亀裂なし」のグループで0%のものが8断面と明らかに判断されている断面も見られる。

推定結果は「亀裂あり断面」が15断面中7断面の中で、「亀裂無し断面」が15断面中12断面の中で63.3%的中率を得た。高い中率とは言えないが深層学習適用の可能性が得られた。また、亀裂ありと判断された中していた断面と的中がはずれた断面の亀裂の違いを比較したところ、亀裂が細いところが、的中がはずれている傾向が高いことがわかり、的中しているところは亀裂の幅が大きく、また補修されている箇所が目立った。また今回の分析では、亀裂の有無をGoogleストリートビューや現地踏査のデータであり、工事履歴が明らかでないものもある。そのため、既に舗装を修復していた多段階での亀裂の有無を判断して決めていることが危惧される。沈下による亀裂箇所は、天端舗装を修復しても時間経過とともに、継続して発生するものと考えると舗装修復履歴データの重要性が指摘される。堤防管理と道路管理の間の情報共有が期待されるところでもある。

(2) 判別根拠の分析

深層学習において先に説明したように、Grad CAMにより、どの点に着目して判断されたのかが、適用データごとに可視化される。このことを利用して、共通点を挙げることで亀裂が発生しやすい粘土層の分布状態の特徴を見つけることができる。図8で示した「亀裂あり」および「亀裂なし」それぞれのグループで的中した断面のGrad CAMの結果を次の図9、図10に示す。暖色を示すほど、注目度が高いことを示している。図9のように粘土層全体と傾斜、堤内含有部分に注目が高くなっていた。亀裂無しの断面では深部の対象に分布している水平に分布する粘土層において、層の境界部に注目が高くなっていた(図10)。これは対象断面では深部の粘土層は縦断亀裂に影響しにくいことを示すものと考えられた。また的中しなかった断面のGrad CAMの結果を図11、図12に示す。亀裂ありの断面は10m以上の深部の粘土層または2層の合計粘土層厚が一定であったことが影響していることが考えられた。また、図12はボーリングデータの欠損から層が傾斜してしまったことが誤差を含む原因になったものと考えられた。

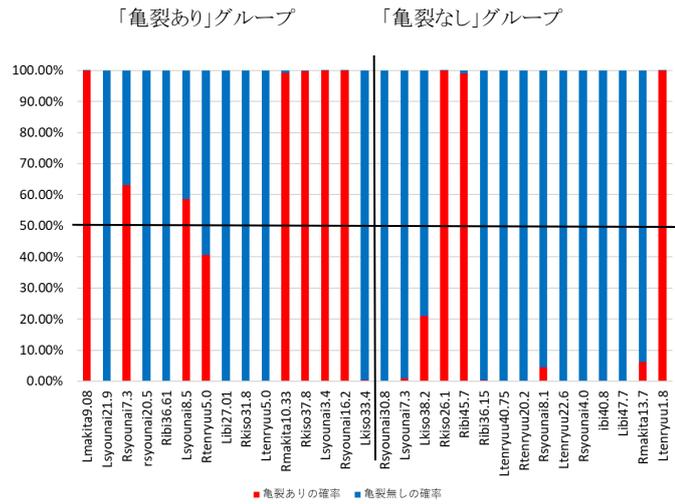


図8 予測適用断面の亀裂発生の確率結果

表2 予測適用結果

	亀裂ありと判断	亀裂なしと判断	計
「亀裂あり」グループ	7	8	15
「亀裂なし」グループ	12	3	15

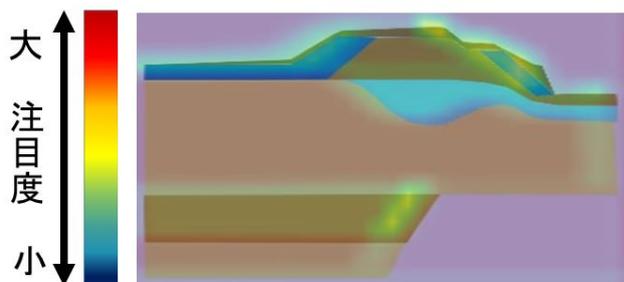


図9.1 亀裂あり的中 (Rsyounai16.2)

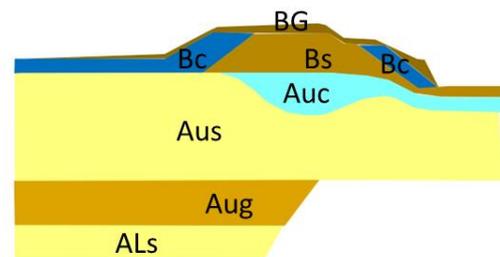


図9.2 元図面 (Rsyounai16.2)

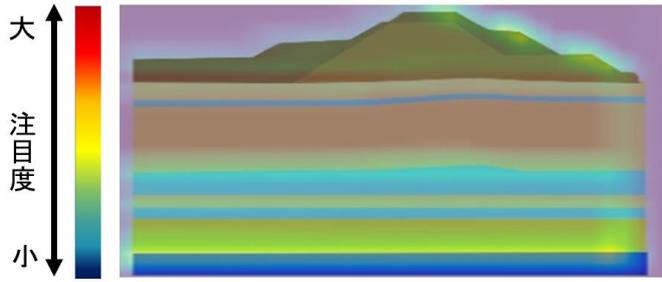


図 10.1 亀裂なし的中(Rsyounai8.1)

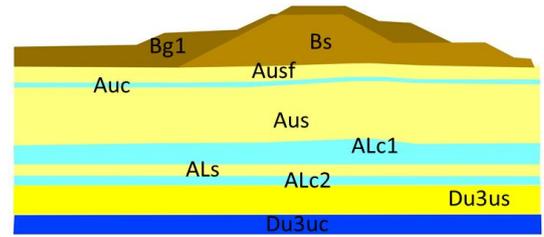


図 10.2 元図面(Rsyounai8.1)

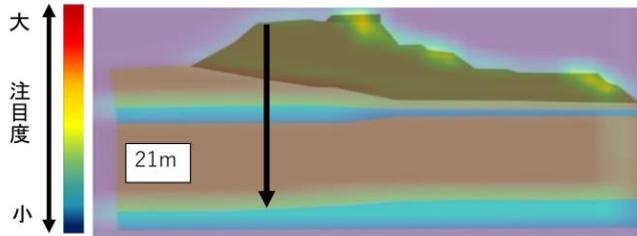


図 11.1 亀裂ありハズレ(Lkiso33.4)

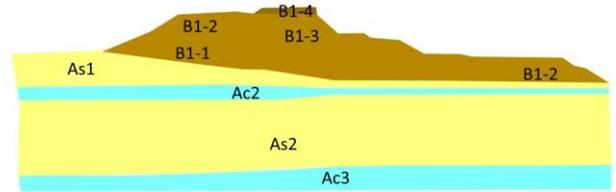


図 11.2 元図面(Lkiso33.4)

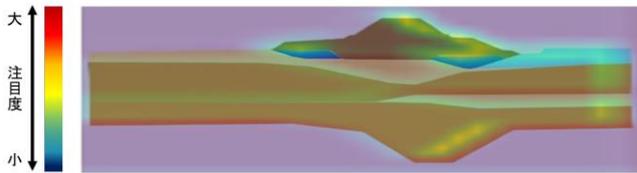


図 12.1 亀裂なしハズレ(Ribi45.7)

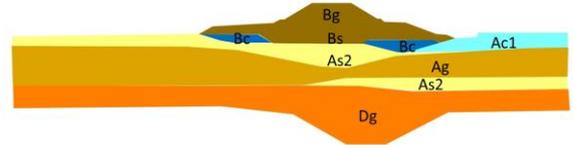


図 12.2 元図面(Ribi45.7)

5. おわりに

縦断亀裂と土質構成の分布状態について深層学習を取り入れて、その非対称性や特徴を把握できないか僅かなデータで試みた結果、以下の知見を得ることができた。

- 1) 縦断亀裂の発生には、粘性土の厚みと傾斜、堤内含有が寄与することが GradCAM の分析結果によって明らかとなった。
- 2) 亀裂の有無の判別根拠として深い粘性土層は亀裂の発生に関連しない可能性が示された。
- 3) 今回の僅かな教師データで 63.3%的中率と明確に亀裂の発生の判別が出来るモデルを得ることができ、粘性土層分布の分析に深層学習を利用の可能性を得ることができた。
- 4) 細い縦断亀裂が発生している堤防断面での精度が低下していることや、ボーリングデータの欠損で下部の層が切断傾斜してしまっていることが誤差を発生させた可能性が得られた。

【参考文献】

- 1) 朱発瑜, 平田武史, 深見秀隆, 平野浩之, 杉井俊夫: 天端縦断亀裂による堤体基礎めり込み危険箇所の評価, 令和元年土木学会中部支部研究発表会, 2019.
- 2) 杉井俊夫・浅井駿輝: 堤防天端の縦断亀裂と堤体基礎の粘土層分布の関係, 令和3年度土木学会中部支部研究発表会, III-19, 2022.

ドレーン用 Co 二次製品の排水孔の大きさが排水能力に与える影響に関する実験的検討

ドレーン Co 二次製品 排水孔

土木研究所 正 会 員 ○西村 圭右
 土木研究所 正 会 員 石原 雅規
 名城大学 正 会 員 小高 猛司
 日本工営 正 会 員 李 圭太
 土木研究所 正 会 員 佐々木 哲也

1. 目的

河川堤防の浸透に対する対策工法として、堤防に浸透した降雨や河川水の排水を促す目的で堤防裏法尻にドレーン工が設置されてきている。それに伴い、法尻の安定性向上や施工性・経済性の向上を目的として、ドレーン排水面付近に設置するための Co 二次製品が開発されてきている。これらの構造物には排水孔が設けられている構造のものもあり、排水孔の大きさによってはドレーン工からの排水を十分に処理できず、ドレーン工がその効果を十分に発揮しないことも考えられる。現行基準^{例えば 1)2)}では排水孔の大きさを考慮する方法は示されていない。そこで本研究では、下部に排水孔を設けた土槽を用いた実験により、排水孔の大きさや充填材の粒径、排水孔呑口の処理方法を変化させた場合の排水能力の変化の傾向について検討した。

2. 実験方法

実験には図 1 に示す土槽を用いた。底面 140cm×100cm、高さ 100cm 程度の土槽を止水板により 2 分割し、分割後のそれぞれの土槽底面に図 2 に示すように、大きさの異なる 2 種の塩ビ管（内径 83mm および 20mm）を設置し、排水孔を構築した。それぞれの排水孔の呑口に図 3 に示すようにメッシュを設置した場合、および不織布を設置した場合の実験を実施した。メッシュは、充填石材の粒径を考慮し、左槽はφ83mm、φ20mm 両方の排水孔にメッシュ間隔 1.0cm 程度の金属メッシュを設置した。右槽はφ83mm の排水孔にメッシュ間隔 1.6cm 程度の金属メッシュを設置し、φ20mm の排水孔にはメッシュ間隔が排水孔径と殆ど同程度となることや、排水孔径と比較して充填石材が大きくなるため、メッシュを設置しない状態とした。不織布は厚さ 2.5mm~3.0mm 程度、透水係数 $k_{20}=2.0 \times 10^{-3} \sim 6.0 \times 10^{-3} \text{m/s}$ 程度（JGS0931-2020 による試験値）のものを全ての排水孔の呑口に設置した。土槽内が空の状態と石材を充填した場合の実験を実施した。石材としては、左槽に 4号碎石（粒径 2~4cm 程度）、右槽に割栗石（長径 10~15cm 程度）を用い、土槽内の底面から 70cm の高さまで充填した。左右各土槽には、水位計測のための有孔管を設置した。

土槽内の高さ 70cm 以上の高さまで水を溜めた後、各土槽の排水孔の蓋を開け、水位の経時変化を有孔管内に設置した圧力式水位計により計測した。実験ケースは表 1 に示す通り、①土槽内は空の状態排水孔を設置した場合、②土槽内は空の状態排水孔呑口にメッシュを設置した場合（ただし、右槽φ20mm は除く）、③メッシュ設置後に土槽内に石材を充填した場合、④排水孔呑口は無処理のまま石材を充填した場合（右槽φ20mm のみ）、④土

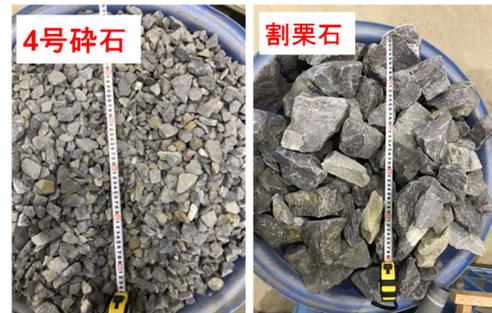
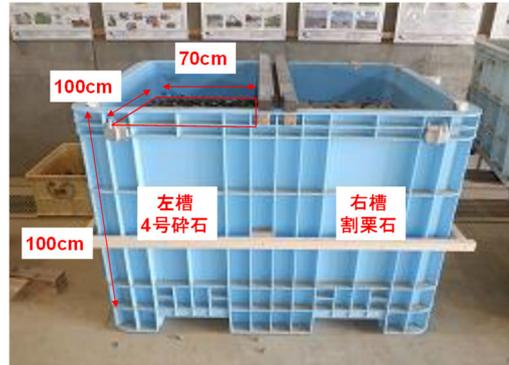


図 1 実験に用いた土槽と充填材料

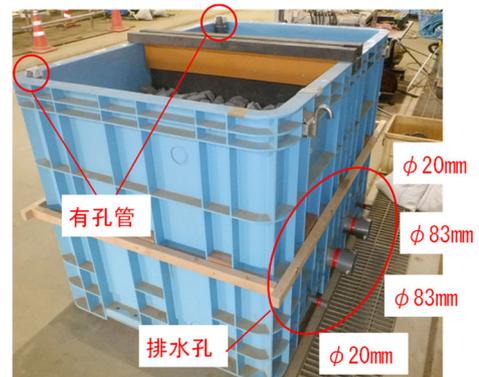


図 2 有孔管、排水孔設置状況



図 3 排水孔呑口の処理
 (左:メッシュ, 右:不織布)

槽内は空の状態排水孔呑口に不織布を設置した場合、⑤不織布設置後に石材を充填した場合の各ケースに関して、左右各土槽で、内径の異なる2種類の排水孔の組合せで、合計19通りの実験を実施した。

3. 実験結果・考察

図4、図5にそれぞれφ83mm、φ20mmの排水孔から排水を行った場合の水位の経時変化を示す。φ83mmの水位の経時変化に関して、②メッシュを設置した場合の結果を見ると、①排水孔のみの場合と殆ど同様の水位低下速度であった。③メッシュ+石材の場合は、②メッシュのみの場合の水位低下速度と比較して、4号砕石を充填した場合は水位低下速度が遅く、割栗石を充填した場合は早くなることわかる。④不織布を設置した場合は、①排水孔のみの場合に比べて水位低下速度が大幅に遅くなり、⑤不織布+石材の場合は③メッシュ+石材の場合と同様、④不織布のみの場合の水位低下速度と比較して、4号砕石を充填した場合は水位低下速度が遅く、割栗石を充填した場合は早くなる傾向が確認された。φ20mmの排水孔の場合の結果を見ると、充填石材の違いに関係なく、左右どちらの槽に関しても同様の傾向が確認された。①排水孔のみの場合と②呑口にメッシュを設置した場合の水位低下速度はほぼ同様であり、③メッシュ+石材の場合は①排水孔のみの場合に比べ、水位低下速度が早くなった。③'石材のみの場合についても同様に、①排水孔のみの場合と比較して、水位低下速度が早くなった。これは、石材の充填によ

表1 実験ケース一覧

土槽の状態		土槽	土槽内 充填石材	排水孔 内径 (mm)
①	排水孔のみ	左	-	83
		右		20
②	メッシュのみ	左	-	83
		右		20
③	メッシュ+石材	左	4号砕石	83
		右		20
③'	石材のみ	左	割栗石	83
		右		20
④	不織布のみ	左	-	83
		右		20
⑤	不織布+石材	左	4号砕石	83
		右		20

