

# 第11回 河川堤防技術シンポジウム

## 論文集

2024年1月19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

<a href="#">1. 信濃川一次支川五十嵐川下流の蛇行部内岸堤防と内岸高水敷の損傷要因の検討</a> .....	1
○佐藤海輝（中央大）、後藤岳久、福岡捷二	
<a href="#">2. 洪水流の三次元エネルギー分布からみた河道と堤防の設計の考え方</a> .....	5
○加藤宏季（中央大）、福岡捷二	
<a href="#">3. 漏水流量に着目した河川堤防の漏水・噴砂、パイピング孔進展現象の考察</a> .....	9
○澤村直毅（名工大）、前田健一、大桑有美	
<a href="#">4. 3次元浸透流解析における堤外地盤のモデル化領域が局所動水勾配に及ぼす影響</a> .....	13
○伊東 樹（九工大）、川尻峻三、廣岡明彦	
<a href="#">5. 透水性基礎地盤を有する堤防における浸透破壊現象の段階に応じた光ファイバセンシングによる早期検知の可能性</a> .....	15
○我妻大誠（埼玉大大学院）、齋藤創汰、田中規夫、五十嵐善哉、依田幸英	
<a href="#">6. 変分マルチスケール有限要素法による堤体侵食解析</a> .....	19
○藤澤和謙（京都大）、SHARMA Vikas	
<a href="#">7. 堤防越水時の落下流により形成された堤防法尻洗掘域内流れの三次元数値解析による再現と底面せん断力のモデル化</a> .....	21
○久保田日南子（埼玉大）、Kannangara Dissanayakalage Charitha Rangana Dissanayaka、五十嵐善哉、田中規夫	
<a href="#">8. 表面被覆型強化堤防における吸出し防止材の有無が高水位時の堤防変状過程に与える影響</a> .....	25
○鬼丸颯人（九工大）、山下航暉、川尻峻三、林崎翔汰、廣岡明彦	
<a href="#">9. セメント・短繊維材を用いた堤防法面補強土工法の遠心力場における越水実験</a> .....	29
○大熊広樹（東洋建設株）、宮本順司、牧野凌弥、山崎智弘	
<a href="#">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3 -堤体の変状に関する一考察-</a> .....	33
○持田祐輔（日本製鉄株）、石濱吉郎、藤澤和謙、高橋章浩	
<a href="#">11. 鋼矢板二重壁構造で補強された河川堤防の越水の影響に関する小型水理模型実験</a> .....	37
○柿原結香（土研）、西村圭右、野村竜矢、石原雅規、佐々木哲也	
<a href="#">12. 令和4年7月に決壊した半場川堤防の周辺地盤と開削調査の概要</a> .....	41
○児玉直哉（名城大）、小高猛司、李 圭太、大堀文彦、久保裕一、久保宣之、鈴木貴博、稲吉正浩、石原雅規	
<a href="#">13. 五ヶ瀬川の地盤漏水箇所付近で生じた空洞発生機構の推定</a> .....	45
○吉田直人（土研）、品川俊介、小寺 凌	
<a href="#">14. 不均質性を有す河川堤防を対象としたボーリング調査本数と浸潤線予測への影響</a> .....	49
○新清 晃（応用地質株）、太田雅之、前 宗孝	
<a href="#">15. 地震による堤体亀裂発生と堤体土質性状に関する分析</a> .....	53
○脇中康太（熊本高専）、渦岡良介、松田達也、藤井紀之	
<a href="#">16. 堤体直下の固化改良深度と液状化対策効果に関する遠心模型実験</a> .....	55
○大坪正英（土研）、谷本俊輔、三浦裕太、石原雅規、佐々木哲也	
<a href="#">17. デジタルカメラを用いた画像解析による亀裂の変状計測の精度向上策</a> .....	59
○三津井勇佑（中電技術コンサルタント株）、猿渡雄二、能島佑佳、森 啓年、中田芳貴	

# 信濃川一次支川五十嵐川下流の蛇行部内岸堤防と内岸高水敷の損傷要因の検討

内岸堤防破堤 内岸高水敷損傷 複断面的蛇行流れ

中央大学理工学部 学生会員 ○佐藤海輝  
 中央大学研究開発機構 正会員 後藤岳久  
 中央大学研究開発機構 フェロー 福岡捷二

## 1. 序論

信濃川的一次支川である五十嵐川では平成 16 年 7 月新潟・福島豪雨では、**図-1** に示すように、複断面河道の蛇行部 3.3km 内岸側 3.3km 堤防の破堤が生じた。また、平成 23 年 7 月新潟・福島豪雨では、**図-2** に示すように、1.1km における蛇行部内岸側の高水敷の洗掘により低水護岸の変形・崩落被災が生じた。このような内岸側の河道被害の原因の 1 つに、複断面蛇行河川における水位上昇に伴う内岸側の流速増大の影響が考えられる。規則正しい複断面蛇行河川では、低水路と高水敷の相対水深  $Dr$  が 0.3 を超える大きな洪水となると、高水敷からの遅い流れが低水路蛇行の外岸側より流入し、低水路の速い流れが混ざり合うことで、湾曲部で生じる通常の二次流(第 1 種二次流)とは逆向きの二次流が発生と、それに伴い内岸寄りに早い流れが発生する(複断面的蛇行流れ<sup>1)2)</sup>)。このような複断面蛇行河川の流れの発生は、内岸側の破堤、高水敷の洗掘、低水路護岸被災等の原因となり得ることから、このような洪水水位の高いときに起こる事象が、河道の設計や管理で持つ意味を考える必要がある。五十嵐川下流部は、洪水流量の大きい割には河道の幅が狭く、橋梁などの河川構造物も多い河道であり、さらに、信濃川にほぼ直角に合流する特徴を有する。

本研究では、このような特性を持つ河道において精度の高い解析を行うため非静水圧準三次元洪水流・河床変動解析法(Q3D-FEBS 法<sup>6)</sup>)を用い、平成 16 年 7 月新潟・福島豪雨の破堤点周辺や平成 23 年洪水で高水敷・低水護岸が被災を受けた箇所周辺を含む複断面蛇行河川の洪水流の 3 次元構造、河床変動を明らかにし、これらと河道被災との関係を考察し、五十嵐川の今後の安全な川づくりに活かす。

## 2. 検討区間と解析方法、解析条件

**図-3** は、検討対象区間を示している。検討範囲は島潟(7.7km)から信濃川との合流点(0.2km)であり、平成 16 年洪水時の破堤点は 3.3km、平成 23 年洪水時の高水敷・低水護岸被災箇所は 1.1km に位置し、いずれも複断面蛇行河道の内岸側に位置している。

解析方法は、非静水圧準三次元洪水流・河床変動解析法(Q3D-FEBS 法)を用いた。また、複数設置されている橋梁の橋脚を考慮するため、橋脚形状を考慮できるように詳細な解析格子を作成している。上流端境界条件については、島潟観測所の平成 16 年洪水時の観測水位ハイドログラフ、下流端境界条件には合流点下流にある信濃川の荒町観測所の水位ハイドログラフの値を河床勾配を考慮して五十嵐川の下流端境界条件地点 0.2km 地点で与えた。河床材料は、平成 12 年に計測された粒度分布を与えた。その他の解析条件は**表-1** に示す。



図-1 平成 16 年 7 月新潟・福島豪雨における破堤点<sup>4)</sup>



図-2 H23 年洪水時 内岸側高水敷・低水護岸被災状況(1.1km)<sup>5)</sup>



図-3 検討対象範囲

### 3. 水位ハイドログラフと水面形の実測値と解析結果

表-1 解析条件

データ名	解析条件
地形形状	0.2km~1.1km:横断測量データ(H11) 1.2km~8.1km:横断測量データ(S55) 一部 LP グラウンドデータ(H30)を使用
上流端境界条件	島潟水位観測所(7.7km)
粗度係数	高水敷: $0.027m^{-\frac{1}{3}} \cdot s$ 低水路: $0.023m^{-\frac{1}{3}} \cdot s$ 氾濫域: $0.03m^{-\frac{1}{3}} \cdot s$
メッシュ数	915×56=51240

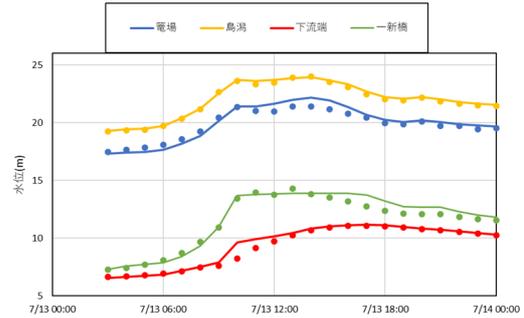


図-4 実測と解析の水位ハイドログラフ

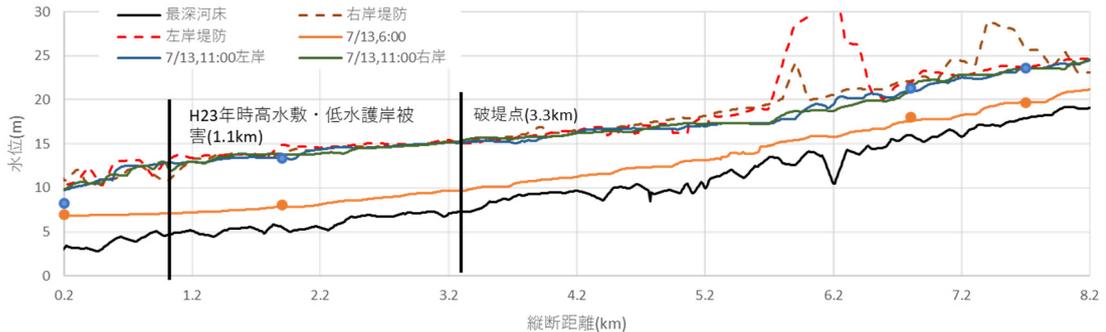


図-5 実測と解析の水位縦断分布の時間変化の比較

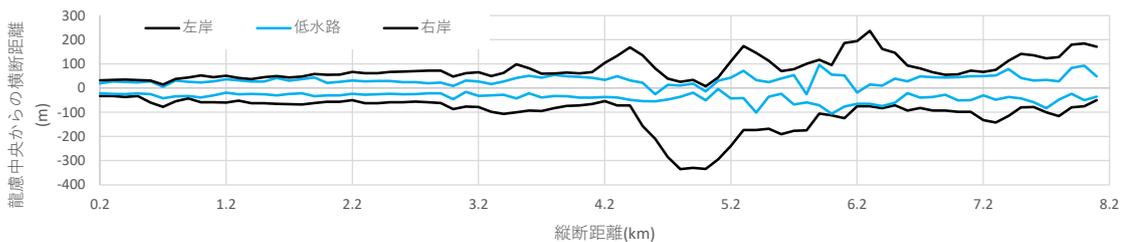


図-6 堤間幅及び低水路幅の縦断分布

図-4 は水位ハイドログラフの実測値と解析結果を示し、図-5 は実測と解析の水位縦断分布の時間変化の比較を示す。また、図-6 は堤間幅及び低水路幅の縦断分布を示す。図-4,5 より、解析結果は各水位観測所の観測水位ハイドログラフおよび観測水面形時系列をほぼ再現している。図-6 より、4km より下流では川幅が小さくなっており、破堤点(3.3km)では、破堤時刻(7月13日13時頃)の約2時間前から堤防満杯程度で洪水が流下している(図-5)。図-7 は観測水面形時系列を再現するように計算した破堤点(3.3km)の流量ハイドログラフの解析結果を示し、本解析の破堤点でのピーク流量は約2,200(m<sup>3</sup>/s)となっている。



図-7 破堤点(3.3km)の解析流量ハイドログラフ

### 4. 平成16年7月新潟・福島豪雨において破堤が生じた3.3km付近の流れと河床変動の解析結果

図-8 は、平成16年洪水で破堤が生じた3.3km周辺での水深平均流速のコンターを示し、図-9 は3.3km、3.6km地点の主流速横断分布と二次流分布を示す。破堤点(3.3km)では、増水期である7/13 9:00とピーク時で越水が生じている7/13 11:00において、主流の高流速は外岸側に発生し、二次流の向きも通常の湾曲二次流と同様の向きとなっている。これは、破堤点3.3kmでは、低水路と堤防の線形関係が同心円的な河道湾曲部の特性を有していることから、越水時付近においても主流速が内岸側に寄る複断面的蛇行流れの現象は確認できなかった。図-10 は破堤が生じた3.3km断面での洪水前後の横断形状の変化を示す。内岸側である左岸の高水敷や低水路は河床変動が殆どないものの、外岸側の右岸の低水路の部分では流速の増大により、最大約1.2m程度の洗掘が生じている。これは、前述のように、低水路と堤防線形が同位相で同心円的な湾曲部形状のため、通常の湾曲部と同様の二次流が発生し外岸側の流速が速くなっており、この断面では内岸側の洗掘と複断面的蛇行流れの関係性は弱いものと考えられる。一方、破堤点より300mほど上流の3.6km地点では、内岸側に4.5(m/s)の速い流速が発生している。これは4.3km付近の蛇行部から高水敷上の流れが流入し、低水路と高水敷上の流れが混合することによって主流速の高流速域が内岸側に発生し、複断面的蛇行流れ様相を呈しているものと

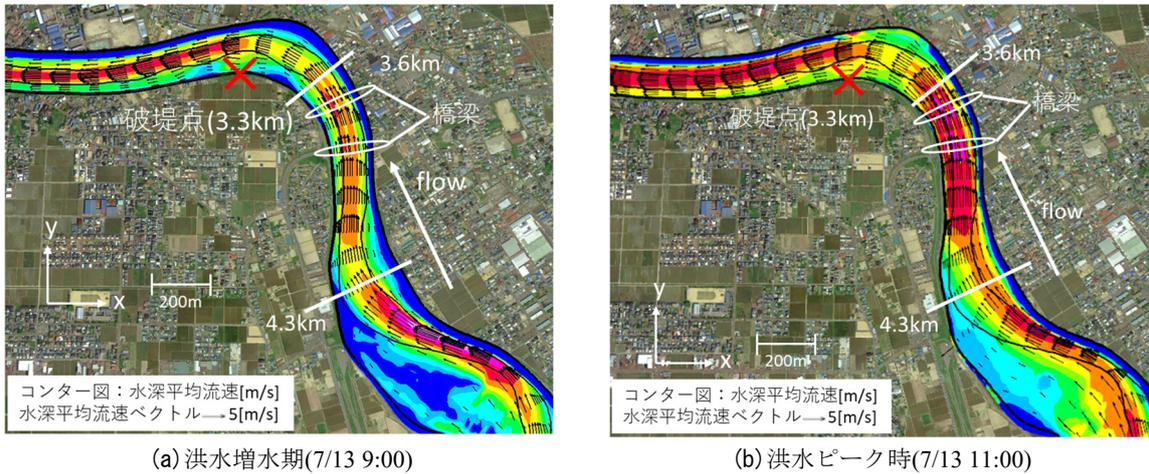


図-8 破堤点(3.3km)周辺での水深平均流速分布

考えられる。また、3.6km地点では上流の橋脚を迂回する流れの影響を受け、内岸高水敷上の高流速を助長していることが分かる。

5. 平成23年7月新潟・福島豪雨に高水敷・低水護岸が被災した箇所付近の平成16年洪水時の流れと河床変動

平成23年7月新潟・福島豪雨において、五十嵐川下流の1.1km地点では内岸側の高水敷や低水護岸が大規模な洗掘被害を受けた。図-11は、その地点付近における平成16年7月新潟・福島豪雨時の水深平均流速分布を示し、図-12は主流速の横断分布と二次流分布を示す。図-12に示すように、1.1km地点では、二次流の逆転は発生していないが、水位の増大に伴い、主流速の高流速の発生位置が徐々に内岸側に寄っていることが確認できる。さらに、その周辺には橋脚が存在することから、橋脚を迂回する流れによって、内岸側の高流速が助長されている。この内岸寄りの高流速が発生した結果、図-13の洪水前後の河床変動コンターおよび図-14の洪水前後の横断図(1.1km)に示すように、平成23年洪水時に高水敷・低水護岸が被災を受けた箇所(1.1km右岸内岸側)が大規模に洗掘されており、その洗掘深は最大で40cmである。これらのことから、平成16年7月新潟・福島豪雨時においても1.1km付近は、蛇行部内岸側の高水敷および河岸・低水護岸等が洗掘被害を受けていた可能性があり、この付近の内岸側は洗掘被害を受け易い箇所であることを示した。

6. 結論

平成16年7月新潟・福島豪雨時に破堤した3.3km地点では複断面的蛇行流れの特徴である主流速が内岸側に発生する現象及び二次流の逆転現象は確認できず、内岸側の洗掘・破堤と複断面的蛇行流れの関係性は弱いものと考えられる。その要因として、堤防線形と低水路線形が同心円的な形状をしており、

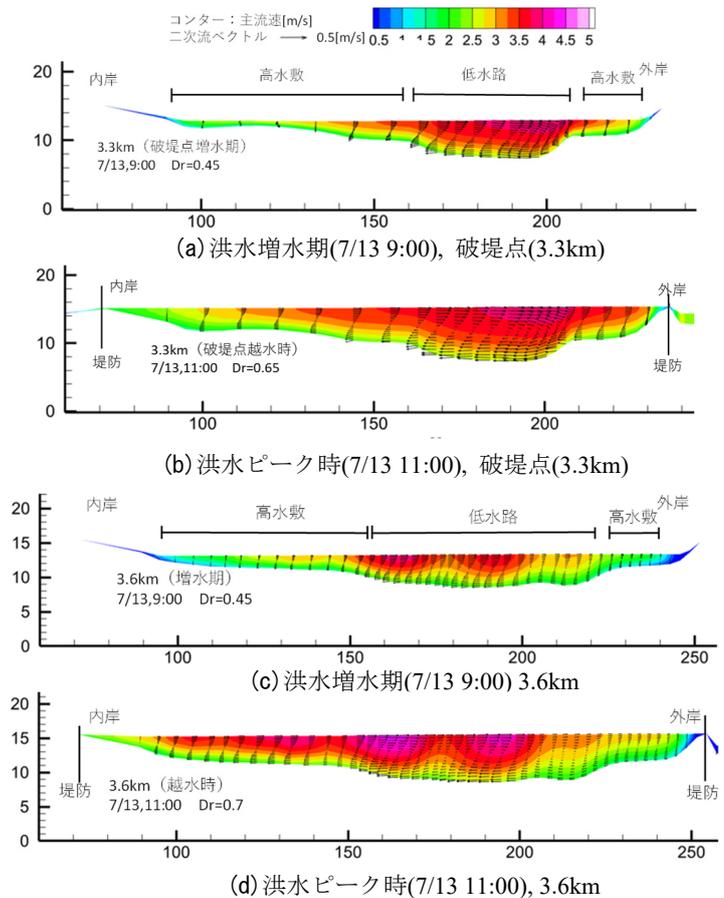


図-9 破堤点(3.3km)及び3.6kmにおける主流速分布と二次流分布

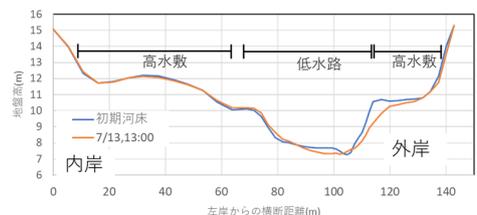


図-10 破堤点(3.3km)の洪水前後の横断図

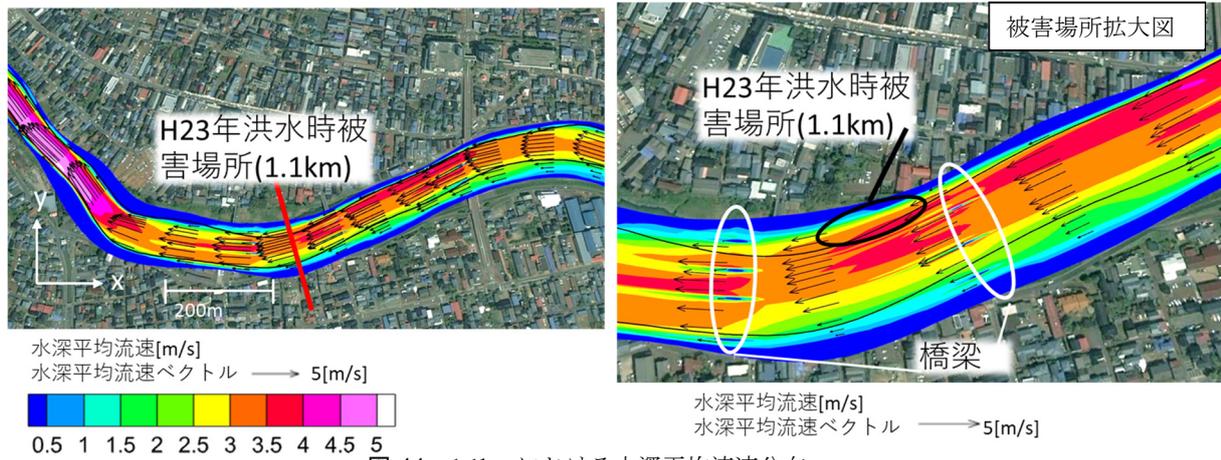


図-11 1.1kmにおける水深平均流速分布

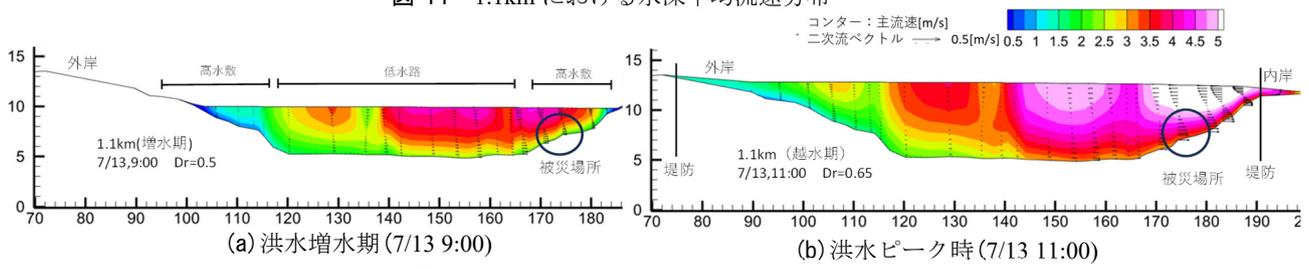


図-12 1.1kmにおける主流速分布と二次流分布

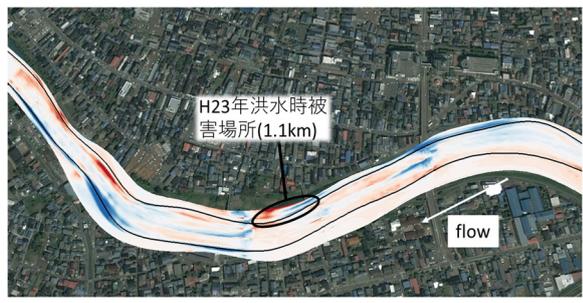


図-13 1.1km付近における河床変動コンター図

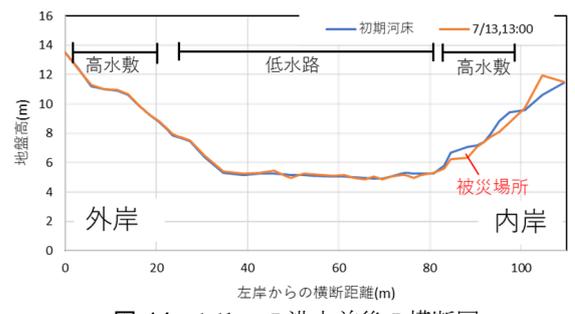


図-14 1.1kmの洪水前後の横断図

高水敷の遅い流れと低水路の流れとの混合が少なかったためことが挙げられる。一方、3.6 km地点では上流の4.3km付近の蛇行部高水敷上の流れが低水路に流入しているため、主流速が内岸側に寄る複断面的蛇行流れが発生していたことを示した。

平成23年7月新潟・福島豪雨時に内岸高水敷・低水護岸が被害を受けた1.1km付近では、平成16年洪水時においても高流速が内岸寄りに発生し、内岸側の高水敷・低水護岸周辺が洗掘されていた。このことから、平成16年洪水時でも平成23年洪水時のような洗掘被害が発生していた可能性があり、この付近の内岸側は洗掘被害が受け易い箇所であったことを示した。

五十嵐川河道は、序論に示した制約を有する河川であることから今後、河道沿いに水位計を増設して洪水時の水位時空間分布を詳細に観測し、洪水中に五十嵐川で生じている洪水河床変動現象を調べ、平成16年、平成23年の大規模災害の再検討を踏まえた、近年の降雨量増大に伴う流量増大に備えた河道改修に反映させていく必要がある。

参考文献

- 1) 福岡捷二：洪水の水理と河道の設計法，森北出版，2005.
- 2) 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，相対水深を用いた洪水流の領域区分，水工学論文集，第46巻，761-766，2002.
- 3) 後藤岳久，長谷部夏希，向田清峻，福岡捷二：蛇行する低水路を有する複断面河道における洪水流の流下機構と河道内被災の分析と対策—令和2年7月球磨川洪水を例として—，河川技術論文集，第29巻，pp.341-346，2023.
- 4) 7/13新潟豪雨洪水災害調査委員会：第1回委員会配布資料，新潟県，2004.
- 5) 平成23年7月新潟・福島豪雨対策検討委員会：平成23年7月新潟・福島豪雨対策検討委員会資料，新潟県，2011.
- 6) 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.

# 洪水流の三次元エネルギー分布から見た河道と堤防の設計の考え方

三次元エネルギー分布 非静水圧準三次元解析 河道設計

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

## 1. 序論

堤防や横断構造物等の河川構造物付近の流れの三次元性の程度は、河道線形や断面形との関係で異なり、複雑な流速分布を生ずる場合には、特に構造物にとって危険なせん断力分布や、圧力分布が発生する。河川構造物の設計にはこれら大きな外力を考慮した検討が望まれている。特に、堤防等の河川構造物については破壊に至る大きな損傷は避けなければならない、破壊が起こる可能性が高い箇所を事前に把握する技術の開発と設計法の確立が急務である。

福岡は、このような観点から現在の堤防設計、管理を行う上で特に水理学的な観点からの課題を提示し、洪水流の三次元的な流れのエネルギー分布に基づく堤防設計、管理の必要性を論じ、実河川での検討が喫緊の課題であることを2023年の河川シンポジウムで強調している<sup>1)</sup>。

本研究では、福岡の考えを令和元年の多摩川洪水に適用し、複雑な河道線形と堤防等構造物の位置関係による三次元洪水エネルギー分布の重要性を非静水圧準三次元解析法(Q3D-FEBS)<sup>2)</sup>により見える化し、河道断面形と堤防の線形の相互関係や設計に対する三次元エネルギー分布の導入の必要性を強調している。

## 2. 三次元エネルギー分布の評価

非静水圧準三次元解析法(Q3D-FEBS)の詳細は文献<sup>1)2)</sup>を参照されたい。Q3D-FEBS解析により、三次元流速分布や圧力分布等が得られ、これらの局所的な値を式(1)に代入することにより、洪水流の全エネルギー水頭の三次元分布を得る。

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

ここで、 $H$ は全エネルギー水頭、 $u, v, w$ はそれぞれ $x, y, z$ 方向の局所流速、 $p$ は非静水圧成分を含む圧力、 $\rho$ は水の密度、 $g$ は重力加速度、 $z$ は基準からの高さである。全エネルギー水頭は、 $u, v, w$ の水深平均流速を用いるのではなく、Q3D-FEBSによって直接解かれた局所的な流速や圧力の値であることに注意が必要である。

## 3. 多摩川中流部における三次元エネルギー分布

多摩川中流部全域の洪水時の全エネルギー水頭の時空間分布に基づいて、河道の構造物設計の重要性を論じることが必要であるが、紙数の関係上ここでは、特に被害が大きかった日野橋周辺区間と稲城大橋区間について検討する。

### 3.1 日野橋周辺区間



図-1 令和元年洪水前における日野橋周辺区間の航空写真

図-1 に、令和元年洪水前における日野橋周辺区間の航空写真を示す。令和元年洪水では図-2 に示すように、日野橋 P5 橋脚背面が約 4.7m 洗掘され、橋梁が約 70cm 沈下する被害が生じた<sup>3)</sup>。図-3 に、日野橋周辺区間の水深平均流速コンター図を示し、図-4 には、日野橋上流の 40.0k 地点における横断面図を示す。コンターは流下方向流速を示し、断面上部の黒線は全エネルギー水頭を示している。図-3、図-4 より、日野橋上流の



図-2 日野橋 P5 橋脚背面の洗掘<sup>3)</sup>

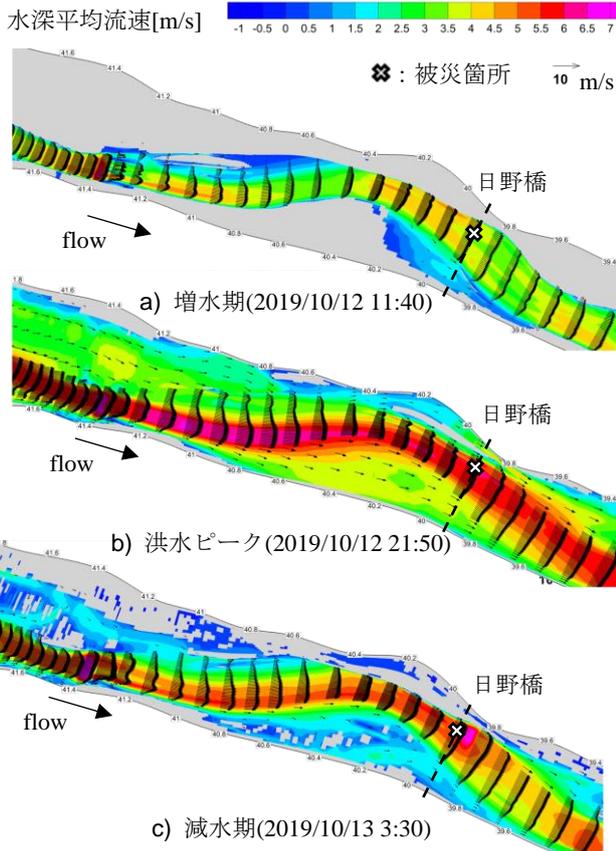


図-3 日野橋周辺区間の水深平均流速コンター

湾曲において、増水期(2019年10月12日11:40)では、外岸側が速くなっているのに対して洪水ピーク(2019年10月12日21:50)においては内岸側が速くなっている。上流側の高水敷上の遅い流れが流入し低水路の高速流と混合することによる複断面的蛇行流れとなっている。その後の減水期(2019年10月13日03:30)では、再び外岸側が速い流れとなるとともに、日野橋下流で水深平均流速が大きい状態が続いている。また、図-4より、洪水ピークや減水期において、日野橋P5橋脚付近では全エネルギー水頭も大きくなっていることがわかる。

図-5には、日野橋周辺区間の全エネルギー水頭の時間変化を示す。洪水時の全エネルギー水頭が横断的に大きくなっている箇所が増水期では外岸側から内岸側、減水期では内岸側から外岸側へと変化している。また、減水期(2019年10月12日11:40)では、日野橋被災箇所下流で流下方向のエネルギー勾配が大きくなっており、大きな力が周辺構造物に作用していると思われる、これらにより、図-2の橋脚背後の洗掘、橋梁の沈下が発生したと考えられる。

### 3.2. 稲城大橋周辺区間

図-6に、令和元年洪水前における稲城大橋周辺区間の航空写真を示す。図-7に示すように、稲城大橋下流29.2kの右岸周辺では、河岸侵食及び河床洗掘を受け、サイクリングロード舗装の崩落も発生した<sup>4)</sup>。