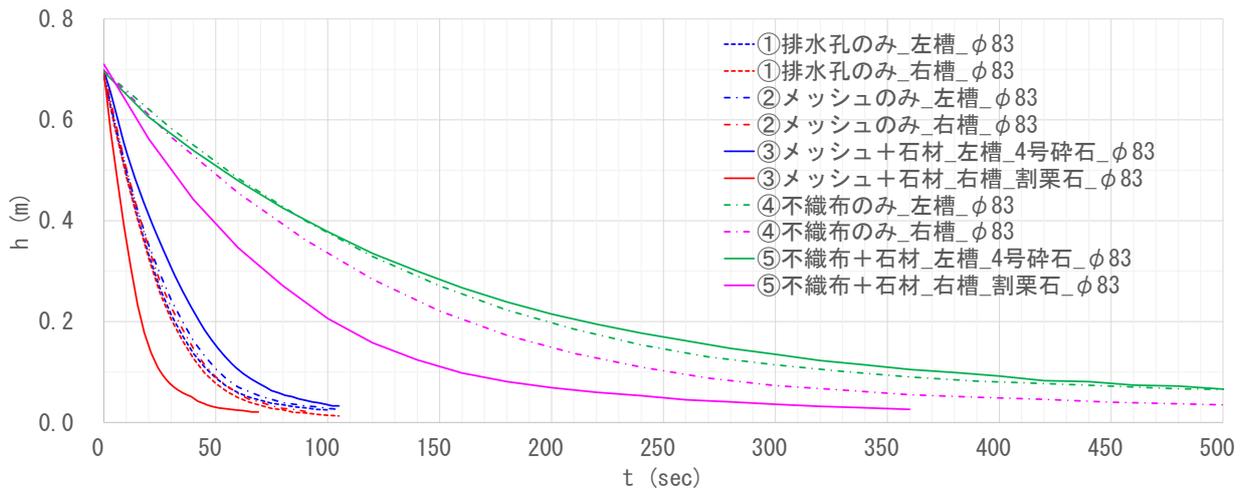


図4 水位計測結果(φ83mm)

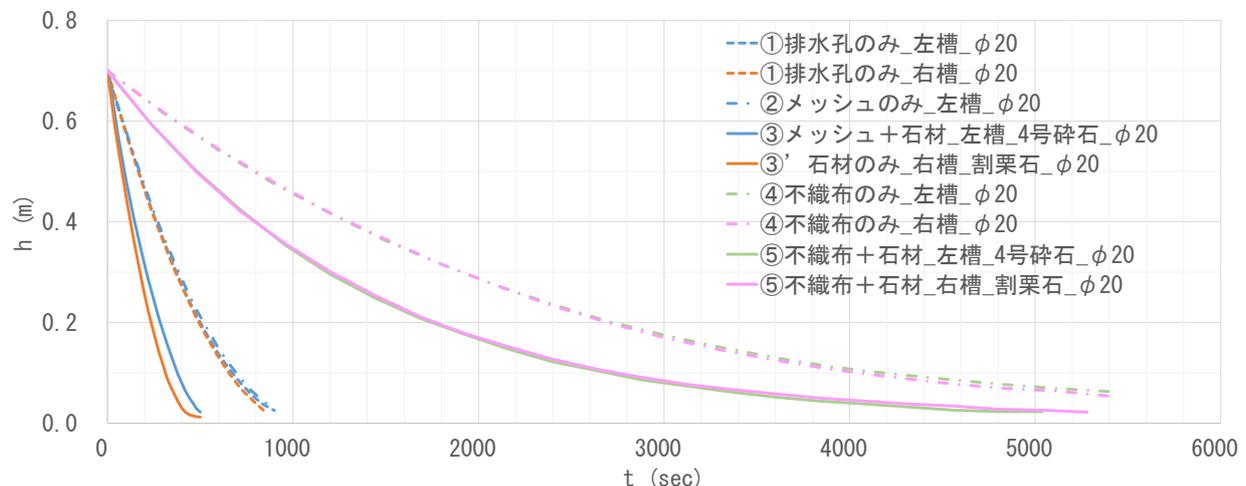


図5 水位計測結果(φ20mm)

り水は石材の間隙を流れることとなるため、石材を充填しない場合と比較して、土槽内の水の体積が相対的に小さくなることによるものであると考えられる。④不織布を設置した場合は、①排水孔のみの場合に比べて大幅に水位低下速度が遅くなり、⑤不織布+石材の場合は③メッシュ+石材の場合もしくは③'石材のみの場合と同様、④不織布のみの場合に比べ若干水位低下速度が早くなった。

これらの水位観測結果を用いて、水位と流量の関係を整理した結果を図 6~図 9 に示す。流量は、石材を充填しない場合は水位の変化量に底面積を掛けて算出した。石材充填時には、充填石材総重量と石材密度 (2.7g/cm³ を仮定) を用いて算出した間隙体積を、充填高さで割って求めた平均的な間隙面積を用いて流量を算出した。また、図中の黒実線はトリチェリの定理 ($Q = \sqrt{2gh} \cdot a$, ここで、 g :重力加速度、 h :水位、 a :排水孔面積) を用いて算出した排水孔のみの場合の流量を参考として示している。φ83mm の排水孔と 4 号碎石の組み合わせ以外に関しては、メッシュおよび充填石材の影響は小さく、不織布の影響を強く受けて流量が低減することがわかる。φ83mm の排水孔と 4 号碎石の組み合わせの場合、メッシュの影響が小さいことは同様であるが、排水孔呑口の処理方法に関わらず、石材充填により流量が低減することがわかる。排水流量は排水孔径・呑口部の処理方法・石材の内、何れかの要素がボトルネックとなることで規定されていると考えられる。実験結果を踏まえると、排水孔径φ83mm と 4 号碎石の組合せを除くケースでは、石材の粒径によらず、排水孔径もしくは不織布がボトルネックとなっていると考えられ、一方で、排水孔径φ83mm と 4 号碎石の組合せでは、石材によって排水流量が規定され、排水孔径はボトルネックとなっていないと考えられる。

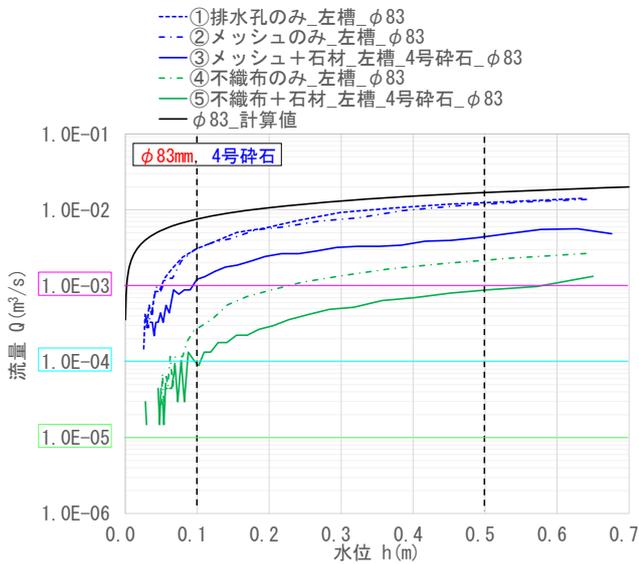


図 6 水位-流量関係 (φ83mm,4 号碎石)

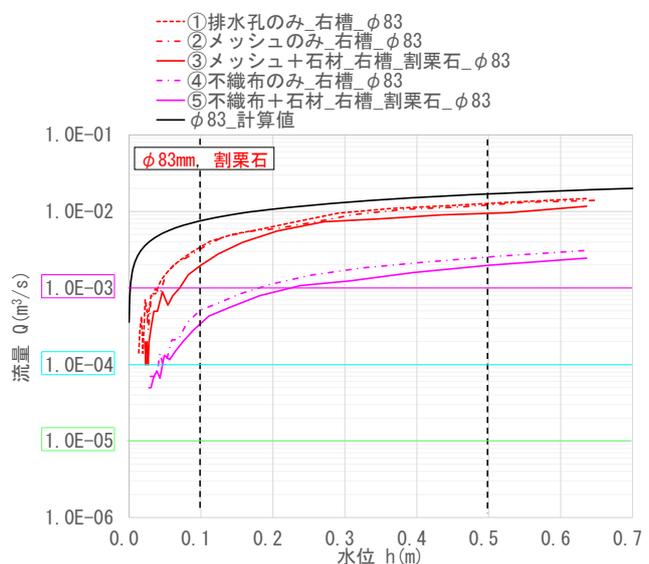


図 7 水位-流量関係 (φ83mm,割栗石)

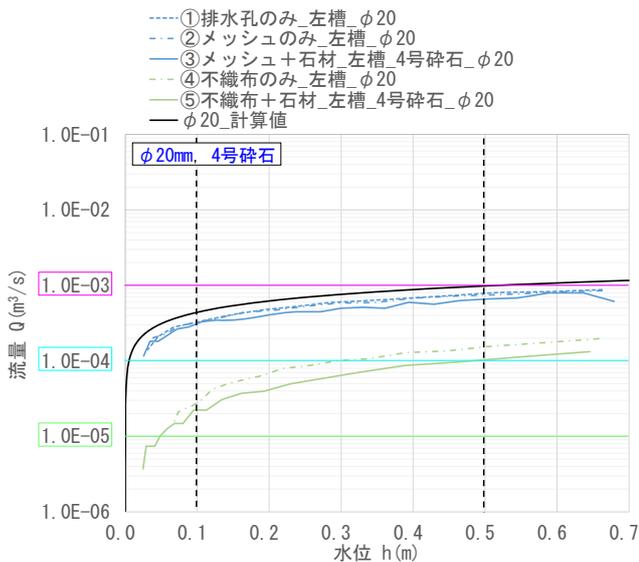


図 8 水位-流量関係 (φ20mm,4 号碎石)

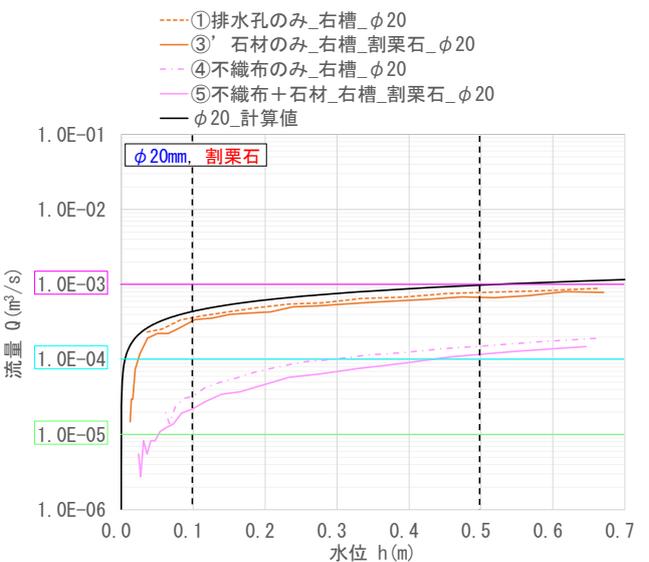


図 9 水位-流量関係 (φ20mm,割栗石)

実験結果から得られた流量を評価するため、図 10 に示すようなモデルを用い、表 2 に示す通り透水係数・雨量・水位を変化させて浸透流解析を実施し、ドレーンからの排水流量を試算により求めた。結果として、図 11 に示す通り、この試算条件では最大で $1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ 程度の排水量が発生し得る事がわかる。この結果を実験結果と比較する。水位が 0.5m の場合はいずれのケースでも流下能力を概ね満足していると考えられるが、そもそもドレーン工内一杯に水が溜まった状態では、ドレーン工が十分に効果を発揮しているとは言い難い。ドレーン工が十分に効果を発揮する水位として例えば 0.1m を想定した場合は、排水孔径が小さい場合や、排水孔径が大きい場合でも不織布を設置した場合は流下能力が不足すると考えられる。

4. まとめ

土槽を用いた実験により、排水孔の径・排水孔呑口の処理・充填材料による排水能力の変化傾向を確認した。土槽実験で得られた排水量を解析結果と比較すると、条件の組み合わせによっては排水能力が不足する可能性があることが確認された。Co 二次製品を活用するに当たっては、各製品の排水能力を実験等により確認することが重要であると考えられる。また、実際の堤防の浸透に対する安全性を考慮すると、可能な限り低い背面水位（小さい動水勾配）で排水能力を満足することが望ましいと考えられるため、背面水位に応じた排水能力を把握しておくことが重要となる。そして、堤防の透水性等も考慮した上で、ドレーン工が十分に効果を発揮するための排水能力を有するか確認する必要がある。浸透性能の評価にあたっては、基本的には、現行基準と同様に法尻の Co 二次製品の影響を考慮せずに実施した浸透流解析より得られるドレーン工からの排水流量が、解析と同等の動水勾配によって排水できる構造であることが望ましいと考えられる。

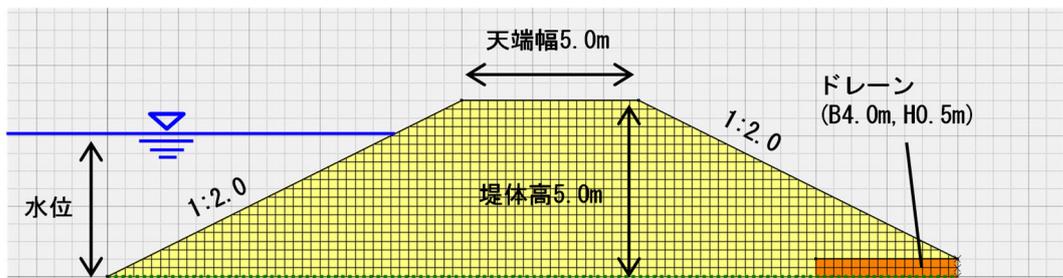


図 10 解析モデル形状

表 2 解析条件

Case	透水係数 (m/s)		雨量 (mm/hr)	水位 (m)
	堤体	ドレーン		
A-1	1.0E-06	1.0E-04	0	1, 2, 3, 4
A-2			10	
B-1	1.0E-05	1.0E-03	0	
B-2			10	
C-1	1.0E-04	1.0E-02	0	
C-2			10	
D-1	1.0E-03	1.0E-01	0	
D-2			10	

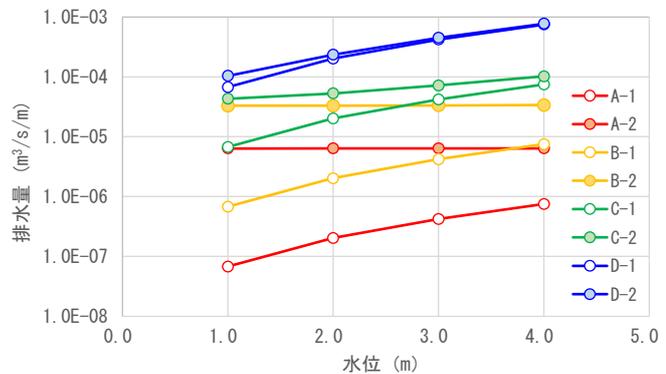


図 11 ドレーンからの排水流量

参考文献

- 1) (財) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き，2012. 2
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：ドレーン工設計マニュアル，2013. 6

スパースモデリングを用いた洪水時における河川堤防基盤水位の予測に関する考察

河川堤防 堤内基盤水位 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 ○川田勇希

1. はじめに

著者らは洪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再帰型ニューラルネットワーク (Recurrent Neural Network; RNN) による堤内基盤水位の予測方法を提案している¹⁾。RNNを用いれば、学習させた水位挙動に類似した洪水イベントに対しては、現時刻から2~3時間程度後の堤内基盤水位予測が可能であると考えられる。本文では、堤内基盤水位予測モデルにおいて、未学習の洪水時に対する予測精度の担保と解析負荷の低減を目的として、スパースモデリング手法を用いた線形回帰モデルを作成し、その有用性をRNNモデルとの比較により検討した。

2. 堤防内基盤水位予測モデルの作成方法

洪水時の堤内基盤水位予測モデルにおいては、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) における河川水位 r と基盤水位 h の計14個の計測情報をモデルに学習させている¹⁾。そこで、スパースモデリング手法を用いて、それぞれの計測情報に対して重み x を掛け合わせ、観測誤差 b を加えることで、任意の予測時刻 (30分後, 60分後, 120分後, 180分後) における基盤水位予測値 y を出力できるような線形回帰モデル式(1)を作成する。式(1)の重み x_i, x_j は、式(2)に示すLASSO(Least Absolute Shrinkage and Selection Operators)による最適化問題を解くことで決定している。

$$y = \sum_{i=1}^7 r_i x_i + \sum_{j=1}^7 h_j x_j + b \quad (1)$$

$$\min_x \left\{ \frac{1}{2\lambda} \|y - Ax\|_2^2 + \|x\|_1 \right\} \quad (2)$$

ここで、 A は入力する計測情報 (河川水位 r_i , 基盤水位 h_j) を表す。式(2)では、第一項で二乗和の最小化を行い、第二項で重み x のL1ノルムの最小化を行うことで過学習を防ぎながら重み x_i, x_j を決定する。 λ はユーザー定義のパラメータであり、今回は交差検証法を用いて、モデルの精度が最も良くなる λ を選択した²⁾。RNNモデルにおいても同様の計測情報を用い、そのモデル構造 (中間層やニューロン数) は、評価すべき出水事例を最も良好に再現できるように、感度解析により決定した¹⁾。

3. 洪水時における基盤水位の予測事例

3.1 解析に用いた水位計測事例と水位予測モデルの作成

線形回帰モデルとRNNモデルによる基盤水位予測モデルの作成及び精度検証には、一級河川小田川右岸堤防5k600地点で計測された河川水位と川裏のり面下部での基盤水位を用いた³⁾。基盤水位予測モデルに学習させる水位変動は2017年から2021年において洪水時以外の期間で計測された水位変動であり、図-1、図-2に示すような河川

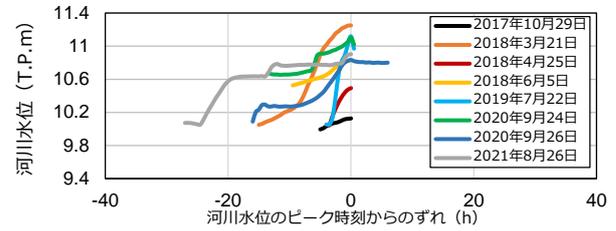


図-1 学習に用いる河川水位変動

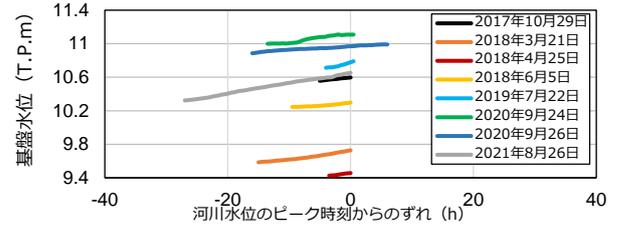
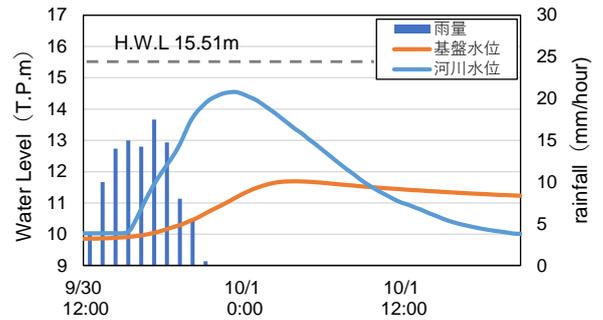
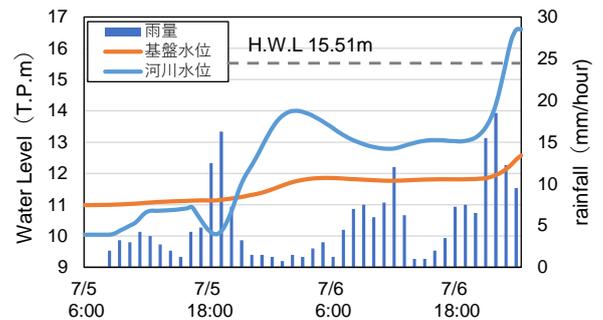


図-2 学習に用いる基盤水位変動



(a) 2018年台風24号

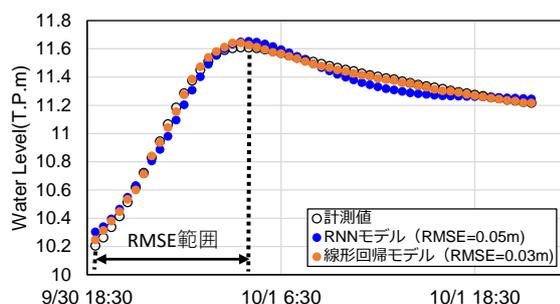


(b) 2018年7月豪雨

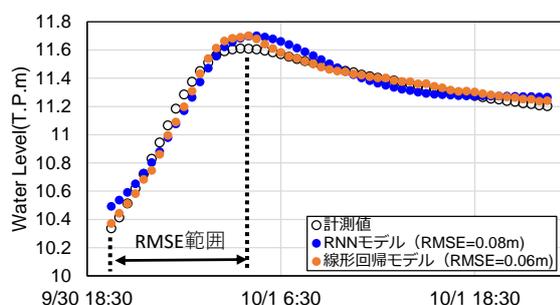
図-3 予測に用いる洪水時の水位変動

表-1 算出された線形回帰モデルの重み係数

Time(min)	i, j	60分後予測		120分後予測	
		x_i	x_j	x_i	x_j
0	1	0.4830	1.500	0.6936	2.1037
-30	2	-0.6204	0.1525	-0.6694	0
-60	3	-0.1666	-0.2786	0	-0.3830
-90	4	0.1306	-0.2417	0	-0.4194
-120	5	-0.1816	-0.2524	-0.08312	-0.5575
-150	6	0	-0.07874	0	0
-180	7	0.04239	0.1624	0.04105	0.2117
観測誤差 b		0.02070		0.05367	

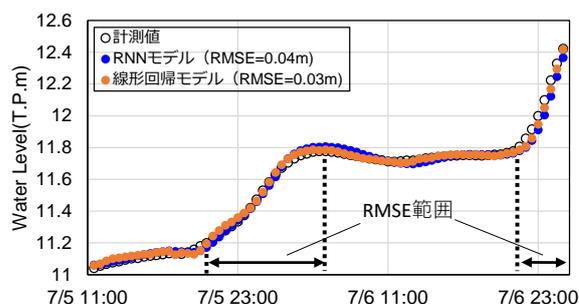


(a) 60分後予測

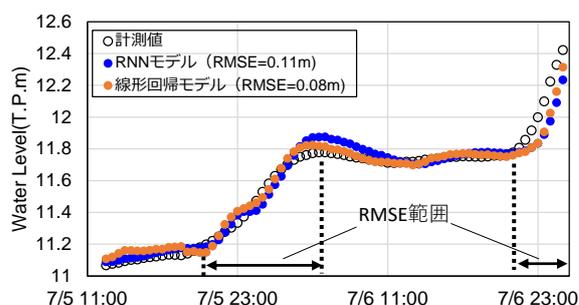


(b) 120分後予測

図-4 基盤水位予測 (2018年台風24号)



(a) 60分後予測



(b) 120分後予測

図-5 基盤水位予測 (2018年7月豪雨)

水位変動に対する基盤水位変動の応答性が高い水位変動を対象としている。洪水時の水位変動としては図-3に示すような単調な水位変動を有する2018年台風24号と計画高水位 (H.W.L=15.51m) を超える水位変動が発生した2018年7月豪雨の2事例を用いた。

算出された線形回帰モデルの重み係数を表-1に示す。式(1)にこの重み係数を適用したものが基盤水位予測値を算出する線形回帰モデルである。水位予測モデルの作成に要した計算時間は、RNNモデルで約450分 (Core i7-9700K(3.6GHz), 32GBメモリ) であり、線形回帰モデルでは瞬時 (Core m3-6Y30(1.51GHz), 4GBメモリ) であった。

3.2 線形回帰モデルとRNNモデルによる水位予測の比較

式(1)に示した線形回帰モデルとRNNモデルを用いて、2018年台風24号と2018年7月豪雨における現時刻から60分後及び120分後の基盤水位予測値を算出し、計測基盤水位と比較したものをそれぞれ図-4、図-5に示す。図中には水位予測精度の評価指標として、矢印で示された水位上昇過程における基盤水位の予測値と実測値との平均二乗平方根誤差 (RMSE) を併記した。

2018年台風24号による水位変動では、60分後と120分後ともに線形回帰モデルがRNNモデルに対してやや基盤水位予測精度が上回る結果が得られている。60分後予測では、両手法における予測値が上昇時とピーク時ともに計測値をトレースできていると考えられる。120分後予測では両手法において上昇過程が適切に予測できており、またピーク時における予測値は計測値をやや上回っているが、ピークとなる時刻は予測値と計測値とで同じであり、適切な予測がなされていると考えられる。

2018年7月豪雨では、60分後予測の水位ピーク時における水位予測精度は、線形回帰モデルがRNNモデルをやや上回る結果が得られた。これは現時刻に対して60分後といった比較的短時間後における基盤水位の変動が学習と評価に用いた現時刻から180分前までの河川水位と基盤水位の変動に対して線形的であり、線形回帰モデルによる

線形外挿補間により、良好な水位予測が行われていると考えられる。また、120分後予測においては、両モデル共に水位予測精度が低下している。これは120分後の水位変動が非線形的な変動を示しているためと考えられ、予測精度向上のためには、類似した洪水時の水位変動をモデルに学習させることが必要な事例であると考えられる。

4. まとめ

洪水時以外の水位変動を学習させた基盤水位の予測モデルとして、スパースモデリング手法を用いた線形回帰モデルを作成し、RNNモデルとの精度比較を行った。線形回帰モデルは、モデル作成時の計算負荷が小さく、モデルの作成が容易に行える利点があり、今回対象とした洪水時の基盤水位変動の予測精度は、線形回帰モデルの方がRNNモデルよりもやや優れていた。今後は、堤防内の浸透挙動のモデリングにおいて、スパースモデリングと深層学習を併用した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4年度) および令和4年度JSPS科研費JP22K04313の助成を受けて実施しました。また、スパースモデリング手法に関しては、岡山大学珠玖隆行准教授よりご助言をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 竹下祐二・山本純也・川田勇希：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，第9回河川堤防技術シンポジウム論文集，pp.35-38, 2021.
- 2) 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.
- 3) 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.

簡易型変水位透水試験による現場飽和透水係数の原位置測定方法に関する考察

原位置変水位透水試験 現場飽和透水係数 不飽和地盤

岡山大学大学院環境生命科学研究科 正会員 竹下祐二
 岡山大学環境理工学部環境デザイン工学科 学生会員 ○岡本優大
 岡山大学環境理工学部環境デザイン工学科 松尾菜歩

1. はじめに

河川水や降雨によって発生する河川堤防内での浸透挙動を精度良く把握するためには、堤防のり面表層の現場飽和透水係数を原位置で測定することが重要である。本研究では、現場飽和透水係数の原位置定水位透水試験方法として提案されているプレッシャーインフィルトローメータ法 (GPI法; JGS 1319-2017) をベースにした簡易型原位置変水位透水試験法¹⁾を河川堤防裏のり面に実施し、汎用性の向上についての検討を行った。

2. GPI法による現場飽和透水係数の算出方法

(1) パラメータ α^* を用いた方法

GPI法は、地表面に貫入させた単一の浸潤用円筒内から定水位で浸潤を行い、定常浸潤流量を計測する定水位透水試験方法である。浸潤用円筒の先端からの浸透流は、浸潤用円筒内の湛水による静水圧と地盤の飽和・不飽和浸透特性値に依存して3次的(球根状)に広がっていくことを考慮した点に特徴がある。現場飽和透水係数 K_{fs} は次式によって算出される。

$$K_{fs} = \frac{\alpha^* G Q_s}{\alpha \alpha^* H + a + G \alpha^* \pi a^2} \quad (1)$$

$$G = 0.316 \frac{d}{a} + 0.184 \quad (2)$$

ここで、 a : 浸潤用円筒の半径、 H : 浸潤水位、 d : 浸潤用円筒の地表面からの挿入深さ、 Q_s : 現場飽和状態における浸潤流量

G は浸潤用円筒の幾何学的形状 d/a に依存する形状係数であり、 $a=50\sim 100\text{mm}$ 、 $d=30\sim 50\text{mm}$ 、 $d/a=0.3\sim 1.0$ 、 $H=50\sim 250\text{mm}$ の条件下での数値解析によって算定された²⁾。また、 $\alpha^*(\text{m}^{-1})$ は試験者が試験地盤の土の組織や構造などにもとづいて決定すべきパラメータであり、本研究では α^* の第一推奨値²⁾である 12m^{-1} を用いた。

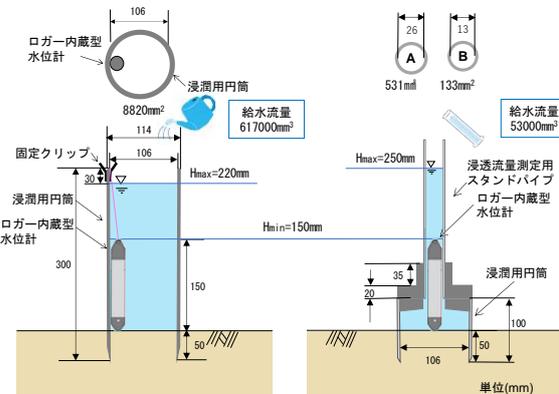
(2) パラメータ α^* を用いない方法

α^* の選定は、式(1)を用いた現場飽和透水係数の算出精度に大きな影響を及ぼすため、GPI法の難点であるとも言える。そこで、2つの異なる浸潤水位 (H_1, H_2) を用いたGPI法が提案されている。この方法では、異なる2つの浸潤水位を選定し、それらにおける浸潤流量をそれぞれ測定すれば、式(3)と式(4)を用いて現場飽和透水係数と α^* を算出できる²⁾。

$$K_{fs} = \frac{G}{a} \cdot \frac{Q_2 - Q_1}{H_2 - H_1} \quad (3)$$

$$\alpha^* = \frac{a K_{fs}}{G Q_1 - K_{fs} (a H_1 + G \pi a^2)} \quad (4)$$

ただし、浸潤水位の差 ($H_2 > H_1$) に応じた浸潤流量 ($Q_2 > Q_1$) が測定されることが必要であり、地盤の不均質性の影響などにより、非現実的な浸潤流量が測定される場合には、 K_{fs} や α^* の算出が不能になってしまうことが報告されている²⁾。



(a) 浸潤用円筒のみを使用 (b) スタンドパイプを併用
 図-1 簡易型原位置変水位透水試験装置

3. 簡易型原位置変水位透水試験方法

(1) 試験方法の概要

簡易型原位置変水位透水試験では、GPI法で用いられる浸潤用円筒内に任意の水位を湛水させ、その水位を初期状態として地盤内に浸透させた際に、浸潤用円筒内水位の時間的変化を測定する。透水性の低い地盤 (例えば、透水係数が 10^{-5}m/s 程度以下) に対しては、浸潤用円筒上部に測定すべき浸潤流量に応じた任意の断面積のスタンドパイプを接続することで、浸潤流量の測定精度の向上が期待される。変水位透水試験を繰り返し実施して、現場飽和状態になった際の浸潤流量を測定し、GPI法の理論を用いて現場飽和透水係数を算出する¹⁾。

(2) 試験装置

用いた変水位透水試験装置の概要を図-1に示す。試験装置は、長さ300mm、内径106mm (外径114mm、肉厚4mm、断面積 8825mm^2) の鋼製浸潤用円筒に、データロガー内蔵絶対圧水位計 (S&DL mini model-4800, 5m計, 応用地質株式会社) を吊り下げ設置したものである。スタンドパイプはパイプA (内径26mm、断面積 531mm^2) 及びパイプB (内径13mm、断面積 133mm^2) の2種類を試験地盤の透水性に応じて選択した。

(3) 試験手順

浸潤用円筒を挿入深さが50mm程度になるように鉛直に打設した後、初期浸潤水位が250mmになるまで注水し、変水位透水試験を開始する。浸潤水位が低下して地表面が露出する前に、初期浸潤水位250mmまで注水を行い、水位低下速度が安定し、現場飽和状態に至ったと判断されるまで、複数回繰り返し変水位透水試験を行う。初期浸潤水位からの水位低下範囲をほぼ一定にした変水位透水試験を繰り返し実施し、毎回の水位低下時間の変化から透水試験の終了を判断する。透水試験終了後は、速やかに浸潤用円筒内の土試料を用いて飽和度などの測定を行った。

(4) 浸潤水位の選定と浸潤流量の算定方法

現場飽和状態に達したと判断された水位低下曲線を用いて、浸潤水位を算出する。図-2に示す水位低下曲線において、式(1)における浸潤水位 H は中央値 H_{mid} を用いた。式(3)における2つの浸潤水位 (H_1, H_2) は、水位低下曲線における水位低下速度の変曲点が複数認められた場合に、それらの変曲点で水位低下曲線を分割し、それぞれの水位低下曲線に対して算定した3つの浸潤