図-8に、29.2k横断面での洪水前後の河床の変化と被災

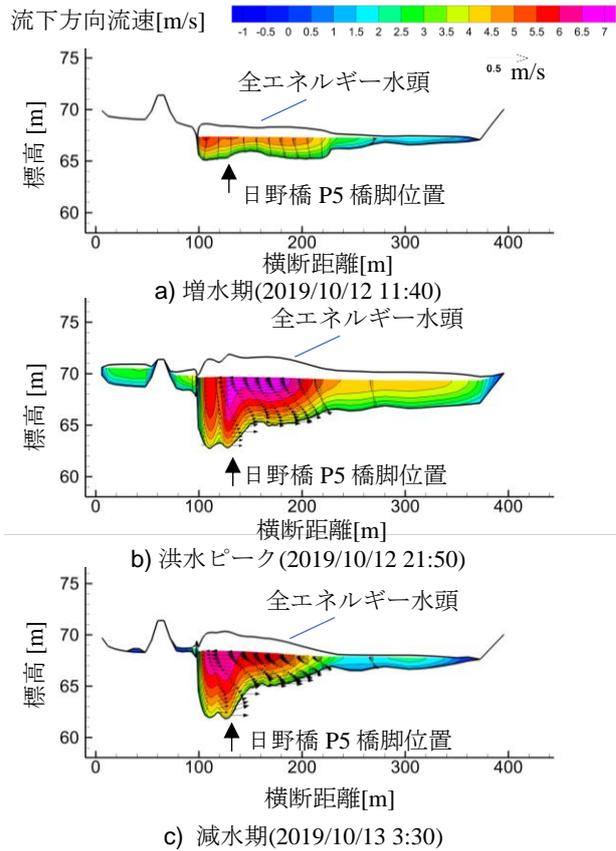


図-4 日野橋上流(40.0k)地点の横断面分布図

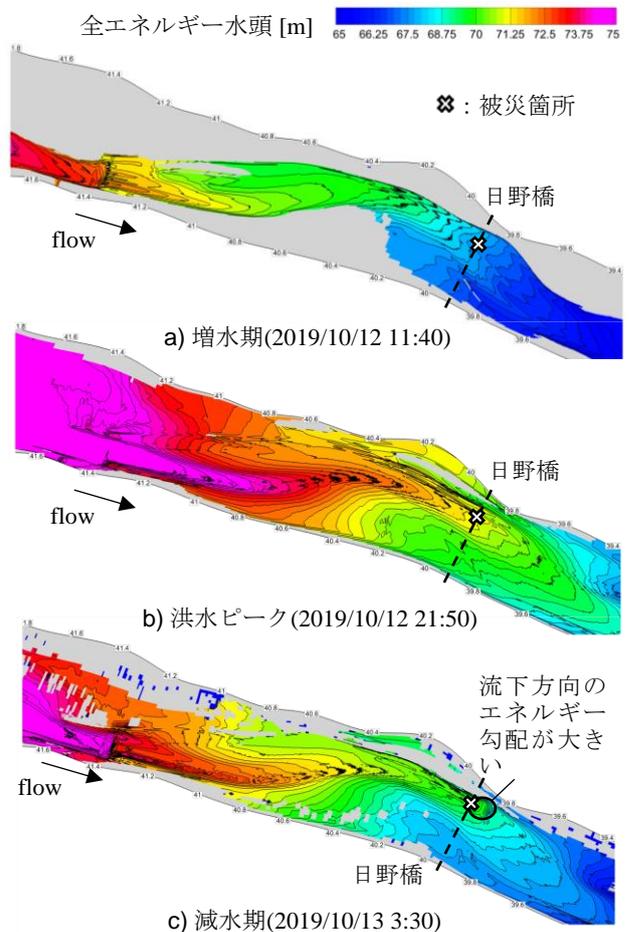


図-5 日野橋周辺区間の全エネルギー水頭分布



図-6 令和元年洪水前における稲城大橋周辺区間の航空写真



図-7 29.2k 付近での河岸侵食とサイクリングロードの舗装崩落<sup>4)</sup>

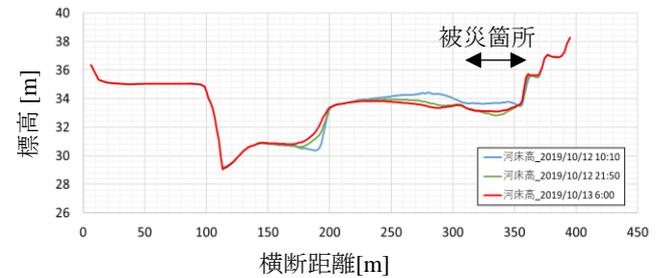


図-8 29.2k 地点における河床の変化と被災箇所

箇所を示す。被災箇所は、洪水初期(2019年10月12日10:10)から洪水ピーク(2019年10月12日21:50)にかけて大きく洗掘されており、この地点での被災はこの間に発生したと推察される。また、洪水前のこの断面では左岸側の高水敷に対して右岸側の高水敷の高さが約1.0m低くなっており、右岸側の被災と関係しているものと思われる。

図-9 に、稲城大橋周辺区間の水深平均流速の時間変化を示す。図-10 には、稲城大橋下流(29.2k)地点における横断面図を示し、全エネルギー水頭の横断面分布も示している。増水期(2019年10月12日11:40)では、滞筋に沿って流速が発達し、29.2k地点では外岸側が速い流れとなっている。一方で、洪水ピーク時では内岸側が速くなっている。40.2k地点と同様に、複断面的蛇行流れとなり、内岸側が速くなったと考えられる。一方、図-10 より、全エネルギー水頭の横断面分布は、洪水ピーク時において被災箇所でも横断方向の全エネルギー水頭が大きくなっているものの、全エネルギー水頭の大きさはそれほど大きくなっておらず、断面全体でエネルギーが分布している。右岸側の砂州や高水敷の高さが左岸側の高水敷高さに比べて低いため、複断面的蛇行流れとなった際に、堤防近くに最大流速位置が発生していると考えられる。また、減水期(2019年10月13日03:30)においても未だ外岸側が速い流れとなっている。

図-11 に、洪水ピーク時(2019年10月12日21:50)における稲城大橋周辺区間の全エネルギー水頭分布を示している。ここで、図-11 は  $x:y:z = 1:1:50$  の比率で表示しているため、起伏や勾配といった高さ関係は誇張されて見えることに注意する必要がある。図-11 より、洪水ピーク時において上流から輸送されてきたエネルギーは滞筋に沿って外岸側に向かうものもあるが、多くが被災箇

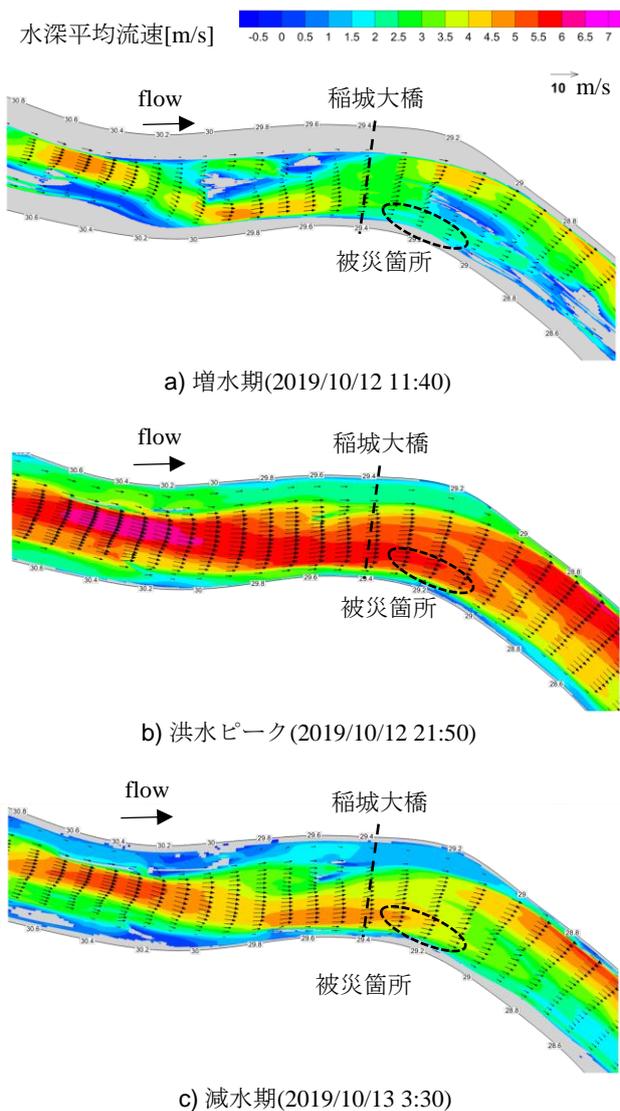


図-9 稲城大橋周辺区間の水深平均流速

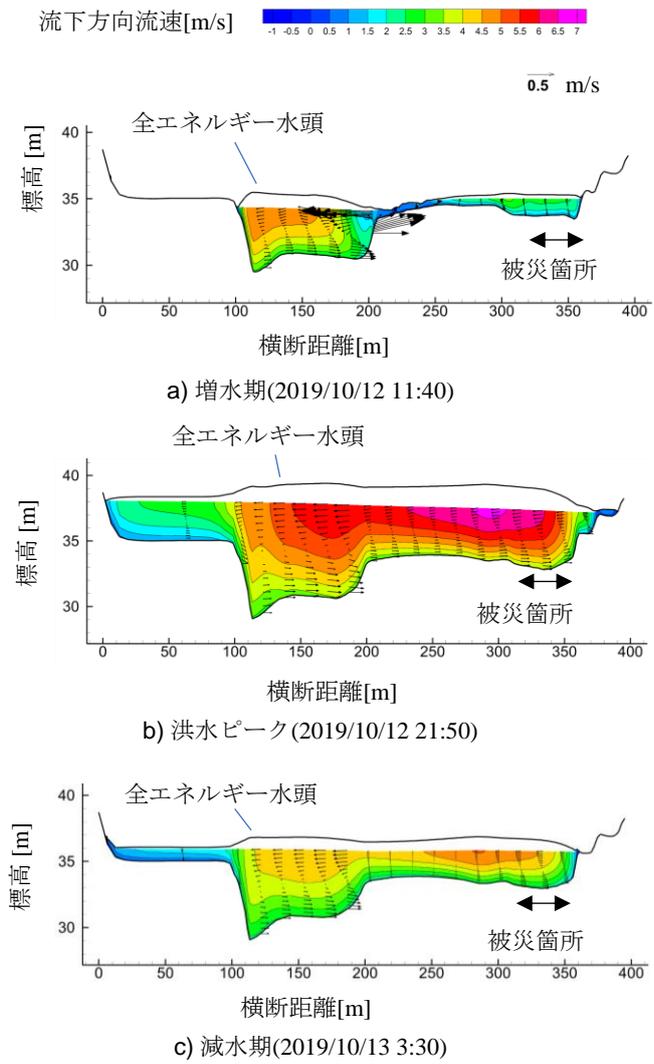


図-10 稲城大橋下流 (29.2k)地点の横断面分布図

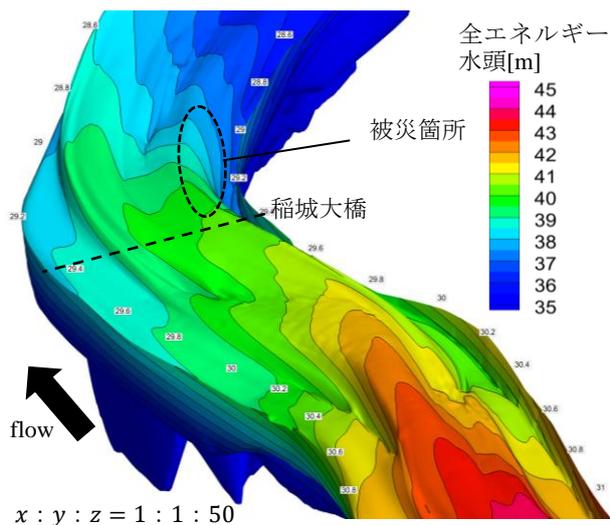


図-11 洪水ピーク時(2019年10月12日21:50)における稲城大橋周辺区間の全エネルギー水頭分布

所付近の内岸側に向かっている。その結果、被災箇所では大きなエネルギーが縦断的に輸送される流れ場となっており、危険な状態であったといえる。このようなことから、29.2k 付近右岸では河床洗掘や河岸侵食が発生したと考えられる。このような被災との関係は、図-10に示す横断分布だけではわからず、図-11に示したような縦横断的な三次元のエネルギー分布をみるのが重要である。すなわち、河道全体として洪水流の持つ巨大なエネルギーを分布させ、流下させるかが課題である。

#### 4. 結論

本研究では、Q3D-FEBSを用いた数値解析結果から、令和元年洪水における多摩川中流域で発生した被災箇所(日野橋と稲城大橋下流)について、河道縦横断形に対する流れ場に加え、三次元エネルギー分布の分析から検討を行った。

日野橋 P5 橋脚の被災箇所について、流速が大きくなっているとともに、流下方向の局所的なエネルギー勾配が大きくなっていた。稲城大橋下流(29.2k)右岸側の被災箇所については、複断面的蛇行流れとなることで内岸側の流速が大きくなった結果、全エネルギー水頭の縦横断分布が被災箇所に向かって大きくなる三次元分布となっていた。

本論文で示したように、洪水時に全エネルギー水頭が大きくなるような箇所では被災が起こりやすいといえる。しかし、洪水流はそのエネルギーフラックスの規模に応じ河床や河岸を洗掘・侵食し、エネルギー的に望ましい縦横断的な河道形状になろうとしている。そのため、令和元年洪水で被災した箇所を新たに護ると、エネルギーを逃がすことができなくなり、周辺の他の箇所でも河岸や堤防侵食が発生することが想定できる。堤防などの河川構造物の設計を従来のように水位中心で行うだけでなくエネルギー分布の視点で見直すことが必要であり、また、河道線形、縦横断面形の面から水理的に検討し、適切な河道形状によってエネルギーを分布させ、高いエネルギーを有する洪水流をうまく流下させるような川づくりをしていくことも今後の川づくりの重要課題である。

#### 参考文献

- 1). 福岡：河川技術論文集，2023.
- 2) 竹村ら：土木学会論文集 B1(水工学)，2019.
- 3). 国土交通省関東地方整備局京浜河川事務所：侵食WG ヒアリング 多摩川における侵食対策の取り組みについて，2022.
- 4). 国土交通省関東地方整備局京浜河川事務所：第7回多摩川・浅川河道管理検討会 令和元年東日本台風による洪水の概要について，2020.

# 漏水流量に着目した河川堤防の噴砂・漏水，パイピング孔進展現象の考察

漏水 噴砂 パイピング

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 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<sup>1-8)</sup>。そのような中で、河川堤防のパイピング過程の物理モデルを考え、支配因子や評価指標、それらの閾値を明らかにすることは重要である<sup>1),2)</sup>。本研究では、破壊力学における疲労曲線を参考に、堤内地・堤体下からの累積漏水量により破堤を予測できると考えている<sup>8)</sup>。そこで、本稿では、一連の研究の一つとして、通常浸透流解析に噴砂孔やパイピング孔を簡易に考慮することでパイピング過程をどの程度表現可能なかを調べることにした。漏水、噴砂、堤体下のパイピング孔の進展、貫通の段階ごとに、実験と解析を比較検討する。その結果、ダルシー則に従う浸透流解析の説明可能な範囲、漏水量に及ぼす流れの局所化やパイピング進展度の影響について定量的に考察する。

## 2. 模型実験

### 2.1. 模型実験の概要

図-1 にパイピング実験模型の概略図、図-2 に試料の粒度分布と物性値を示す。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。また、堤外の左端から50mmを下層(透水層)の露出部、裏法尻から堤内側に200mm離れた位置を行き止まり境界とした。これらを設置することで、パイピングが発生しやすい条件としている<sup>5),6)</sup>。堤体について、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、堤体には既報<sup>9)</sup>を参考に上部におもりを載荷したアクリル板を用いた。また、アクリル板と基礎地盤の境界部に不陸が形成されるのを防ぐため、水溶アガーで作成した極薄い透明なゼリー層を設置した。堤体敷幅は300mmとし、おもりは法面勾配1:2の粘性土堤と同程度となるように調整した。ただし、堤体をアクリル板で拘束して堤体の変状によるパイピング進展への影響を無視している。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*を堤体敷幅*B*で除した量)の経時変化を示す。

本実験は、同地盤・水理条件で6ケース実施した。観測項目はパイピング進展度および堤内側での漏水流量である。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=300mm*で除すことで定義される(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。パイピング進展度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を越えて溢れ出した流量を重量計で計測した。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。ただし、堤内側での漏水は全て排水される。実験は、パイピング孔が貫通し破堤に至った場合(パイピング破壊した場合)に終了とした。

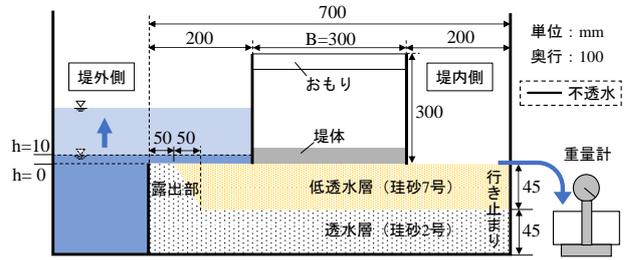


図-1 実験模型の概略図

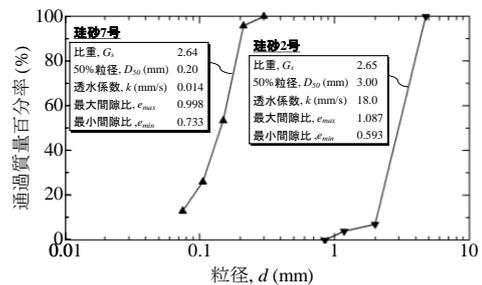


図-2 試料の粒度分布と物性値

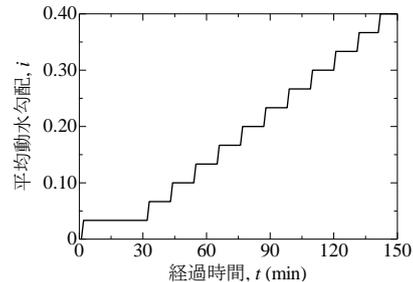


図-3 外水位の経時変化

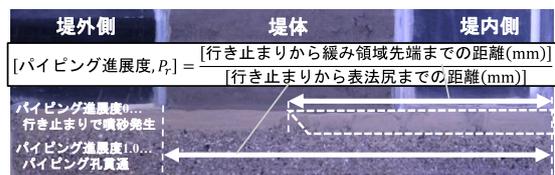


図-4 パイピング進展度の定義

表-1 各現象の発生時刻と破堤時の平均動水勾配

Case名	堤内からの漏水発生時刻 (min' sec)	行き止まり噴砂発生時刻 (min' sec)	裏法尻噴砂発生時刻 (min' sec)	パイピング破壊時刻 (min' sec)	破堤時の平均動水勾配 $i_c$
Case1	49'06	65'27	89'38	110'01	0.300
Case2	18'22	65'24	67'05	110'36	0.300
Case3	30'48	65'47	68'27	120'36	0.300
Case4	41'03	65'23	98'24	120'18	0.333
Case5	34'25	77'02	88'21	124'18	0.367
Case6	38'54	65'37	76'51	133'30	0.367

## 2.2. 実験結果と考察

表-1 に各現象の発生時刻と破堤時の平均動水勾配、図-5 にパイピング進展度の経時変化を示す。ただし、動画より目視確認できたケースのみを示している。初期のパイピング進展、すなわち、行き止まり境界での噴砂発生時刻は65分と概ね一致した。この時刻は平均動水勾配が  $i=0.133$  から  $i=0.167$  に水位上昇するタイミングである。これより、本ケースの地盤条件において噴砂が発生する平均動水勾配は、 $i=0.133\sim 0.167$  程度であることが分かる。次に、パイピング破壊に至る時刻および平均動水勾配に着目する。表-1 より破堤時刻は10~20分程度のばらつきはあるが、概ね120分程度である。また、平均動水勾配は  $i=0.300\sim 0.367$  と同程度の値であることが分かる。したがって、噴砂発生時およびパイピング破壊時の平均動水勾配は、地盤条件によって決まっていると考えられる。一方、その過程、すなわちパイピング進展過程はばらつきが大きい。裏法尻での噴砂発生時刻は最大で30分以上、平均動水勾配は0.100程度異なる。これは基礎地盤を作製する際の層厚あるいは相対密度の不均一性に起因すると考えられる。微小な差であっても浸透流は弱部に集水する効果を持つため、層厚や相対密度が小さい箇所に対して局所的に地盤の損傷が進行すると考えられる。

図-6 に堤内における漏水流量の経時変化を示す。実験開始時刻から漏水現象が生じている時刻までは概ね同様の値を示す。しかし、噴砂が発生した時刻以降はケースごとにばらついている。これは先のパイピング孔の進展過程がケースごとに異なることに起因すると考えられる。

図-7 に実験開始時からパイピング破壊に至るまでの累積漏水量の経時変化を示す。これより、赤のラインに到達した際に破堤に至っていることが分かる。つまり、漏水流量は基礎地盤に損傷を蓄積させ、破堤に至る限界を示すパラメータであると言える。これより、パイピング破壊のタイミングを予測する際は、特定の時刻における漏水流量データではなく、継続的な累積漏水量データが必要である。

さらに本研究では、累積漏水量の限界範囲が存在することを踏まえ、パイピング破壊のタイミングを基礎地盤に損傷を与える外力と作用時間の積で評価できると考えている。ここで、本実験ケースにおいても、既報<sup>9)</sup>のパイピング破壊曲線の考え方と同様の手順で、破堤タイミングをプロットした。その結果を図-8に示す。用いた算出式は以下の通りである。

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

ここで、 $Q'$ は無次元累積漏水量、 $q'$ は漏水開始からパイピング孔貫通までの無次元漏水流量、 $T'$ は無次元時間、 $q$ は漏水流量( $\text{mm}^3/\text{s}$ )、 $k$ は合成透水係数( $\text{mm}/\text{s}$ )、 $i$ は平均動水勾配、 $A$ は堤内地面積( $\text{mm}^2$ )、 $t$ は基礎地盤への浸透時間(sec)、 $v$ は水の動粘性係数(15°C) ( $\text{mm}^2/\text{s}$ )、 $l$ は浸透路長(mm)、 $y$ は基礎地盤層厚(mm)である。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。

図-8より破堤プロットについて少しばらつきはあるが、概ね曲線付近に分布した。したがって、本ケースにおいてもパイピング破壊曲線で破堤タイミングを評価できると言える。ただし、同様の地盤・水理条件であってもこの程度のばらつきがあることに注意しなければならない。

## 3. 浸透流解析

既報<sup>9)</sup>より、累積漏水量の限界値からパイピング破壊のタイミングを予測できることが示唆されている。そこで、本章では、通常浸透流解析に噴砂孔やパイピング孔を簡易に考慮することでパイピング過程をどの程度表現可能なのかを調べた。ここで代表して比較する実験ケースを

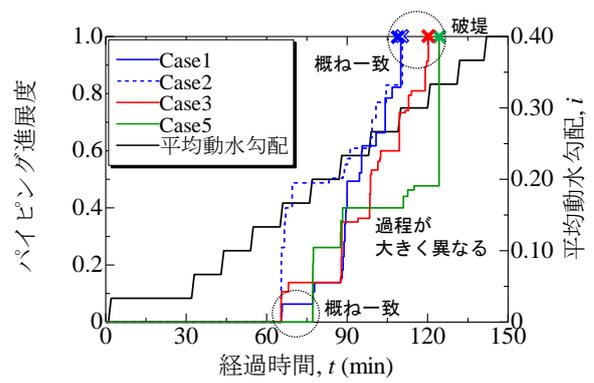


図-5 パイピング進展度の経時変化

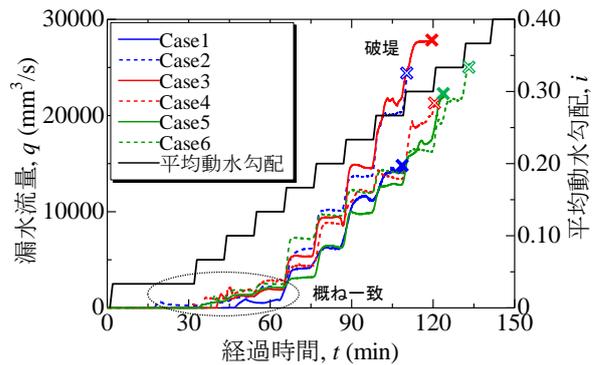


図-6 漏水流量の経時変化

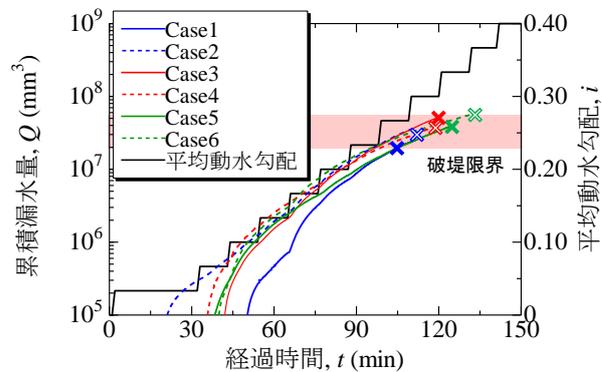


図-7 累積漏水量の経時変化

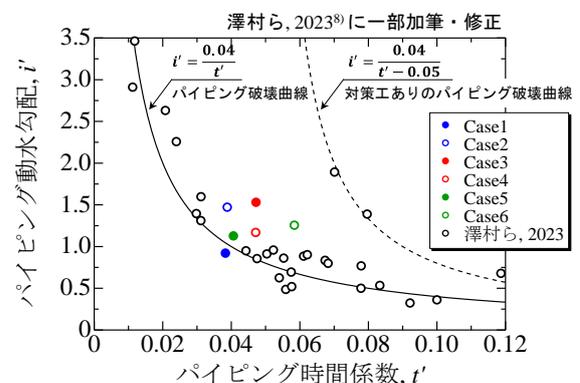


図-8 パイピング破壊曲線による破堤プロット

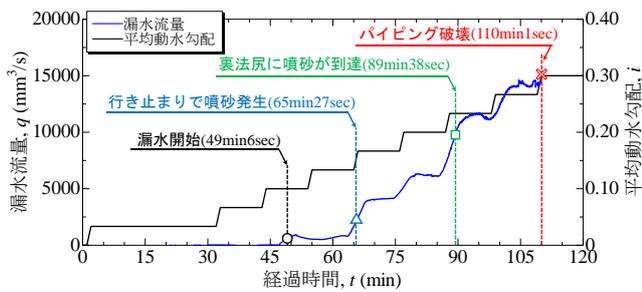


図-9 漏水流量の経時変化 (Case1)

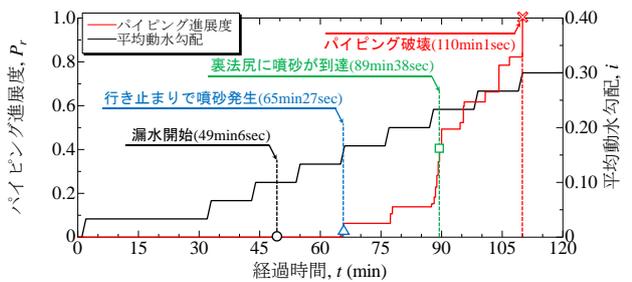


図-10 パイピング進展度の経時変化 (Case1)

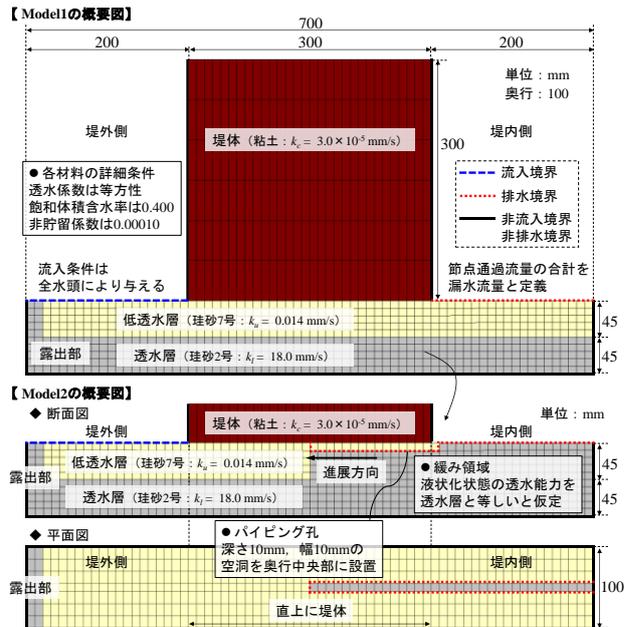


図-11 解析モデルの概要図

Case1 に選んだ。その理由は、Case1 は最も早く、かつ累積漏水量も最小の値でパイピング破壊に至った最も危険側のケースであるためである。図-9、図-10 に現象のタイミングを併記した Case1 における漏水流量およびパイピング進展度の経時変化を示す。

### 3.1. 浸透流解析の概要

これまでにパイピング孔を簡易に模擬した浸透流解析はいくつか行われている。笹岡ら<sup>3)</sup>が実施した実験における再現解析では、パイピング孔の透水係数を原地盤の100倍程度とすることで、ピエゾ水頭について再現性が得られている。それを踏まえた上で、田中ら<sup>4)</sup>は合成局所動水勾配を導入し、パイピングの進行と停止について閾値を設定できる可能性を示している。また、牧ら<sup>9)</sup>はパイピング孔を空洞（空洞の境界面は自由水面）とすることで、パイピングが突発的に進展する根拠として、堤外全域からの浸透流の集中を可視化している。

上記を鑑み、解析モデルを作成した。図-11 に解析モデルの概要図を示す。Model1 は本実験条件を再現したモデルである。また、Model2 は基礎地盤の変状を再現したモデルである。まず、牧ら<sup>9)</sup>のモデルを参考にパイピング孔として空洞（深さ10mm、幅10mm）を奥行き中央に設置した。そして、パイピング孔下部の低透水層の透水係数を透水層の透水係数と一致させた。ただし、模型実験においてパイピング孔の大きさは10mm程度であることを確認しており、既報<sup>7)</sup>からも妥当な範囲と言える。また、噴砂あるいはパイピング孔が生じた上層（低透水層）は液状化に近い状態となっており、透水層の透水能力と等しくなっていると仮定した。ただし、透水係数の倍率は1286倍である。実際、上層（低透水層）における透水係数はさらに大きくなっていることも予想されるが、浸透流解析の収束を考え、本稿では上記の設定とした。

解析計算にはVGモデルを搭載し不飽和浸透流計算が可能である、地層科学研究所 GEOSCIENCE の3D-Flow 三次元飽和・不飽和浸透流解析ソフトを用いた。また、表-2 に解析ケース一覧を示す。Model1 では、前節の模型実験における水位条件を設定し、非定常解析を実施した。Model2 では、パイピング進展度を20分割、水位条件は7

表-2 解析ケース一覧 (Model2)

パイピング進展度			平均動水勾配		ケース数	
0.00	0.12	0.24	0.36	0.100	0.200	
0.04	0.16	0.28	0.40	0.133	0.233	
0.08	0.20	0.32		0.167		
11通り			5通り		55通り	
0.46	0.64	0.82	1.00	0.167	0.267	
0.52	0.70	0.88		0.200	0.300	
0.58	0.76	0.94		0.233		
10通り			5通り		50通り	
計 (11×5+10×5=105)					105通り	

パターンを想定し、計105ケースの定常解析を実施した。そして、排水境界（図-11の赤点線）における節点通過流量の合計を堤内および堤体下からの漏水流量と定義し、実験値 (Case1) と比較した。

### 3.2. 解析結果

図-12 に漏水流量の解析値 (Model1) と実験値 (Case1) の比較を示す。堤内からの漏水現象が生じる範囲では解析値と実験値で近い値をとる。よって、この範囲はダルシー則が適用できると考えられる。また、2倍程度の差が見られる理由の一つとして、行き止まり境界条件の差異が挙げられる。解析では非排水条件であるのに対し、実験ではアクリル板が設置されている。そのため、実験では土粒子とアクリル板の接触面に間隙が生まれ、漏水しやすい状態であったと考えられる。今後、行き止まり境界面を土粒子に置き換えた実験を実施し検証する必要がある。一方、噴砂発生以降では1オーダー程度大きく乖離する。これは、Model1のように試料の透水係数通りのモデルの場合、土粒子の動きを伴う漏水あるいは噴砂現象を再現できないことを意味する。つまり、噴砂発生以降はダルシー則で算出される値よりも大きな流速となっていることに注意しなければならない。

図-13 に漏水流量の解析値 (Model2) と実験値 (Case1) の比較を示す。まず、解析結果を見る。傾向として、パイピング進展度が大きくなるほど、また平均動水勾配が大き