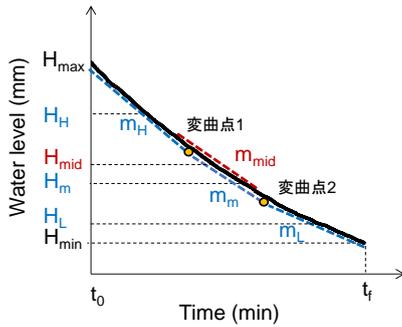


図-2 浸潤水位と水位低下勾配算出の概念図

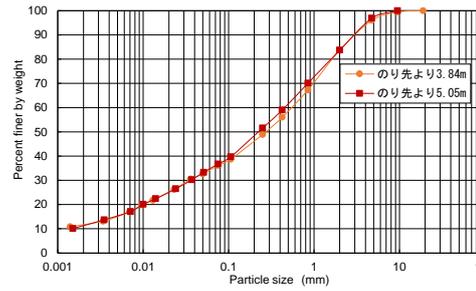


図-3 試験地点近傍における粒径加積曲線

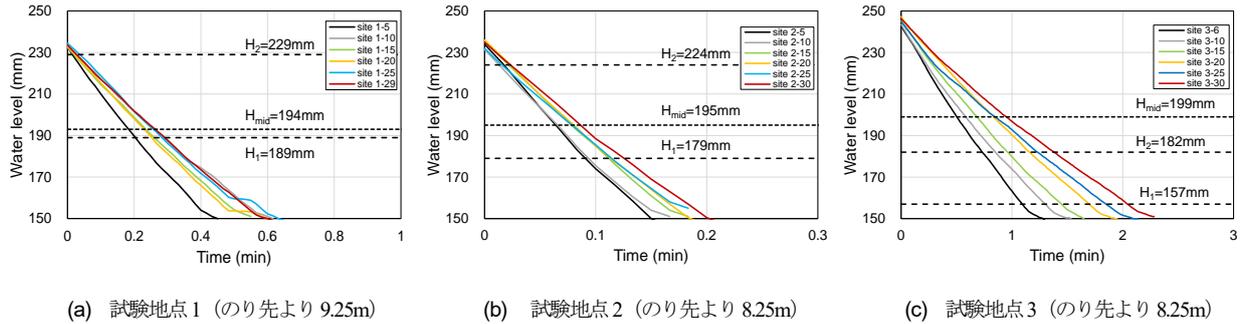


図-4 簡易型変水位透水試験によって計測された水位低下曲線

水位 (H_H , H_m , H_L) より、2つの浸潤水位の組み合わせを選定した。これらの浸潤水位に対する浸潤流量は水位低下勾配と浸潤用円筒またはスタンドパイプの断面積との積により算出した。

4. 河川堤防のり面における変水位透水試験の実施

原位置透水試験は一級河川小田川 5k600m 右岸堤防裏のり面 (のり面長 12.8m, 2割5分勾配) において、異なる3地点で実施した。本のり面では堤防強化工事による腹付盛土施工が2020年6月に完了している。試験地点近傍の土質状態は細粒分質礫質砂 (SFG) に分類され、その粒径加積曲線を図-3に示す。

変水位透水試験時に計測された水位低下曲線を図-4に示す。式(1)および式(3)に用いる浸潤水位は、それぞれ図-4中に示すように選定した。算出された現場飽和透水係数とパラメータ α^* を表-1に、試験地点1と2において透水試験終了直後に採取した浸潤用円筒内の土試料により測定された物理特性を表-2に示す。パラメータ α^* を用いない式(3)を用いた場合、 α^* の推奨値 $12m^{-1}$ を用いた式(1)に比べて、やや大きな現場飽和透水係数と α^* が算出される傾向が得られた。また、浸潤円筒内の土試料により測定された飽和度より、変水位透水試験時の試験領域における土の飽和度は90%以上であったと推測される。

5. おわりに

GPI法をベースにした簡易型原位置変水位透水試験を河川堤防のり面にて実施し、その汎用性について検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- (1) 簡易型変水位透水試験方法では、定水位給水装置が不要であり、試験装置はコンパクトで可搬性を有している。試験対象地盤の透水性が低い地盤では、任意のスタンドパイプ内の水位低下を測定することにより浸潤流量の算定精度の向上が期待される。また、浸潤水位の低下範囲をほぼ一定にした変水位透水試験を繰り返し実施することで、水位低下時間の変化により現場飽和状態を判断できる。
- (2) 変水位透水試験終了直後に採取した浸潤用円筒内の試料により測定された土の飽和度より、対象堤防において測定された現場飽和透水係数は飽和度90%以上の土中水分状態における透水係数であると推察される。

表-1 算定された現場飽和透水係数と α^*

試験地点	のり先からの距離(m)	算定された現場飽和透水係数(m/s)		$\alpha^*(m^{-1})$	スタンドパイプ
		式(1): $\alpha^*=12m^{-1}$	式(3)		
1	9.25	2.54E-05	3.48E-05	14	A
2	8.25	7.60E-05	9.06E-05	12	A
3	8.25	6.34E-06	1.04E-05	33	A

表-2 試験地点における土質特性

土質特性	試験地点 No.	
	1	2
乾燥密度 (Mg/m ³)	1.82	1.71
湿潤密度 (Mg/m ³)	2.12	2.03
間隙率 (%)	31.4	35.6
間隙比	0.46	0.55
体積含水率 (%)	30.2	32.3
飽和度 (%)	96.2	90.8

- (3) GPI法を用いた現場飽和透水係数の算出において、パラメータ α^* を用いない方法では、 α^* の第一推奨値である $12m^{-1}$ を用いた方法に比べて、やや大きな現場飽和透水係数と α^* が算出される傾向が得られた。

今後は簡易型原位置変水位透水試験による現場飽和透水係数の測定精度について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受託研究費 (令和4年度) および令和4年度 JSPS 科研費 JP22K04313 の助成を受けて実施しました。また、試験装置は岡山地下水調査 (有) 西村 輝氏に製作していただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 竹下祐二・三木愛実・池田 結：簡易型変水位透水試験による現場飽和透水係数の原位置測定方法，土木学会論文集C (地圏工学)，Vol.77, No.3, pp.314-324, 2021.
- 2) Reynolds, W.D. and Elrick, D.E. : Poned infiltration from a single ring : I. Analysis of steady flow, *Soil Science Society of America Journal*, 54, pp.1233-1241, 1990.

ベーンコーンせん断試験を用いた実大試験堤防の強度特性変化の観察と安定性評価

ベーンコーンせん断試験 実大試験堤防 散水実験

北見工業大学大学院
九州工業大学大学院
国土交通省北海道開発局
開発工営社
豊田工業高等専門学校

学生員
正会員
非会員
正会員
正会員

○岡村健斗
川尻峻三
濱中昭文, 大串正紀
鈴木智之, 不動充
小笠原明信

1. はじめに

我が国の河川堤防の法すべりに対する安定性は、円弧すべりを仮定した安定解析によって照査する¹⁾。円弧すべりの安定解析では堤体土の強度パラメータとして、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ が必要なる。これらの強度パラメータ（以下、 (c, ϕ) とする）は、一般には土質特性に応じた排水条件を設定した土の三軸圧縮試験から推定する場合が多い。この三軸圧縮試験では、土のせん断強度に及ぼす拘束圧効果を考慮して、想定されるすべり面上の拘束圧状態を再現する必要がある。しかし、近年の記録的な降雨で発生している法面の比較的表層で発生するようなすべり破壊では、すべり面が表層付近であるため、この地点での強度パラメータを推定する場合には、低拘束圧条件で三軸圧縮試験等の力学試験を実施する必要があり、これは通常の試験装置では困難である。また、降雨時の法すべり発生時には降雨浸透に伴う堤体土の飽和度上昇によって強度パラメータが低下していると考えられるが、通常の三軸試験では飽和状態の供試体に対して実施するため、強度パラメータの低下過程は不明である。

そこで本研究では、比較的深度が浅い地盤の強度パラメータを原位置で測定可能なベーンコーンせん断試験（以下、VC試験）の堤体土の適用性を調べるために、試験堤防への散水実験中にVC試験を行い、降雨浸透に伴う堤体土の飽和度上昇と強度パラメータの変化を観察した。また、得られた強度パラメータを用いて有限要素解析に基づく安定解析を行い、散水実験中の変位量や安全率の推移について考察した。

2. ベーンコーンせん断試験および散水試験の概要

2.1 ベーンコーンせん断試験

図1は本研究のVC試験に用いた試験機器の全体構成である。また、図2はVC試験の実施方法の概要を示している。VC試験は、①円錐状先端コーンを取り付け対象地盤内に挿入し、②ロッドの上部に取り付けられた鉛直荷重計で所定の荷重を載荷する。③トルクレンチによってロッドを所定の速度で回転させて最大トルクを読み取る。④円錐状先端コーンをベーンコーンに交換し対象地盤に挿入後、②～③の作業をいくつかの鉛直荷重 W_{vc} に対して実施し、複数の W_{vc} と最大トルク T_{vc} の関係を取得する。これらの手順は土層強度検査棒のマニュアルに準拠している²⁾。図3はVC試験の測定値から (c, ϕ) を推定する方法を示している。 W_{vc} と T_{vc} から (c, ϕ) を推定する経験式として式(1)および(2)が提案されている³⁾。

$$c = 20.3 T_{vc0} \text{ (kPa)} \quad (1)$$

$$\phi = \arctan\{25.6(T_{vc} / \Delta W_{vc})\} \text{ (}^\circ\text{)} \quad (2)$$

ここで、 T_{vc0} は $W_{vc}=0\text{N}$ における回転トルクである。本研究では基礎的な検討として上式を用いて (c, ϕ) を推定した。

2.2 試験堤防への散水実験の概要

図4は本研究で対象とした試験堤防の全景を示している。試験堤防は2016年北海道豪雨災害によって法面すべりが発生した標茶地区に構築された⁴⁾。2016年の被災堤防は細粒土（シル



図1 VC試験に用いた試験機器の全体構成

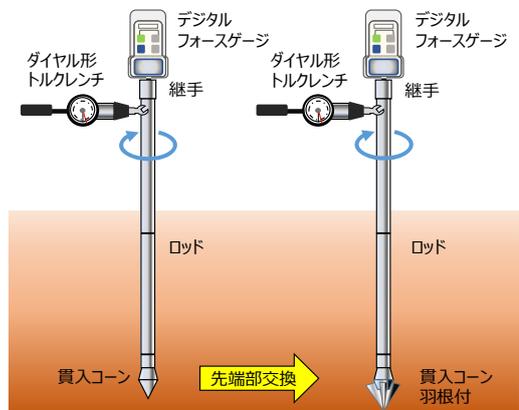


図2 VC試験の実施方法

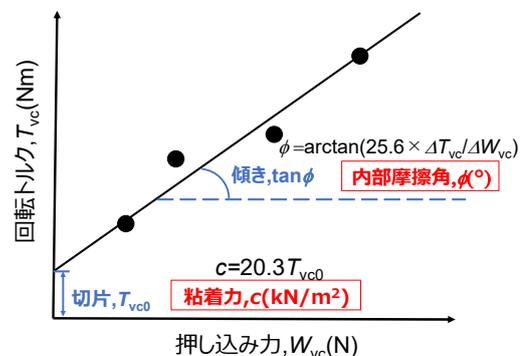


図3 VC試験による強度パラメータの推定方法

Observation of changes in strength properties of a full-scale test embankment using vane cone shear test

OKAMURA Kento (Kitami Institute of Tech.), KAWAJIRI Shunzo (Kyushu Institute of Tech.), HAMANAKA, Akifumi, OKUSHI Masaki (Hokkaido Regional Development Bureau, MLIT), SUZUKI Tomoyuki, FUDO Mitsuru (KAIHATSU KOEI Co.,Ltd) OGASAWARA Akinobu (National Institute of Technology, Toyota college)

ト質土)で構成される堤体表層の堤体拡幅部で法面のすべり破壊が発生した⁴⁾。これに伴い緩勾配化による堤防強化の効果を長期観測によって確認することを目的として試験堤防が構築された。試験堤防の主な寸法は高さ約 1.8m、長さ 59.5m、天端幅 2.5m、法面勾配 1:3.0 である。図 5 は試験堤防中央部に設けた観測位置の断面図を示している。試験堤防の中央部には降雨浸透挙動を把握するために地下水位計、土壌水分計が設置されている。また、試験堤防の支持地盤の土質は 2016 年の被災箇所では粘性土であった⁴⁾ことから、高さ 0.3m の粘性土層を構築して支持地盤とした。なお、支持地盤の粘性土層の下面には止水シートが敷設されている。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、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である。試験堤防の詳細な土質特性は参考文献 5) を参照されたい。

図 5 は散水実験中の任意の時間で行った VC 試験の実施地点を示している。VC 試験は試験堤防の法面部の法肩、法中腹、法尻で実施した。VC 試験の実施深度はそれぞれの地点における拡幅部(シルト質土)の中心部付近とした。法面の各地点に 5 回分の VC 試験実施箇所を設定し、さらにこの箇所内に $W_{vc} = 0, 25, 50, 100N$ の 4 回分の VC 試験実施箇所を設定した。これらの実施箇所の中央部では採土缶(容量 100cm^3)を使い乱れの少ない試料を採取し、VC 試験実施箇所の含水比 w 、乾燥密度 ρ_d 、飽和度 S_r を算出した。

散水実験は 2021 年 7 月 27 日～28 日に実施した。散水量は時間雨量 5mm/h を 2 時間、 10mm/h を 21 時間、 20mm/h を 5 時間与え、総雨量は 360mm である。

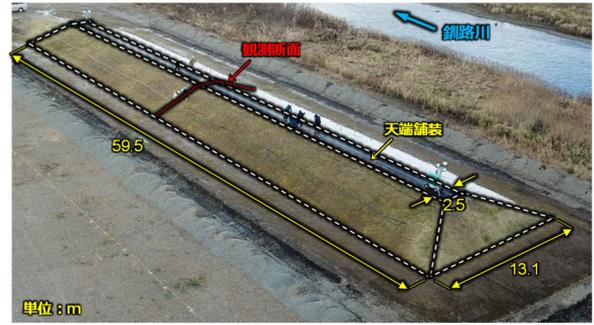


図 4 試験堤防の全景

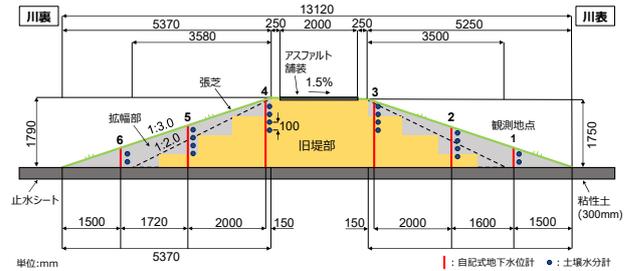


図 5 試験堤防の代表断面

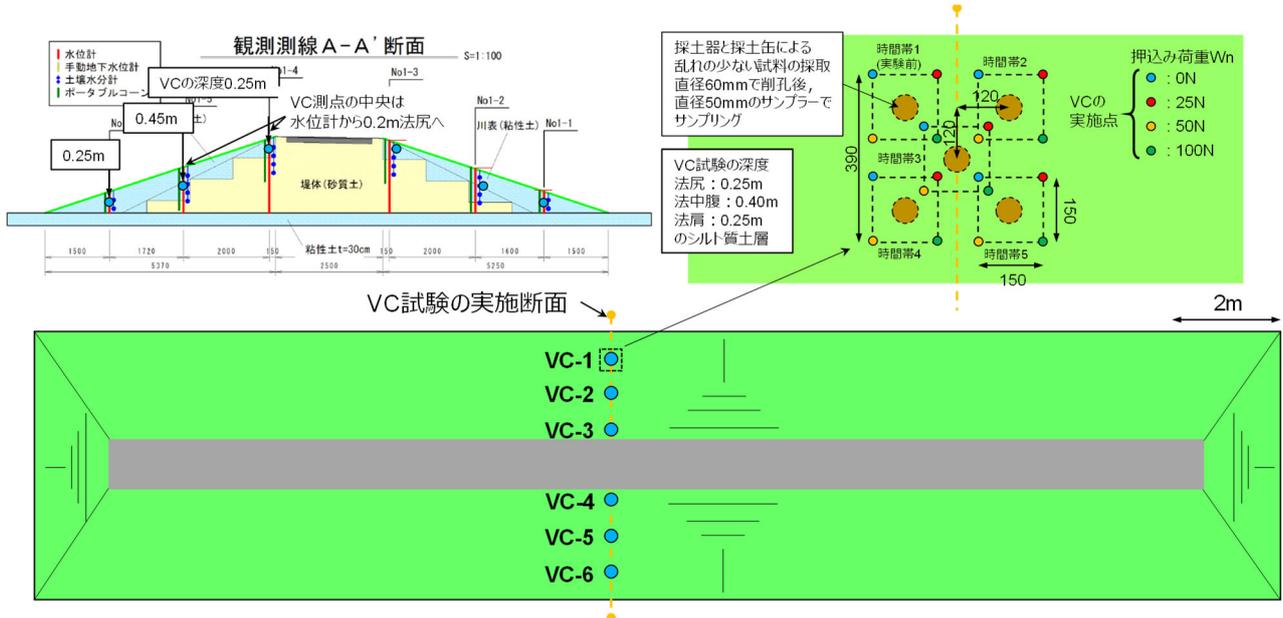


図 6 試験堤防での VC 試験の実施箇所

3. 試験・解析結果および考察

3. 1 散水試験中における状態量および VC 試験から得られた強度パラメータの変化

図 7 は散水実験に VC 試験実施位置で採取した乱れの少ない試料の w 、 ρ_d 、 S_r と、強度パラメータである (c, ϕ) の時間変化を示している。実施地点毎にばらつきがあるものの、各地点で散水に伴う降雨浸透によって w が増加している。一方で ρ_d は散水実験中の変化が小さい。 ρ_d の変化は小さいものの w が増加しているため、 S_r は増加している。降雨量 10mm/h を開始して 4 時間後には、すべての地点で $S_r = 90\%$ 以上の高飽和度状態になっている。

次に強度パラメータについては、散水試験前では c 、 ϕ とともに各実施地点でのばらつきが大きい。これは散水実験前の試験堤防内の w や S_r などの水分量分布と ρ_d のばらつきを反映しているためと考えられる。 $\phi > 40^\circ$ を超える地点があるが、散水試験前は S_r が低い不飽和状態であるため、不飽和土の大きなせん断強度を反映したためと考えられる。

散水試験が開始されて降雨量増加に伴い S_r が上昇すると、 c 、 ϕ ともにばらつきは小さくなる。このように一定程度のばらつきはあるもの(c 、 ϕ)の全体的な傾向は、 S_r の上昇とともに低下しており、降雨浸透に伴う堤体土の強度低下を計測できていると考えられる。

図8は任意の観測時間で得られた各地点での VC 試験の結果の平均値と、採土缶から得た S_r の平均値を整理したものである。不飽和土において S_r の増加(サクシジョンの低下)によって土のせん断強度が低下することは実験事実⁹⁾として報告されている。本研究においても、 c および ϕ の平均値は S_r の増加に伴い減少していることが確認できる。特に c においては、 ϕ と比較すると S_r の増加に対する低下量が顕著である。降雨時の自然斜面の安定性評価において降雨前の不飽和状態からの粘着力低下を考慮する必要がある⁷⁾ことと整合しており、本研究においても堤体の浸潤過程での強度パラメータの変化を捉えることができたと言える。

3. 2 浸透流解析とせん断強度低減法による安全率変化の推定

図8に示した試験堤防の平均的な(c 、 ϕ)を用いた安定解析を実施し、堤体の安定性の変化の推定を試みた。浸透流解析については、過去の筆者らが実施した試験堤防の浸透流解析⁵⁾を基本とし、今回

の散水実験の降雨量を入力パラメータとした解析を行い、散水実験中の実測値と解析値が概ね一致することを確認した。

次に本研究では、有限要素解析によって安全率 F_s を推定可能なせん断強度低減法⁸⁾により安定性の評価を試みた。せん断強度低減法での地盤材料の構成則は Mohr-Coulomb 破壊基準であり、降伏前の応力~ひずみ関係は線形弾性体である。つまり、土のせん断強度 π は式(3)によって与えられる。

$$\pi = c + \sigma \tan \phi \quad (4)$$

ここに、 c : 粘着力、 σ : 鉛直応力、 ϕ : 内部摩擦角である。せん断強度低減法では、この π を低減係数 F で除して以下の式で表す。

$$\pi = c/F + \sigma(\tan \phi)/F \quad (5)$$

式(5)に基づき、対象とする地盤の強度パラメータを段階的に低減させることで発生する解析要素ごとの塑性ひずみに基づく不平衡応力を算定する。解析領域全体に対して不平衡応力の再分配して反復収束計算を行い、強度パラメータの低減係数を更新する。これを繰り返すことで塑性化した解析要素が増加して反復収束計算が発散した段階で強度パラメータを F の限界値と判断し、これを安全率 F_s として決定する方法である。散水実験では、図9に示すように法尻部を中心に法面の泥濘化が確認されたが、すべりを呈する明瞭な変状・崩壊は確認できなかった。このため、最小安全率となるすべり面を決定する通常の円弧すべり法ではなく、有限要素解析の特性を生かして地盤内の潜在的な弱部から地盤の全体の塑性化を表現できるせん断強度低減法が散水実験の堤体挙動の表現に適していると考え、本研究ではせん断強度低減法による安定性

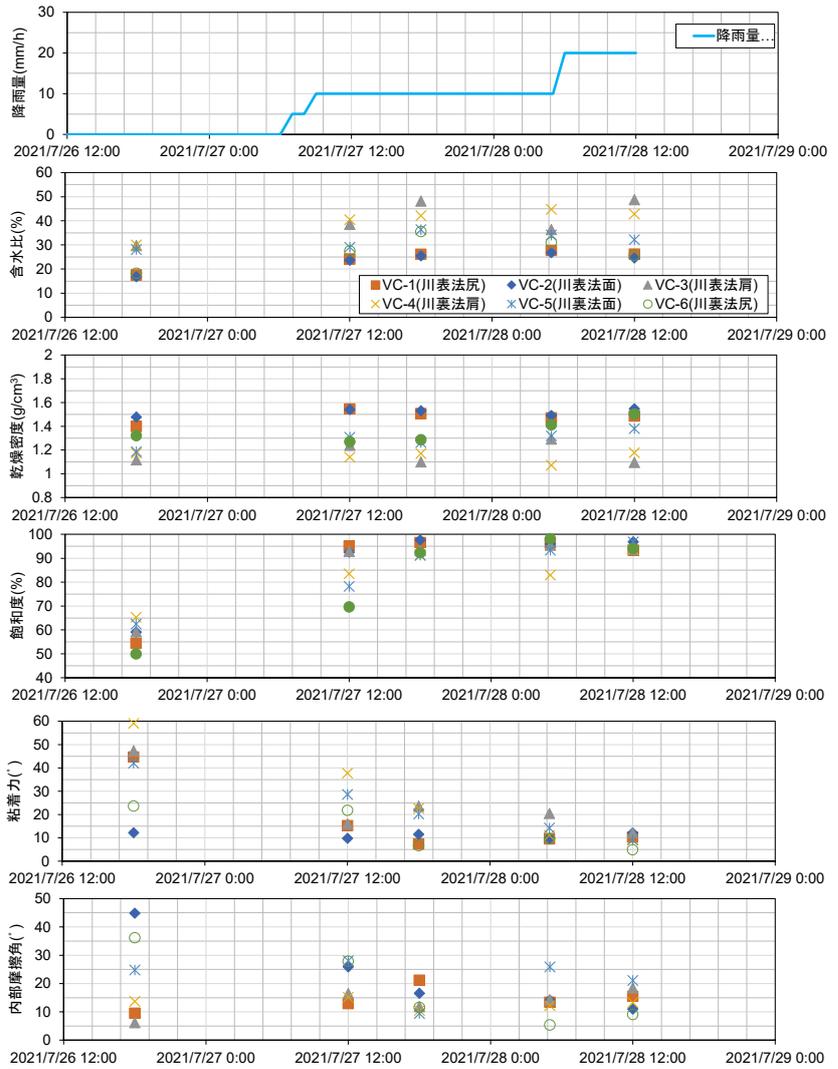


図7 散水試験中の状態量および強度パラメータの変化

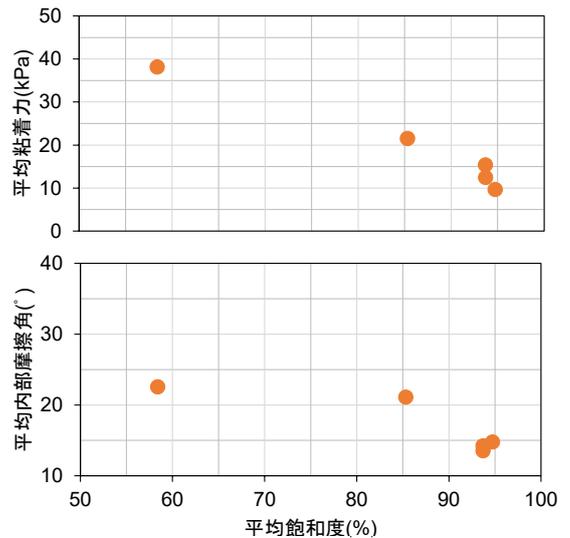


図8 飽和度上昇に伴う強度パラメータの変化

評価を試みた。なお、せん断強度低減法には(c , ϕ)の他にヤング率 E が必要となるが、これは Iwasaki and Tatsuoka⁹⁾のせん断弾性係数 G_{max} の推定式から各堤体材料の G_{max} を推定し、これにポアソン比 ν を拡幅土(シルト質土)で $\nu = 0.49$ を、旧堤土(砂質土)で $\nu = 0.33$ を仮定して E に換算した。

図 10 は各降雨量終了後の変位量コンター図とメッシュ図を示している。これらの計算において、堤体表層の拡幅部については図 7 に示した散水実験中の VC 試験から得られた(c , ϕ)の VC-1 から VC-6 の平均値を用いている。また、堤体深部の旧堤部については、三軸圧縮試験から得られた飽和供試体に対する(c , ϕ)を採用している。なお、5mm 終了後については、VC 試験を実施していないため、散水試験前の(c , ϕ)を用いた計算結果である。この結果から、降雨量の増加に伴い川表の法面中腹で変位量が増加している。これは散水実験による堤体内水位の上昇が川表で卓越しているためである。堤体内水位が最大の 20mm 終了後の変位量は最大でも 10^{-5} m オーダーであり、極めて小さな変位量である。図中には各段階での F_s を併せて示している。降雨量の増加とそれに伴う(c , ϕ)の低下を考慮した安定解析を実施したことから F_s は低下する傾向にあるが、最終的な F_s は $F_s = 1.20$ であり、解析上は崩壊には至っていない。これらの結果は図 9 に示したように散水実験終了後においても目立った法面の変状や崩壊が確認されなかった事実と整合しており、VC 試験およびせん断強度低減法によって降雨浸透による試験堤防の安定性を評価できたと考えている。

4. まとめ

本研究では、試験堤防への散水実験中に地盤の強度パラメータを原位置で測定可能な VC 試験を実施し、その結果を用いてせん断強度低減法による安定評価を行った。その結果、VC 試験から得られた(c , ϕ)はばらつきがあるものの、その平均値としては S_r の増加に伴い低下する傾向にあり、これは過去に報告されている室内土質試験結果と整合が一致する。また、 S_r の上昇に伴う(c , ϕ)の低下を考慮したせん断強度低減法による安定性評価は堤体内水位が最大となった時点でも堤体に発生する変位量は小さく、 F_s が 1.0 以上となる等、散水実験の結果を説明できる結果となった。このことから、VC 試験およびせん断強度低減法による堤体の安定性評価は一定の有用性があると判断できる。一方で、VC 試験結果は特に散水試験前の不飽和状態ではばらつきが大きい結果となった点や、排水条件を含めたせん断強度の發揮機構には不明な点が多い。今後、室内土質試験との比較も含めて多様な堤体土と状態量でのデータを蓄積し、その適用範囲を検討する予定である。

参考文献

- 財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改定版），2012。
- 佐々木靖人：土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル（案），土木研究所資料第 4176 号，pp29-30，2010。
- 矢島良紀，山本定雄，金井哲男，法水哲，浅井健一：土層強度検査棒による地盤のせん断強度評価に関する考察，日本応用地質学会令和元年度研究発表会講演論文集，pp.239-240，2019。
- 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。
- 南徳香，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，河川技術論文集，Vol. 27，pp.175-180，2021。
- B. S. Kim, S. Shibuya, S. W. Park and S. Kato: Application of suction stress for estimating unsaturated shear strength of soils using direct shear testing under low confining pressure, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47, No. 9, pp. 955-970, 2010.
- 鏡原聖史，澁谷啓，鳥居宣之，金兼洙，川尻峻三：兵庫県北西部地域における 2009 年台風 9 号による山腹斜面崩壊の実態と発生メカニズムについて，地盤工学ジャーナル，Vol.8, No.3, pp.489-504, 2013。
- 鶴飼恵三：弾塑性 FEM による斜面の全体安全率の計算法，土質工学会論文報告集，Vol. 29, No. 2, pp.190-195, 1989。
- Iwasaki, T. and Tatsuoka, F.: Effects of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands, *Soils and Foundations*, Vol. 17, No. 3, pp.19-35, 1977

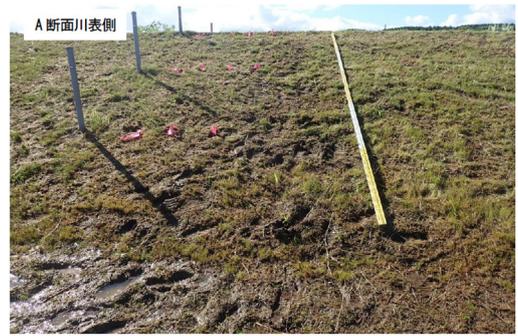


図 9 散水実験終了後の法面の状況

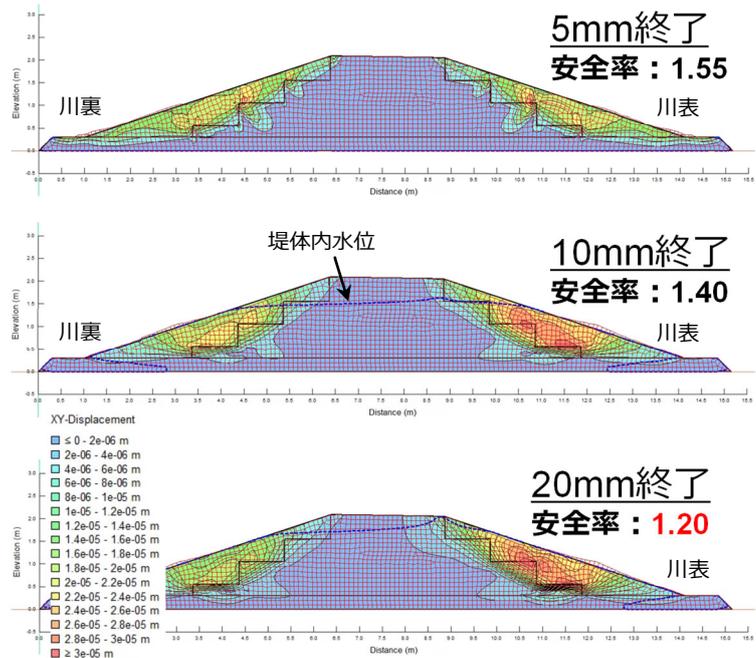


図 10 せん断強度低減法から得られた変位コンターと安全率

微動アレイ探査を用いた遊水地整備における地盤リスクの抽出事例

微動アレイ探査 埋没谷 河川堤防 基礎地盤

応用地質株式会社 ○田中秀岳 須崎敦史

1. はじめに

築堤を伴う堤防整備を行う場合、基礎地盤の土質によって、堤防の安定性、築堤後の沈下、出水時の浸透等といった様々なリスクが生じることが考えられる。地盤のリスクをどのように抽出するかは堤防整備を考える上で大きな課題である。本報告のように、埋没谷が存在するような地域では、軟弱地盤の層厚が大きく変化することが懸念され、その層厚や性状を把握することが堤防整備や、維持管理を考慮するうえで重要だと考える。

報告では台地や埋没谷が複雑に入り組んだ地区における堤防整備にあたって、微動アレイ探査を用いて埋没谷の存在を把握した事例を紹介する。微動アレイ探査は従来、1次元地盤構造推定を対象としていたが、林ら¹⁾によって開発された2次元微動アレイ探査を適用することで、連続的に土質の分布を把握できる。2次元微動アレイ探査は、過去には鈴木ら²⁾のように基盤深度の連続的な把握に使われているが、整備延長の長い堤防における軟弱地盤の存在把握についても、その再現性の高さの実施の容易さから、整備実務への適用性は高いと考える。

2. 調査地の概要

図-1に調査地点平面図を示す。調査地は利根川右岸 86k~96kに位置する田中調節池の周囲堤である。周囲堤は下総台地とその周辺の低地に位置している。調査地周辺は縄文海進時には海域であったとされており³⁾、下総台地の解析谷の一部には海成の軟弱層が厚く堆積する。

田中調節池は大正 15 年に遊水地として整備されたものであり、昭和 24 年の改修改定計画で調節池化するものとされ、昭和 35 年には暫定完成している⁴⁾。田中調節池の周囲堤の堤防縦断方向の土質分布状況を把握するため、調査を実施することとなった。