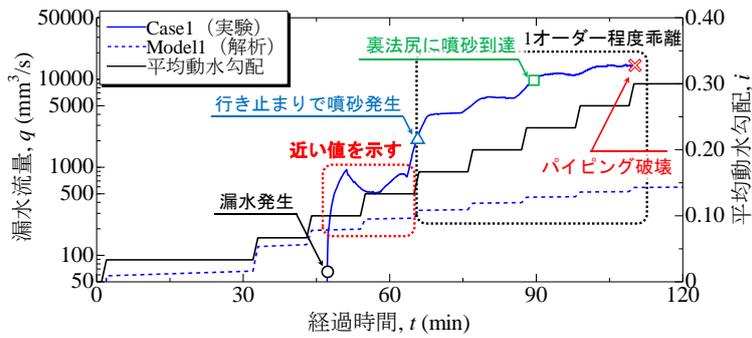


図-12 漏水流量の解析値 (Model1) と実験値の比較

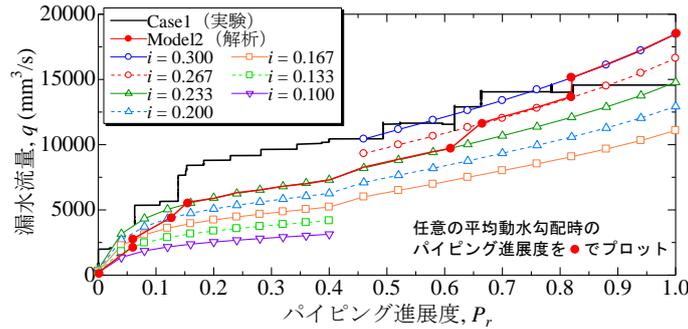


図-13 漏水流量の解析値 (Model2) と実験値の比較

くなるほど、漏水流量は増加していることが読み取れる。同図の赤プロットは実験より得られた任意の平均動水勾配時のパイピング進展度をもとに入力したものである。この赤プロットは実験値（同図の黒線）と概ね近い値となった。ただし、パイピング進展度 0.2~0.4 の範囲では 1.5 倍程度、解析値が小さい。これは、実験では堤内地で複数の噴砂孔が発現し、水みちが一つではなかったことに起因すると考えられる。本モデルでは噴砂孔およびパイピング孔は一つに限定したが、複数ある場合も実施する必要がある。

以上より、噴砂による緩み領域およびパイピング孔を簡易に再現し、平均動水勾配ごとに解析モデルを変化させることで、漏水流量は実験値と近い値を示すことが分かった。

#### 4. まとめ

本研究の検討から、以下の知見が得られた。

- 1) 同地盤・水理条件での実験結果より、初期の噴砂発生時刻、パイピング破壊時刻は概ね一致したが、パイピング進展過程はケースごとに大きくばらついた。
- 2) 本実験条件においても、パイピング破壊曲線によってパイピング破壊のタイミングを予測することができた。ただし、同様の地盤・水理条件であってもばらつくことには注意する必要がある。
- 3) 噴砂孔やパイピング孔を簡易に模擬した浸透流解析では、任意の平均動水勾配ごとにパイピング進展度を変化させた解析モデルを用いると、漏水流量が実験値と概ね一致した。

今後も、地盤の損傷状態を表す累積漏水量に着目し、模型実験および数値解析から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望まれる。

#### 謝辞

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

#### 参考文献

- 1) 福岡ら：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) 佐藤ら：堤防基盤脆弱性指標 $t_b^*$ と地形、土質構成に基づく堤防のり先での漏水形態の推定法、土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.77, No.2, I\_121-I\_126, 2021.
- 3) 笹岡ら：実流速による河川堤防基礎地盤の水みち進行判定の試算、河川技術論文集, 第 24 巻, pp.607-612, 2018.
- 4) 田中ら：河川堤防におけるパイピング進行性評価のための合成局所動水勾配を用いた評価手法の検討、河川技術論文集, 第 26 巻, pp.485-490, 2020.
- 5) 齊藤ら：基盤漏水に伴う噴砂及びパイピング進行条件の検討、河川技術論文集, 第 22 巻, pp.251-256, 2016.
- 6) 牧ら：裏法尻の間隙水圧伝播と漏水挙動からみた河川堤防における川表遮水工法の効果、河川技術論文集 27 巻, pp.217-222, 2021.
- 7) 井澤ら：パイピング模型実験におけるパイプ部の進展に伴う形状変化の精密測定、河川技術論文集, 第 29 巻, pp.163-168, 2023.
- 8) 澤村ら：漏水流量と基礎地盤の損傷の関係から導く河川堤防のパイピング破壊曲線、土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.79, 2023. (in press)

# 3次元浸透流解析における堤外地盤のモデル化領域が局所動水勾配に及ぼす影響

実大試験堤防 噴砂 浸透流解析

九州工業大学大学院 学生会員 ○伊東 樹

九州工業大学大学院 国際会 川尻峻三, 廣岡明彦

## 1. はじめに

現行の河川堤防の設計において、基礎地盤のパイピングに対する安全性照査は2次元断面での局所動水勾配  $i_c$  の大きさを照査する<sup>1)</sup>。しかし、実際の噴砂・パイピングは3次元的な挙動であり、基礎地盤構成によっては2次元解析では十分な精度で照査が困難な場合がある。筆者らはこれまでの検討で、噴砂が発生した小規模な実大試験堤防の湛水実験に対して2次元および3次元浸透流解析を行い、3次元浸透流解析では  $i_c$  が  $i_c > 0.5$  となったことを報告し、3次元浸透流解析の有用性を確認している<sup>2)</sup>。今後、3次元浸透流解析の実務利用を考えると河川縦断方向の解析範囲が  $i_c$  に与える影響について検討し、適切な解析方法を示す必要がある。そこで本研究では、過去の検討で対象とした小規模実大試験堤防の3次元浸透流解析モデルの解析領域を変化させた数値実験を行い、解析領域の大きさが  $i_c$  に与える影響を検討した。

## 2. 試験堤防および解析条件

図1は本研究で解析対象とする試験堤防の概要を示している。また、堤体は高さ2m、法面勾配1:2、幅2mであり、シルト質土で構成されている。基礎地盤の底面および端面と堤体の端面には遮水シートを敷設し、境界条件は不透水となっている。堤防天端には簡易なアスファルト舗装、法面には張芝を施工されている。基礎地盤は厚さ1mであり、0.5mずつ砂質土と礫質土で構築されている。堤内地盤の大部分は堤体土と同じシルト質土で構成されているが、裏法尻付近の堤内地盤では、局所的に土質構成を変えることで噴砂・パイピングを発生しやすい条件を設定している。具体的には、基礎地盤の砂質土の一部(厚さ0.2m、長さ0.6m、幅0.5m)を堤内地盤に延長させる土層構造とした。図2は3次元解析モデルの境界条件を示している。本検討では図中の  $d$  を  $d = 0.6 \sim 6m$  までは概ね0.2m間隔で、 $d = 6m$  以上では  $d = 6, 8, 10, 15m$  に変化させた解析を行った。なお、 $d = 0m$  は2次元解析である。解析に用いたパラメータは、試験堤防の築堤中に実施した現場密度および現場透水試験や、築堤後に採取した乱れの少ない供試体に対する各種室内土質試験の結果を基本としたが、室内・現場透水試験結果は寸法効果を考慮し、各種試験から得られた飽和透水係数  $k_{sat}$  を10倍して解析に使用した。このパラメータによって堤体内水位の変化を再現できることは既報で報告済みである。図3は湛水実験時の河川水位  $H_R$  の実測値を示している。1回目の湛水では0.25m/hourの速さで河川水位を堤防高さの半分まで上昇させた。2回目の湛水では1.00m/hourで河川水位を堤防天端まで上昇させた。1回目の湛水実験中に図2中のC点付近で図4

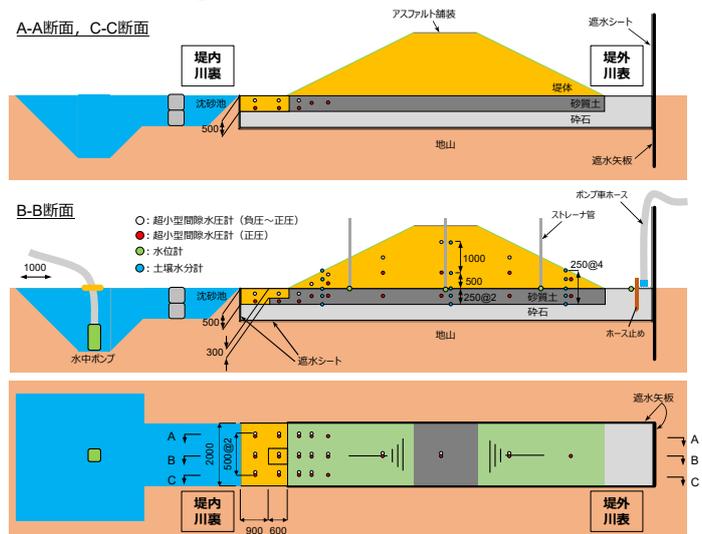


図1 解析対象とした小規模実大試験堤防の概要

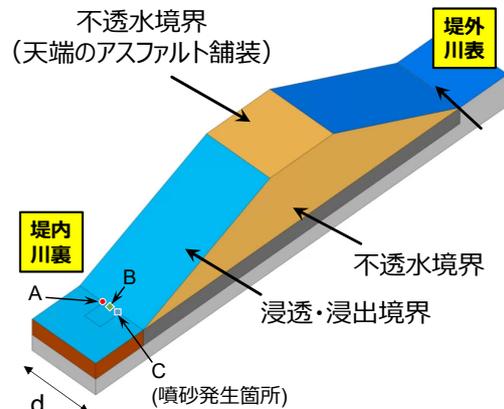


図2 3次元浸透流解析の有限要素モデルおよび境界条件

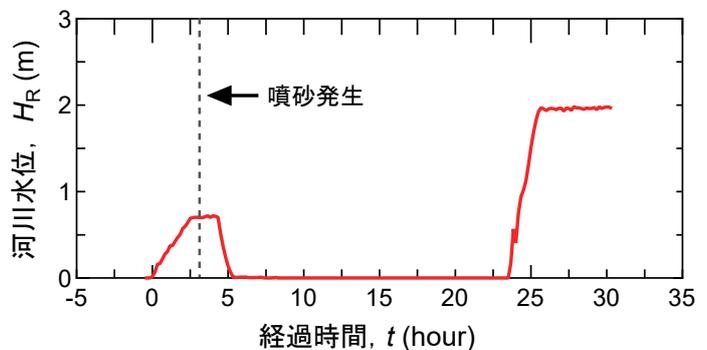


図3 解析で与えた河川水位 (試験堤防の湛水実験の実測値)

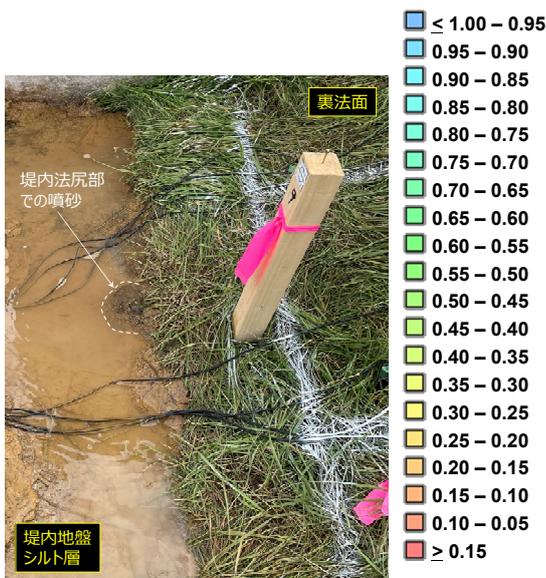


図4 湛水実験で確認した噴砂の例

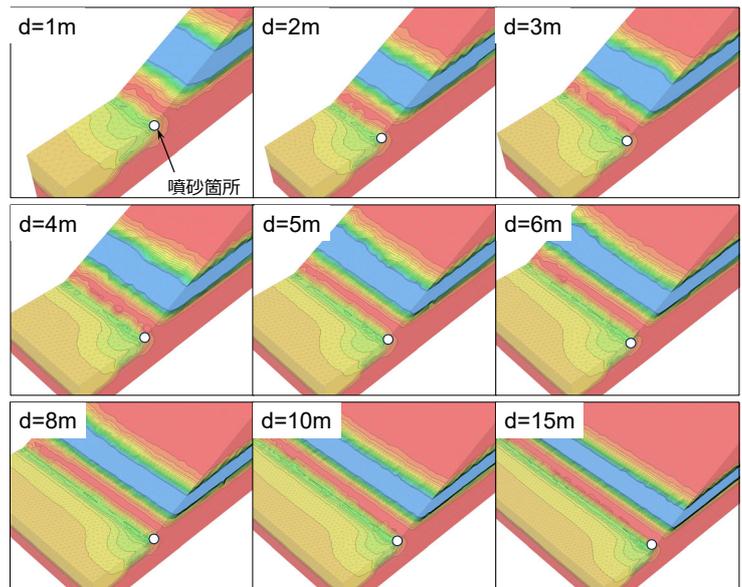


図5 代表的な解析モデルにおける局所動水勾配のコンター図

に示すような小規模な噴砂が複数発生した。本文では、1回目の湛水で発生した小規模な噴砂に着目し、この噴砂が発生した時間における  $i_c$  について考察を行った。

### 3. 結果および考察

図5は3次元浸透流解析の代表的な結果として、噴砂発生時刻における  $i_c$  のコンター図であり、噴砂発生箇所付近での断面を示している。  $d$  の大きさに依らず噴砂発生時刻には噴砂発生箇所を中心に  $i_c$  が  $i_c = 0.5$  程度の領域が局所的に分布していることがわかる。このことから本解析の範囲内では  $d$  の大きさに依らず、堤内地盤内に延長した砂質土の3次元集水効果を表現できていると言える。なお、図5の状態における地盤内の浸透水の流線ベクトルを見ると、支持地盤の最下層の礫質層から河川水が堤内地盤に延長した砂質土へ局所的に流入していることを確認している。

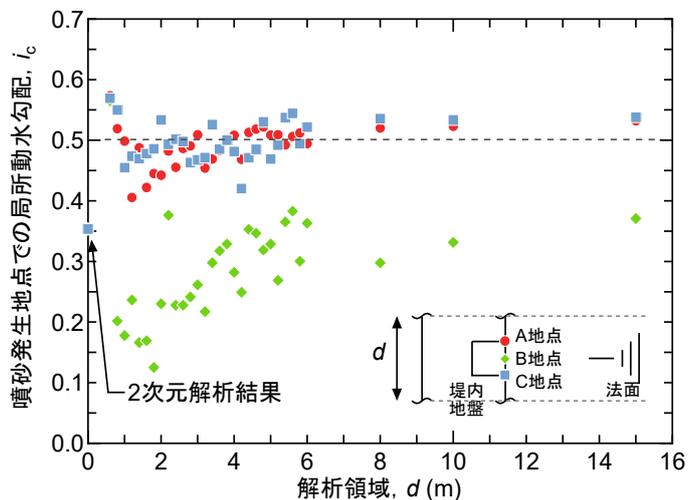


図6 解析で与えた河川水位（試験堤防の湛水実験の実測値）

図6は  $d$  と堤内地盤の任意地点における  $i_c$  の関係を示している。なお、C地点が実大試験堤防での噴砂発生箇所であり、図5中の「○」の地点である。  $d = 0\text{m}$  の結果は2次元浸透流解析の結果を示しているが、  $i_c = 0.35$  程度であり、  $i_c \geq 0.5$  の照査基準値を適用した場合には噴砂の発生を説明できない。一方で  $d$  を変化させた3次元浸透流解析の結果は、  $d$  が小さい範囲ではバラつきがあるものの、  $d = 5\text{m}$  程度までの  $i_c$  は  $d$  とともに増加する傾向にある。  $d = 5\text{m}$  程度以降は  $d$  の増加に対して  $i_c$  の増加量は緩慢となっている。これは今回着目した噴砂発生箇所への河川水の流入量が  $d = 5\text{m}$  程度以降が増加していないためと考えられ、3次元浸透流解析において適切な解析範囲があることを示唆する結果である。また、噴砂発生箇所であるC地点や、C地点と同条件のA地点ではB地点よりも  $i_c$  が大きく、実大試験堤防の再現解析に相当する  $d = 2.0\text{m}$  では概ね  $i_c \geq 0.5$  となっており、従来の照査基準値によって噴砂の発生を説明できる結果である。しかし、  $d$  の増加に対する  $i_c$  の増加傾向は一定ではなく、増減を繰り返すような結果となっており、今後は解析に用いたパラメータ等を検討が必要であると考えている。

### 4. まとめ

3次元浸透流解析における解析範囲を広げることで噴砂発生付近の局所動水勾配は大きくなる傾向を確認できたものの、解析範囲がある大きさ以上からは  $i_c$  の増加傾向は緩慢となり、3次元的效果を考慮可能な最適な解析範囲が存在することが示唆された。

#### 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，2012。
- 伊東ら：3次元および2次元浸透流解析による噴砂発生時の河川堤防の水理挙動，第58回地盤工学研究発表会概要集，2023。

# 透水性基礎地盤を有する堤防における浸透破壊現象の段階に応じた光ファイバセンシングによる早期検知の可能性

パイピング 光ファイバセンシング 管理技術

埼玉大学大学院理工学研究科  
元埼玉大学工学部環境社会デザイン学科  
埼玉大学大学院理工学研究科  
埼玉大学大学院理工学研究科  
日本電気株式会社

学生会員 ○我妻 大誠  
非会員 齋藤 創汰  
フェロー会員 田中 規夫  
正会員 五十嵐善哉  
非会員 依田 幸英

## 1. はじめに

透水性基礎地盤を有する河川堤防では、河川水位の上昇とともにパイピングを伴う堤防の弱体化や堤防決壊が懸念される。パイピングについて物理現象の理解は進んでいるものの、地下部の見えない箇所では現象が進行しているため、検知技術に関しては今後の開発が望まれている。

佐古・田村<sup>1)</sup>は、降雨時や夜間は堤防の目視点検が困難であること、出水時の点検は必要性が高いものの目視による点検は人員の安全面を考えると現実的でないことから、最新の計測技術の活用の方角性について述べている。計測技術の一つである光ファイバは環境耐性に優れており、通信を目的として既に堤体内に埋設されているため、変状検知への活用が可能であった際に維持管理コストと導入コストを大幅に抑えられる可能性がある。依田<sup>2)</sup>は光ファイバが埋設された堤防に対して越水実験と侵食実験を行い、越水と侵食に対しては光ファイバによる検知を可能と判断した。堤防の破壊形態は大きく浸透、越水、侵食の3種類に大別され、上記研究ではそのうち2つの破壊形態に対する適用可能性が示されている。

それを受けて、本論文では透水性基礎地盤を有する堤防に対して浸透実験を行うことで、未だ光ファイバの優位性が確認されていない広義のパイピング（基盤からの浸透影響を含む法尻の浸透破壊）と、それに伴う浸透破壊に対する変状検知の可能性を検討するものである。

## 2. 実験条件

本実験では高さ0.93m、幅2.7mの断面を有する水路内に基盤層を有する堤防模型を設置した。

図-1、図-2 に本実験における堤防模型の概要を示す。基礎地盤は厚さ0.2m、堤体は高さ0.73mとした。表法面は浸食を防ぐために表法面勾配を約30°とし、平均動水勾配を高くするために裏法面の勾配を約45°とし、天端幅を0.8m、総じて3mの幅を持つ堤体とした。また、水路の側壁を伝わる振動の影響を少なくするために、幅2.7mの水路の中央0.7mに光ファイバのケーブルを埋設した。また、光ファイバ設置区間（中央の幅0.7mの区間）でパイピングが発生するようにするため、中央0.7m区間は三河珪砂5号、7号を用いて基盤層と堤体を作成し、側壁側の基盤と堤体には、透水係数が極めて小さい荒木田土（表-1に土質条件）を用いた。

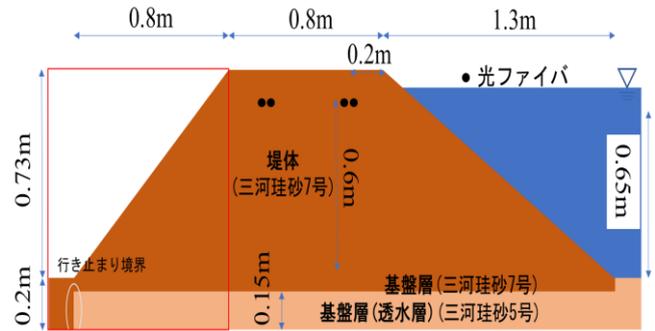


図-1 実験堤防断面図（図の右側に湛水）

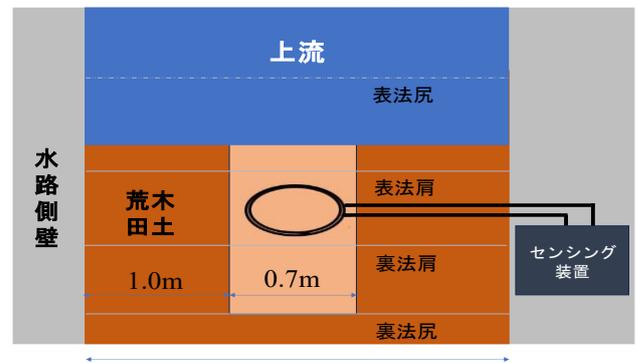


図-2 実験堤防平面図（図の上流側に湛水）

表-1 土質条件

材質	透水係数 (m/s)	空隙率 (%)	均一係数
三河珪砂7号	$1.40 \times 10^{-5}$	37.8	1.78
三河珪砂5号	$1.40 \times 10^{-4}$	44.5	1.46
荒木田土	$1.0 \times 10^{-7}$	—	—

基礎地盤は0.15mの基盤（透水層）の上に堤体と同じ土質が分布する形とした。十分に透水層を浸透させるため、基盤（透水層）は上流側では基礎地盤として0.15m露出させた。また、崔ら<sup>3)</sup>の実験結果を参考にし、広義のパイピング現象が発生しやすくするため透水層の行き止まり境界を裏法尻下に作成した。締固めは透水層については水締め、透水層上部はランマー（重さ4.8kg、面積9cm×20cm）を層厚5cmごとに高さ30cmから11回落下させて突き固めを行い、締固め度90%以上とした。

振動を検知する光ファイバセンシング装置は長距離かつ高感度の測定が可能である日本電気製 Spectral WaveLS を用いた。

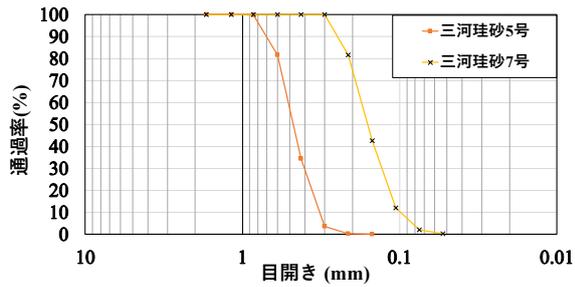


図-3 堤体及び基礎層に用いた材料の粒度分布

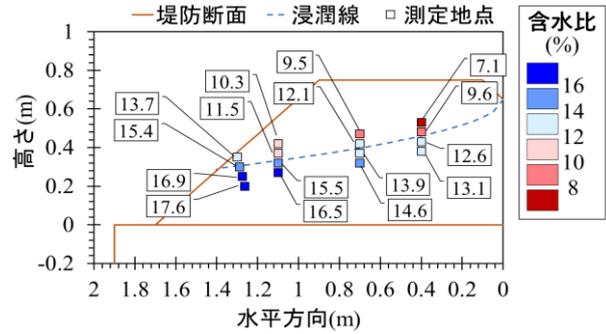


図-4 浸潤線位置(計算値)<sup>5)</sup>と実験後に計測した含水比

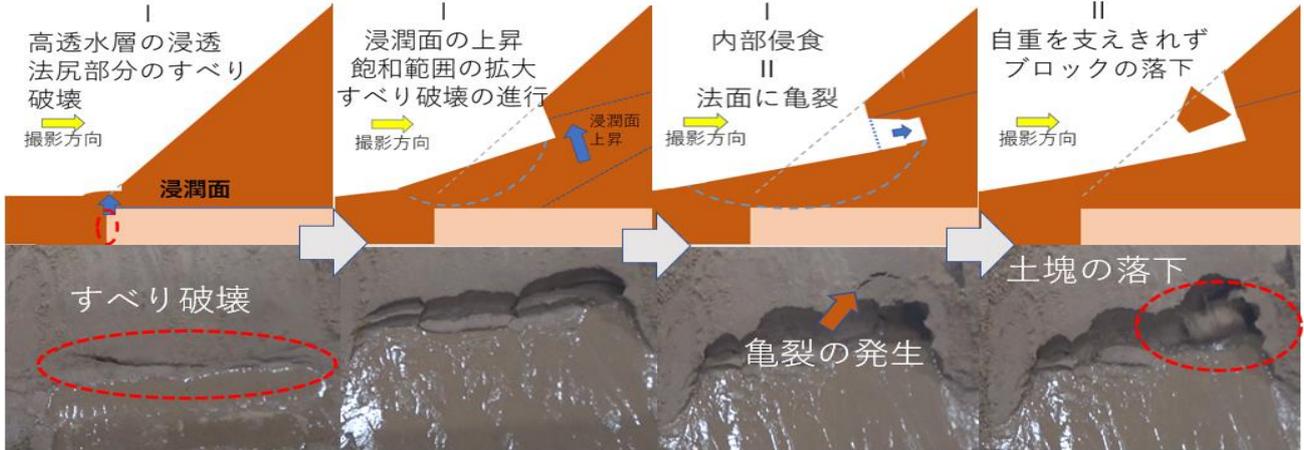


図-5 実験内でみられた堤防の変状(図-1 赤枠)

本実験ではセンサの分解能を約4mとし、堤防を作製した後に両法肩から0.2m以上離れた堤防中央において、基礎地盤から0.6mの高さまで天端を掘削し光ファイバを埋設し、再度締め固めを行った。実堤防での光ファイバは法肩等に沿って埋設されているが、本実験は実際の河川堤防よりも長手方向の幅の狭い堤防で行う。堤防からの振動のみを検知する区間を設けるため、光ファイバを堤体内部で何周か巻いた状態で埋設し、分解能に比べ十分な延長を確保した。

堤体と基礎地盤の透水係数の比、行き止まり層の設定は既往研究を参考にした。小高<sup>4)</sup>らは基礎地盤(透水層)、基礎層、堤体の透水係数を変化させた実験を行っており、基礎層(透水層)の透水係数の値が堤体に対して60倍を上回った時に狭義パイピング現象で見られる噴砂の発生が確認されている。また、崔<sup>3)</sup>は、透水層の行き止まり境界を有する堤防に対して基礎(透水層)と堤体の透水係数を変化させた実験を行っており、基礎(透水層)の透水係数が堤体の透水係数の10倍程度であった場合に広義のパイピングが発生し、30倍程度であった場合に噴砂の発生が確認された。以上の結果を受け本研究では透水係数の差を10倍程度とするため、基礎(透水層)に三河珪砂5号、堤体と基礎層に三河珪砂7号(表-1に土質条件)を用いた。また、使用した砂の粒度分布を図-3に示す。空隙率は水蒸発法、透水係数はクレーガー法を用いて算出した。荒木田土は粘性が強く粒度分布、均一係数は算出できなかった。

本研究では、堤防変状の形態が浸潤面位置に大きく影響されると考えたため、変状発生時の浸潤線と変状の様子を比較する。本実験では側壁側からの浸潤面の確認ができないため、福岡・田端<sup>5)</sup>を参考に浸潤線を求めた。

図-4に、実験後に堤体材料を鉛直方向に5cm間隔、水平方向は約30cm間隔でサンプリングして計測した含水比と、福岡・田端<sup>5)</sup>を参考に求めた浸潤線の位置を合わせて示す。実験では突き固め時に含水比が10%となるように水分量を調整している。図-4より、含水比が鉛直方向に大きく変化する位置と浸潤線の位置が概ね一致している。水平方向0.7m位置では、含水比の変化が大きい地点(12.1%と9.5%の間)と浸潤線位置にずれがあるものの、その距離は約5cmであり、変状位置との関連を考察する上で浸潤線位置の精度は十分であると考えられる。

### 3. 実験結果

#### (1) 堤防の段階的変状

実験内で確認された堤防の変状プロセスを図-5に示す。本実験では浸潤面と堤防の変状は、(I)浸潤面より下部の小規模すべり破壊モード、(II)浸潤面より上部の大規模ブロック破壊モードの2種類に大別できた。

##### a) (I)小規模すべり破壊モード

水位が本実験で設定する最大水位に達した直後に、裏法尻付近でのすべり破壊(広義のパイピング)が確認された。これは、基礎(透水層)を浸透した水が裏法尻付近の透水層の行き止まりにおいて上昇したためである。その後、毛細現象による浸潤面上昇と堤体内部での浸透現象の進行によって法尻付近のすべり破壊から裏法面におけるすべり破壊へと破壊の規模が拡大されていく。また浸潤面が安定すると浸潤面下でのすべり破壊のみが進行し浸潤面下で内部侵食が発生する。

図-5(I)のすべり破壊はいずれも堤体が飽和することで発生するため、変状の範囲は浸潤面よりも下の範囲で生じる。図-6に設定水位に達してから約73分後に発生した

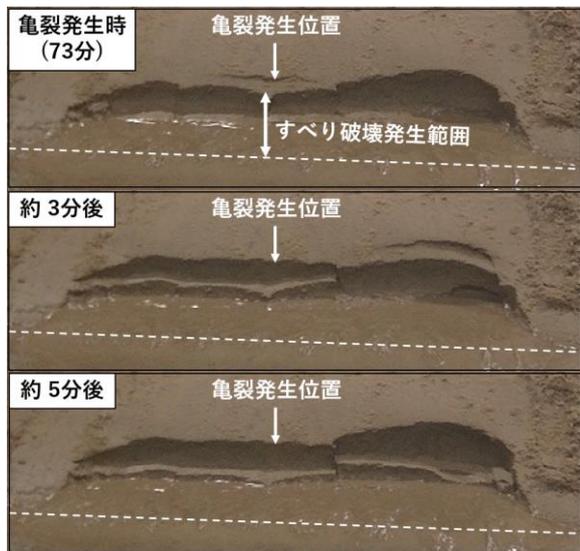


図-6 すべり破壊の変状の様子 (写真の亀裂発生は設定水位に達してから約73分後)

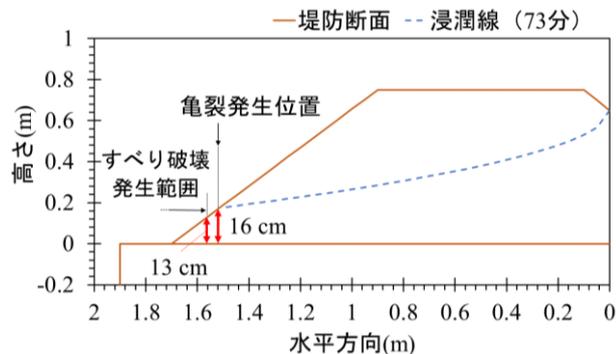


図-7 73分時点の浸潤線位置<sup>5)</sup>とすべり破壊発生位置の比較

すべり破壊の様子を示す。亀裂発生位置は基盤から約 16 cm の高さであり、73 分後の浸潤線の位置よりも、すべり破壊が生じた位置の方が低い (図-7)。

実験開始後、約 15 分で法尻付近に亀裂が入り始め、すべり破壊が生じた。亀裂の間隔は高水路と同様に 5 cm 程度であったが、亀裂の発生・すべり破壊は約 15 分間隔で発生した。

#### b) (II)大規模ブロック破壊モード

図-5 (I)の川裏側法尻付近でのすべり破壊が進行していく中で、浸潤面が川裏側法面から離れたあとも浸潤面下部においてすべり破壊が拡大していく。浸潤面上部では堤体が不飽和状態になり土粒子間力が生じる。そのことでより強固な状態になり不飽和の堤体上部がひさし状に残る形になる。浸潤面下部の内部侵食が進行していくとともに土塊は大きくなる。その後、自重を支えきれなくなった時に、法面に亀裂が入り土塊がブロック状で落下する現象が生じる。ブロック破壊が発生した後は浸潤面下部での内部侵食と浸潤面上部でのブロック破壊が繰り返して生じる。図-8 に設定水位に達してから約 148 分後に生じたブロック破壊の様子を示す。亀裂発生位置は基盤から約 37 cm の高さであり、148 分後の浸潤線の位置よりも、ブロックの位置の方が高い (図-9)。

実験開始約 130 分後に 1 回目のブロック破壊が生じ、その後 70 分間で 7 回 (合計 8 回) のブロック破壊が確認された。現象の進行に伴って浸潤面から法面までの高さが増加するため、ブロック破壊の土塊は徐々に大きく、落



図-8 ブロック破壊の変状の様子 (設定水位に達してから約 148 分後)