3. 調査方法および調査結果

(1) 調査方法

調査地の軟弱地盤の分布を把握するために、2次元の微動アレイ探査と土質ボーリングを併用した調査を実施した。微動アレイ探査には Geometrics 社製の ATOM (国内名: McSEIS-AT) と固有周波数 2Hz の地震計を組み合わせた微動計 (図-2) を採用した。これは、1辺 14cm 程度、重量 1.6kg の小型機器で、従来の探査機器と異なり、ケーブルレスで独立にデータ収録を行うことができるという長所を備えている。これを 5m ピッチで堤防縦断方向に配置して図-3 の概念図に示すように周辺から到来する微動を同時測定した。測定は図-1 に示す探査測線上で実施した。測定データの解析には林ら¹⁾による CMP-SPAC 法を適用した。これは従来の微動アレイ探査 (SPAC 法) により求められる 1次元 S 波速度構造を水平方向に多数求め、それらをつなぎ合わせて 2次元 S 波速度構造を求める手法である。図-4 には測定状況を示した。

土質ボーリングは既往調査や堤防の堤防整備計画を考慮し、堤防縦断方向に 10 か所の調査地点を配置した。

(2) 調査結果

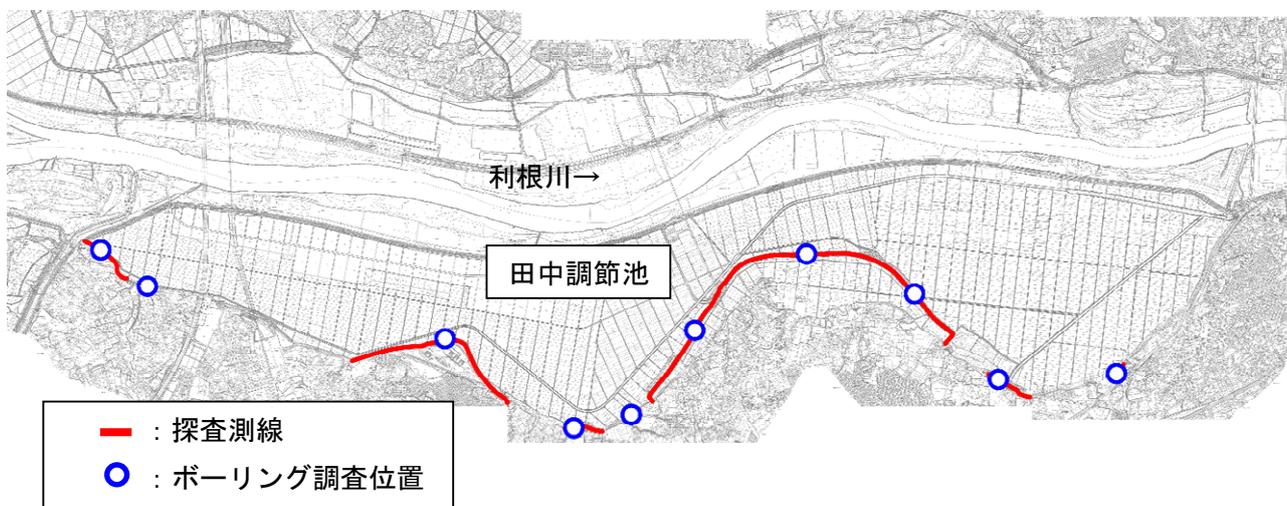


図-1 調査位置平面図



図-2 使用した微動計



設置状況

微動計

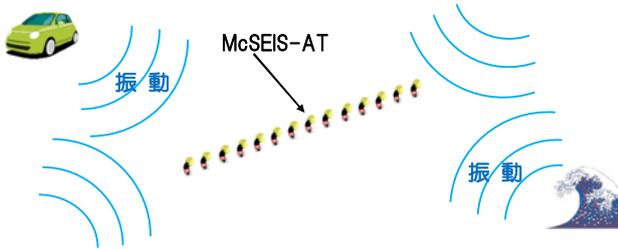


図-3 測定概念図



測定状況

5m ピッチで
微動計を設置

図-4 測定状況

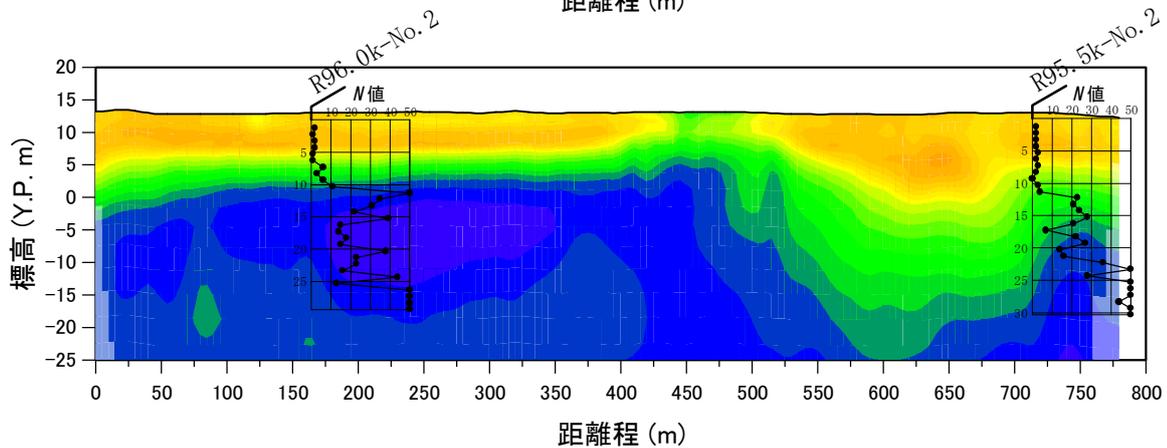
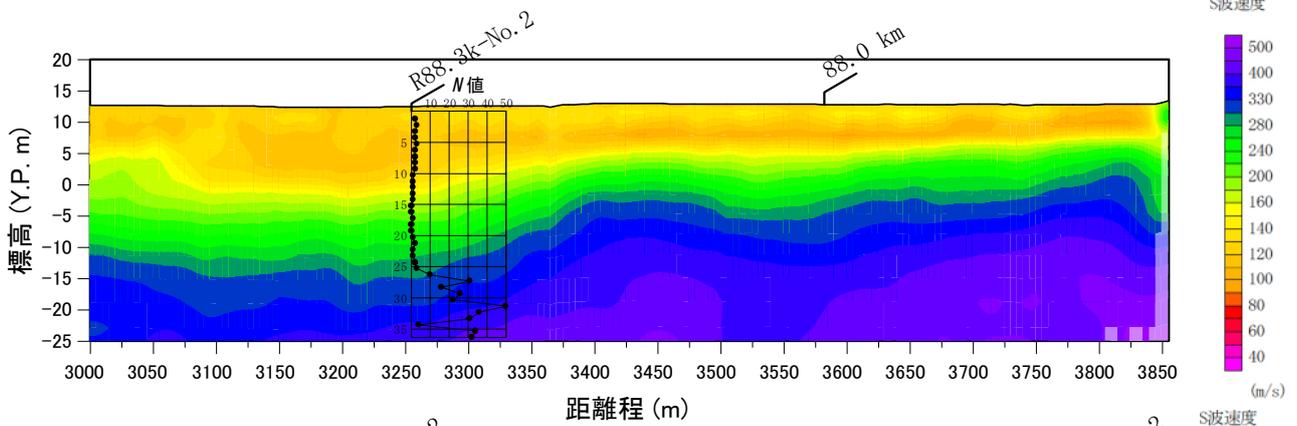


図-5 微動アレイ探査結果の例

図-5には微動アレイ探査結果として得られたS波速度分布図の例を示す。ここでは、88.0k付近と96.0k付近の結果を示した。参考としてボーリング結果(N値)を示しているが、深度10~20m程度に確認されたN値の低い範囲と物理探査の低速度帯(暖色系)が良く整合していることが確認できる。図-6には既往地質縦断図、微動アレイ探査結

果、今回の調査結果を踏まえて更新した推定地質縦断図を示した。既往地質縦断図と探査結果を比較すると、既往地質縦断図で埋没谷とされている箇所(例えば89.0k~90.0k)において、探査結果ではS波速度が低い範囲が分布しており、この低速度帯が埋没谷を埋めた軟弱層を示していると考えられる。この埋没谷の分布は低速度帯と良く整合している。

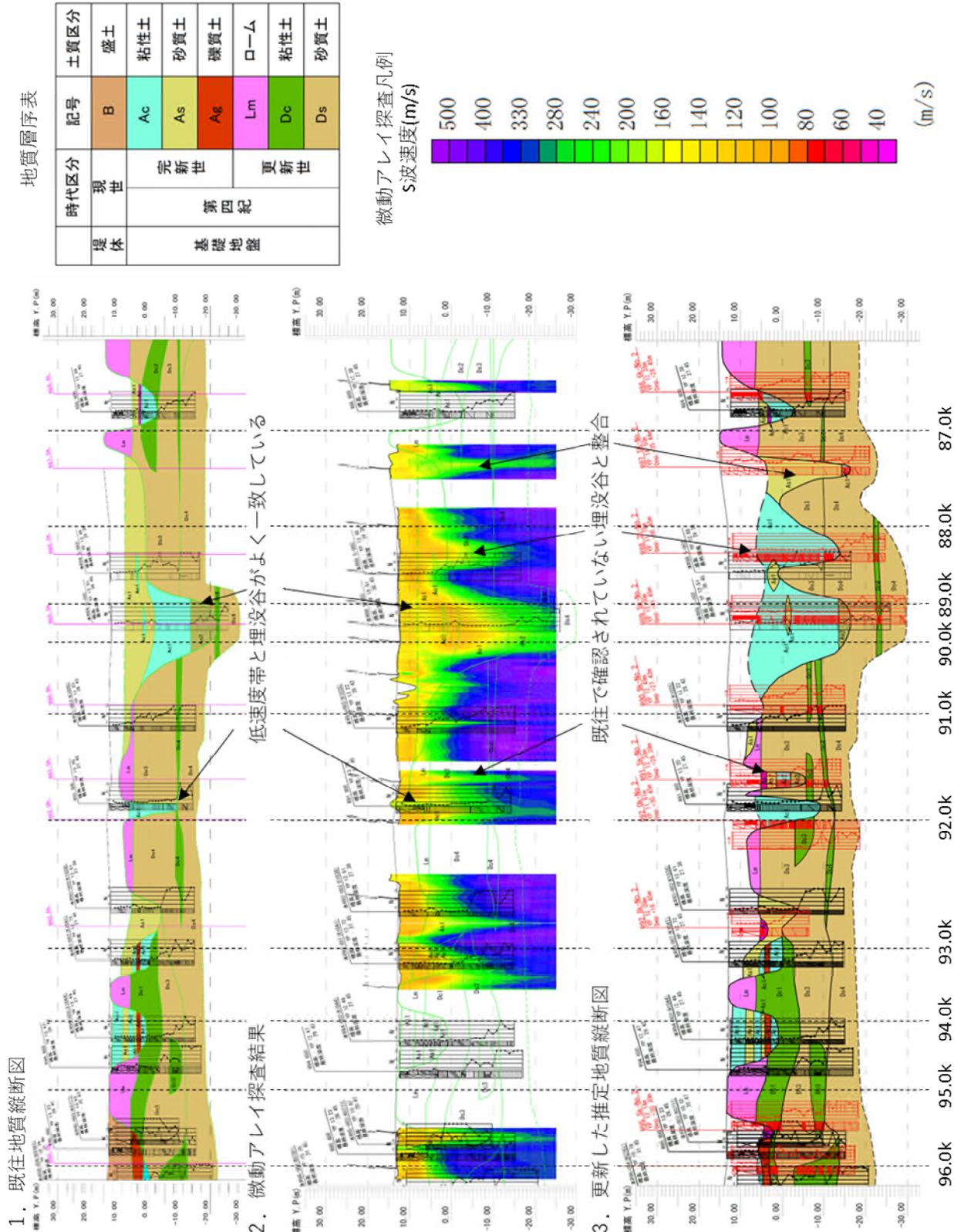


図-6 地質縦断図と物理探査結果の比較

一方で、既往地質縦断面図で埋没谷が確認されていない箇所においても低速度帯となっている箇所が存在する（例えば 88.0k~89.0k）。本調査ではこの低速度帯を対象に、ボーリング調査を実施し、軟弱地盤の分布を確認した。88.0k を例として図-7 に示す。微動アレイ探査結果によると Y.P.-10.0~15.0m 付近を底面とする埋没谷の可能性が示され、ボーリング調査を行った結果、Y.P.-14.0m を底面とする埋没谷が確認された。このように微動探査結果の低速度帯と符合する形で埋没谷が確認された。

ボーリング調査は、直接的な土質の確認が可能であり、土質試験等による性状把握など詳細な情報を得ることができる一方で、あくまで調査地点位置のみの点の情報にとどまることが特徴である。他方、微動アレイ探査は土質の直接的な確認はできないが、地層分布や、硬軟などの概略情報を広範囲、かつ、連続的に取得することが可能な点が特徴である。例えば、微動アレイ探査を先行し、その結果を踏まえ効率的なボーリング調査を配置するなど、この二つの手法を組み合わせることで、調査地の広範な土質分布や性状の把握が可能となる。

4. まとめ

本報告では、埋没谷が存在する箇所での微動アレイ探査を用いた軟弱層の確認事例を紹介した。広い範囲で基礎地盤の分布状況を効率的に把握するためには、微動アレイ探査とボーリング調査を組み合わせた調査が有効であることを示した。長大な堤防を有する河川では、このような連続的なデータを取得することで、堤防の安定性や沈下を考える上で地層の分布範囲や広範囲の土の性状といった重要な情報を得ることが可能になると考える。

謝辞：

本調査は国土交通省利根川上流河川事務所の委託で調査を行っており、本報告の作成にあたっては同事務所に多大なご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を示します。

参考文献

- 1) 林宏一, 小西千里, 鈴木晴彦, 劉瑛, 田原道崇: 二次元および三次元常時微動トモグラフィの開発と適用例, 公益財団法人 物理探査学会第 138 回学術講演会論文集, pp.79-82, 2018.
- 2) 鈴木晴彦, 小西千里, 谷田貝淳, 佐藤将, 小河原敬徳, 櫻井健, 甲斐田康弘, 鈴木徹, 高橋広人, 稲崎富士: 2 次元微動アレイ探査を用いた深部地盤構造探査 つくば市における適用例, 物理探査第 73 巻, pp.209-217, 2020.
- 3) 株式会社クボタ: アーバンクボタ No.21 最終氷期以降の関東平野, pp.31, 1983.
- 4) 利根川百年史編集委員会: 利根川百年史, pp.824,930-936, 1987.

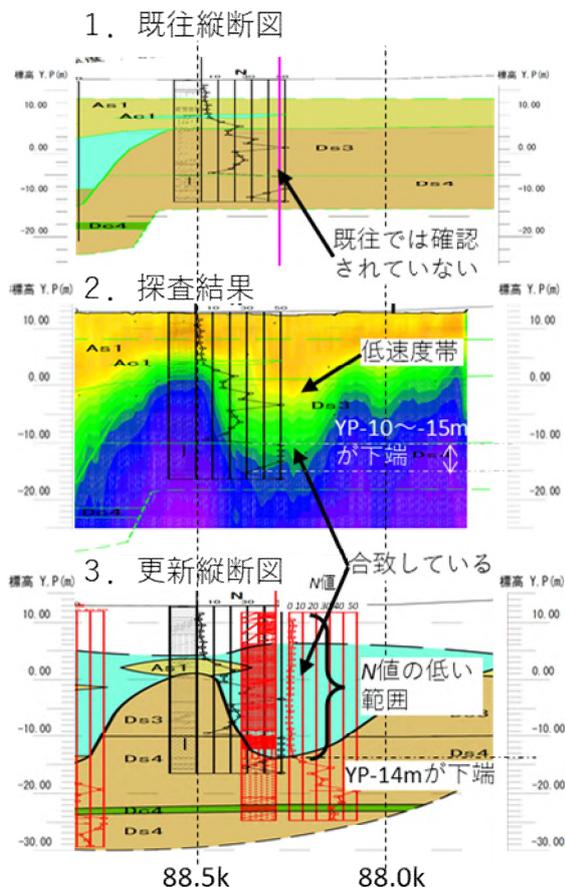


図-7 88.0k~88.5k の埋没谷の調査結果

越水による堤防の決壊時間予測について ～越水データベースの必要性～

越水 決壊時間 データ

土木学会 地盤工学委員会
堤防研究小委員会 侵食・洗堀 WG

1. はじめに

越水は堤防が決壊に至る最も警戒すべき脅威であり、気象変動に伴って豪雨が頻発する近年において、越水による堤防決壊は重要度の高い治水上の課題でもある。越水が発生すると、多くの場合、堤防の裏法面より侵食が進展し、堤体断面積の減少が進行することで決壊に至る。この断面積の減少過程は、侵食だけでなく土塊の破壊を伴う複雑な物理現象であることから、その力学的な取り扱いが簡単ではない。超過洪水に対して粘り強い堤防が求められる現在において、越水が生じた際に堤防が決壊に至る時間（以下、決壊時間と呼ぶ）が「粘り強さ」の指標であり、それを延ばすことが「粘り」を強化することに対応する。

土木学会地盤工学委員会堤防研究小委員会では、2000年に侵食・洗堀WGを立ち上げ、主に越水による堤防の決壊時間を明確にする試みを実施してきた。決壊時間を推定するには、越水による堤防の決壊プロセスを明確にし、その中の一つ一つの過程（侵食及び崩壊の過程）に費やされる時間を算定することが必要となる。しかし、それらの過程に要する時間を求めることは、現時点においても解決すべき課題のままとなった。特に、決壊プロセスが土塊の崩壊（すべりなど）を伴う場合には、いつ土塊の崩壊が発生するかを予測し、さらに崩壊による水流の変化を考慮する必要があることから、複雑な物理現象の理解と高度な数値シミュレーションが要求される。中でも、土塊の崩壊が発生する時間を推定することは非常に難しい課題であり、このことが決壊時間の推定を精度の低いものにする要因と言える。

次節では、堤防が越水を被った際の侵食及び崩壊過程をツリーとして示し、決壊時間の推定を考えるための決壊プロセスを整理する。決壊プロセスの整理は、どのような侵食及び崩壊過程に要する時間を明らかにすべきかを明確にできる。しかし、上述の通り現時点では決壊時間の推定が困難であることを踏まえ、当該WGではフィルダムの（越水による）決壊時間を推定する経験式を堤防に適用することも試みた。ここでは、その推定結果を示すとともに問題点についても説明する。

2. 越水による堤防決壊プロセス

越水により堤防が決壊に至る過程は越流量などの流れに関する条件と堤体材料に関する土の力学的特性の両者によって変化する。図1に堤防の決壊プロセスを分類するツリーを示す。越水が生じた状況を仮定すると、越流量が大きい場合（または、堤体材料の耐侵食性能が低い場合）には、堤体天端の侵食が越水初期から発生する可能性があり、その場合は、堤高の低下による越流量の増加がさらに堤高の低下を助長し、堤体は下方への侵食により決壊に至る（e.g., Coleman et al., 2002）。これが、図1の最右部にある決壊プロセスに対応する。一方、天端から侵食が始まるほど越流量が大きくない場合（または、堤体材料の耐侵食性能が十分に高い場合）、掃流力（堤体表面に作用する流れ方向の摩擦力）が大きくなる裏法面の法尻から堤体侵食が開始する。一般的に、堤防が越水を被る時にはこの侵食過程が大半を占めると考える。

図1では左側に書かれた決壊プロセスである裏法面から堤体侵食が発達する際の特徴は、法面が急勾配になるように侵食を受けることにある。図2にはこの様子を模式的に示す（同図は図1上部のツリーを含む）。裏法面において越流

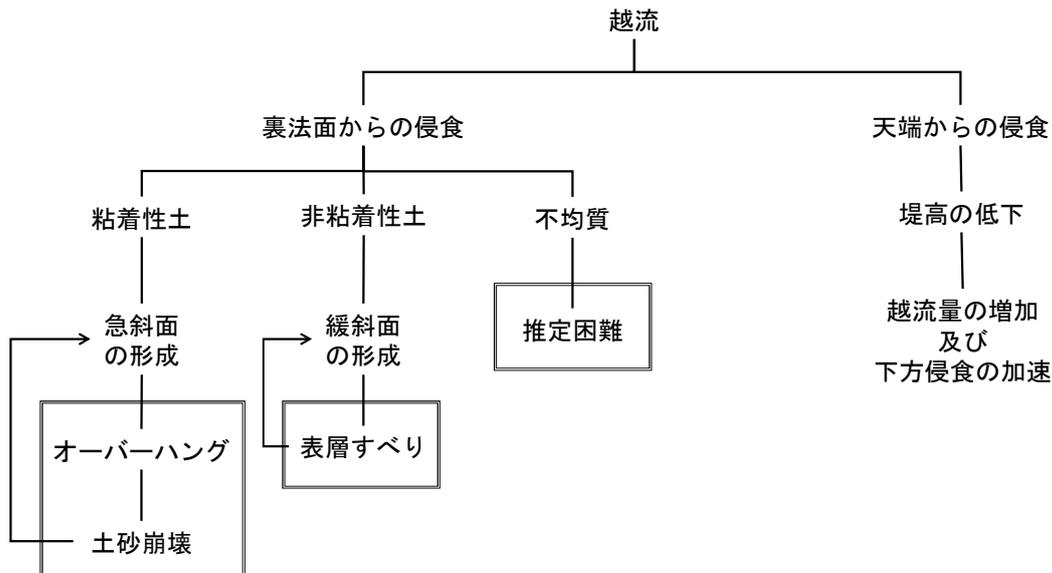


図1 越水による堤防決壊ツリー

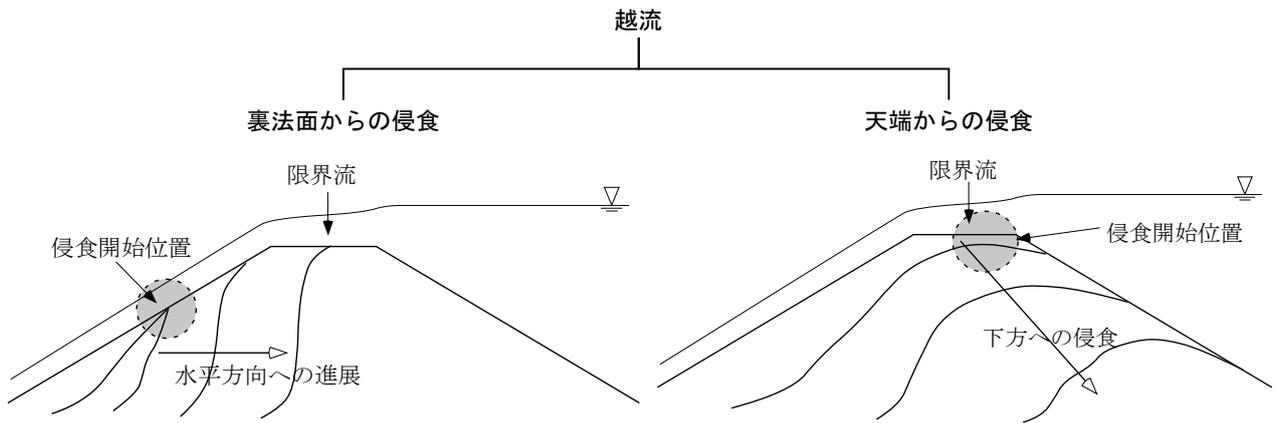


図2 天端または裏法面から発展する越水による堤防侵食

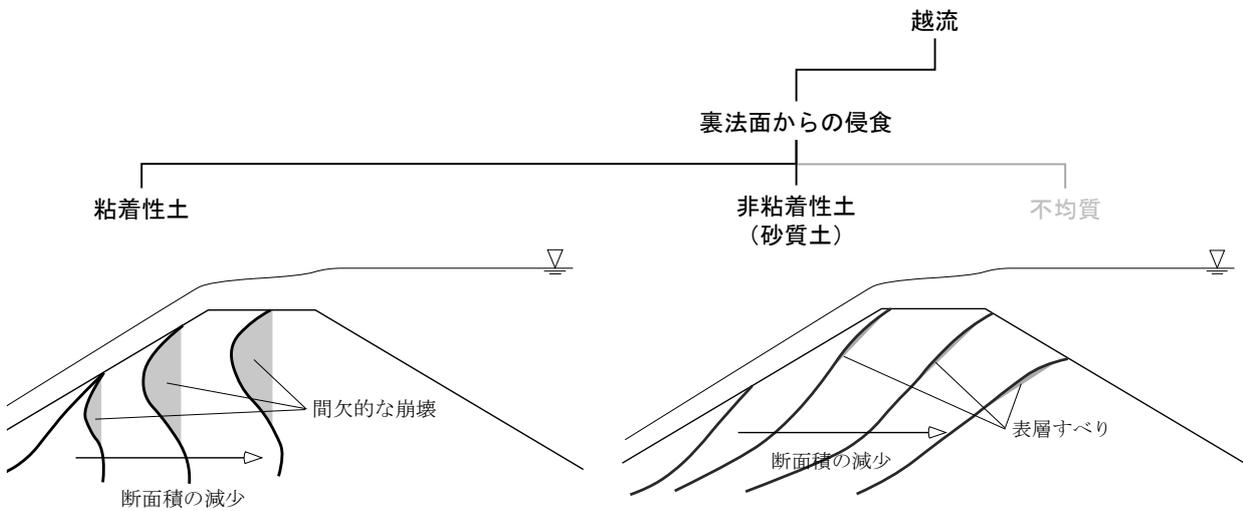


図3 粘着性および非粘着性材料からなる堤体の決壊プロセス

水は、射流となって流れ、斜面を流れ下るにしたがって掃流力は大きくなる。

そのため、掃流力が堤体材料の限界掃流力に達するような裏法面の箇所から侵食が発達するが、侵食による地形変化に起因する流れの変化は、侵食開始地点等の地形急変部極近傍を除いて、上流側（ここでは川表側）へは伝播しない。侵食が発生しない箇所では、流れも変化せず、（侵食を受けない）元の状態を維持するが、侵食が発生する箇所については、堤体材料の流失が継続することで急斜面が形成される。このように堤防の裏法面が侵食を受ける場合、急斜面が形成されることにより、堤体材料の粘着性の有無がその後の決壊プロセスに影響を与える。

図3には、粘着性を有する土（例えば粘土）と非粘着性土（例えば砂）の場合、どのように侵食断面が変化するのかを定性的に示す（同図には図1の左側のツリーを含む）。粘着性材料によって構成された堤防では、ほとんど鉛直な斜面を有する断面形状を保つことができる。このような鉛直な斜面はヘッドカット（Headcut）と呼ばれ、その下部が落下した水流によって削られ、上部がオーバーハングするなどして安定性を失うことで間欠的に崩壊する（Zhao, 2013）。この過程を繰り返して、上流側（川表側）へと後退する。ヘッドカットの上流側への後退速度は、その下部の侵食と間欠的な土砂の崩壊によって左右される。ヘッドカット上部の崩壊は、その下部の流れを変えるため、その後退過程を数値計算等によりシミュレートすることはチャレンジングな課題である。ヘッドカットの後退速度を求める既往研究は行われているものの（e.g., Alonso et al., 2002; Bennett et al., 2000; Hanson et al., 2001）、現在においても精度ある推定は困難と考える。また、ヘッドカットを後退させるその下部の侵食は、落下流が形成する落堀（Plunge pool）中の流れによることから、越水初期に斜面が侵食されるスピードと比較してゆっくりと進む。

一方、砂質土からなる堤防が裏法面から侵食を受ける場合は、粘着性がない（もしくは乏しい）ためヘッドカットのような鉛直斜面は形成されない。斜面勾配がある程度大きくなると、侵食面の表層がすべり破壊を起こしながら川表側へと堤体侵食が進む。この時、侵食面表層のすべりは堤体断面の減少を加速させる。しかし、表層ですべりが生じる際に、現象として、侵食（土粒子一つ一つの離脱）とすべり（表層土塊の破壊及び大変形）を区別することは簡単ではない。砂質土から成る堤防が越水を被る場合、表層のすべりによる土粒子の流失を含むスピードで堤体侵食が進行することから、土粒子一つ一つの離脱を表す侵食速度から予想されるよりも早く侵食が進行する可能性があり、それが決壊時間の推定精度を下げることに繋がる。

上記のように、堤体土の崩壊やすべりといった土の破壊が伴うことで、現象の複雑さが増し、精度ある決壊時間の推定が難しくなる。図1においては、土の破壊を伴う過程を二重線の枠で示すが、この過程に要する時間をいかに推定す

るかが大きな課題となる。具体的には、粘着性材料においては「土塊の崩壊を伴うヘッドカットの後退速度」、非粘着性材料においては「表層付近のすべりを伴う侵食の発展速度」の推定となる。なお、図1には、粘着性材料と非粘着性材料が層を成して構成される堤防を想定し、不均一な材料で構成された場合の決壊プロセスについては現象を推定することも困難とした。例えば、ヘッドカットの底部が砂からなる場合を想定すると、砂は安定的に急斜面を保持できず、ヘッドカットの上部はすぐに崩落することが想像できる。このように、堤体内部に非粘着性材料で構成される層が存在するケースでは、統一的に整理できない決壊プロセスとなり得る。

3. フィルダムにおける決壊時間推定式とその適用

堤防と類似した構造物としてフィルダムが存在するが、フィルダムにとっても越水は大きな脅威であり、越水による決壊時間の推定は重要課題となる。越水に起因する決壊プロセスはフィルダムにおいても複雑であり、決壊時間の推定は堤防と同様の困難を伴う。この課題に対して、過去の決壊事例から決壊時間を求める推定式（回帰式）を提案する研究が行われている（e.g., Froehlich, 2008; Xu and Zhang, 2009; Zhong et al., 2020）。

Zhong et al. (2020)は、162箇所及ぶ決壊したフィルダムに関するデータセットから、ピーク流量、決壊幅、決壊時間に対して、堤高や貯水量などを説明変数とした回帰式を示した。決壊時間の推定に用いられたデータは39箇所にとどまるが、Zhong et al. (2020)が提案した回帰式は次の通りである。

$$T_f = \begin{cases} \left(\frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right)^{0.56} \left(\frac{h_w}{h_b} \right)^{-0.85} h_d^{-0.32} e^{-0.20}, & \text{for HD} \\ \left(\frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right)^{1.52} \left(\frac{h_w}{h_b} \right)^{-11.36} h_d^{-0.43} e^{-1.57}, & \text{for CD} \end{cases} \quad (1)$$

ここに、 T_f , h_w , h_b , h_d , V_w はそれぞれ決壊時間 [hour]、越水時の水位 [m]、決壊部の高さ [m]、ダム高さ [m]、決壊時の流出水量 [m³] である（図4参照）。また、式(1)において、「HD」は均一型ダム（Homogeneous dam）、「CD」は遮水コアを有すゾーン型ダム（Core dam）を意味する。同式は、 $V_w^{1/3}/h_w$, h_w/h_b , h_d を説明変数としてそれらの指数部を定めた乗算形式の回帰式である。図5には、Zhong et al. (2020)が示したデータに対して、式(1)がどの程度当てはまるかを示す。図5からは、式(1)の推定精度は高くはないものの、多く場合、決壊時間は0.5~3時間の間におさまっており、同式は観測データの傾向を捉えることができる。式(1)に示された均一型ダム（HD）とゾーン型ダム（CD）の回帰係数（説明変数の指数）を見ると、符号は同じであり、その値は異なる。これは、均一型ダムとゾーン型ダムでは、各説明変数が決壊時間に及ぼす効果は同じであるが、その程度が異なることを示すと考える。

越水による堤防の決壊においても、決壊プロセスに対応させて（例えば、式(1)がHDとCDとを分けたように、堤防においても粘着性土や非粘着性土の決壊プロセスに分けて）、式(1)のような決壊時間に対する回帰式を提案することは有効なアプローチになる。ここでは、越水による堤防の決壊時間推定に式(1)を適用することを試みる。なお、堤防においてはゾーン型の形式は用いられていないため、式(1)の均一型ダム（HD）に対応するものを利用する。式(1)を堤防に適用するにあたり、決壊時の流出水量 V_w を以下のように変形する。

$$V_w = QT_f, \quad Q = B_{ave} \sqrt{gh_c^3}, \quad h_c = \frac{2}{3}H \quad (2)$$

ここに、 B_{ave} , H , g はそれぞれ平均的な決壊幅、越流水深、重力加速度を意味する。なお、堤防越水の流路は矩形と仮定した。式(2)は、ダムにおいては V_w は越水開始時の貯水量となるが、堤防においては貯水量は不明であることから、 V_w を決壊に至るまでに流出した水量として書き直すものである。式(2)を式(1)に代入して変形すれば、

$$T_f^{1-\frac{0.56}{3}} = \left(\frac{Q^{1/3}}{h_b + H} \right)^{0.56} \left(1 + \frac{H}{h_b} \right)^{-0.85} h_d^{-0.32} e^{-0.20}, \quad Q = B_{ave} \sqrt{g \left(\frac{2H}{3} \right)^3} \quad (3)$$

とできる。なお、式(3)では $h_w = h_b + H$ の関係（図4参照）も用いており、同式は h_b , h_d , H , B_{ave} を与えることで決壊時間 T_f を推定できるものとなる。

表1には式(3)によって推定した決壊時間 T_f を示す。同表は、 $h_b = h_d = 8.0$ m, $g = 9.8$ m/s², $B_{ave} = 20$ m を仮定し、越流水深