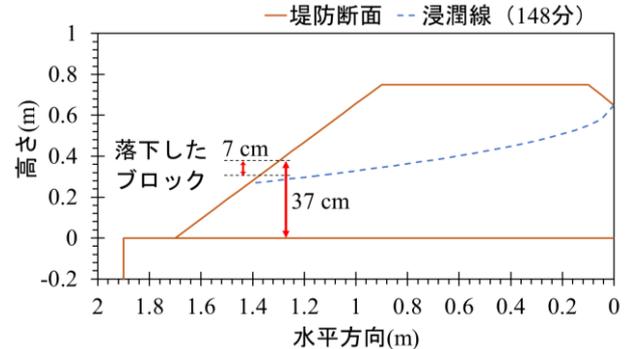


図-9 浸潤線位置<sup>5)</sup>とすべり破壊発生位置の比較

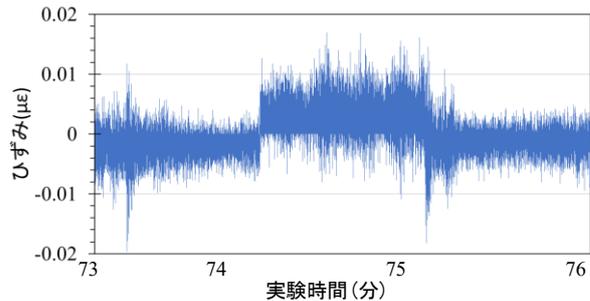


図-10 すべり破壊時のひずみ検知結果

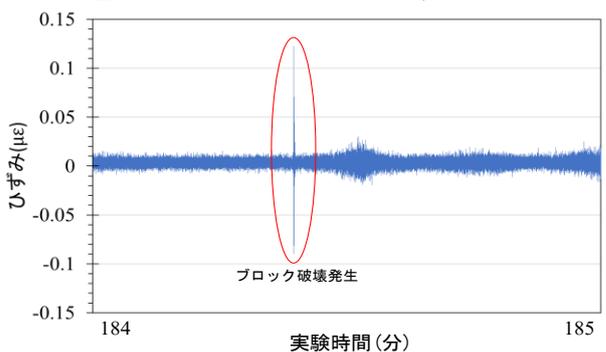


図-11 ブロック破壊時のひずみ検知結果

下距離は長くなる傾向が見られた。

#### (2) 光ファイバセンシングによる検知結果

(I)のすべり破壊モードが発生している時間帯に観測された光ファイバのひずみ (0.01 秒間隔) を図-10 に示す。

ひずみは $\pm 0.02 \mu\epsilon$ 程度の範囲であった。すべり破壊発生時に明確なひずみの変化は見られなかったことから、(I)すべり破壊においてひずみによる検知は難しいと判断した。これは、図-6, 7 に示すように、すべり破壊は約 5 分間で堤体材料が約 16 cm 移動する緩やかな変化であり、

光ファイバが検知できるひずみが生じなかったためと考えられる。

次に、(II)のブロック破壊が発生した時点を含む 1 分間に観測された光ファイバのひずみ (2.5 ミリ秒間隔) を図-11 に示す。すべり破壊発生時のひずみは±0.02 με程度であったが、(II)ブロック破壊発生時は一部のブロック破壊において±0.03~0.1 με程度のひずみが発生し、図-14, 15 に示すように明確に変化が生じている。これより、変状箇所から 1 m 規模の堤防においては光ファイバにより(II)の変状が検知できると判断した。これは、図-8, 9 に示すように 1/3 秒間で堤体 (ブロック) が約 37 cm 程度落下することで、衝突力による振動が堤防下部を経由し、堤体にも伝播したためだと考えられる。

### (3) 光ファイバセンシングの検知可能範囲

砂質土中を伝播する振動の距離の減衰は以下の式で表わされる<sup>6)</sup>。

$$L_v = L_{v0} - 20 \log \left( \frac{r}{r_0} \right)^{\frac{3}{4}} - 0.217(r - r_0) \quad (1)$$

ここで、 $L_v$  : 任意地点の振動レベル(db),  $L_{v0}$  : 基準点の振動レベル(db),  $r$  : 震動源から任意地点までの距離,  $r_0$  : 震動源から基準点までの距離である。また、振動レベル  $L$  は以下の式で表わされる<sup>6)</sup>。

$$L = 20 \log \left( \frac{a}{10^{-5}} \right) \quad (2)$$

ここで、 $a$  : 振動加速度である。地下ピット水路実験では 8 回のブロック破壊のうち 5 回のブロック破壊において明確にひずみの変化が確認できた。5 回のブロック破壊について土塊の質量、落下距離、生じた最大ひずみ、本実験での振動レベル (基準点) を表-2 に示す。実験終了後の堤体材料のサンプリングより土塊の含水比は 20 % として土塊の質量を算出した。

本実験にて検知できた最小の振動レベルは-484.6 db であった。高さ 3 m の堤防において法肩から水平方向、鉛直方向ともに 0.2 m の位置に光ファイバを埋設することを考える。高さ 3 m の堤防において光ファイバ地点に-484.6 db の振動が伝わるためには、式(1)より本実験のファイバ位置にて-473.7db の振動レベルが必要であることがわかる。このことから高さ 3 m の堤防においても、4 回目のブロック破壊と同じ規模(質量 9.32kg, 落下距離 0.41m)のブロック破壊が生じた時に振動の検知が可能と考えられる。浸透破壊ではないが法面侵食が途中で止まった河川堤防 (2019 年東日本台風の出水で都幾川 (埼玉県管理区間) ではソフトボール程度のブロック塊が法尻の堤内側に多数崩落していた。粘着性を持つ実堤防では実験における 4 回目のサイズの小規模破壊が起こる可能性はあるため、実堤防で検知できる可能性があると考えられる。

## 4. まとめ

### (1) 堤体と基盤の透水係数が 10 倍の状態における浸透・破壊現象

浸潤面よりも下部においては堤体内部のみならず基盤からの浸透により、法尻付近から堤体が飽和することで法面と堤体内部におけるすべり破壊が発生する。また、浸潤面よりも上部では不飽和の土塊が土粒子間力によってひさし状に残る。ひさしが発達すると土塊が落下するブロック破壊が発生する。以降この破壊が繰り返される。

表-2 ブロック破壊の振動レベル

	土塊の質量(kg)	落下距離(m)	最大ひずみ(με)	振動レベル(db)
1 回目	3.11	0.30	0.047	-479.77
2 回目	4.66	0.37	0.027	-484.66
3 回目	5.82	0.35	0.028	-484.32
4 回目	9.32	0.41	0.13	-470.73
5 回目	3.49	0.33	0.032	-483.13

### (2) 光ファイバセンシング技術を用いた早期検知に関する知見

変状箇所からセンサまで約 1 m と現地スケールよりも小さい規模ではあるが、浸潤面よりも上部で発生するブロック破壊に対して光ファイバセンシング技術の活用により変状を検知することが可能であった。また、振動の伝播距離による減衰を考慮することで、高さ 3 m の堤防においてもひずみを検知可能な規模のブロック破壊が生じていることがわかった。本実験では堤防の高さ 0.4 m 程度までのすべり破壊で実験を終了しているため検知可能なブロック破壊は 1 回のみだった。しかし浸透現象の進行とともに落下する土塊の大きさ、落下距離は大きくなるため、実堤防では決壊に至るまでに複数回検知可能なブロック破壊が生じることが考えられる。このことより本実験により決壊が生じる前に堤防の弱体化を早期検知することに対する可能性を示すことができた。

本技術を現地堤防で確立することで、夜間や草本が生い茂っている堤防など目視による監視が困難な環境においても、浸透破壊による堤防弱体化の早期発見に役立つと考える。このことは災害時の適切な避難勧告とリードタイムの確保につながるものである。実スケールに近い環境下での光ファイバセンシングの活用に関する総合的な検証が必要と考えられる。

謝辞：本研究の一部に国土交通省河川砂防技術研究開発公募 (河川技術・流域管理分野) を使用した。国土交通省荒川上流河川事務所、埼玉大学大学院生・学部生、日本電機株式会社の多くの方々の実験の計画準備等を手伝っていただいた。記して謝意を表します。

### 参考文献

- 1) 佐古駿介, 田村善昭: 河川堤防管理における計測技術の活用, JICE REPORT第32号, 31-36.
- 2) 依田幸英, 森洗遥, 鴨志田修, 青野義明: 既設光ファイバを活用する河川堤防変状検知基礎評価, 河川技術論文集, Vol. 27, 41-44.
- 3) 崔瑛, 小高猛司, 李圭太, 森三史郎, 林愛実: 高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊メカニズムの検討, 第28回中部地盤工学シンポジウム, 81-88, 2016.
- 4) 小高猛司, 李圭太, 石原雅規, 久保裕一, 森智彦, 中山雄人: 高透水性基礎地盤を有する河川堤防の崩壊メカニズムと評価手法に関する研究, 河川技術論文集, 24, 559-564, 2018.
- 5) 福岡捷二, 田端幸輔: 堤体基礎地盤の透水性・堤防強化対策を考慮した堤体内非定常浸潤線解析法の開発と堤防破壊危険確率の低減効果の見積りに関する研究, 河川技術論文集, 22, 261-266, 2016.
- 6) 塩田正純: 公害震動の予測手法, 井上書院, 1986.

# 変分マルチスケール有限要素法による堤体侵食解析

越水 侵食 安定化有限要素法

京都大学大学院農学研究科  
京都大学大学院農学研究科

藤澤 和謙  
SHARMA Vikas

## 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。越流に対する堤防の耐久性を評価する上では、堤体上を流れる水の流れ（非圧縮性流体の流れ）とともに、多孔質媒体を流れる浸透流を同時に扱うことのできる解析が必要となる。このような解析は、Darcy/Navier-Stokes 連成解析と呼ばれる。さらに、越水によって発生する堤体侵食を考える場合は、多孔質体（堤体を構成する土）と流体領域（堤体上を流れる水）の境界における流速や圧力を正確に評価することがもとめられるが、土と水の境界においては数値振動が発生しやすく、安定性の高い連成解析が必要となる。一般的に、多孔質体内の流体の速度は、流体領域のそれよりも相対的に小さく、浸透流は主に圧力勾配によって支配されるのに対し、Navier-Stokes 式によって記述される非圧縮性流体の流れは圧力勾配だけでなく、慣性力及び粘性力が複合的に影響する。このような流れ特性の違いにより、上述したような土と水の境界における数値振動が発生するなど、これら 2 つの流れの同時解析は依然として困難が伴う。本論は、堤防越流を対象として、侵食を伴う多孔質領域と流体領域の連成流れに対して、安定的な数値解を提供する有限要素解析を報告するものである。

## 2. 支配方程式と変分マルチスケール法

本研究において、Darcy/Navier-Stokes 連成解析のために採用する支配方程式は Darcy-Brinkman 方程式であり、以下のように与えられる。

$$\mathbf{r}_M(\mathbf{v}, p) := \rho \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} + \rho \left( \frac{\mathbf{v} \otimes \mathbf{v}}{\phi} \right) \cdot \nabla - \boldsymbol{\tau} \cdot \nabla + \frac{\mu \phi}{K} \mathbf{v} + \phi \nabla p - \rho \phi \mathbf{g} = \mathbf{0} \quad (1)$$

$$\mathbf{r}_c(\mathbf{v}) := \nabla \cdot \mathbf{v} = 0 \quad (2)$$

ここに、 $\rho$ ,  $\mathbf{v}$ ,  $\phi$ ,  $p$ ,  $\boldsymbol{\tau}$ ,  $\mu$ ,  $K$ ,  $\mathbf{g}$  は流体の密度、流速、間隙率、圧力、粘性応力、粘性係数、固有透水係数、重力加速度であり、式(1)と式(2)はそれぞれ運動方程式と連続式に対応する。粘性応力は  $\boldsymbol{\tau} = \mu(\nabla \otimes \mathbf{v} + \mathbf{v} \otimes \nabla)$ 。後に述べる有限要素法定式化のため、式(1)と式(2)の左辺をそれぞれ  $\mathbf{r}_M(\mathbf{v}, p)$  と  $\mathbf{r}_c(\mathbf{v})$  と書く。流体領域 ( $\Omega^f$  の記号を用いる) においては、間隙率は  $\phi=1$  となり、固有透水係数については  $K^{-1} = 0$  を与えることで、Navier-Stokes 方程式に一致する。また、多孔質領域 ( $\Omega^s$  の記号を用いる) では、流速  $\mathbf{v}$  はダルシー流速を意味することに注意する。Darcy-Brinkman 方程式を用いることで、多孔質領域においても粘性応力を考慮する。これにより、流体領域と多孔質領域との境界において、流速を滑らかに接続できる（流速とその勾配を連続に接続できる）点の特徴であり、同方程式を利用する利点となる。

有限要素法によって Navier-Stokes 方程式を解くには安定化を必要とする。移流項（式(1)左辺の第 2 項）に有限要素法を適用することは、中心差分による離散化を施すことに対応するため、移流が卓越する問題に対して不安定な数値解を得ることになる。安定化を施す有限要素法は、元来、この問題を解決するために移流に応じた重み関数を採用するものであり安定化有限要素法と呼ばれるが、現在では安定化有限要素法は変分マルチスケール有限要素法の枠組みで理解される。変分マルチスケール法は、変数（ここでは流速  $\mathbf{v}$  と圧力  $p$ ）を粗いスケール（Coarse scale :  $\bar{\mathbf{v}}, \bar{p}$ ）と細かいスケール（Fine scale :  $\tilde{\mathbf{v}}, \tilde{p}$ ）に

$$\mathbf{v} = \bar{\mathbf{v}} + \tilde{\mathbf{v}}, \quad p = \bar{p} + \tilde{p} \quad (3)$$

と分解し、Coarse scale の数値解（通常の有限要素法近似による数値解）では解像できない Fine scale の数値解をモデル化する（または数値的に解く）ことで、Fine scale の数値解に数値振動を載せることができ、数値振動を含まない Coarse scale の数値解を得ることができる方法論である。また、これにより流体領域の流れにおいても、乱流モデルを必要とすることなく、高レイノルズ数の流れの数値解析が可能となる。変分マルチスケール法を Darcy-Brinkman 方程式に適用すると以下の弱形式を得る。

$$\begin{aligned} & \left( \delta \bar{\mathbf{v}}, \rho \frac{\partial \bar{\mathbf{v}}}{\partial t} + \left( \frac{\rho \bar{\mathbf{v}} \otimes \bar{\mathbf{v}}}{\phi} \right) \cdot \nabla + \frac{\mu \phi}{K_0} \bar{\mathbf{v}} \right)_{Q^n} + (\delta \bar{\mathbf{v}} \otimes \nabla, \bar{\boldsymbol{\tau}})_{Q^n} - (\nabla \cdot (\phi \delta \bar{\mathbf{v}}), \bar{p})_{Q^n} + (\delta \bar{p}, -\phi \nabla \cdot \bar{\mathbf{v}})_{Q^n} + (\delta \bar{\mathbf{v}}_n, \rho(\bar{\mathbf{v}}_n^+ - \bar{\mathbf{v}}_n^-))_{\Omega^n} \\ & - \sum_e (\delta \bar{\mathbf{v}}, \bar{\boldsymbol{\sigma}} \mathbf{n})_{\partial Q_e^n} + \sum_e \left( -\delta \bar{\mathbf{v}} \otimes \nabla, \frac{\rho}{\phi} (\tilde{\mathbf{v}} \otimes \bar{\mathbf{v}} + \bar{\mathbf{v}} \otimes \tilde{\mathbf{v}}) \right)_{Q_e^n} + \sum_e \left( -\delta \bar{\mathbf{v}} \otimes \nabla, \frac{\rho}{\phi} \tilde{\mathbf{v}} \otimes \tilde{\mathbf{v}} \right)_{Q_e^n} \\ & + \sum_e \left( -\rho \frac{\partial \delta \tilde{\mathbf{v}}}{\partial t} - \nabla \cdot \delta \tilde{\boldsymbol{\tau}} + \frac{\mu \phi}{K_0} \delta \tilde{\mathbf{v}} + \nabla(\phi \delta \tilde{p}), \tilde{\mathbf{v}} \right)_{Q_e^n} + \sum_e (-\nabla \cdot (\phi \delta \tilde{\mathbf{v}}), \tilde{p})_{Q_e^n} - (\delta \tilde{\mathbf{v}}, \rho \phi \mathbf{g})_{Q^n} = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、 $\delta \bar{\mathbf{v}}$  と  $\delta \bar{p}$  は Coarse scale の流速と圧力を近似するための形状関数である。なお、詳細は紙面の都合上割愛するが、堤体の侵食や越水の自由水面に伴う解析領域 ( $\Omega^f \cup \Omega^s$ ) の変化に対応するため、Space-Time 有限要素法<sup>1)</sup>を利用しており、 $Q^n$  は時間ステップ  $n$  における時空間要素の領域を表す。また、Fine scale における  $\tilde{\mathbf{v}}$  と  $\tilde{p}$  は

$$\tilde{\mathbf{v}} = -\frac{\tau_s}{\rho} \mathbf{r}_M(\bar{\mathbf{v}}, \bar{p}), \quad \tilde{p} = -\rho v_{\text{isc}} \mathbf{r}_c(\bar{\mathbf{v}}) \quad (5)$$

とモデル化して与えることができる。式(5)において、 $\tau_s$  は安定化パラメータであり、その一つの形として

$$\frac{1}{\tau_s} = \frac{1}{|\tau_{12}|} + \frac{1}{|\tau_3|} + \frac{1}{|\tau_4|} \quad (6)$$

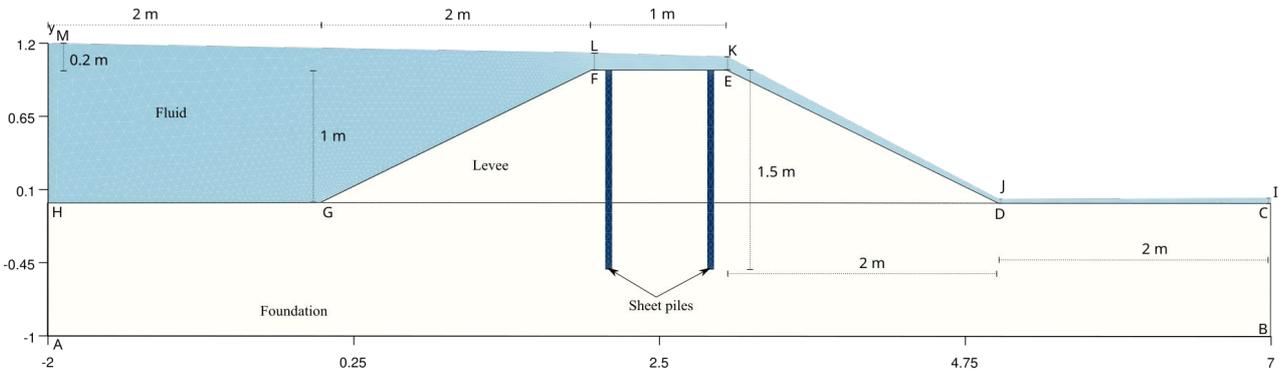


図1 堤防と越流水の初期形状（有限要素モデル）

と与えることができる。ここに

$$\frac{1}{\tau_{12}} = \sum_{a=1}^{n_{nt}} \sum_{f=1}^{n_{ns}} \left| \frac{\partial N^f T_a}{\partial t} + \bar{\mathbf{v}} \cdot \nabla(N^f T_a) \right|,$$

$$\frac{1}{\tau_3} = \frac{4\nu}{h_{RGN}^2}, \quad \frac{1}{\tau_4} = \frac{2\mu\phi}{\rho K_0}$$

であり、 $h_{RGN}$ は空間要素の長さ、 $N^f$ と $T_a$ はそれぞれ空間と時間の形状関数を表し<sup>1)</sup>、 $n_{ns}$ と $n_{nt}$ は空間と時間の要素節点数である。また、 $v_{lsic}$ については、 $L_0$ を多孔質領域の代表長さとして

$$v_{lsic} = \begin{cases} \frac{h_{RGN}^2}{\tau_s} & \text{in } \Omega^f \\ \frac{h_{RGN} L_0}{\tau_s} & \text{in } \Omega^s \end{cases}$$

と与える。Navier-Stokes 方程式に対する安定化有限要素法との違いは、ダルシー項（式(1)の左辺第4項）があることにより、安定化パラメータ $\tau_s$ に $\tau_4$ を必要とすることと、多孔質領域では $v_{lsic}$ に $L_0$ を導入する点にある。

### 3. 数値解析

図1には、越水による堤防侵食解析に用いた有限要素領域を示す。この堤防は越水に対する強化のために二重矢板構造（天端からの深さ1.5m）をその中央部に有するものとなっている。同図に示す通り、土質材料で構成された堤体と河川水の両方の領域が解析対象となる。堤防においては間隙率を0.5、固有透水係数を $10^{-10} \text{ m}^2$ と設定し、水の粘性係数 $0.001 \text{ Pas}$ を与えた。初期には流速はゼロ、水圧は全ての領域において静水圧分布とし、自由水面の形状は図1に示す直線的なものを与えた。これは、堤防天端において約0.1mの限界水深となるような流量を想定し、不等流計算を解くことで図1に示すCI(=0.04m)、DJ(=0.03m)、EK(=0.1m)、FL(=0.13m)、HM(=1.2m)の初期水深を設定した。境界条件として、左端流入側の水平方向流速として、区間HMには $0.083 \text{ m/s}$ の様な流速を与え、区間AHでは $0.0 \text{ m/s}$ とした。自由水面（区間IJKLMに対応）には、ノイマン境界条件として大気圧を与えた。また、右端の流入側には、区間CI及び区間BCにおいて（流出する）水深に応じた静水圧を規定した。区間ABにはスリップ条件を課した。計算領域は自由水面の動きに加えて、堤体形状（多孔質領域の形状）も侵食の進行によって変化するため、メッシュ移動（節点数と要素のコネクティビティを変えることなく、要素の形状を変化させること）が必要となり、ここでは弾性変形により移動メッシュを行うスキームを採用した<sup>1), 2)</sup>。

図2は侵食計算の経過を示しており、同図(a)及び(b)には、それぞれ（越流水の流れがほぼ定常になったときの）ピエゾ圧と堤体内の浸透流速の大きさを示した。堤体上の水の流れだけでなく、堤体内の浸透流も同時に計算できていることは明らかであり、越流水の水面形も移動メッシュを通して、首尾よく計算することができる。図2(c)は上記の状態から堤防の裏法面の侵食計算を行ったものである。この侵食計算は、侵食速度( $E = \alpha_e(\tau - \tau_c)^{p_e}$ )を用い、この速度に応じて法面を下方に（正確には斜面直交方向に）移動することで侵食を表現するものである。図2(c)からわかるように、法肩と法尻において堤体侵食が比較的早く進む様子が見取れる。この侵食計算ではリメッシュ（新しいメッシュの作成とそれに伴う変数の補充）を繰り返す必要があり、簡単ではない。今後は、さらに計算の安定性を向上することの他、計算の効率化を追求する予定である。

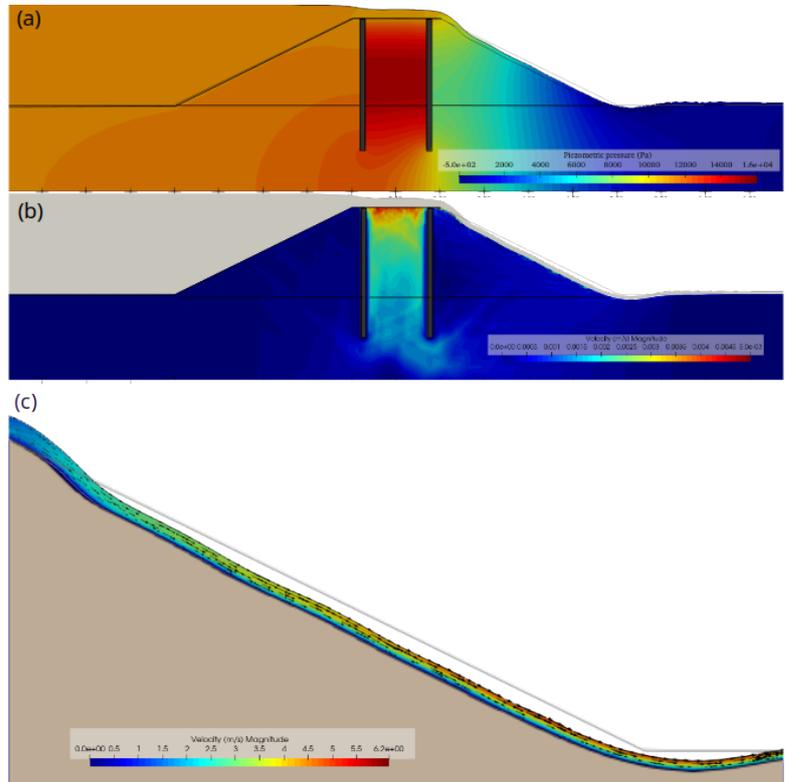


図2 数値解析結果（圧力と流速の分布）

参考文献：1) Bazilevs, Y., Takizawa, K. & Tezduyar, T.E. (2013). *Computational Fluid-Structure Interaction: Methods and Applications*, Wiley. 2) Sharma, V., Fujisawa, K., & Murakami, A. (2021). Space-time finite element method for transient and unconfined seepage flow analysis. *Finite Elements in Analysis and Design*, 197, 103632.

# 堤防越水時の落下流により形成された堤防法尻洗掘域内流れの 三次元数値解析による再現と底面せん断力のモデル化

越流侵食 落下流 せん断力

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

非会員  
非会員  
正会員  
フェロー会員

○久保田 日南子  
K. D. C. R. Dissanayaka  
五十嵐 善哉  
田中 規夫

## 1. はじめに

令和元年東日本台風で発生した決壊のうち、約 86 %が越水によるものであり、越水しても決壊しない、もしくは決壊までの時間を延ばすための河川堤防対策を講じることが河川整備において重要な課題である。

堤防越水時、堤体側法面の侵食が進行すると法肩付近から滝状の流れ（落下流）が発生し、着水地点では半円弧状の洗掘域が生じる。洗掘域は、落下流のたたきつけとせん断力により堤体内部（河川側）へも拡大し決壊に至ることが知られている。海野瀬ら<sup>2)</sup>は落下流による洗掘域拡大、ひさし状洗掘、およびひさし状洗掘に伴う土塊の落下を解析可能なモデルを作成したが、洗掘域内ではランキン渦が発生していると仮定している。ここで、洗掘域拡大の解析にはランキン渦の強制渦の半径を設定する必要があり、強制渦の半径の感度分析と水理模型実験結果の比較より設定している。

本研究では洗掘域拡大のメカニズムを考慮した数値解析手法を構築するための第一段階として、PIV を用いて洗掘域内の流れを可視化し、その渦特性とそれによる底面せん断力作用機構を解明する。次に OpenFOAM<sup>3)</sup>による 3次元解析で流れ構造の再現検証を行う。

## 2. PIV 実験

### 2.1 実験概要

本実験では、現地の河川堤防 3 m を想定し、実験スケール 1/10 で循環式開水路（全長 6.5 m、幅 0.5 m、高さ 1.2 m）に図-1 に示すような堤防模型（高さ 30 cm、天端幅 30 cm、表法面 2 割勾配）と基礎模型（深さ 50 cm、長さ 100 cm）を設置し、下流側は板、砂、インスタントセメントを用いて洗掘域の形状を再現した。PIV 実験における天端中央での越流水深は 1.5 cm、2 cm、3 cm、4 cm の合

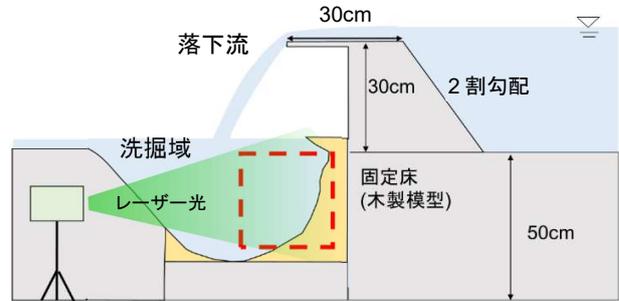


図-1 実験模型図

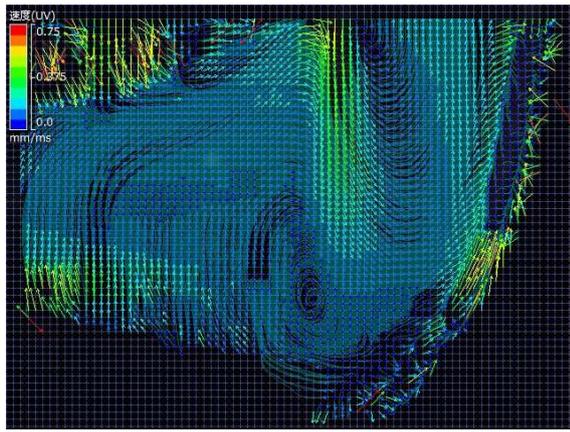
計 4 ケースとした。

洗掘域の形状には、著者らが前報<sup>4)</sup>において行った珪砂 8号のみ、天端中央での水深 2 cm での越流侵食実験より、越水から 25 分（最大洗掘深 35cm）における洗掘域形状を用いた。これは、堤体のブロック破壊が起きる前で洗掘域が最大となる時刻の形状を選定した。洗掘域の形状作成は以下のように行った。越流侵食実験で側壁側から撮影した動画より、Engauge Digitizer を用いて洗掘域形状を取得した。水路内に珪砂を直方体状に締め付けた後、洗掘域形状よりも 5 mm 程度深く削り、水と混合させたインスタントセメントを珪砂の表面に塗布し、越流水による表面の侵食を防いだ。

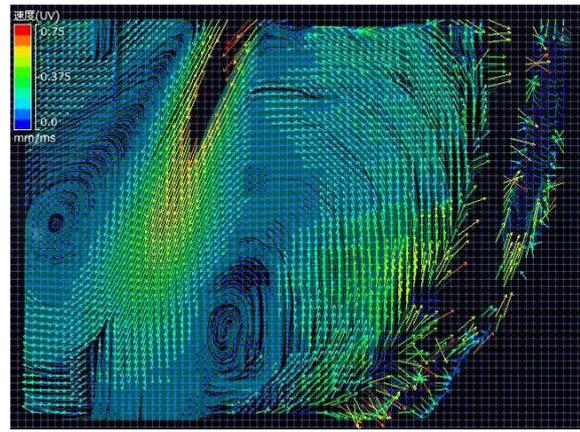
図-1 のように PIV 実験用のレーザーを洗掘域下流の固定床内部に設置した。水路上方からレーザー光を当てた場合、落下流が洗掘域に入射する際に水面が波打ち、レーザー光が反射・屈折し、精度の高い結果が得られないためである。レーザー光の洗掘域内への入射部分はアクリル板をスリット状に入れることで、水路側壁から 10 cm の位置にレーザー光が照射するように設置した。

レーザー光を反射するトレーサー粒子の動きを 200fps のスピードで粒子画像として撮影した。洗掘域全体を上流側、下流側に分けて撮影した。図-1 の赤枠は洗掘域上流側の撮影範囲である。

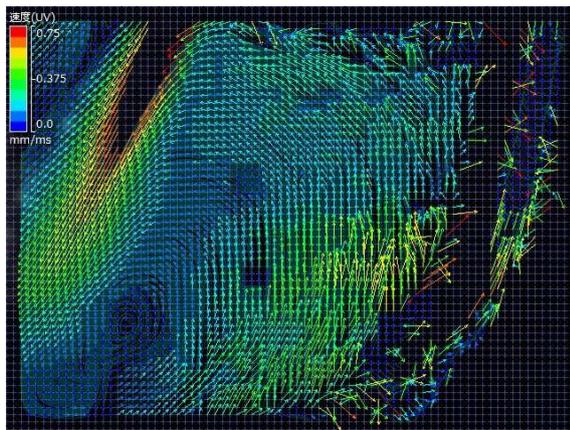
Modeling of bottom shear stress and reproduction of flow using three-dimensional numerical simulation in the scour hole formed by nappe flow erosion due to overtopping. H. Kubota, K.D.C.R. Dissanayaka, Y. Igarashi and N. Tanaka, Saitama University.