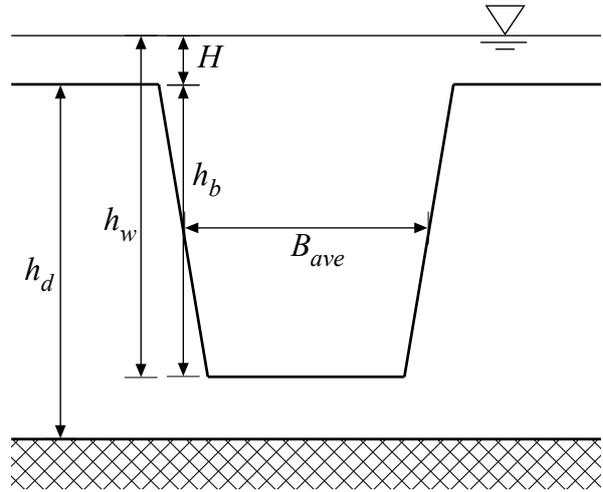


図4 ファイルダムの決壊時間に関わるパラメータ

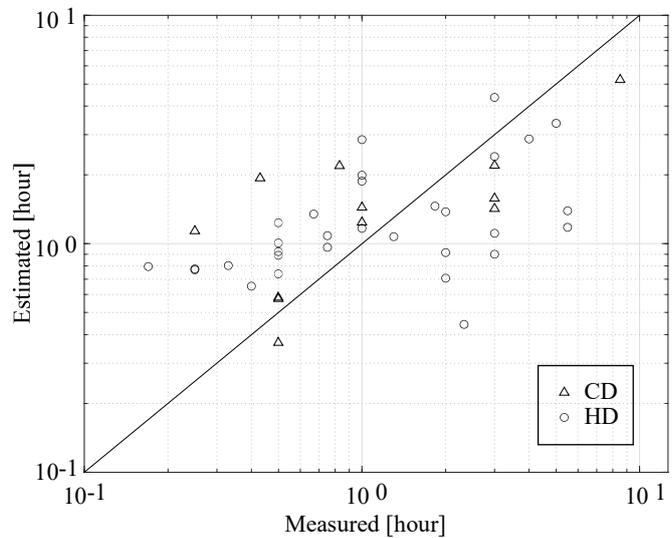


図5 決壊時間の観測データと回帰式による予測値の関係

表1 越流水深 H の変化による決壊時間 T_f の変化

H [m]	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2
T_f [hour]	0.08	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.14	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
[min]	4.92	6.12	6.89	7.45	7.88	8.23	8.50	8.73	8.91	9.06	9.19	9.29

H を変化させて算出した T_f をまとめたものであり、決壊時間の単位を時間 (hour) と分 (min) の両方で示した。表1からは、 H を 0.1 m から 1.2 m まで変化させて T_f を計算したところ、越流水深が増加するにつれて決壊時間が延びる不自然な結果を得ることが分かる。また、推定される時間は極端な値とはなっていないものの、高さ 8 m の堤防が決壊に至る時間としては短い印象がある。このような結果を得る理由は、式(3) (または式(1)) がフィルダムの決壊事例をもとにして得られたものであり、越水した堤防に関するデータを反映できていないことが根本的な原因である (例えば、堤防と比較して巨大な土構造物であるフィルダムのデータを用いており、サイズの小さな堤体に関するデータが乏しい)。また、堤体の構成材料、河川勾配など堤防に合った説明変数が組み込まれていない点にも、回帰式の堤防への適用を行う上では、改善が必要と言える。

上記の結果から、フィルダムの決壊時間を推定する回帰式である式(1)は、堤防には利用できないと結論づけるが、式(1)のような回帰式を用いて、決壊時間を推定する試みは、堤防においても有用と言える。適切な説明変数を選定し、十分なデータを収集することで、現在困難である決壊時間 T_f の推定を (比較的簡単に) 実現できる有力な手段になると考える。

4. まとめ

当該 WG ではその活動を通して、越水を受ける堤防の決壊プロセスを整理し、決壊時間の推定に必要な要素を抽出した。その結果は、図1から図3に示した越水による堤防決壊ツリーにまとめられる。このツリーは、越水による決壊時間の推定を行う上で、考慮すべき決壊パターンと侵食過程 (土塊の崩壊を含む) を明確にするものとなる。現時点では、高度の数値シミュレーションに頼った場合であっても、精度ある決壊時間の推定は簡単ではなく、経験式を用いるアプローチも有効と考える。本稿では、既往研究 (Zhong et al., 2020) によって示されたフィルダムの決壊時間を推定する回帰式を堤防に適用した計算結果を示した。その回帰式が算出する堤防の決壊時間は不自然なものとなったが、これは、回帰式が堤防に関するデータに基づいていない点が根本的な問題であり、回帰式の説明変数が堤防には適合していない可能性も考えられる。今後、越水による堤防の決壊時間に対する推定値を与えるには、複雑な現象を解析できる高度な数値シミュレーションを発展させるとともに、越水データベース (越水による堤防決壊に関する計測データを集約したもの) の構築が経験式の整備に貢献できると考える。

参考文献

- Alonso, C.V., Bennett, S.J., Stein, O.R., 2002. Predicting head cut erosion and migration in concentrated flows typical of upland areas. *Water Resour. Res.*, **38** (12), 1303.
- Bennett, S.J., Alonso, C.V., Prasad, S.N., Römken, M.J.M., 2000. Experiments on headcut growth and migration in concentrated flows typical of upland areas. *Water Resour. Res.*, **36** (7), 1911-1922.
- Coleman, S.E., Andrews, D.P. and Webby, M.G., 2002. Overtopping breaching of noncohesive homogeneous embankments. *Journal of Hydraulic Engineering*, **128**(9), 829-838.
- Froehlich, D.C., 2008. Embankment dam breach parameters and their uncertainties, *J. Hydraul. Eng., ASCE*, **134**(12), 1708-1721.
- Hanson, G.J., Robinson, K.M., Cook, K.R., 2001. Prediction of headcut migration using a deterministic approach. *Trans. ASAE*, **44** (3), 525-531.
- Xu, Y., Zhang, L.M., 2009. Breaching parameters for earth and rockfill dams, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, **135** (12), 1957-1970.
- Zhao, G., Visser, P.J., Peeters, P., Vrijling, J.K., 2013. Headcut migration prediction of the cohesive embankment breach. *Eng. Geol.*, **164**, 18-25.
- Zhong, Q., Chen, S., Fu, Z., Shan, Y., 2020. New empirical model for breaching of earth-rock dams, *Natural Hazards Review, ASCE*, **21**(2), 06020002.

堤防工学ノムコウ —堤防ダイアログ WG 活動報告—

メカニズム 調査 解析 リスク

土木学会 地盤工学委員会
堤防研究小委員会 堤防ダイアログ WG

1. 背景

堤防は長い歴史を持つ長大な土構造物であり、出水や地震に伴う被災の経験に基づきその形状が規定され、徐々に築造されて、現在の形になった。そのため、自ずと経験に重きを置いた技術的枠組みのなかで、その設計、施工、維持管理がなされてきた。

その様な河川堤防の設計に、およそ四半世紀前から地盤調査、数値解析などを組み合わせ、すべりやパイピングに関する安全性を照査する工学的な手法が導入され、いわゆる堤防工学が産声を上げた。この手法は、堤防の状態を把握し、その耐力を高精度に評価することを試みるものであり、欧米の堤防の設計手法と比較しても高い技術力が求められる挑戦的な取り組みであった。

一方、気候の極端化による出水頻度・規模の増大やそれに伴う堤防被災の発生を踏まえ、越水に対して「危機管理型ハード対策」の導入や「粘り強い河川堤防」の技術開発、欧米における「リスクに基づいた堤防設計手法の導入」など、近年の堤防に関わる社会的背景や要請が大きく変わってきている。

そうした認識の下、堤防工学として取り組むべき今日的な課題を抽出し、今後の堤防工学の技術的ビジョンを創出することを目的として、土木学会地盤工学委員会堤防研究小委員会において、堤防ダイアログ WG (WG 長：服部敦 (国土技術政策総合研究所)。以下、「WG」とする) が設置された。WG では、「堤防工学とは何か?」をテーマとして委員による話題提供と議論がなされた。各回の話題提供・議論からその主旨が凝縮されたキーワードを選定し蓄積していった。最後にキーワード間の連関図を WG メンバーで共同製作し、議論の全体像を把握するとともに、多様な観点・分野に関連するキーワードを抽出し、そこから堤防工学が取り組むべき課題や技術的検討の方向性を整理した。

本稿では、2020 年から 2022 年にかけて活動した WG の活動状況とその成果について報告するものである。

2. 活動状況

WG のメンバーを表-1 に示す。20 名のメンバーが参加し、そのうち大学関係が 12 名と半数以上を占めた。その他に、国土交通省関係が 5 名、民間会社から 3 名の参加があり、研究と実務の両面からの堤防に関する議論が可能なメンバー構成であった。

WG はすべてオンラインで 2020 年 11 月から 2 ヶ月に 1 回のペースで計 8 回開催し、毎回 2~3 名程度の WG メンバーから自身が堤防工学に関して重要と思われる技術的事項に関する話題提供を行って頂き、それらをもとに参加者で議論を深める形で進めた。なお、参加者が最低一度は発言するというルールを設定し、議論の活性化に努めた。

話題提供のテーマは、堤防工学が水工学と地盤工学の学際的な分野であることから非常に多岐にわたり、WG メンバーの堤防愛が垣間見えるものであった。詳細な話題提供の内容や議論の状況は、紙面の都合上割愛するが、例えば、浸透・侵食・越流に関する堤防の破壊メカニズム、またそれらの解析方法や複合材料を使用した対策工法、河川堤防の調査、観測や維持管理方法、決壊の社会的なインパクトを考慮したリスク評価方法などに関して忌憚のない議論が行われた。

表-1 堤防ダイアログ WG メンバー (五十音順, 所属は WG 時点)

石田 正利 (太陽工業)	大竹 雄 (東北大学)
岡村 未対 (愛媛大学)	奥中 智行 (国土交通省)
音田慎一郎 (京都大学)	川尻 峻三 (北見工業大学)
小高 猛司 (名城大学)	崔 瑛 (横浜国立大学)
坂本 淳一 (中央開発)	佐古 俊介 (国土技術研究センター)
佐々木哲也 (土木研究所)	檀上 裕司 (東京建設コンサルタント)
永松 義敬 (前任：目黒嗣樹, 国土交通省)	服部 敦 (WG 長：国土技術政策総合研究所)
肥後 陽介 (京都大学)	藤澤 和謙 (京都大学)
前田 健一 (名古屋工業大学)	松田 達也 (豊橋技術科学大学)
森 啓年 (幹事：山口大学)	吉川 高広 (名古屋大学)

3. 連関図

本 WG の話題提供や議論のとりまとめとして、各回の話題提供と議論のキーワードを蓄積し、それをもとに堤防工学が取り組むべき課題に関する連関図を作成した。具体的には、ストックしたキーワードを「メカニズム」、「調査」、「解析」、「リスク」にクラスタリング（分類）し、今後の堤防工学における技術的課題の抽出を図った。なお、クラスタリングは、それぞれの分類に詳しい WG メンバーを選定し、キーワードの選定・追加を行い、それらを統合することで、各分類のつながりも明らかにすることを旨とした。

その結果を図-1 に示す。各分類の境界にあるのが、複数の分類から関連があるとされたキーワードである。「メカニズム」、「調査」、「解析」、「リスク」の分類は相互に関係していることが分かる。また、すべての分類から関連があるとされたキーワードは 2 つあり、「不確実性（様々なバラツキ）」と「経験値・知の定量化」であった。長大な堤防を、工学的に議論するためには、その不確実性を経験的な知で把握し、それを定量的に提示することが、今後の堤防工学の発展のために取り組むべき技術的検討の方向性として整理できると考えている。

次に WG において特に議論が白熱したキーワードをいくつか挙げる。一つ目はメカニズムとリスクに関係する「長さ効果」で、長大な土構造物でその弱点箇所が全体の安全性を規定する堤防だからこそのキーワードと言える。被災した際、その原因を堤防形状や土層構造の面から局所的な弱部に起因すると結論づけられる場合も多いが、今後それらの点も含めた堤防の評価手法が確立されることで、将来的なリスク評価などにつながることを期待される。

次に、メカニズムと解析に関係する「壊れ方」である。堤防には、浸透・侵食・越水などの様々な破壊メカニズムが存在するが、未だ決壊に至る条件やその過程など不明である事象が多くある。また、浸透と越水の様に複合的な要因で決壊に至る事例などが報告されているが、その詳細に関する研究も端緒に終わったばかりである。一方で、近年発展が目覚ましい解析技術を用いて堤防の決壊に至る過程を再現しようとする試みも多くなされ、今後の現地の被災調査を用いた解析結果の検証などが必要である。

最後に、メカニズムと調査に関する「堤防構造・材料の劣化」である。土構造物はこれまで原則として、竣工直後が最も不安定であり、年月が経過するに連れて安定すると考えられてきた。しかし、江の川の噴砂の被災は、前回出水時に発生した被覆土を貫通する砂柱を通じて、再び発生していることが確認されるなどの事例もあり、出水という外力を受けた堤防が果たして、その性能を維持し続けることができるのかという点は議論が残り、今後堤防工学が取り組むべきテーマの一つであることが示唆された。

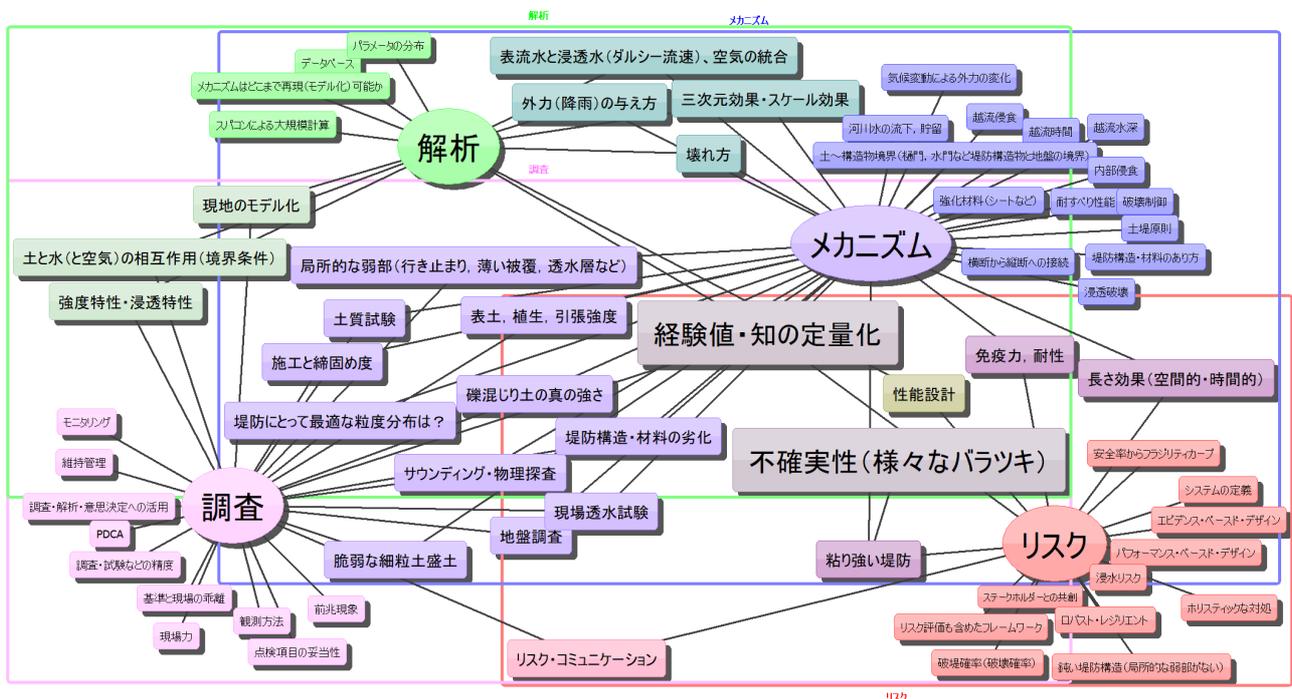


図-1 堤防工学が取り組むべき課題に関する連関図

4. おわりに

堤防工学はその黎明期を過ぎ、現在発展期に入っている。過去の技術や履歴の複雑な堤防構造ではよく分からない、仕方ないと言い訳してきたことにも、我々エンジニアが堤防工学をより信頼できるものにして応えられる「明日が待っている」ことを自覚し、努めていかなければならない。本 WG の活動がそうした「堤防工学ノムコウ」への後押しになれば幸いである。