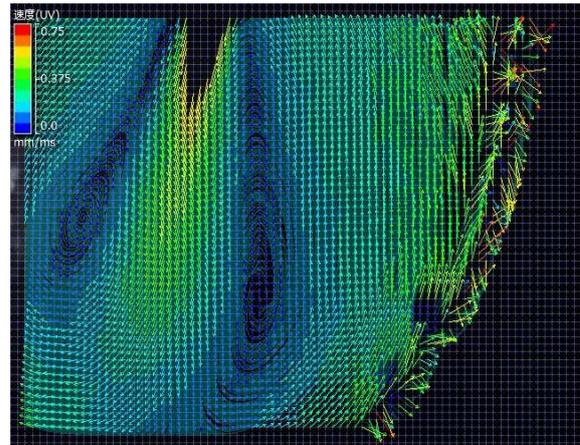
(a)越流水深 1.5 cm



(b)越流水深 2 cm



(c)越流水深 3 cm



(d)越流水深 4 cm

図-2 洗掘域上流側における時間平均流速ベクトル(UV)

## 2.2 実験結果と考察

解析ソフト「Flow Expert」(カトウ光研株式会社)を用いて、撮影した粒子画像(5580 フレーム, 200 fps)の解析を行い、粒子の流速及び流線を把握した。図-2 に越流水深 1.5 cm, 2 cm, 3 cm, 4 cm の場合の時間平均流速および流線を示す。図-2 より洗掘域内に着水した落下流を基準とし、堤体側, 下流側にそれぞれ渦(双子渦)が生じることが全てのケースで確認された。これは落下流の一部が洗掘域底面に達する前に、堤体側, 下流側に分かれ底面に沿う流れになったためと考えられる。

図-3 は洗掘域内の落下流脈と渦の中心位置である。堤体側, 下流側で流速が最も遅い位置を渦の中心位置とした。越流水深 1.5 cm の場合は他の越流水深に比べ落下流脈が堤体側に近い。また、堤体側の渦の中心は下流側の渦の中心より上に位置する。一方、越流水深 2 cm, 3 cm, 4 cm の場合は落下流が洗掘域中ほどに着水し、落下流脈より堤体側の渦の中心が下流側の渦の中心より下に位置

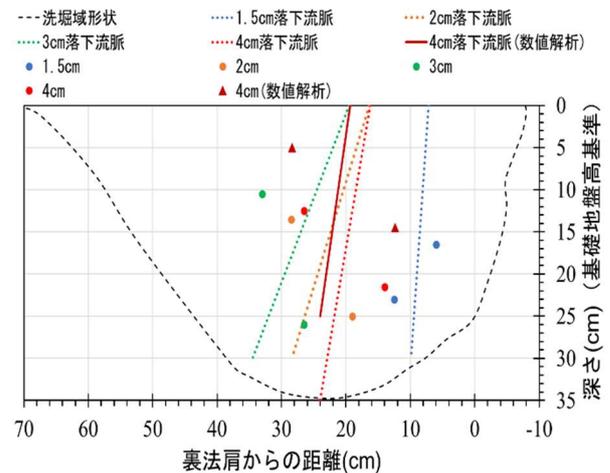


図-3 各越流水深における落下流脈と渦の中心位置

する傾向が確認された。これは越流水深 1.5 cm が他のケースに比べ落下流の幅が細く、裏法肩から離れる際の水平方向の流速より鉛直下向き加速度が速いためだと考えられる。

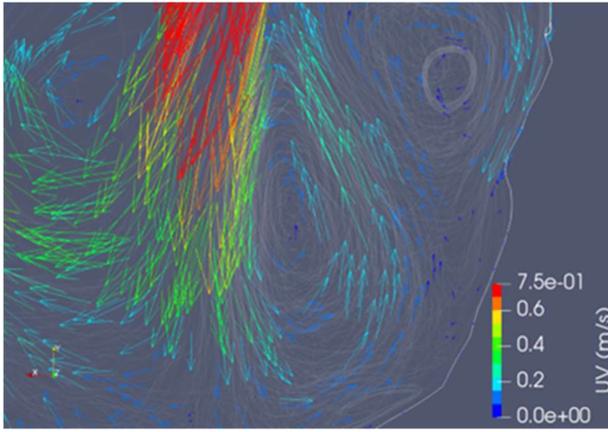


図-4 時間平均流速ベクトルと流線（水路幅中央）

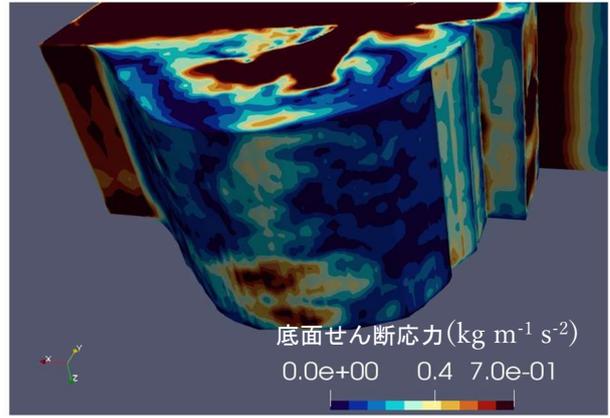


図-5 洗掘域における底面せん断応力

### 3. OpenFOAM による 3 次元数値解析

#### 3.1 流体解析モデルの概要

PIV 実験時の洗掘域内流れにおいて、実験ではとらえきれなかった底面付近の流れとせん断力の定量値を得るため、OpenFOAM による 3 次元流体解析モデルを用いて流れ場の再現を試みる。OpenFOAM のうち VOF 法による等温・非圧縮・不混和流体の 2 相流を対象にした interFoam ソルバーを使用した<sup>3)</sup>。本研究では壁近傍を RANS(Reynolds-Averaged Navier-Stokes)、壁から離れた部分を LES(Large Eddy Simulation)を使用するハイブリッドモデルである DES(Detached Eddy Simulation)を採用した<sup>5)</sup>。流れの基礎方程式を以下に示す<sup>6)</sup>。

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{u}_i \bar{u}_j)}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left[ \nu \left( \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) - \tau_{ij} \right] \quad (2)$$

ここに、 $\bar{u}_i$  は平均流速、 $\bar{p}$  は圧力、 $\rho$  は流体の密度、 $t$  は時間である。 $\tau_{ij} = \overline{u_i u_j} - \bar{u}_i \bar{u}_j$  は、RANS 領域ではレイノルズ応力、LES 領域では SGS(サブグリッドスケール)応力と定義され、乱流モデルとして求める必要がある未知数である。本研究では乱流モデルとしてせん断侵食を生み出す底面に沿った流れの計算精度を高めるため、実現象との誤差が少ないモデル<sup>7)</sup>として、壁面からの距離に応じて k- $\epsilon$ 、k- $\omega$  を切り替える k- $\omega$ SST モデルを採用した。

#### 3.2 計算条件

越流水深が小さいほど落下流の幅が小さく、結果の精度に十分な計算格子サイズが非常に細くなるため、第一段階として落下流の幅が最も大きい越流水深 4 cm のケースのみ詳細な数値解析を行った。

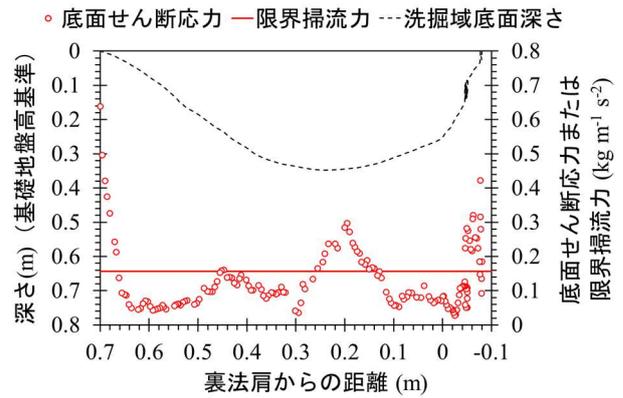


図-6 底面せん断応力（水路幅中央）と洗掘域形状

OpenFOAM 内に PIV 実験と同じスケールのモデルを作成し、snappyHexMesh を用いて計算格子を設定した。天端中央から洗掘域全体にかけては計算格子一辺 5 mm、それ以外の領域は 2 cm の立方体とした。これは洗掘域内に着水した落下流が巻き込む気泡を考慮して計算するためである。計算時間間隔は自動調節とし、最大クーラン数が 1 以下となるように設定した。壁面境界では流速をゼロとする non-slip 条件を用いた。

### 3.3 結果と考察

#### a) 流速ベクトルと流線

OpenFOAM 付属ソフト ParaView を用いて計算より得られる結果から流速ベクトル、流線を可視化した。図-4 は OpenFOAM による解析結果であり、図-2(d)の PIV 解析範囲に対応する。計算開始から 10 秒は初期条件（洗掘域内湛水）の影響を受けた履歴効果があるため、流れが安定する 10 秒から 20 秒までの 0.2 秒ごとの瞬間速度ベクトルを平均化した。

図-2(d)と図-4 を比較すると、数値解析においても PIV 実験時と同じ双子渦の形成が確認できた。数値解析では

落下流から堤体側で上下に大きさの異なる渦が見られた。これは隅角部における渦の形成と同様に、落下流と双子渦（上流側渦）との境界部分に挟まれた流体が下流側に逃げ切れず、双子渦（上流側渦）と逆向きの小さな渦を形成したと考えられる。PIV 実験ではレーザー光が反射し十分には可視化できていなかったが、**図-2** ではわずかに傾向が見て取れる。

**図-3** における越流水深 4 cm の PIV 実験、数値解析結果を比較すると、落下流はほぼ同じ位置に着水した。また、OpenFOAM の解析でも PIV 実験と同様に堤体側の渦の中心が下流側の渦の中心より下に位置する傾向が見られた。

#### b) 壁面せん断応力

数値解析のソルバー付属機能、wallShearStress（単位は  $[m^2/s^2]$ ）より算出した数値に密度  $\rho [kg/m^3]$  をかけ、底面せん断応力  $[kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}]$  を算出した。**図-5** に時間平均した底面せん断応力を示す。この底面せん断応力と前報<sup>4)</sup>で使用した珪砂 8 号の粒径  $d = 0.0075cm$  における限界掃流力  $\rho u_{*c}^2$  を岩垣式より算出し比較する。

**図-6** は水路幅中央における時間平均底面せん断応力と限界掃流力の比較を示す。**図-6** より裏法肩からの距離が約 0.06~0.14m, 0.28~0.64m では底面せん断応力が限界掃流力より小さく、それ以外の区間では底面せん断応力が限界掃流力よりも大きい。すなわち洗掘域全体では洗掘が止まりつつあり、最大洗掘深付近や洗掘域両端部では洗掘が進行中だといえる。数値解析で使用した洗掘域形状は前報<sup>4)</sup>の越流侵食実験において、越流開始から 25 分後の堤体側の土塊落下直前（洗掘初期に比べ洗掘速度が緩やかになり洗掘域が最大に近い形状）である。侵食実験と OpenFOAM の解析では越流水深が異なるものの、洗掘域拡大後に最大洗掘深付近や洗掘域両端部のみ底面せん断応力が限界掃流力を超えるという解析結果は、侵食実験の洗掘域拡大プロセスと比較して妥当だと考える。海野瀬ら<sup>2)</sup>の開発した越流侵食プロセスの解析モデルにせん断応力モデル式を導入するにあたって以下の課題が示唆された。**図-5** より落下流突入箇所のせん断力が大きい。そのため、双子渦を駆動する以前に水面に突入する際の強いせん断力によるエネルギー損失や渦内部における流速分布に基づくエネルギー損失をモデル式に取り入れる必要がある。また、堤防決壊までの時間を検討する際は、特に堤体側の侵食メカニズムが重要である。**図-4**

に示すように、堤体側には双子渦の上流側に小規模の渦（時計回り）ができていることから、これに関する知見も必要と考えられる。

## 5. おわりに

本研究によって得られた結論を示す。

(1) PIV 実験、OpenFOAM による数値解析ともに、洗掘域内において落下流を基準として堤体側、下流側にそれぞれ渦（双子渦）の形成が確認できた。渦の中心位置関係では堤体側の渦の中心位置が下、下流側の渦の中心位置が上に位置する傾向が見られた。

(2) 洗掘域の底面せん断応力と限界掃流力の関係から OpenFOAM による数値解析の妥当性が示された。

(3) 洗掘域拡大のメカニズムを考慮した数値解析手法を構築するにあたって、渦を駆動させる真の運動量や渦内部のエネルギー損失を評価する必要がある。

## 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 資料 2, 2020, [https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai\\_blog/gijutsu\\_kentoukai/dai03kai/pdf/doc2.pdf](https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/gijutsu_kentoukai/dai03kai/pdf/doc2.pdf)
- 2) 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, 土木学会文集 B1(水工学) Vol.77, No.2, pp.1\_361-1\_366, 2021.
- 3) OpenFOAMv10UserGuide, <https://doc.cfd.direct/OpenFOAM/user-guide-v10/> (2023, 12.7 閲覧)
- 4) 小野瀬涼太, 田中規夫, 五十嵐善哉：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, 第 10 回河川堤防シンポジウム論文集, pp.29-32, 2022.
- 5) OpenFOAMv11 kOmegaSSTDES source code, [https://cfdpp.openfoam.org/v11/classFoam\\_1\\_1LESModels\\_1\\_1kOmegaSSTDES.html](https://cfdpp.openfoam.org/v11/classFoam_1_1LESModels_1_1kOmegaSSTDES.html) (2023, 12.7 閲覧)
- 6) 梶島岳夫, 乱流の数値シミュレーション 改訂版, 養賢堂, 285p, 2020.
- 7) K. D. C. R. Dissanayaka, Norio Tanaka, Md Kamrul Hasan : Numerical simulation of flow over a coastal embankment and validation of the nappe flow impinging jet, Modeling Earth Systems and Environment, <https://doi.org/10.1007/s40808-023-01800-8>

# 表面被覆型強化堤防における吸出し防止材の有無が高水位時の堤防変状過程に与える影響

表面被覆型 高水位 遠心模型実験

九州工業大学工学部  
九州工業大学大学院  
九州工業大学大学院  
北見工業大学大学院

学生員 ○鬼丸颯人  
正会員 川尻峻三, 廣岡明彦  
学生員 山下航暉  
学生員 林崎翔汰

## 1. はじめに

近年、洪水規模の拡大によって計画高水位を超過する越水による堤体侵食とそれに伴う決壊が毎年のように発生している。このことから越水に対して粘り強さを発揮できる堤防強化方法の検討が進んでいる。具体的には、コンクリートブロック等によって堤体表面を被覆し、越水による堤体の侵食を抑制する工法の設計法が提案されている。図1および図2は2023年7月豪雨による増水によって決壊した山口県および福岡県の堤防の状況を示している。これらの箇所では、堤体表層はコンクリート護岸によって被覆されている。図1b)は山口県での決壊口近傍で残存した川裏側の被覆コンクリートの状況を示しているが、被覆コンクリートの表面には孔が開いている。また、堤防天端の被覆コンクリートではコンクリートが土砂化しており著しく劣化が進行していた。図2b)は福岡県の決壊箇所における下流側の決壊口の状況を示している。残存した被覆コンクリート近傍の土堤部では越水による侵食痕が確認でき、堤体は転圧層に応じた階段状に残存している。これらの堤防決壊箇所では被覆コンクリートによって、いわゆる三面張りで表面被覆型の堤防強化が行われているが、被覆コンクリート背面部には不織布などによる堤体材料の吸出し防止材は敷設されていないことを筆者らは現地調査で確認した。

以上に示した現地調査結果から本研究では、表面被覆型の堤防強化における被覆コンクリート背面の不織布の有無が高水位作用時の堤体変状プロセスに与える影響について、遠心模型実験を用いて基礎的な検討を行った。なお、本研究の取り組みは、現在検討が進み技術資料が公表されている表面被覆型の強化堤防方法において、長期的な使用によって不織布が劣化した場合の変状プロセスの予測等に資する結果になるとも考えている。

## 2. 実験装置および実験条件

図-3は本研究で使用した実験土槽および実験に使用した模型堤防を示している。実験土槽は内寸で高さ300mm、幅150mm、長さ680mmであり、これは九州工業大学が所有する中型遠心載荷装置に搭載可能な最大寸法である。本実験では、実スケールで堤体高さ2m、法面勾配1:2となるように縮尺比1/20の模型堤防を構築した。すなわち、模型堤防は天端幅50mm、高さ100mm、法面勾配1:2とした。模型堤防の基礎地盤の厚さは100mmとした。堤防模型への河川水の供給は、遠心載荷装置内の実験土槽上部に取り付けた給水タンクへ所定の空気圧(400kN/m<sup>2</sup>)を与え、電磁弁を使ってタンクのパルプを開き、遠心載荷中の実験土層へ給水を行った。給水タンクの水量とタンクへ供給する空気圧を実験毎に一定とすることで実験時の河川水位の条件のバラつきを低減させた。越流した河川水位は堤内側で水位が発生しないよう模型堤防下部のスペースへ流下させ、このスペースから実験土槽の外へ排水した。表-1は模型堤防および支持地盤に使用した堤体材料の代表的な物性値のまとめである。また、図-3は本実験で使用した堤体材料の粒度分布を示している。堤体材料は珪砂4号と非塑性シルト質土を重量比で4:6に混合したものとした。この混合比の堤体材料は、筆者らが別途実施した無対策の堤体越流実験において<sup>3)</sup>、最も堤体の侵食速度が速いものを選定した。堤体の締固め度 $D_c$ はA-b法で得られた締固め曲線に対して $D_c = 95\%$ とした。また、含水比 $w$ は最適含水比 $w_{opt}$ とした。堤体は目標の $D_c$ となるよう1層20mmで所定の高さまで堤体材料を締固めて作製した。支持地盤は珪砂8号のみとして、相対密度 $D_r$ を $D_r = 90\%$ となるように空中落下法で作製した。



a) 左岸堤内地から撮影した決壊箇所



b) 川裏法面の被覆コンクリートの状況

図1 山口県における堤防決壊箇所



a) 左岸堤内地から撮影した決壊箇所



b) 下流側の決壊口の状況

図2 福岡県における堤防決壊箇所

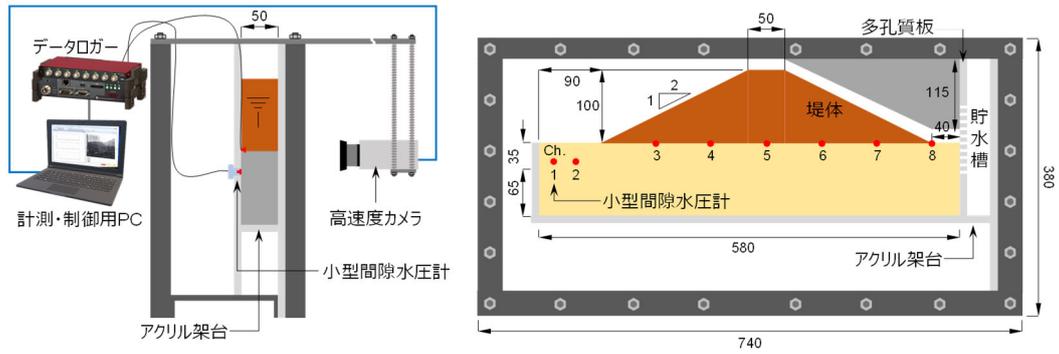


図-3 遠心模型実験に用いた実験土槽および模型堤防の概要

表-1 実験に使用した地盤材料の物性値のまとめ

地盤材料	土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	最大乾燥密度, $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	最適含水比, $w_{opt}$ (%)	最大間隙比, $e_{max}$	最小間隙比, $e_{min}$	平均粒径, $D_{50}$ (mm)
珪砂とシルトの混合土	2.54	1.78	13.8	-	-	0.05
珪砂 8号	2.66	-	-	1.31	0.75	0.29

本実験での被覆コンクリートは、実スケールで高さ0.25m、幅1m×1mのコンクリートブロックを想定して模型を作製した。

図-4は実験に用いた模型コンクリートブロックおよび法留工を示している。本実験では高橋ら<sup>2)</sup>の研究成果を参考に、模型コンクリートブロックはアクリル製とし、このアクリルの表面にコンクリートの比重に近くなるように計量した直径約2mm(実スケールで約0.4m)の鉛玉を張り付けた。本実験では基本的な検討して、模型コンクリートブロックおよび法留工表面と水の粗度の関係を統一するため、流水が作用すると予想される面に一様に鉛玉を張り付けた。このため、模型コンクリートブロックおよび法留工表面には鉛玉の凹凸があり、粗度が大きい状態にある。なお、模型コンクリートブロックがアクリル土槽と接する面には気密防水パッキンテープを貼り付け、局所的な水の流れを抑制した。コンクリートブロック間は連結・連節はしておらず、接触面の止水等は行っていない。次に本実験で使用した不織布は、遠心載荷実験における面状補強材の相似則の考え方を参考として、厚さ $t=0.5\text{mm}$ (荷重 $2\text{kN/m}^2$ 載荷時)、縦・横方向の引張強度 $T=2\text{kN/m}$ 、縦・横の伸び率 $\Delta L=60\%$ 、面内方向の通水性 $Q_v=10^{-2}\text{m}^2/\text{sec}$ 、垂直方向の通水性 $Q_v=10^{-3}\text{m}^2/\text{sec}$ の性能を持つものを選定した。不織布有りのケースでは、この不織布を模型コンクリートブロックの背面と、法留工の背面および底面まで継ぎ目を設定せず一様に敷設した。また、不織布とアクリル土槽の境界部からの局所的な河川水・浸透水の流入を抑制するために、不織布端部とアクリル土槽の隙間は粘土で間詰めを行った。

遠心模型実験では、模型の縮尺比に対応した重力加速度を遠心力によって与えることで、実大スケールにおける地盤内応力、間隙水圧、越流水の流速等を再現することができる。本実験では縮尺比1/20の模型堤防を作製しているため、遠心加速度は $20g$ とした。ここで $g$ は重力加速度である。遠心力場では地盤内の流体の浸透速度の相似比は $1/N^2$ となり、水の流速は $1/N$ となる。ここで $N$ は模型寸法比であり、本実験では $N=20$ となる。つまり、 $20g$ 場では地盤内の流体の浸透速度は現実の400倍、水の流速は現実の20倍となる。水の流速を模型実験で再現するためには、式(1)で示すフルード数 $F_r$ を満足させる必要がある。

$$F_r = v / (gL)^{0.5} \quad (1)$$

ここに、 $v$ は流速(m/s)、 $g$ は重力加速度( $\text{m/s}^2$ )、 $L$ は代表長さ(m)である。遠心力場では、 $g$ が $N$ 倍(本実験では20倍)となり、模型縮尺比は1/20としたため $L$ は $1/N$ 倍とするため、 $v$ の相似比は1となり、遠心場における模型と実物大換算した $v$ は相似則を満足することになる。つまり、遠心力場において流体として水を使った実験では流速の相似則を満足した状態となり、本実験のような越水に伴う地盤侵食の観察には好都合である。一方で、流体として水を使った場合には、地盤内の流体の浸透速度が $N^2$ 倍となり、現実よりも速くなる。このことから粘性流体を用いた遠心模型実験が提案されているが、この粘性流体が地盤侵食に与える影響が不明であることや、 $F_r$ の相似則を満足できなくなる可能性があるため、本実験では水を用いた。

実験中の計測項目は、間隙水圧計によって堤体内水位および河川水位の変化を把握した。また、実験土槽側面に取り付けた高速

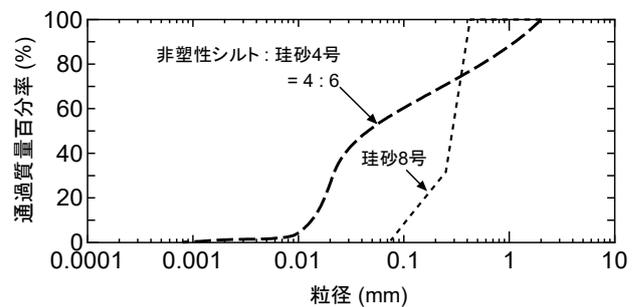


図-3 実験に用いた地盤材料の粒度分布

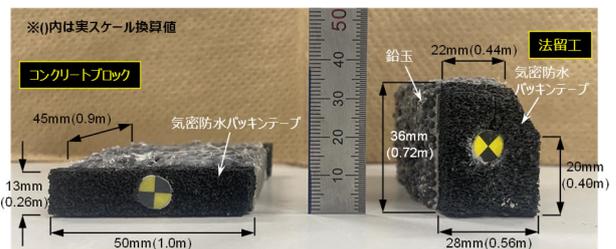


図-4 模型コンクリートブロックと法留工

度カメラによって越水時の裏法面および堤内地盤の地盤侵食・水理挙動の変化の把握を試み、4Kの解像度を持つwebカメラでは模型全体の変化を撮影した。なお、間隙水圧計は小型動的データロガーおよび計測・制御用ラップトップパソコンに接続されている。リモートデスクトップを利用して遠心載荷装置内に取り付けたラップトップパソコンを遠隔で操作することで、遠心載荷実験においても任意のタイミングで高速度カメラによる撮影を可能としている。なお、以下に示す結果は、特に断りが無い限りは相似則を適用して実スケール換算したものである。

### 3. 実験結果および考察

図-5は各実験ケースでの河川水位  $H_R$  の時間変化を示している。なお、図中の  $t$  は相似則を考慮して実時間換算した値である。この  $H_R$  の時間変化は、川表法尻付近に設置した間隙水圧計の計測値を圧力水頭  $h_w$  に換算し、この  $h_w$  に対して遠心力の载荷に伴う水面形状の変化量を補正することで表肩部付近の  $H_R$  の時間変化として推定した。なお、この補正による  $H_R$  と実験中の撮影画像からの判断した水位が概ね整合することは事前に確認している。 $H_R$  は実験ケースに依らずほぼ同様の時間変化となっているため本実験で採用した給水方法によって、20gの遠心場においても安定した河川水を設定できた。今回の実験では、越流前に被覆コンクリートが変状・崩壊したため、越流水は発生していない。

図-6は  $H_R$  が表法肩部に到達した時間からの模型堤防側面の撮影画像の時間変化を示している。両ケースで法留工の高さや幅が異なっているように見えるが、法留工側に貼り付けた気密防水パッキンテープの伸縮量が実験毎に若干異なるためであり、実験に使用した法留工は同様のものを使用している。なお、河川水は黄色で着色している。両ケースともに  $t = 5.0$  分の  $H_R$  が表法肩部に到達段階で浸潤線が堤体内へ進行している。 $t = 6.0$  分では両ケースともに法留工付近から河川水が噴出し、法留工前方の堤内地盤が洗掘されている。不織布有りのケースでは法留工が堤内地盤側へ傾斜し、法留工およびコンクリートブロック背面に発生した空間には着色水の存在が確認できる。一方で、不織布無しのケースでは法留工の傾斜は確認できないが、噴出している河川水は濁水であり、最下段とその上方のコンクリートブロック間および表層にも濁水が確認できる。さらに天端下部付近では堤体の侵食が確認できる。 $t = 6.5$  分には、不織布有りのケースでは法留工の前方への傾斜が進行し、川裏側の最下段のコンクリートブロックも堤内地盤側へ滑動している。不織布無しのケースでは、コンクリートブロックの間から濁水が噴出するとともに、裏法尻の最下段のコンクリートブロックは浮き上がるようなアップリフトする挙動を呈しており、コンクリートブロック背面には濁水が確認できる。図-7は高速度カメラ画像に対するPIV解析から得られたコンクリート

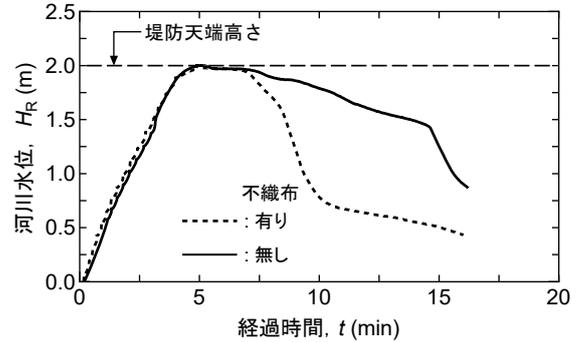


図-5 実験で与えた河川水位の時間変化

$t$ (分)	模型堤防側面の撮影画像
5.0	不織布有り 法留工、コンクリートブロック、浸潤領域、堤体、基礎地盤
	不織布無し 浸潤領域
6.0	不織布有り 着色水の噴出、浸潤領域
	不織布無し 堤内地盤の洗掘、濁水の噴出、天端下での堤体侵食
6.5	不織布有り 法留工が傾斜
	不織布無し 堤体侵食の進行、コンクリートブロックのアップリフト
8.0	不織布有り 法留工の下部でのパイピング
	不織布無し 法留工が完全に転倒、濁水が大量に噴出、堤体侵食のさらなる進行

図-6 模型堤防の変状・破壊プロセス

ブロックがアップリフトした時間帯での流速ベクトル分布を示している。コンクリートブロック背面が濁水のため濃度が少ないことで PIV 解析の精度は高くないが、アップリフトが発生したコンクリートブロック背面には上向きの流れが発生していることがわかる。また、裏法尻付近でも速い流速が確認でき、これによって堤防天端付近の堤体の侵食範囲は拡大したと考えられる。さらに時間が進行した  $t = 8.0$  分では、不織布有りのケースでは最下段のコンクリートブロックの堤内地側への滑动に伴い、その上部のコンクリートブロックも

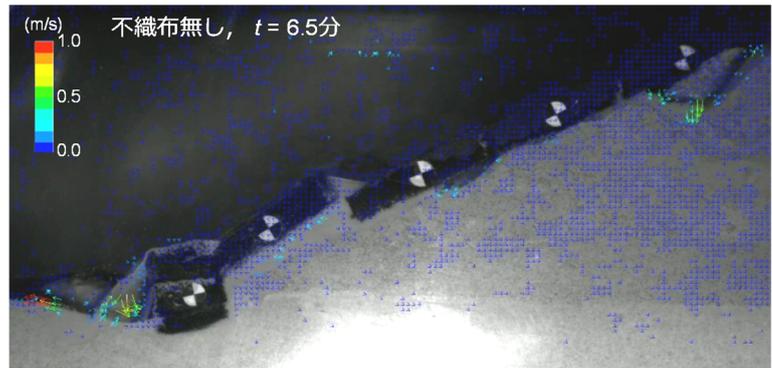


図-7 コンクリートブロックがアップリフトしたときの流速ベクトル分布

堤内地盤側へ滑动している。法留工底部ではパイピングによる堤内地盤側への土砂移動が確認できた。不織布無しのケースでは、法留工が完全に転倒しており、法留工とコンクリートブロックの間にできた隙間から大量の濁水が噴出している。堤体の侵食範囲は裏法面全体に拡大し、裏法面に設置したすべてのコンクリートブロックで変状が確認できる。以上の結果から、不織布有りのケースでは堤体土の侵食は抑制されているが、コンクリートブロック背面を通ってきた河川水が裏法尻付近で噴出し、法留工前面の堤内地盤で洗掘が発生した。その後、法留工は堤内地盤側へ転倒し、これに伴ってその上方のコンクリートブロックが川裏法尻方向へ滑动した。一方で、不織布無しのケースでは、裏法尻付近から濁水が噴出するとともにコンクリートブロック背面の堤体侵食が発生した。さらに最下段のコンクリートブロックは上向きの流速によってアップリフトし、最終的には法留工の転倒に伴って発生したコンクリートブロックと法留工の隙間から大量の濁水が噴出し、堤体の侵食が急速に進行した。このことからコンクリートブロック背面の不織布は堤体土の流出を防止し、堤体の侵食を抑制する効果を発揮できると言える。図-8は実験中の各箇所計測した間隙水圧の増分値  $\Delta u_w$  の時間変化を示している。  $H_R$  が最大値となるまでの  $\Delta u_w$  は不織布の有無に依らず同様の傾向を示すものの、  $H_R$  が最大値となった以降は不織布有りのケースで裏法尻付近での  $\Delta u_w$  が急激に上昇している。この原因として不織布の目詰まり等の影響が考えられるが、いずれにしても不織布有りのケースでは表面被覆型の越水に対して粘り強い堤防構造の技術資料<sup>り</sup>で推奨されている裏法尻のドレーン工に準ずる排水設備が必要と言える。なお、不織布有りのケースでは実験終了後に丁寧に不織布を取り出して入念に観察したが、不織布には目立った損傷は確認できなかった。このことから不織布有りのケースでは法留工やコンクリートブロックなどの部材の変形が進行した状態でも、堤体土の吸出しを防止する機能は発揮できていたと推察される。

#### 4. まとめ

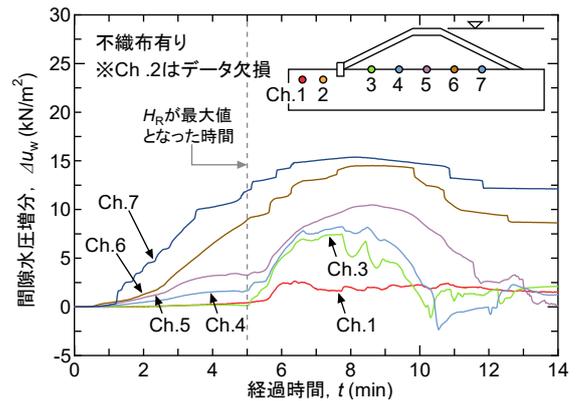
本研究では、実地盤の応力状態を再現可能な遠心模型実験によって表面被覆型強化堤防における被覆コンクリート背面の不織布の有無に着目し、高水位を作用させた際の堤防変状過程の観察を行った。不織布有りのケースでは、川裏法尻付近から河川水が噴出したが、水は濁水となっていなかった。また、法留工の傾斜とコンクリートブロックの滑动は確認できたものの、明確な堤体の侵食は確認できなかった。一方で、不織布無しのケースでは堤内地盤へ転倒した法留工とコンクリートブロックの間に発生した隙間から大量の濁水が噴出するとともに、コンクリートブロック背面の堤体が侵食された。なお、本実験での法留工の安定性は、公表されている技術資料<sup>り</sup>を基にした計算では、滑动・転倒に対する安全率  $F_s \geq 1.5$  を満足している。このことから本実験での法留工の転倒の要因は技術資料では考慮されていない堤体内の浸透水等の影響が考えられ、今後詳細に検討する予定である。

#### 謝辞

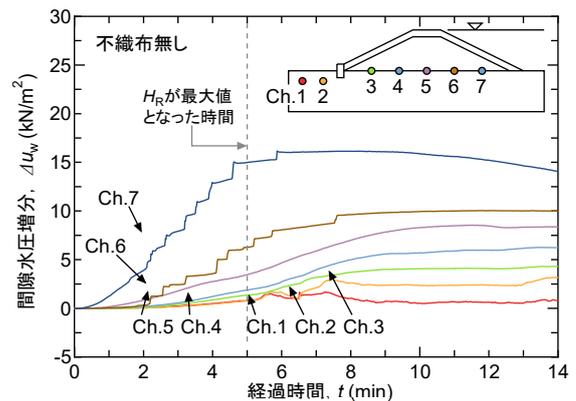
本研究は科研費 23H01663、土科学センター財団、上田記念財団からの研究助成を受けて実施した。また、実験に用いた不織布は東京インキ株式会社との原田道幸 博士と川俣さくら氏より快く提供を受けた。末筆ながら記して深甚なる謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省, 国土技術政策総合研究所, 土木研究所: 粘り強い河川堤防の構造検討に係る 技術資料(案), 2023.
- 2) 高橋ら: 越流と浸透の複合作用を受けた三面張り堤防の遠心力場での破壊実験, 土木学会論文集B2(海岸工学), Vol.71, No.1, pp.42-51, 2015.



a) 不織布有り



b) 不織布無し

図-8 間隙水圧増分の時間変化

# セメント・短繊維材を用いた堤防法面補強土工法の遠心力場における越水実験

越水 原位置改良 セメント 短繊維材

東洋建設(株) 正会員 ○大熊広樹 宮本順司 牧野凌弥 山崎智弘

## 1. はじめに

近年の巨大台風や線状降水帯等による集中豪雨の影響で河川堤防の決壊が相次いでいる。令和元年東日本台風では全国で 142 箇所の河川堤防が決壊し、決壊した堤防の 86%は越水によるものであり<sup>1)</sup>、越水した場合でも決壊しにくく、堤防が決壊するまでの時間を少しでも長くする「粘り強い河川堤防」の整備が求められている<sup>2)</sup>。筆者らは、河川堤防の裏法面および表法面を、現地の土を利用して、汎用の混合プラントと攪拌バケットを用いて薄層にて原位置改良して法面補強することで、耐浸透機能、耐侵食機能を確保する堤防法面補強土工法の開発を行っている<sup>3)</sup>。本工法の特徴は、堤防を原位置改良すること、材料に短繊維材を添加していることである。ただし、本工法を実務に適用するためには、定量的な評価を検証することが課題である。本研究の目的は、本工法で補強した堤防を模擬した堤防模型にて遠心力場で越水する実験を行い、越水に対する粘り強さや短繊維材の効果を検証することである。

## 2. 遠心力場での越水実験

### 2-1. 実験方法

ドラム型遠心載荷装置（半径 1.1m，東洋建設(株)鳴尾研究所保有）の円筒容器を図-1 示す。円筒容器が高速回転することで、遠心力によって堤防模型に実応力を作用させることができ、実規模の堤防の挙動を検証することができる。水中ポンプにより円筒水路内の水を循環させ、持続した越水を堤防に作用させることができる。遠心加速度 50G 場で実験を行った。堤防模型の詳細を図-2 に示す。堤防は半断面で堤高 10cm，天端幅 10cm，法勾配 1:2 である。これは実規模に換算すると堤高 5m，天端幅 5m である。補強土は天端と法面の表面に厚さ 5mm（実規模 25cm）で設けた。基礎地盤は厚さ 5cm の砂地盤であるが、法尻先の平坦地盤は碎石（粒径 3-6mm）とした。本研究では、天端と法面の補強効果を確認することを目的としているので、法尻先の侵食等は発生しない構造とするためである。また、越水に対する粘り強さを確認することを目的としているので、河川から堤体内部への水の浸透を考慮しない。そのため堤体内部へ水が浸透しないように遮水性能を有した仕切り板を堤防模型の端面に垂直に設置した。ただし、実構造では浸透対策のため、法尻にドレンの設置を想定している。実際にはその法尻補強効果も期待できることから、模型においても法尻補強の点から、高さ 0.5m，法勾配 1:2，根入れ長 3m の 1/50 縮尺模型のドレン材（粒径 3-6mm の碎石とセメントによる多孔質で通水性のあるポーラスコンクリート）を設置した。

堤体および基礎地盤の材料は、東北珪砂 8 号と DL クレイを 5:1 の割合で混合したものを使用した。突固めによる土の締固め試験方法（JISA1210:2020，A-a 法）にて得られた最適含水比（ $w_{opt}=20\%$ ）となるよう水を加えてミキサーで攪拌し、突き固めて作成した。締固め度は、土の締固め試験により得られた最大乾燥密度の 90~93%となった。補強土は、堤体と同一の材料に、セメント（普通ポルトランドセメント）を添加、あるいは、セメント、短繊維材を添加してミキサーにて攪拌し、堤防天端および法面の表面に設置し所定の厚さになるように突き固めた。使用した短繊維材は長さを

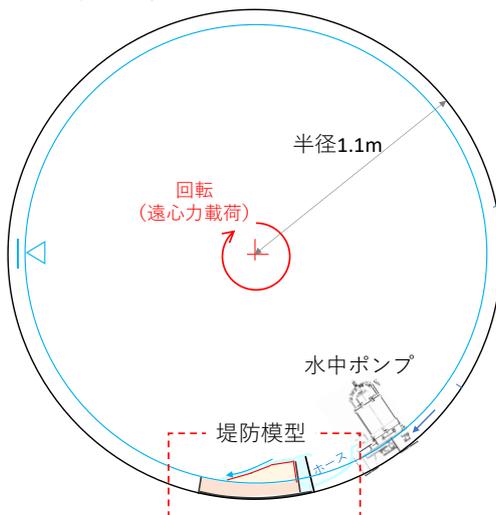


図-1 ドラム型遠心載荷装置の円筒容器の断面

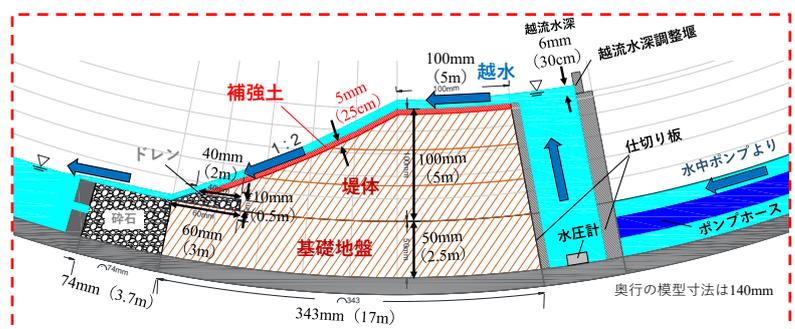


図-2 堤防模型断面（数字：模型寸法，（）内実規模換算値）

Experiments on overtopping of reinforced soil method for embankment slop with cement and short fiber in a centrifugal force field

Hiroyuki OGUMA, Junji MIYAMOTO (Toyo Construction)  
Ryoya MAKINO (Toyo Construction)  
Tomohiro YAMASAKI (Toyo Construction)

表-1 実験ケースおよび結果

Case	補強土条件					結果	
	短繊維材の有無	含水比 W/S (%)	最大圧縮強度 $q_{uMAX}$ (kN/m <sup>2</sup> )			破堤するまでの実規模時間 (hour) *3 時間以上の場合は破堤せず	実験後の補強土表面の観察結果
			1	2	ave		
blank	-	-	-	-	-	0.08	
①	無	20	62	63	62	0.14	
②	無	20	84	127	106	0.68	
③	無	20	122	138	130	0.96	
④	無	20	130	134	132	破堤せず	侵食跡・ひび割れ有
⑤	無	20	137	144	140	破堤せず	侵食跡・ひび割れ有
⑥	無	20	137	152	144	破堤せず	侵食跡・ひび割れ有
⑦	無	20	173	198	185	破堤せず	ひび割れ有
⑧	無	20	185	235	210	破堤せず	ひび割れ有
⑨	無	20	332	399	366	破堤せず	変化無し
⑩	有	25	70	72	71	0.15	
⑪	有	25	90	94	92	2.25	
⑫	有	25	108	119	114	破堤せず	侵食跡有



図-3 長さ 0.3-1.0mm に切断した短繊維材（麻繊維）

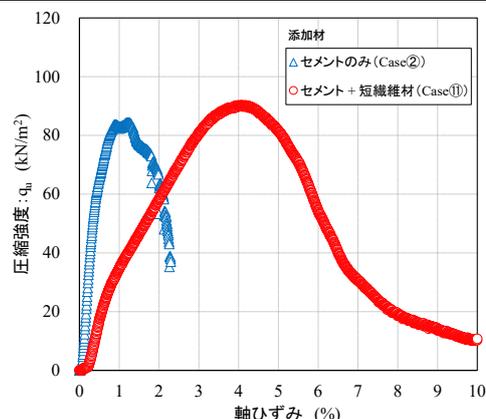


図-4 補強土の短繊維材の有無の  
応力-ひずみ曲線の違い  
(一軸圧縮試験結果, Case②, ⑪)

0.3~1.0mm に切断したパルプ状の麻繊維（黄麻 100%，バングラデシュ産，密度 1.25g/cm<sup>3</sup>）とし，補強土体積の 0.6% を添加した。図-3 に切断した短繊維材を示す。堤防模型および補強土を作成した後，これらをラップで覆い，気中養生を行い，翌日に越水実験を行った。

水中ポンプにより堤体に越水を発生させた。すなわち水中ポンプを用いて仕切り板に囲まれたエリア内に水を供給することで，その水位が上昇し堤防裏法面方向に越水させた。越流水深を 6mm（実規模 30cm）以上となるように，水中ポンプにインバータを接続しダイヤルで制御した。なお，越流水深は，目盛りによる目視および仕切り板で囲まれたエリアの底に設置した水圧計により確認した。

実験では，越水を 3.6 分（実規模時間 3 時間）の間継続させ，堤防の側面および平面を高速カメラで録画し，越水に伴う補強土や堤体の状態を観察した。越水を開始してから補強土が侵食等によって壊れるなどして堤体材料が流出し，堤防天端が壊れるかあるいは流失して所定の堤高（5m）を確保しなくなったときに破堤と定義した。越水開始から破堤までの時間を計測し，破堤しなかったケースについても実験後に堤防模型表面を観察した。

## 2-2. 実験ケース

実験ケースを表-1 に示す。添加するセメントの量を変えることにより，補強土の強度を変えて実験を行った。また，短繊維材を添加したケースも同様に補強土の強度を変えて実験を行った。補強土の強度を確かめるために，堤防模型の補強土作成と同時に  $\phi 50 \times 100$ mm の供試体（n=2）を作成し，ラップで覆って気中養生を行い，翌日の越水実験と並行して，土の一軸圧縮試験（JIS A 1216）を実施した。補強土の短繊維材の有無による一軸圧縮試験での応力-ひずみ曲線の違いを図-4 に示す。セメントのみ添加の補強土ではピーク時のひずみが約 1% に対してセメントと短繊維材を添加した補強土ではピーク時のひずみが約 4% となり，短繊維材を添加した補強土は残留強度があることがわかる。

### 3. 結果・考察

#### 3-1. 越水による堤防の破壊のプロセス

越水による堤防の破壊の様子を各実験で観察した。代表的な結果として Case②の破堤の様子を図-5に示す。越水開始から約 0.20 時間で補強土にひび割れが発生し (図-(c))、越水開始から約 0.34 時間後に法尻付近のひび割れ箇所を起点に補強土の侵食が始まった (図-(d))。越水開始から約 0.40 時間後、法尻付近の補強土の一部が欠損し、堤体材料が吸い出された (図-(e))。その後、吸出しによる破壊が法肩方向へ進行し、越水開始から 0.60 時間後、法面全体が流出し (図-(f))、越水開始から 0.68 時間で破堤した (図-(g))。その他の破堤した Case も概ねこのような破壊の様子であった。ただし、補強土を設けない Case (blank) や強度が著しく低い Case①, ⑩では、越水が開始後、法尻付近の補強土から急速に侵食され、補強土にひび割れが発生することなく急激に破壊が進行し破堤に至った。また、短繊維材を添加した Case⑪では、3 時間以内に破堤したが、ひび割れが発生することがなかったため、上述したようなひび割れを起点とした侵食からの破壊の進行ではなく、法尻から順に破壊が進行した。Case④~⑨, ⑫は越水を 3 時間続けても破堤しなかった。ただし、実験後に補強土表面を観察したところ、ほとんどの Case で侵食跡やひび割れが観察された。

#### 3-2. 補強土の強さと堤防の持続時間の関係

各 Case の破堤するまでの実時間は表-1 に示している。また越水に対して 3 時間以上持続し破堤しなかった Case に関しては、実験後の補強土表面の観察結果も同表に示している。補強土の強さと堤防の持続時間の関係を図-6に示す。ここで、補強土の強さとは表-1 の最大圧縮強度： $q_{uMAX}$  の平均値である。堤防の持続時間とは越水を開始してから破堤するまでの実時間である。セメントのみ添加した補強土の結果を見る (△印)。補強土の強さが  $60\text{kN/m}^2$  程度までは、補強土の効果はない。強度が  $60\text{kN/m}^2$  を超えると徐々に補強土の効果が見え、持続時間が増加している。強度が  $130\text{kN/m}^2$  を超えると、効果が急増し、3 時間以上の持続となっている。このことからこの実験では、強度  $130\text{kN/m}^2$  程度以上が越水に対する必要強度である。次にセメントと短繊維材を添加した補強土の結果を見る (○印)。補強土の強さが  $70\text{kN/m}^2$  程度までは、補強土の効果はない。これはセメントのみ添加した補強土の場合と同じである。しかし、短繊維材を添加した場合は、強度が  $90\text{kN/m}^2$  程度では効果が急増しており、強度が  $115\text{kN/m}^2$  を超えると、3 時間以上の持続となっている。このことから短繊維材の効果がわかり、セメントのみの場合より粘り強くなっていることが確認された (図-6 中の囲まれた領域)。このメカニズムとしては、セメントが固化する際に短繊維材が土粒子と固結することによって、越水などの外力に対するひび割れの発生を抑制し、ひび割れ箇所を起点とした侵食を抑制したためだと考えられる。

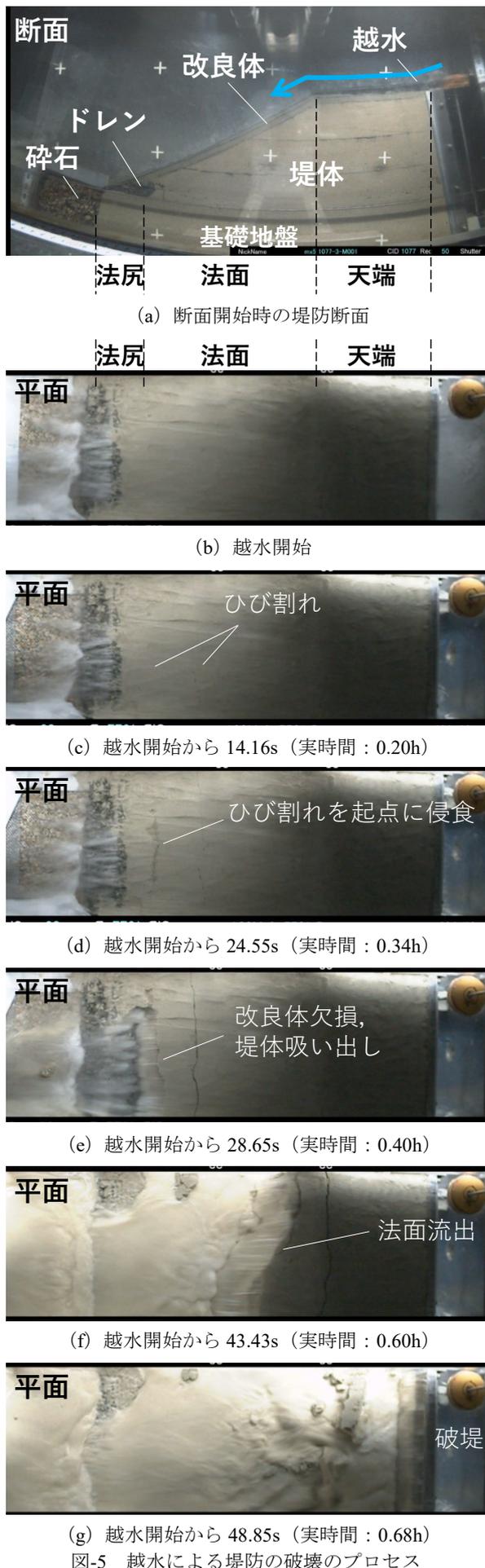


図-5 越水による堤防の破壊のプロセス

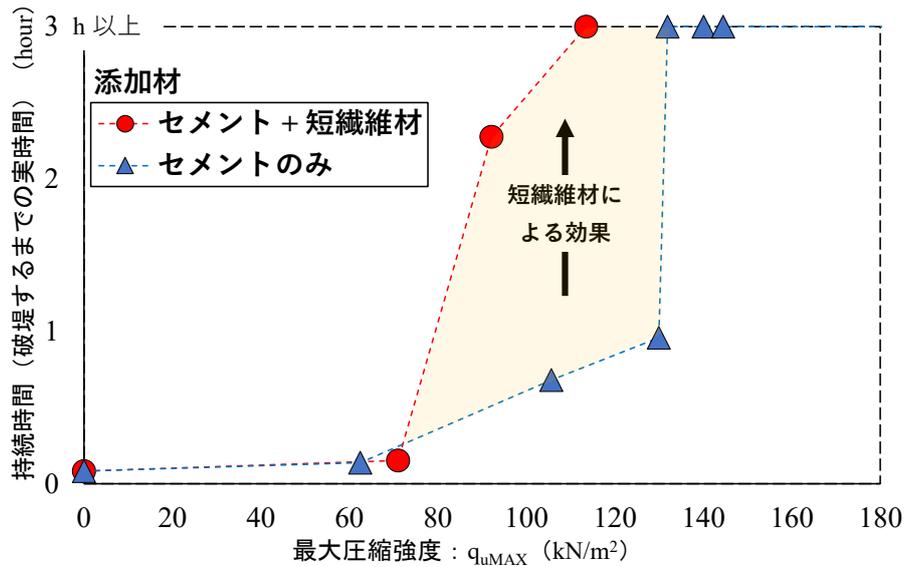


図-6 補強土の強さと堤防の持続時間の関係

#### 4. まとめ

本研究では、セメント・短繊維材で補強した堤防の堤防模型（実規模：堤高 5m，天端幅 5m，法勾配 1:2）に対して，遠心力場 50G で越水実験を行い，越水（越流水深 30cm）による破堤状況や補強土の効果を検証した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 補強土がある場合の破堤メカニズムを観察した。越水開始後，法尻付近が侵食され，補強土部分が流出した後，堤体材料が吸い出され，吸出しによる破壊は法肩方向へ進行し，破堤に至る。
- (2) 補強土の強さが  $70\text{kN/m}^2$  程度までは，補強土の効果はない。セメントのみ添加した補強土の場合，強度が  $130\text{kN/m}^2$  を超えると，効果が急増し，3 時間以上の持続となったことから，強度  $130\text{kN/m}^2$  程度以上が越水に対する必要強度である。一方で，セメントと短繊維材を添加した補強土の場合，強度が  $90\text{kN/m}^2$  程度では効果が急増しており，強度が  $115\text{kN/m}^2$  を超えると 3 時間以上の持続となった。
- (3) セメントのみ添加した補強土よりもセメントと短繊維材を添加した補強土が粘り強くなっていることが確認できた。これは，セメントが固化する際に短繊維材が土粒子と固結することによって，越水などの外力に対するひび割れの発生を抑制し，ひび割れ箇所を起点とした侵食を抑制したためと考えられる。
- (4) 今後の課題としては，本研究では，実規模：堤高 5m，天端幅 5m，法勾配 1:2 の堤体に対する補強土の必要強度を検証したが，他の大きさや形状の堤体への適用についても検証する必要がある。また，補強土の耐久性や基礎地盤および堤体の変形に対する追従性，堤体とのなじみなどを検証していく。

#### [参考文献]

- 1) 国土交通省：令和元年台風第 19 号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会報告書，2020.
- 2) 国土交通省：第 2 回河川堤防の強化に関する技術検討会資料，2023.3.1.
- 3) 大熊広樹，ヘムラムラヴ，山崎智弘：堤防法面補強土材の配合設計と現地適用実験，河川技術に関するシンポジウム，第 28 巻，pp79-84，2022.6.

# 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3-堤体の変状に関する一考察-

鋼矢板 河川堤防 越水

日本製鉄 正会員 ○持田 祐輔 石濱 吉郎  
京都大学 国際会員 藤澤 和謙  
東京工業大学 国際会員 高橋 章浩

## 1. はじめに

近年、豪雨の激甚化は顕著であり、2019年台風19号に代表されるように河川堤防が越水により決壊する被害が頻発している。これら被害を軽減すべく、越水した場合でも決壊するまでの時間を少しでも長くするなどの減災効果を発揮する「粘り強い河川堤防」の検討が国土交通省を中心に進められている<sup>1)</sup>。

この具体構造の1つとして鋼矢板二重壁が挙げられる。しかし鋼矢板二重壁により補強された河川堤防の越水発生時における変状機構は明らかでない。これは、変状機構が様々な要素が絡みあった複雑な現象であるためであり、これに対する基礎的知見を蓄積するため越水時における変状について抽出・観察を行った。これにより、単に変状のみを評価する事後的な対策でなく予防保全の考え方を取り入れた健全度評価に繋がると考えられる<sup>2)</sup>。

一方、特殊堤を除いては鋼矢板二重壁が河川堤防へ設置された事例はほぼ無く、越流現象の履歴を有する箇所は存在していない。そこで、模型実験により鋼矢板で補強された河川堤防の越水時挙動を再現し、敢えて安定性を低下させた条件を設定することで、変状を調べた。

## 2. 越水発生時の鋼矢板二重壁の挙動再現

図1に模型実験のセットアップを示す。堤高6m、天端幅6m、のり面勾配1:2の堤防をプロトタイプに1/15モデルの模型堤防を用いて実験した。なお、本実験条件では安全側の評価をすることを狙いとし天端被覆材は設置していない。図2は給水計画を示しており、技術開発上の目安とされる越流水深30cmが3時間継続する越流規模<sup>3)</sup>に相当する模型換算の越流現象を経て、その規模を段階的に増加させた。その他の実験条件の詳細は既報<sup>4)</sup>を参照されたい。

表1に各ケースの実験条件を示す。ケース名のELの後の数字が鋼矢板の根入れ長を、tの後の数字が板厚を示している。EL500t6の仕様は仮締切マニュアル<sup>4)</sup>に基づいた設計計算より設定した。その際、河川水位は400mm、川裏側の設計地盤については洗掘を考慮し地表面より100mm低いと仮定して安全率を満足するように設計した。曲げ剛性の実物換算値は23528[cm<sup>4</sup>/m]でありハット形鋼矢板25H型の曲げ剛性に相当する。この条件を基準に根入れ長や曲げ剛性を变化させた実験条件とした。

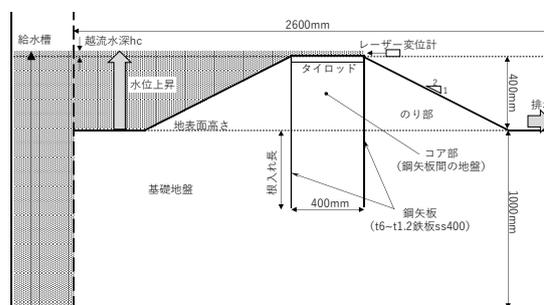


図1 実験セットアップ

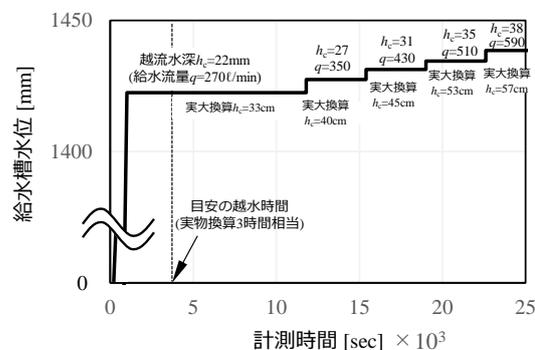


図2 越水計画 (給水槽水位の変化)

表1 実験ケース

ケース名	模型実験条件		実大換算条件	
	根入れ長 [mm]	曲げ剛性 [cm <sup>4</sup> /m]	根入れ長 [m]	曲げ剛性 [cm <sup>4</sup> /m]
EL500t6 <sup>**</sup>	500	1.8	7.5	23528
EL300t6	300	1.8	4.5	23528
EL100t6	100	1.8	1.5	23528
EL1000t2.3	1000	0.1	15	1325
EL1000t1.6	1000	0.034	15	446
EL1000t1.2	1000	0.014	15	188

### 3. 鋼矢板二重壁の越水時における変状の観察

表 2に示す通り本報で生じた変状 4 段階に分類し整理した。Stage 1 は増水により川表側の水位が上昇し、越水が開始された状態とした。越水開始と共に越流水が川裏側のり面上を流れることで侵食が生じた。Stage 2 は越流が継続し川裏のり面の侵食が進み全て消失した段階とした。のり面が消失した後、越流水が基礎地盤を洗掘現象が確認されており、これを Stage 3 とした。Stage 3 の中でも目安である越流水深 30cm・3 時間相当において確認された現象とそれ以上の越水規模で確認された現象とを分けて整理した。Stage 4 は越水時の終局状態とし、堤体地盤の大半が流出するなど堤体がほぼ消失する「決壊」した状態を想定した。表 1に示すケースにおいてはいずれも Stage 4 には至らなかった。

次に代表的なケースとして EL500t6 および、根入れ長の不足、剛性の不足により安定性を低下させたケースである EL300t6、EL1000t1.6 に着目し、そのプロセスを説明する。上記ケースの各ステージにおいて土槽側方から撮影した写真を図 3に示す。EL500t6 では技術開発上の目安である越流水深 30cm・3 時間相当(模型実験条件の  $3.8 \times 10^3$  秒)のタイミングにおいては、洗掘深さが約 100mm に達したところで定常化した。このとき鋼矢板二重壁にはほぼ変形が生じておらず、堤高の低下も見られなかった。その後越流規模を 38mm(実大換算約 57cm)まで拡大し、実験最終状態においては洗掘深さが約 200mm に達したが、この段階においても鋼矢板二重壁の変形や堤高の低下は生じなかった。また、本実験条件では天端被覆材はモデル化していないため、実験の最終段階においては天端部分に若干の侵食が確認された。

設計根入れ長の 3/5 倍の根入れ長を有する EL300t6 においては、Stage 2 までに変形はほぼ生じていない。また Stage 3 の越流水深 30cm・3 時間相当のタイミングでは EL500t6 同様に川裏側地盤が 100mm 程度まで洗掘されたものの、ほぼ変形は発生せず堤高の低下も見られなかった。越流水深を 27mm(実大換算約 40cm 相当)まで上昇させた段階では水平方向に変形が拡大するものの、堤高の低下は限定的であった。更に越流水深を 31mm(実大換算約 45cm 相当)まで増加させたところで川裏側鋼矢板の傾斜拡大に伴いコア部にせん断面が生じた。またこの時タイ材に生じる軸力が急激に低下する様子が確認された。なお、設計根入れ長の 1/5 の根入れ長とした EL100t6 については、川裏側の鋼矢板の下端が川裏側へ跳ね上げ、鋼矢板二重壁がハの字型に変形する変状が見られた。

設計必要剛性の 1/50 の剛性とした EL1000t1.6 においても、Stage 2 ではほぼ変形が生じていない。Stage 3 の目安時間までにコア部にせん断面が生じ、川裏側鋼矢板がコア部上段の土を支える形で孕みだす変形が生じたが河川側(給水槽)の水位は計画通り保たれた。なお、設計必要剛性の約 1/100 の剛性を有する EL1000t1.2 については目安時間までに川裏側の鋼矢板に降伏が生じた。

表 3に各ケースにおける目安時間の状態と実験終了時の状態およびその状態に至るまでに要した時間を示す(計測時間 1000 秒にて越水開始)。堤高にほぼ変化が見られなかった場合と、若干の堤高の低下(95%程度まで)は確認されるものの給水量を増加させることで計画通りの越水を生じさせることができた場合については「安定」と記載した。それ以外の場合については「不安定化」と記載しており、その際に見られた現象も併記した。

上述した各条件における変状に関する知見を基に変状連鎖図として整理した結果を図 3に示す。変状連鎖図においては、鋼矢板で補強された部位を川表鋼矢板、天端、タイ材、川裏鋼矢板、川裏のり部に分類した。

表 2 変状の進展段階

段階	説明
Stage 1	増水～軽微な越水(のり面侵食)
Stage 2	越流継続(川裏のり部の消失)
Stage 3	基礎地盤洗掘
Stage 4	終局

表 3 実験終了時の状態

ケース名	目安時間の状態 (模型実験条件 $3.8 \times 10^3$ 秒 実大換算:3700 秒)	実験終了時の状態	不安定化に至った時間	
			模型実験条件	実大換算 ( )は越流水深
EL500t6*	安定	安定	-	-
EL300t6	安定	不安定化(コア部せん断破壊)	$18.0 \times 10^3$ 秒	19.4 時間 (45cm 相当)
EL100t6	不安定化 (川裏側鋼矢板の下端が川裏側へ跳ね上げ)		$1.9 \times 10^3$ 秒	2.0 時間 (30cm 相当)
EL1000t2.3	安定	安定	-	-
EL1000t1.6	安定	不安定化 (変形:大)	$17.0 \times 10^3$ 秒	18.3 時間 (40cm 相当)
EL1000t1.2	不安定化 (変形:大_川裏側鋼矢板の降伏)		$1.8 \times 10^3$ 秒	1.9 時間 (30cm 相当)

ケース名	EL500t6	EL300t6	EL1000t1.6
Stage 2			
Stage 3 (越流水深 30cm <sup>3</sup> 時 間相当)			
Stage 3 (越流水深 30cm を 超える越 流水深)			

図 3 各ステージにおける変状

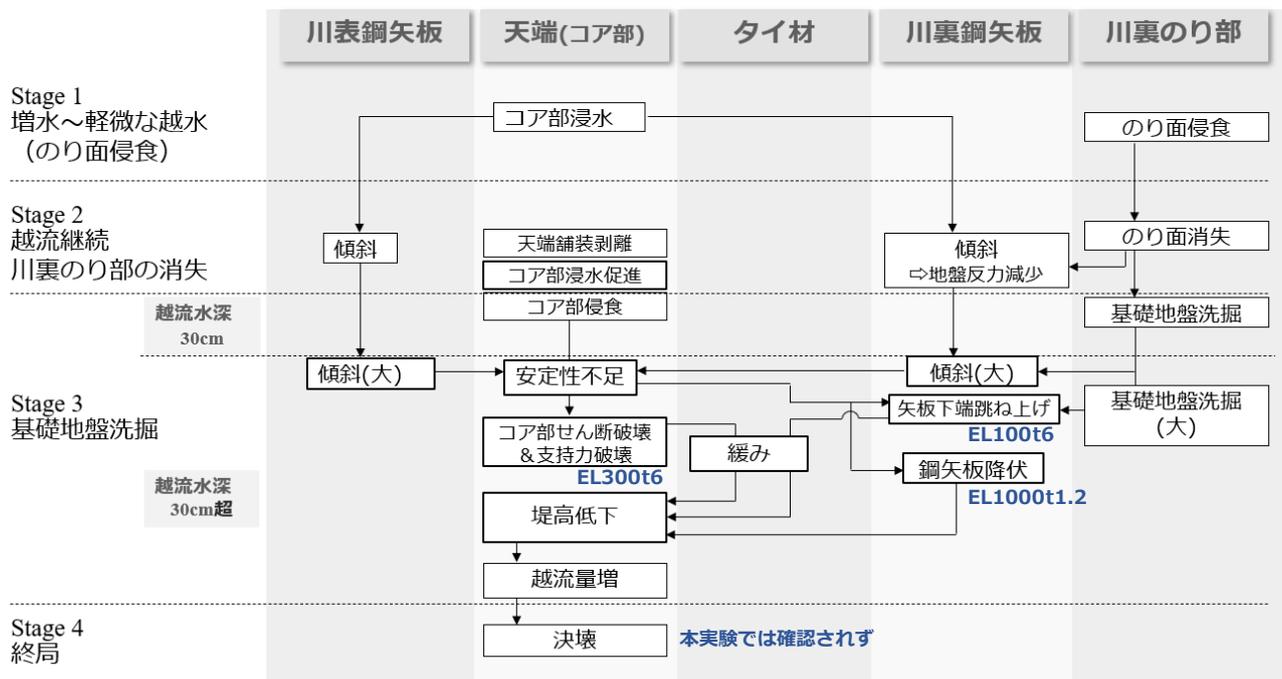


図 4 変状連鎖図

#### 4.まとめ

越水に対する「粘り強い河川堤防」の具体構造として鋼矢板二重壁に着目し、越水時の変状機構に対する基礎的知見を蓄積するため変状について抽出・観察を行った。変状のプロセスを明らかにすることを目的とした模型実験において、越水洗掘時(越流水深 30cm・3 時間相当)に安定計算上安定すると想定される仕様の EL500t6 に対し、鋼矢板の根入れ長と剛性(板厚)を低減させ越流規模も拡大させることで敢えて安定性を低下させた条件を設定し、変状を調べた。実験により得られた知見・成果を以下に示す。

- EL500t6 に対し、目安の越流規模である越流水深 30cm・3 時間相当の越流を作用させた場合には川裏側の基盤部で洗掘が発生するものの鋼矢板二重壁に変形が生じず堤高も保たれた。また越流規模を拡大させた条件においても本実験で与えた越流規模においては鋼矢板二重壁が変形することなく粘り強く抵抗した。
- 鋼矢板二重壁の根入れ長を EL500t6 よりも短くした条件においては Stage 2 の段階までには変形は生じなかった。Stage 3 においては越流水深 30cm 相当においては鋼矢板に傾斜が生じるものの河川水位を保持でき安定した。その後越流水深を拡大することで不安定化に至っており、その際にはタイ材の軸力が引張状態にはあるものの急激に低下することが確認された。
- 鋼矢板二重壁の剛性が不足する条件においては、川裏側鋼矢板がコア部から力を受けることで孕み出すような変形が生じた。越流水深 30cm を超えた越流規模において不安定化に達した。
- 上記知見を含め越水時の状態変化を整理した変状連鎖図を提示した。本知見を鋼矢板二重壁構造で対策された堤体の、長期安定性を保持するための点検・維持管理の一助とすべく、今後は初期変状や地震時も含めた総合的な変状連鎖を得ることに取り組む。

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令和 3 年委託研究「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) (一社)建設コンサルタンツ協会 近畿支部, 公共土木施設の維持管理に関する研究委員会河川分科会護岸 WG:河川護岸維持管理マニュアル(案), 公共土木施設の維持管理に関する研究委員会報告書, 2012.
- 3) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室, 国立研究開発法人 土木研究所 地質・地盤研究グループ(土質・振動), 粘り強い河川堤防の構造検討に係る技術資料(案), 2022
- 4) (財)国土技術研究センター編. 鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル, 山海堂, 2000.

# 鋼矢板二重壁構造で補強された河川堤防の越水の影響に関する小型水理模型実験

河川堤防 越水 模型実験

土木研究所 国 ○ 栢原結香  
 日本工営（元土木研究所） 正 西村圭右  
 土木研究所 正 野村竜矢 国 石原雅規  
 土木研究所 国 佐々木哲也

## 1. はじめに

令和元年東日本台風以降、越水に対して粘り強い性能を持った河川堤防の構造が検討されている。粘り強い河川堤防の構造の一つとして、鋼矢板二重壁を堤防内に設置することで、堤防内に自立部を設けた構造（以下、自立型（鋼矢板二重壁））が想定されている。この構造は、基礎地盤の洗掘の影響等、未解明な点が多い。

この構造の越水による壊れ方を考えると、基礎地盤の洗掘による影響や、変形に伴う盛土と鋼矢板間の隙間の影響等が考えられる。そこで、本研究では、自立型（鋼矢板二重壁）の越水による壊れ方を確認するため、小型水理模型実験を実施した。本稿では、堤体模型の越水による形状変化、地盤内の間隙水圧、矢板の変形に関して検討した結果を報告する。

## 2. 実験概要

実験水路内に、堤体模型および基礎地盤を作製し、堤体模型上流の水位を制御した状態で、堤体模型を越水させたときの模型の形状変化の観察、間隙水圧、矢板のひずみの計測を行った。実験水路寸法は、長さ 2m、奥行 0.3m、高さ 0.5m である。水路下流に水槽があり、ポンプで水槽の水を循環させる構造である。越流水深の制御は、模型上流側に水圧計を設置し、上流側の水位が所定の水位となるようにコンピュータでインバータを制御することで行った。

実験ケースは 2 ケースであり、図-1 のような同形状の模型に対して、異なる通水条件で実験を行った。堤体模型寸法は、堤体高 100mm、天端幅 100mm、法勾配 1:2 である。使用試料は、山砂 ( $\rho_s=2.678(\text{Mg}/\text{m}^3)$ ,  $D_{\max}=4.75\text{mm}$ ,  $D_{50}=0.229\text{mm}$ ,  $U_c=8.76$ ,  $\rho_{\text{dmax}}=1.665\text{Mg}/\text{m}^3(1.0E_c)$ ) である。基礎地盤および堤体は ( $D_c$ ) $_{1.0E_c}=90\%$  で作製した。図-1 のように、矢板下端は水路底面から 30mm 上にあり、川裏盛土下に水叩きを設けた。矢板（SUS 製、 $99.5\pm 0.5\times 380\times 0.8\text{mm}\times 3$  枚）は水路奥行方向に 3 分割し、上下流の矢板 1 組あたり 2 本のタイロッドで固定した。矢板間および矢板・水路壁面間は、上流側から薄いフィルムをグリスで貼り付けて止水した。天端保護工（SUS 製、 $98\times 99.5\pm 0.5\times 6\text{mm}\times 3$  枚）は矢板上端と天端保護工上面が一致するように、水叩き（SUS 製、 $100\times 99.5\pm 0.5\times 6\text{mm}\times 3$  枚）は、水叩き上面と基礎地盤表面が一致するように設置した。

実験は次の手順で行った。模型作製後、越水実験開始前に基礎地盤表面に水位を維持し、基礎地盤の飽和を行った。その後、表-1 に示すステップ 1~9 の条件で通水を行った。ケース 1, 2 の通水条件の大きな違いは、天端保護工撤去の有無である。ケース 1 は実験終了まで天端保護工を取り除かないのに対し、ケース 2 は天端保護工をステップ 4'-1 の前に取り除いた。各ステップ間の水位制御に関して、ステップ 2, 3 後は堤防模型天端まで水位を下げた後、次のステップに進んだ。それ以外のステ

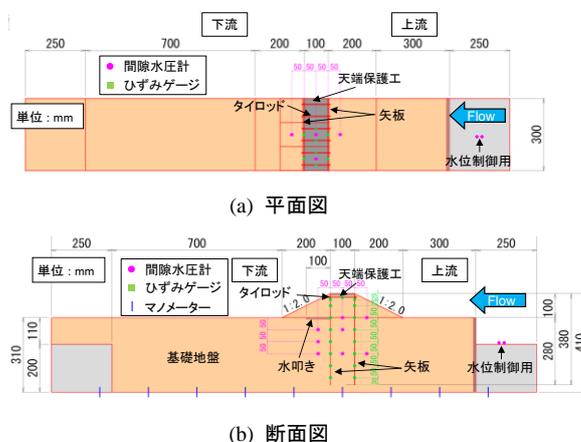


図-1 模型模式図

表-1 通水条件

ステップ	越流水深 (mm)	越流時間(min)	
		ケース1	ケース2
1	10	5.7	4.5
裏法面撤去、基礎地盤修復			
2	10	27.8	26.8
3	15	7.8	-
4	20	1.3	3.3
ケース2のみ 天端保護工撤去			
4'-1	10	-	17.3
ケース2のみ 基礎地盤修復、初期天端高さから20mm掘り下げ			
4'-2	10	-	11.6
ケース2のみ 基礎地盤修復			
4'-3	20	-	3.2
水叩き撤去、基礎地盤修復			
5	7※	0.7	-
6	10	2.8	0.6
7	10	1.8	-
8	10	26.8	27.9
9	20	6.7	27.9

※目標洗掘深に達したため、水位上昇中に停止した。

Small-scale hydraulic model tests on effects of overflow of reinforced river levee with steel sheet pile

Yuka Kakihara, Public Works Research Institute  
 Keisuke Nishimura, Nippon Koei Co.,Ltd.  
 Tatsuya Nomura, Masanori Ishihara, Tetsuya Sasaki,  
 Public Works Research Institute

ップでは、一度ポンプを停止し水位を基礎地盤表面まで下げた後、再度通水した。越流時間は、実験の状況に応じて変更したため、特にステップ 9 の越流時間は、ケース 1 が約 7 分なのに対して、ケース 2 は約 28 分と異なる。

### 3. 実験結果

#### 3.1 形状変化

ステップ 1 では、ケース 1, 2 ともに越流開始後すぐに下流側盛土の侵食が生じ、水叩きが露出した。越流水は水叩きに当たり、洗掘は進行しなかった。ステップ 2~4 において、下流側盛土下に水叩きを設けたときの形状変化について検討した。ステップ 2 の越流水深 10mm では、ケース 1, 2 ともにほとんど基礎地盤の洗掘が生じず、また、

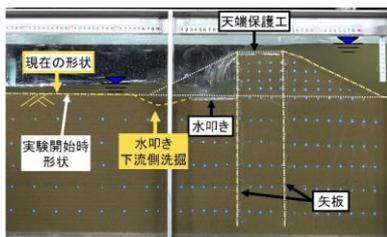


写真-1 ケース1ステップ4終了直前の状況<sup>2)</sup>

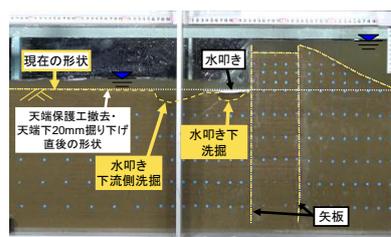


写真-2 ケース2ステップ4'-3終了直前の状況

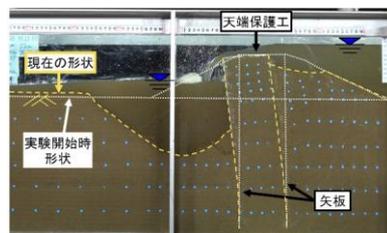


写真-3 ケース1ステップ9終了直前の状況<sup>2)</sup>

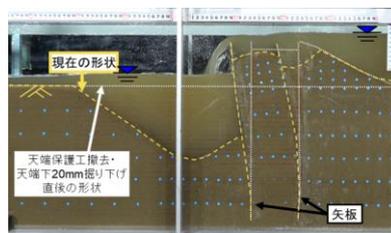


写真-4 ケース2ステップ9終了直前の状況

ステップ 4 の越流水深 20mm においては、写真-1 のように水叩き下流側が洗掘されることが確認されたが、自立部に大きな変状は見られなかった。

ケース 2 のステップ 4'-1 ~ 4'-3 では、天端保護工を取り除き、越流水深 10mm で通水を行った後、中詰土を天端から 20mm 取り除き、再度越流水深 10mm, 20mm で通水を行った。その結果、本研究の条件では、中詰土の流出はほとんど生じなかった。下流側基礎地盤に関しては、写真-2 のように水叩き下の洗掘が生じ、洗掘深は 15~20mm であった。水叩き下の洗掘に関しては、本実験では、矢板を奥行き方向に 3 分割したものをを用いており、矢板間および矢板ガラス面間は、薄いフィルムをグリスで貼り付けて止水しているため、中詰土を通った水が、矢板間や矢板ガラス面間から川裏へ流水するとき、基礎地盤を洗掘した可能性が考えられる。

ステップ 5~8, ステップ 9 では、水叩きを取り除き、越流水深 10mm (ステップ 5 のみ 7mm) , 20mm で通水を行った。ケース 1 の天端保護工があるケース<sup>2)</sup>では、洗掘深が 90mm 程度で定常となった。ステップ 8 では、約 26 分通水を継続したが、洗掘深が定常となった後も、自立部は、徐々に下流側に傾く様子が確認された。ステップ 9 終了直前の状況を写真-3 に示す。ステップ 9 (越流水深 20mm) では、洗掘深が大きくなり、上流側盛土および基礎地盤にすべりが生じ、自立部が更に下流側に傾いた。それに伴い越流水の落下位置が下流側に移った。このように、洗掘深が定常になっても自立部の変形が続く現象は、脆性的ではないが、正のフィードバックがかかり決壊に至りかねない危険な壊れ方である。なお、自立部が傾く段階での上下流の矢板間隔は、深度方向に概ね一定であった。また、ガラス面からの観察では、矢板と上流側盛土・基礎地盤との間に隙間は見られなかった。

一方、ケース 2 の天端保護工がないケースでは、ステップ 8 終了時は、ケース 1 ステップ 8 終了時と同様に、洗掘深が 90mm 程度で定常となった。下流側矢板は下流側へわずかに滑動しつつ傾倒しており、また、上流側矢板に比べて、下流側矢板が大きく下流側に傾倒したため、上下流の矢板間隔が初期状態から広がった。加えて、ケース 1 と同様に、洗掘深が定常になった後も、自立部が下流側に傾く様子が確認された。ステップ 9 終了直前の状況を写真-4 に示す。ステップ 9 の越流水深 20mm では、ケース 1 のステップ 9 と同様に、矢板の変形に伴って、越流水の落下位置が下流側に移った。洗掘深は約 150mm であり、上流側盛土は、矢板の変形に追従して変形した。上下流の矢板間隔は矢板深度方向中央付近で大きくなっており、それに伴って中詰土の高さはわずかに下がったが、越流水による中詰土の大きな流出は起こらなかった。また、ガラス面からの観察では、矢板と上流側盛土・基礎地盤との間に隙間は見られなかった。

天端保護工の有無で矢板の変形挙動が異なったのは、天端保護工の模型に、剛な材料を用いたため、天端保護工ありのケース 1 では、天端保護工が支点となって矢板の変形を拘束したためと考えられる。

#### 3.2 間隙水圧

自立部が大きく変形することで、地盤内に隙間が生じ、水圧分布が変化することが考えられる。そこで、大きく変形が生じたステップ 9 の実験終了直前の模型内に設置した間隙水圧計の値から、矢板上流と矢板間の間隙水圧分布を推定した。図-1(b)の中央断面の間隙水圧計計測値を用いた。矢板下流は、洗掘により間隙水圧計が外れたため議論しない。以降で示す間隙水圧は、ステップ 9 の水位上昇前の状態で静水圧分布を仮定したときの各深度における水圧を間隙水圧の初期値とし、その後の間隙水圧の変化量を間隙水圧の初期値に加えることで算出した。

ケース 1 ステップ 9 の実験終了直前である越流時間 5 分での矢板上流と矢板間における、水圧と基礎地盤面からの高さの関係を図-2 に示す。また、矢板上流については、二重締切構造の上下流で動水勾配の作用を考慮したときの水圧および静水圧を図-3 のように算出し図-2 に併記した。加えて、矢板間に関しては、鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル<sup>3)</sup>

を参考に、上下流の水位の中間(G.L.+0.075m)に矢板間の水面があると考えたときの静水圧分布を、参考として併記した。これを見ると、矢板上流は、概ね静水圧分布上にあった。矢板間では計測値の近似直線の傾きは概ね静水圧と等しく、また、間隙水圧の近似直線から求めた矢板間水位は上下流の水位の中間よりも高い約 G.L.+0.090m であった。

次に、ケース 1 と同様に、ケース 2 ステップ 9 の実験終了直前である越流時間 25 分での矢板上流と矢板間における、水圧と基礎地盤面からの高さの関係を図-4 に示す。矢板上流は、G.L.0m, G.L.-0.15m とともに、動水勾配を考慮した間隙水圧よりも低かった。矢板間の間隙水圧の近似直線から求めた水位は、中詰土の地表面(G.L.+0.08m)よりも低かった。

本実験では、地盤材料に砂質土を用いており、地盤と矢板間や、地盤内に隙間が生じにくい地盤条件であったが、ケース 1 では、上流側基礎地盤の間隙水圧が、静水圧に近い値をとっており、隙間の影響が見られた可能性が考えられる。一方、ケース 2 では、上流側基礎地盤の間隙水圧が、動水勾配を考慮した間隙水圧よりも低く、間隙水圧の計測に課題が見られた。

### 3.3 矢板の曲げモーメント

基礎地盤の洗掘により、矢板に作用する地盤反力が変化することで、堤体模型の変形に影響を及ぼす。基礎地盤の洗掘が生じたときの、矢板の変形状況を確認するため、ここでは、矢板の曲げモーメント分布に着目した。ケース 1 ステップ 5~9 での曲げモーメント分布を図-5 に示す。なお、曲線は各深度の曲げモーメントの計測値をスプライン関数で曲線補間したものである。下流側矢板を見ると、洗掘が進行することで、大きな曲げモーメントが深い深度で発生した。上流側矢板は、ステップ 6 までの洗掘深が比較的浅いときには、曲げモーメントが G.L.-0.05m までしか発生していないが、洗掘深が大きくなると、矢板全体に曲げモーメントが生じるようになった。

ケース 2 ステップ 6~9 での曲げモーメント分布を図-6 に示す。下流側矢板について見ると、ケース 1 と同様に洗掘が進行することで、大きな曲げモーメントが深い深度で発生した。上流側矢板について見ると、ステップ 6, 8 では、矢板上流面が引っ張られる方向のみ曲げモーメントが生じた。これは、天端保護工を取り除いたときに、矢板間が広がるような変形をしたことが表れているものと考えられる。

### 4. 下流側矢板の曲げモーメントに関する再現計算

ケース 1 ステップ 5 およびステップ 8 において、鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル<sup>4)</sup>、道路土工仮設構造物工指針<sup>5)</sup>を参考に、下流側矢板を線形弾性体としてモデル化した面内フレーム解析を実施し、傾向分析及び再現計算を実施した。土質定数は表-2 を用いた。パラメータ設定は、表-3 に示す。パラメータの一部は、実験状況を基に設定し、また、洗掘後地盤面の下が、流水の影響を受けることを表現するため、洗掘後地盤面下 0.04m について、受働土圧係数に低減

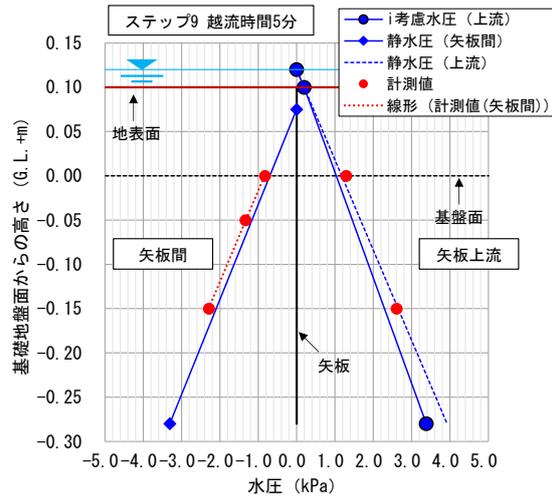


図-2 ケース1ステップ9越流時間5分の間隙水圧分布

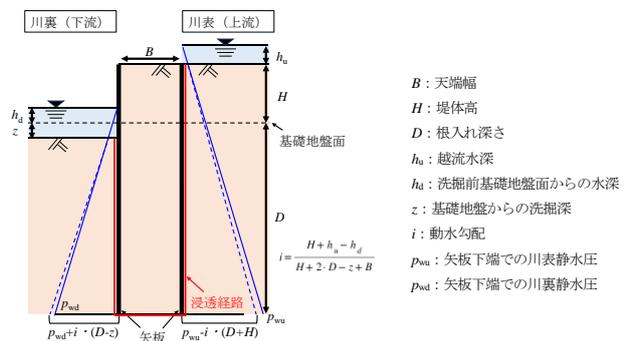


図-3 矢板上下流の水圧分布算出方法

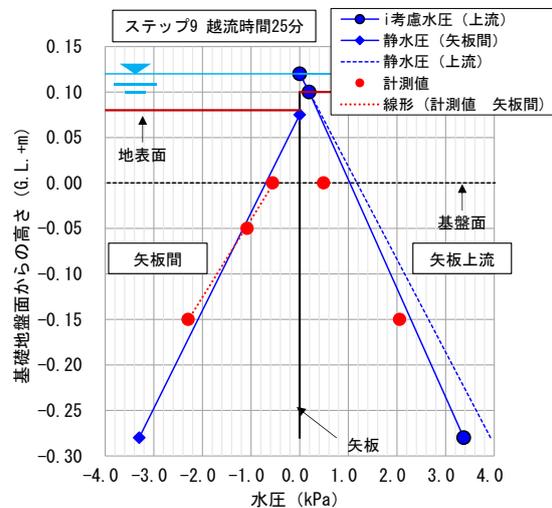


図-4 ケース2ステップ9越流時間25分の間隙水圧分布

係数を乗じた係数を用いて受働土圧を作用させたときの曲げモーメント分布を検討した。図-7 にステップ 5 の解析結果と実測値を示す。これより、堤体内水位 G.L.+0.10m・受働土圧低減なしは堤体内水位 G.L.+0.08m・受働土圧低減なしと比べて、曲げモーメントが大きく、深い深度まで曲げモーメントが生じた。堤体内水位 G.L.+0.08m で受働土圧を洗掘後地盤面から 0.04m まで低減すると、低減係数が小さいほど、曲げモーメントがやや大きく、わずかに深い深度まで曲げモーメントが生じた。実測値と比較すると、矢板上端部を除いて、堤体内水位 G.L.+0.10m・受働土圧低減なしと曲げモーメント分布は概ね等しかった。図-8 にステップ 8 の解析結果と実測値を示す。ステップ 8 についても、解析結果はステップ 5 と同じ傾向を示した。また、実測値と解析値を比較すると、解析値の方が負の曲げモーメントが深くまで生じる違いが見られたが、堤体内水位 G.L.+0.10m・受働土圧低減なしの曲げモーメントの最大値は概ね等しかった。本検討では、堤体内水位飽和を仮定し、受働土圧低減なしで表-3 のようにパラメータ設定を行うことで、曲げモーメント分布を概ね再現できた。

### 5. まとめ

自立型（鋼矢板二重壁）の越水による壊れ方を確認するために、小型水理模型実験を実施した。その結果、川裏に水叩きを設けることで、洗掘を抑制できることが確認された。また、剛な天端保護工を取り付けた場合は、二重矢板の間隔は概ね一定で下流側に倒れるのに対し、天端保護工がない場合は、中詰土が変形し、矢板間隔が広がりながら、下流側に倒れる変形が生じた。矢板に発生する曲げモーメントは、洗掘深が大きくなるほど深い深度で大きな曲げモーメントが発生した。また、天端保護工の有無で、曲げモーメント分布の変化が異なった。面内フレーム解析で、下流側矢板に発生した曲げモーメントの再現計算を行ったところ、実験結果の曲げモーメント分布を概ね再現できた。

#### 【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他：粘り強い河川堤防の構造検討に係る技術資料（案），2023。
- 2) 柿原結香，西村圭右，石原雅規，佐々木哲也：鋼矢板二重壁構造で補強された河川堤防の越水による形状変化，令和 5 年度土木学会全国大会第 78 回年次学術講演会，III-418，2023。
- 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，pp.21-24，2001。
- 4) 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，p.59-61，2001。
- 5) 公益社団法人日本道路協会：道路土工-仮設構造物工指針，pp.97-106，1999。

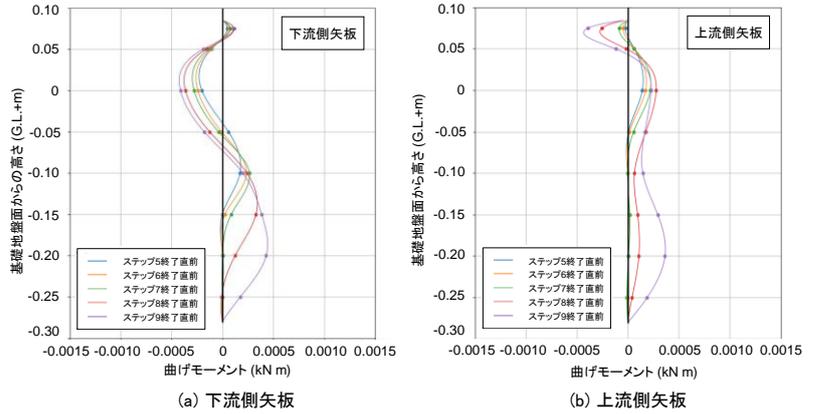


図-5 ケース1ステップ5~9の曲げモーメント分布

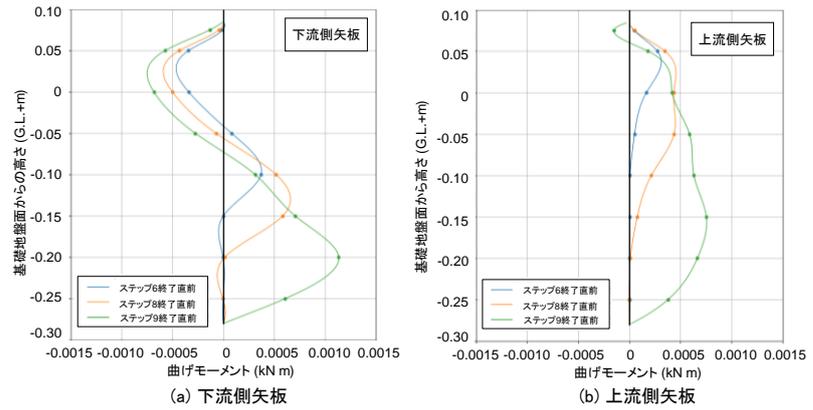


図-6 ケース2ステップ6~9の曲げモーメント分布

表-2 土質定数

項目	記号	単位	
湿潤単位体積重量	$\gamma_t$	kN/m <sup>3</sup>	17.00
飽和単位体積重量	$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	19.00
水中単位体積重量	$\gamma'$	kN/m <sup>3</sup>	9.00
粘着力	$c$	kN/m <sup>2</sup>	0
内部摩擦角	$\phi$	°	41.8

表-3 パラメータ設定条件

項目	設定条件
前面水位	20mm
堤体内水位	80, 100mm
洗掘深	ステップ5 40mm, ステップ8 90mm
地壁反力係数	N=5相当とし、 $E_p=2800N$ で変形係数設定 換算載荷幅10cm
受働土圧	土質定数を基に与えた土圧を基本とし、洗掘後地表面から40mmに対して低減係数(0.6, 0.3, 0)を乗じて受働土圧係数を低減

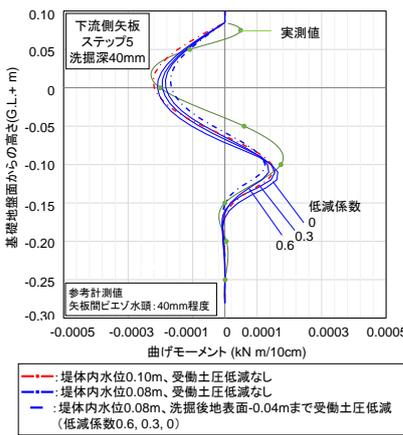


図-7 ケース1ステップ5の下流側矢板曲げモーメント分布再現計算

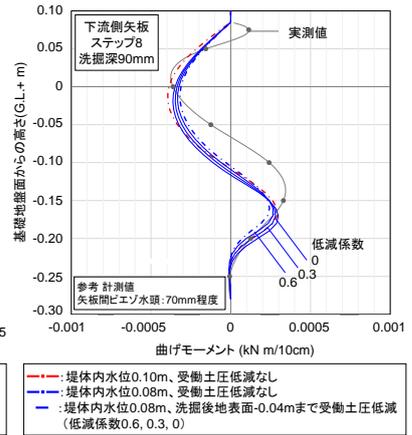


図-8 ケース1ステップ8の下流側矢板曲げモーメント分布再現計算

## 令和4年7月に決壊した半場川堤防の周辺地盤と開削調査の概要

名城大学大学院	学生会員	○児玉直哉
名城大学	正会員	小高猛司
日本工営／名城大学	正会員	李 圭太
日本工営	正会員	大堀文彦
中部土質試験協同組合	正会員	久保裕一
愛知県建設局	正会員	久保宜之, 鈴木貴博
愛知県知立建設事務所	正会員	稲吉正浩
土木研究所	正会員	石原雅規

### 1. はじめに

河川堤防の質的検討にあたり、堤体盛土の締固め度、透水係数およびせん断強度などの力学特性の評価は非常に重要である。我々の研究グループでは、これまで様々な河川堤防の堤体盛土について現場調査や室内試験に関する研究を通して、堤体の現場透水係数や堤体土の力学特性を適切に評価する手法の検討を行ってきた<sup>(例えば1)~4)</sup>。本論文では、令和4年7月27日の大雨による川の増水により決壊した愛知県安城市の半場川の右岸堤防4.4k付近(高さ約2.6m,幅約10m)を題材にして、令和5年2月の被災堤体の復旧工事にあわせて実施した被災箇所における堤防の開削調査の結果を中心に示す。開削調査においては、堤体土質の観察の他、現場密度試験、簡易動的コーン貫入試験、現場透水試験、室内試験用の試料採取を行った。室内試験においては、採取試料を用いた締固め試験による堤体の締固め度の把握、室内透水試験による現場透水係数との比較を行った。また、平成2年に愛知県知立土木事務所(当時)が、半場川の決壊地点より下流域におけるおよそ2kmの区間の堤防両岸において、ボーリング調査と土質試験による詳細な地質調査を実施していた。そのため、本論文では、次章において、その調査報告書<sup>5)</sup>を整理した半場川周辺の地質および堤体土を構成する土質について考察する。

### 2. 半場川決壊箇所から下流部周辺の地質概要

調査報告書<sup>5)</sup>には、半場川区間における改修が計画されている5か所の各橋梁の両岸で2孔ずつ実施した合計10孔のボーリング調査結果が示されている。下流側より坂下橋(No.1孔, No.2孔), 下渡瀬橋(No.3孔, No.4孔), 西海橋(No.5孔, No.6孔), 丁梓橋(No.7孔, No.8孔), 三月田橋(No.9孔, No.10孔)の5橋である。図1の治水地形分類図にボーリング調査位置を示す。決壊地点はボーリング調査位置より上流側であり、三月田橋から約600m離れた地点である。10孔のボーリング柱状図より、表層に0.20~3.0mの層厚で盛土層、その下位に6.5~14.6mの層厚で沖積層、それ以深には洪積層が堆積している。調査報告書によれば、沖積層は洪積層上層の碧海層が堆積した後、最終氷期にその碧海層を侵食して堆積していることから沖積層の下面は緩やかな起伏をなしているため層厚の変化が大きくなっていると解釈されている<sup>5)</sup>。本研究では河川堤防の力学特性についての検討を行うため、河川堤防の天端から河床部付近までの土層に着目する。図2に右岸側のNo.1, 3, 5, 7, 9孔のボーリング柱状図、図3に左岸側のNo.2, 4, 6, 8, 10孔のボーリング柱状図を示し、各柱状図の盛土部と基礎地盤におけるN値を記載した。ボーリング柱状図の色無の層は盛土部、黄層は砂または砂質層、青層はシルト層を示す。なお、図中の堤防高と河床高については、知立建設事務所が令和3年に実施した測量結果をもとに最新の情報に更新した。はじめに堤体土の土質分類について述べる。兩岸とも盛土部は主にシルト質細砂~シルト混り細砂が主体となっており、部分的に砂混りシルト、一部で礫混りシルトや砂礫となっている。特に、No.4, 9, 10などの盛土部で礫が多く混じっていたが、堤体表層に敷設した砂利等が混入したものであると推測されている。盛土部のN値は0.8~5程度である。盛土部下位の堤体下層では、下流側のNo.1~4にはシルト質砂やシルト混り砂など砂や砂質主体の土層が分布しているが、上流側のNo.5

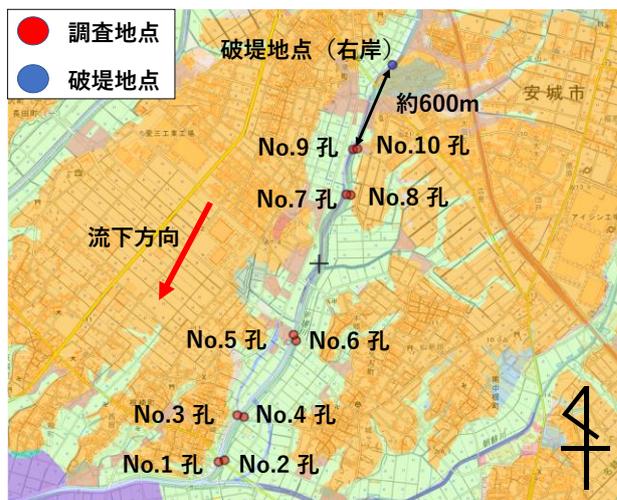


図1 治水地形分類図(半場川流域)

Overview of the surrounding ground and open-cut investigation of the Hanba River embankment that collapsed in July 2020: N.Kodama, T.Kodaka (Meijo University), K.Lee, H.Ohori (Nippon Koei), Y.Kubo (Geolabo-Chubu), T.Kubo, T.Suzuki, M.Inayoshi (Aichi Prefectural Government), M.Ishihara (PWRI)

～10には砂混りシルトや砂質シルトなどシルト主体の土層が分布している。N値は0～3程度であった。以上より、決壊地点の盛土部はN値0.8～5程度のシルト質の砂、堤体下層はN値0～3程度のシルトで構成されていると推測できる。

次に、図2の①、②で示す位置で行われた粒度試験により得られた粒径加積曲線を見ていく(図4)。No.1, 3とNo.5, 7の盛土部①はともに砂主体(砂分約60%)で構成されており細粒分を約30%含んでいる土と確認できる。一方、No.5, 7の堤体下層②は細粒分を約40%と多く含んでいるが、右岸はNo.9-①を除きおおむね同様の粒度分布である。図3の①、②で示す位置で行われた粒度試験により得られた粒径加積曲線についても見ていく(図5)。細粒分が卓越したNo.2-②, No.6-②と逆に細粒分が少なく礫分を30%以上含むNo.4-①を除き、その他はおおむね右岸側と同様に、砂分60%、細粒分30%程度の粒度分布である。両岸を通して、No.1～3-①とNo.5～7,10-①の粒度の類似性より、半場川堤防の盛土部は半場川下流の坂下橋、下渡瀬橋の地表付近を掘削して得られた土で構成されている可能性が考えられる。

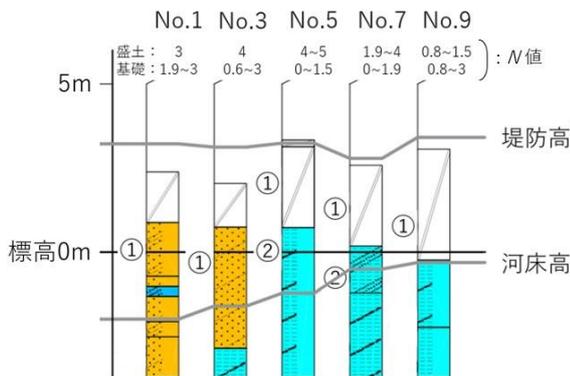


図2 ボーリング柱状図(右岸)

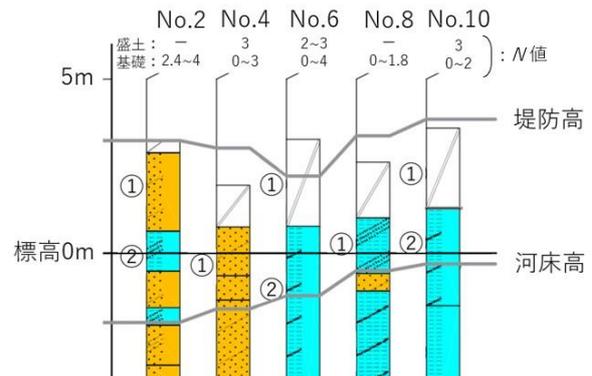


図3 ボーリング柱状図(左岸)

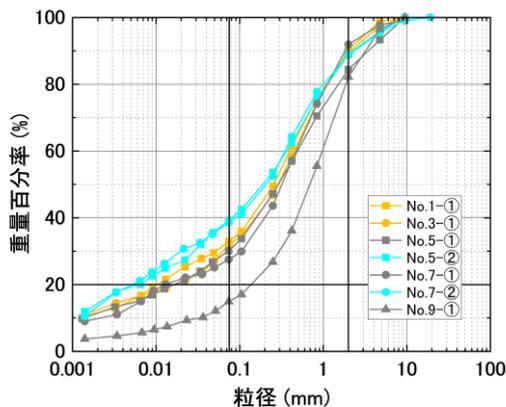


図4 粒径加積曲線(右岸)

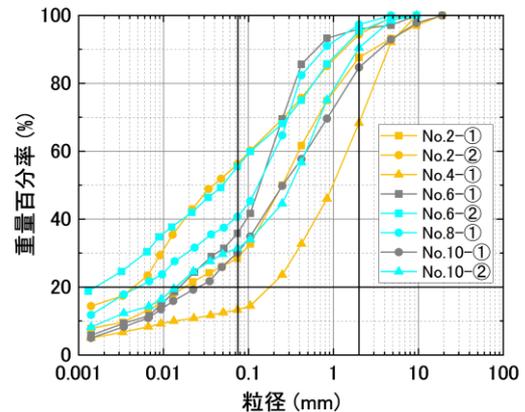


図5 粒径加積曲線(左岸)

### 3. 現場透水試験と室内透水試験

#### 3.1 現場状況と透水試験の概要

現場透水試験は決壊地点の開削断面の小段で実施した(写真1)。小段を川表A(上流側)、川表B(下流側)、川裏A(上流側)、川裏B(下流側)の4地点に分け、各地点についてマリオットサイフォンを用いたJGS-1316による方法(以下1316法と称す)と、水道メーターを用いた方法(1316法と同寸法の試験孔を用い、定常状態となるよう水量を調節して水位を一定に保持し、水道メーターにより注水量を計測する方法、以下WMPT法と称す)<sup>例え4)</sup>で現場透水試験を実施した。低透水のためWMPT法で計測が困難であった場合は、試験孔のケーシング部分を用いた変水位法により実施した。川表B、川裏Bでは、水置換法による現場密度試験も実施した。各試験孔について、川表と川裏で堤防横断方向に200cm、AとBで堤防縦断方向に80～90cm程の間隔をあけた。試験孔は、特性の鋼製ガイドリング(深さ15cm、直径30cm)を使用して直径30cm、深さ40cmに削孔し、試験中の孔壁保護のために孔内にバラス碎石を敷き詰めた。

室内透水試験は、現場透水試験を行った試験箇所近傍それぞれ2箇所ずつから採取した不攪乱試料を用いて実施した(川表A-1、川表A-2のように表記)。具体的には、内径約10cmの市販の塩ビ管を高さ約19cmに切断した上で、片側先端を刃先に加工して簡易サンプラーとし、丁寧に地面に押し込んで採取した<sup>9)</sup>。採取試料は一旦凍結させてからモールドから脱型し、内径15cmの透水試験用のモールドと供試体外周の間をベントナイトで充填して透水試験を実施した。川表A-1、川表A-2、川表B-1、川表B-2、川裏B-1は定水位条件で透水試験を実施し、低透水のために定水位条件で試験ができなかった川裏A-1、川裏A-2、川裏B-2は変水位条件で透水試験を行った。

### 3.2 粒度試験と締固め度試験，簡易動的コーン貫入試験

図6は現場透水試験を実施した試験孔Bでの採取試料の粒度分布，図7は室内透水試験の実施後試料の粒度分布を示す。川裏においては，室内試験の試料の方が細粒分含有率約40%とやや高めであった。川表においては，採取場所によって多少ばらつきはあるが，室内試験の方が細粒分含有率約20%前後と細粒分がやや少ない傾向が見られた。また，どの試験箇所も礫まじり細粒分質砂や細粒分まじり礫質砂に大方分類される。川表と川裏で比較をすると，川表は砂分含有率60~70%と比較的砂分が多く，川裏は細粒分含有率40%と比較的細粒分を多く含んでいる。

川表Bと川裏Bそれぞれの試験孔で採取した乱した試料を用いて締固め試験を実施した。その結果，川表Bでは最適含水比10.6%，最大乾燥密度1.97g/cm<sup>3</sup>，川裏Bでは最適含水比11.8%，最大乾燥密度1.90g/cm<sup>3</sup>が得られた。そこから締固め度を計算すると，川表はDc=83.3%，川裏はDc=83.1%であった。これは河川土工マニュアルの締固め度品質下限値Dc=80%は満たしているが，平均締固め度 $\overline{Dc}$  = 90%以上の規定は満たしていない。

また，開削断面において，簡易動的コーン貫入試験も実施した。写真1に，天端中央部（黒線）と川表側法面（赤線）の2カ所の実施地点を示した。川表法面は天端から深度130cmの位置から貫入した。写真1内には地盤深度とNd値の関係も示した。黒線で示す天端からの貫入試験では，深度0~100cmにかけてNd=10~20回であったが，100~300cmにかけてNd=7, 8付近に減少した。その後は，300cmあたりでNd=20付近まで増加した後，深度に伴い徐々にNd値は減少した。所々Nd値が突出した部分は礫当たりの可能性も考えられる。赤線で示す川表法面で実施した貫入試験結果では，天端からの深度200cmあたりまではNd=3以下であるが，250cmあたりでNd=10まで上昇した後300cmにかけてNd=4以下に減少。その後350cm以深はNd=5~15付近を示す。この2つを比較すると，堤体がある深さ250cm付近までは同じ傾向であるが，それ以深の基礎地盤では異なる傾向を示した。



写真1. 半場川堤防開削断面

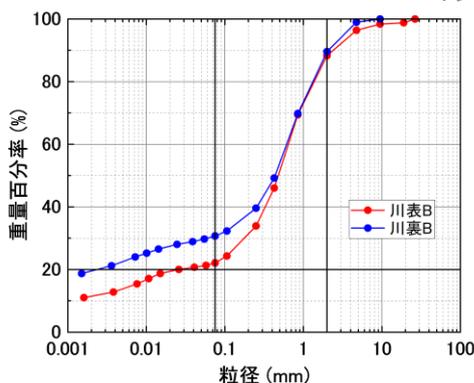


図6. 粒度分布（現場透水試験）

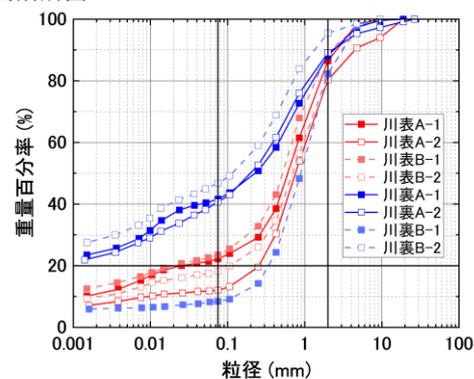


図7. 粒度分布（室内透水試験）

### 3.3 透水試験結果

現場透水試験結果および室内透水試験結果をそれぞれ表1, 2に示す。表には，試験後の試料で粒度試験をして得られた20%粒径 $D_{20}$ を用いてCreager法による透水係数の推定値も示した。ただし，粒度試験の未実施や高い細粒分含有率により， $D_{20}$ が不明で透水係数が算出できない試験試料もあった。表1の現場透水試験結果に着目する。川表A, Bでは1316法とWMPT法ともに4乗から5乗のオーダー，川裏A, Bでは6乗のオーダーの透水係数が得られた。ただし，川裏A, BのWMPT法では水道メーターでの調節が困難であったため，変水位法で現場透水試験を実施した。また，川表AのWMPT法は11時から，1316法は14時半から実施したため，試験孔周辺地盤の状態が変わったことなどが透水

係数の異なる原因となった可能性もある。以上より、試験法の違いによって値に多少の差異は見られたが、川表と川裏を比較すると川裏の方が透水係数は低い傾向にある。これは図 6 の粒度分布からも分かるように堤体材料の違いが影響している。しかし、現場密度試験では、川表 B と川裏 B はいずれも  $\rho_t = 1.80\text{g/cm}^3$  で同じ値であった。

表 2 の室内透水試験結果に着目する。川表では 5 乗から 6 乗のオーダー、川裏では 5 乗から 7 乗のオーダーの透水係数が得られ、川裏の方が川表より透水係数が低い傾向が見られた。これは現場透水試験と同様の傾向である。

表 1, 2 の Creager 法による透水係数に着目する。表 1 における推定値では現場透水試験よりも 2 オーダーほど低い透水係数が得られた。表 2 における推定値では室内透水試験より低い透水係数の場合と高い透水係数の場合があり、大きくばらつきが見られた。これは、図 6, 7 のようにいずれの粒径加積曲線も似た傾向を示すが細粒分含有率には違いが見られ、 $D_{20}$  の値にばらつきが生じたことが原因だと考えられる。細粒分含有率の違いが  $D_{20}$  に大きく影響するため、Creager 法の透水係数の推定値を利用する際は十分留意する必要がある。

現場透水係数と室内透水係数、Creager 法による推定値と 20% 粒径  $D_{20}$  の関係を両対数で整理したものを図 8 に示す。現場透水試験の 1316 法と WMPT 法の傾向は大方一致している。しかし、室内透水試験では同じ粒径の大きさであっても現場透水試験と比べて低い透水係数を示すことが分かる。Creager 法における透水係数は広い粒度の範囲で現場透水係数よりも小さく、ある程度の粗い粒度になるまで一致しない。そして、ある程度の粗い粒度を超えると現場透水試験よりも高い透水係数を示すことが分かる。以上の結果は、著者らが過去に実施した各地での調査結果(例えば 1)~4)においても類似する点がある。堤体の透水性の過小評価は、浸透に対しては危険側の評価に繋がるため、室内試験や粒度から推定した透水係数を過信すべきではないことに注意しなければならない。

#### 4. おわりに

本論文では、決壊した半場川堤防において各種の現場調査と室内試験を実施することで、堤防の力学特性の評価を行った。さらに、半場川流域の地質調査結果<sup>5)</sup>から半場川周辺の地質および堤体土を構成する土質についてもまとめた。調査報告書では、決壊地点の盛土部は N 値 0~3 程度のシルト質砂、堤体下層は N 値 0.8~5 程度のシルトで構成されていると予想された。各種の現場調査と室内試験では、川裏は川表よりも細粒分を多く含んでおり、透水性が比較的低いことが明らかになった。また、室内透水試験と Creager 法による透水係数は現場の透水係数よりも小さくなる傾向が示された。したがって、堤体の透水性の過小評価には十分注意する必要がある。本論文では示していないが、今回の半場川堤防の開削断面にて採取した試料の力学試験の結果については、別報にて示している<sup>7)</sup>。

本調査においては、堤体川表の土質が比較的細粒分は少なく、透水性も高いことが示されたが、この結果は決壊箇所周辺堤防の川表法尻に、洗堀や吸出しが原因と考えられる大小の陥没が複数確認されたこととも関連する可能性もある。堤体土の浸潤時のせん断強度の正確な評価を行うためには、別途、吸水軟化試験(例えば 8))を実施するなど慎重な検討が必要であるが、それらの試験結果については別の機会にて報告する予定である。

**参考文献:** 1)石原ら: 梯川旧堤で実施した現地堤防地盤調査, 第 4 回河川堤防技術シンポジウム, 2016. 2)李ら: 河川堤防盛土の原位置透水特性に関する考察, 第 5 回河川堤防技術シンポジウム, 2017. 3)小高ら: 小田川堤防開削調査時の現場透水試験と室内透水試験による堤体透水性の評価, 第 8 回河川堤防技術シンポジウム, 2020. 4)小高ら: 開削時現場調査と室内試験による狩野川堤防の評価, 第 9 回河川堤防技術シンポジウム, 2021. 5)愛知県知立土木事務所: 緊急防災対策河川工事の内地質調査委託 二級河川半場川 調査報告書, 1990. 6)Kodaka et al.: Simplified sampling method for river embankment soils and strength property evaluations of the sampled soils, Proc. ICSMGE, 2017. 7)児玉ら: 令和 4 年 7 月に決壊した半場川堤防の力学特性の評価, 第 35 回中部地盤工学シンポジウム, 2023. 8)小高ら: 河川堤防の浸透時のせん断強度試験法, 第 7 回河川堤防技術シンポジウム, 2019.

表 1. 現場透水試験結果

試験孔	現場透水試験(m/s)		$D_{20}$ (mm)	Creager 法 (m/s)
	JGS1316	WMPT		
川表 A	$2.82 \times 10^{-5}$	$1.41 \times 10^{-4}$	-	-
川表 B	$5.58 \times 10^{-5}$	$5.72 \times 10^{-5}$	0.026	$5.36 \times 10^{-7}$
川裏 A	-	$5.13 \times 10^{-6}$ *	-	-
川裏 B	$5.91 \times 10^{-6}$	$6.68 \times 10^{-6}$ *	0.002	$2.01 \times 10^{-8}$

表 2. 室内透水試験結果

試験試料		室内透水係数 (m/s)	$D_{20}$ (mm)	Creager 法 (m/s)
川表	A-1	$9.21 \times 10^{-6}$	0.025	$5.22 \times 10^{-7}$
	A-2	$3.82 \times 10^{-5}$	0.257	$1.44 \times 10^{-4}$
	B-1	$2.09 \times 10^{-5}$	0.019	$3.60 \times 10^{-7}$
	B-2	$5.03 \times 10^{-5}$	0.108	$1.84 \times 10^{-5}$
川裏	A-1	$1.21 \times 10^{-6}$	-	-
	A-2	$1.68 \times 10^{-5}$	-	-
	B-1	$4.58 \times 10^{-5}$	0.354	$3.07 \times 10^{-4}$
	B-2	$9.90 \times 10^{-7}$	-	-

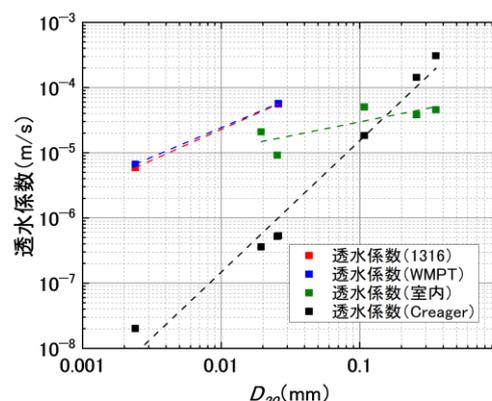


図 8. 透水試験結果の比較

## 五ヶ瀬川の地盤漏水箇所付近で生じた空洞発生機構の推定

堤防 浸透 空洞

(国研) 土木研究所 正会員 ○吉田 直人  
(国研) 土木研究所 正会員 品川 俊介  
(国研) 土木研究所 正会員 小寺 凌

### 1. はじめに

令和4年9月の台風14号の洪水により、五ヶ瀬川の右岸10.7k付近において、大規模な噴砂と陥没を伴う地盤漏水が発生した。噴砂と陥没箇所周辺のトレンチ掘削を行ったところ、1つの大規模な陥没箇所から平面的に約5m離れた位置の地盤中に空洞を確認した<sup>1)</sup>。

そこで、空洞周辺について掘削した地盤断面及び同断面の剥ぎ取り試料で、空洞下位に生じた亀裂や、粒子配向などの観察、分析により空洞発生機構を推定した結果を報告する。

### 2. 被災概要と検討対象

令和4年台風14号に伴う豪雨により五ヶ瀬川が水位上昇し、計画高水位を超えた。それに伴い、河川水が堤防基礎地盤の堆積物中を伝い、堤内地盤から漏水したと推定される“パイピング”被害が2箇所を確認された<sup>2)</sup>。そのうちの1箇所である右岸10.7k付近の川裏において、延長約50mにわたり大量の噴砂と部分的な陥没を伴う地盤漏水が発生した(図-1 地盤漏水の対策状況)。

土木研究所では、この地盤漏水が発生した箇所付近で、漏水・陥没の要因の把握のため、物理探査(電気探査)<sup>3)</sup>、サウンディング(土層強度検査棒貫入試験)、及びトレンチ掘削調査を実施した。

陥没の1つである1.4×1.2mの大規模な箇所を対象に、トレンチ掘削を少し離れた位置から進めたところ、陥没箇所から平面的に約5m離れた位置で深さ1.4m上端とした空洞を確認した。空洞は直径0.6×高さ0.2mの大きな空洞のほか、小さな空洞がいくつか確認された。いずれの空洞も地上への亀裂等の連続性は確認できなかった。また、空洞内部には空洞周囲からと思われる崩落物が堆積していたものの、砂はなかった。ここでは、確認された大きな空洞を対象に、空洞発生機構を検討した。

### 3. 調査方法と結果

調査は空洞端部から平面約20cmごとに、空洞端部川表側(断面1)、空洞中央部(断面2)、空洞端部川裏側(断面3)と整形し、観察および、空洞下部の剥ぎ取り試料の採取を行い、その試料を分析することで行った。剥ぎ取り前の断面状況と剥ぎ取り試料を図-4に示す。

#### (1) トレンチ掘削面の観察

##### a) 断面1

砂礫層直上位の砂層はラミナが確認され、大きな乱れは確認できない。それより上位に位置する黒褐色のシルト層(細粒分含有率50%程度)は高角度のせん断面を有して変形しており、そのうちの1条は、空洞端部下位の上流側に連続していた。空洞の頂部直上にも黒褐色のシルト層が分布していることが確認され、変形はなく概ね平行に分布していることを確認した。また、下流側は空洞から砂礫層までシルト層が明瞭には確認できず、他の地層境界も不明瞭であった。

##### b) 断面2

砂礫層直上位のラミナの砂層は確認できず、一部下流側に砂層が確認された。空洞下位の黒褐色のシルト層は大きく変形し、下流側および上流側に落ち込んでいた。なお、シルト層は一部ブロック化して偽礫として落ち込んでいた。また、砂礫層の上流側から亀裂が空洞の上流側の端部へ連続していることを確認した。さらに空洞の下流側端部の下位にも亀裂が確認された。

##### c) 断面3

砂礫層上部の中央は、掘削時にはマトリックスを欠いており上下流側の砂礫層と比較して粗い状態であった。また、砂礫層の上位の地層



図-1 地盤漏水の対策状況



図-2 空洞と観察、剥ぎ取り面



図-3 剥ぎ取り実施状況

との境界付近には亀裂が生じていた。そのさらに上位の黒褐色のシルト層は、砂礫層の断面中央部の上部へ向けて落ち込んでいる状況を確認した。また、空洞下位の砂層は、断面中央部が落ち込んでいる状況を確認した。

上流側の壁面の黒褐色のシルト層には大きな変形は見られず、砂礫層の高さは断面1から断面3に向けてやや高くなっていった。

(2) 剥ぎ取り試料の作製

剥ぎ取り試料の表面は、整形面から浸透した接着剤により固定されることから、断面整形時の影響を受けにくいと考えられる。そのため、剥ぎ取り試料を採取しその断面の観察、分析を行った。剥ぎ取り試料の作製は、以下の手順で行った。

- ①露頭をねじり鎌で出来るだけ平滑に整形する。
- ②剥ぎ取る面に、水を噴霧して湿らせる。
- ③接着剤（トマック NS-10）を剥ぎ取り面に投げつけるように塗布する。  
接着剤の塗布の際には、接着剤の飛散防止のために、塗布する下層など周辺にビニールシートを敷く。
- ④接着剤を塗布した面に、寒冷紗を貼り付ける。
- ⑤寒冷紗の上から、補強のために接着剤を上塗りする。
- ⑥翌日まで乾燥させる。
- ⑦露頭から試料をはがす。
- ⑧試料表面に付着した土を水で洗い流し、乾燥させる。

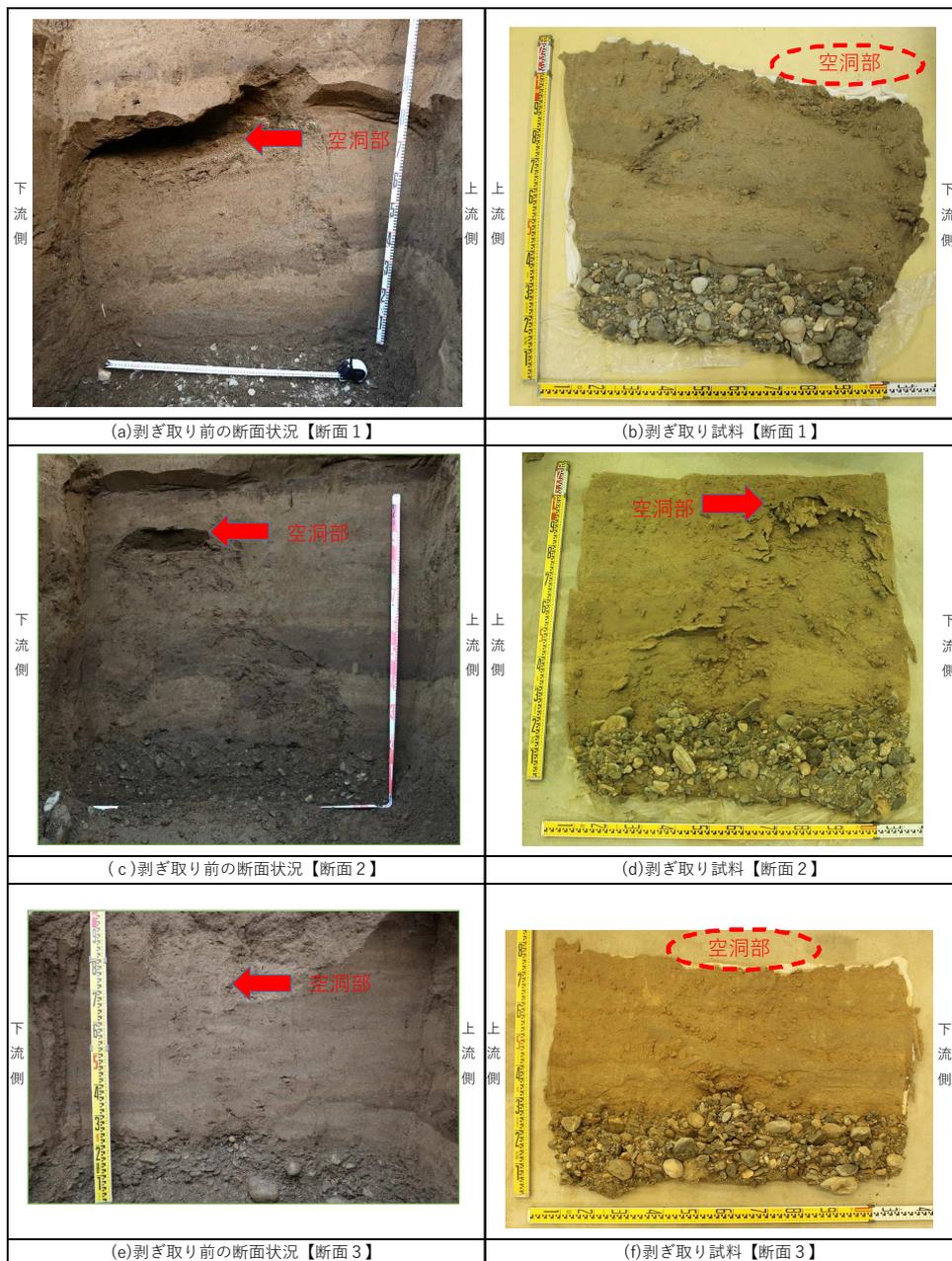


図-4 剥ぎ取り前の断面状況と剥ぎ取り試料

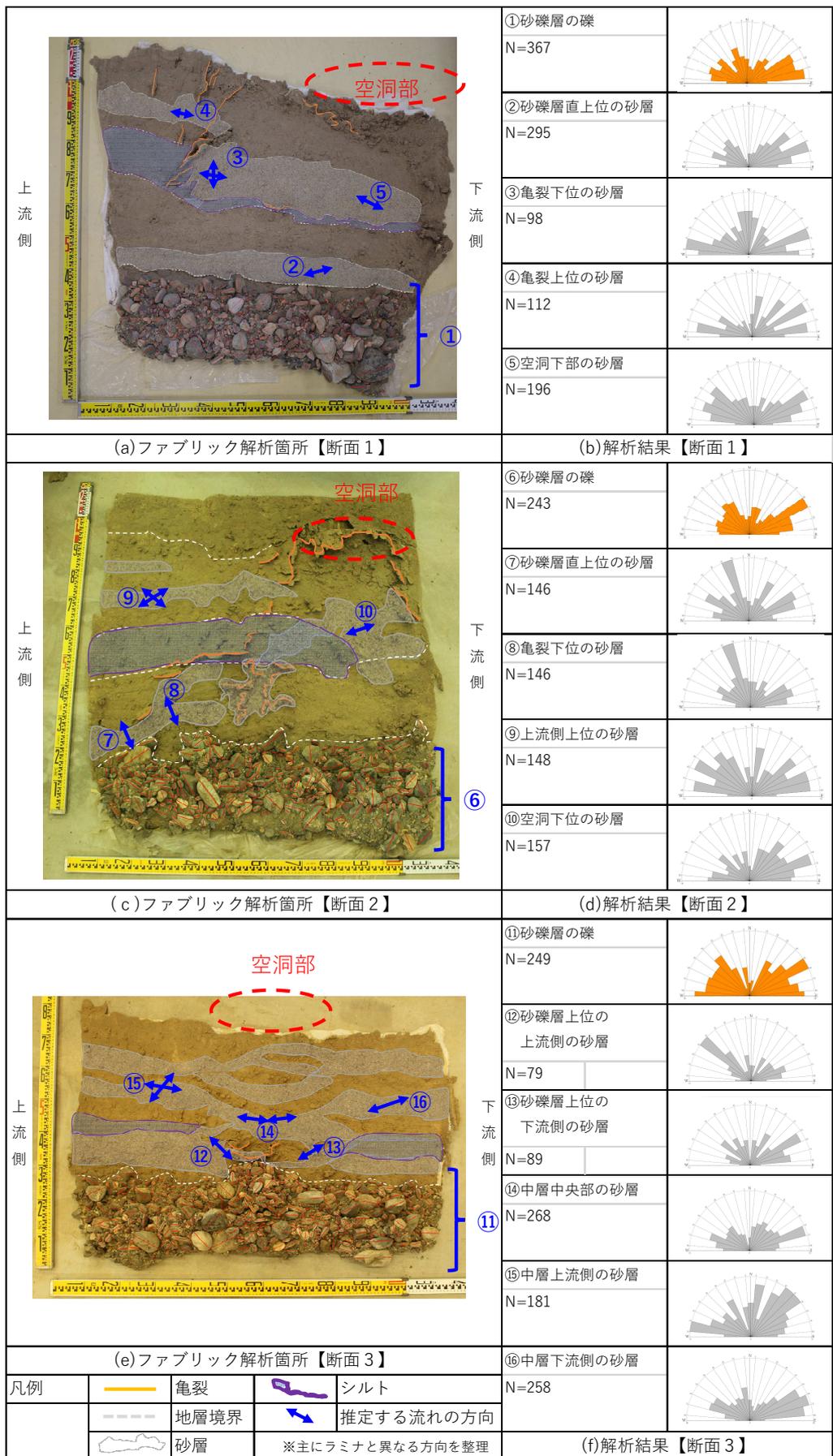


図-5 剥ぎ取り試料のファブリック解析結果

## (2) 剥ぎ取り試料の観察、分析

剥ぎ取り試料の観察とともに、砂礫層の礫および砂層の粗砂を対象に、流れの方向推定のためデジタルカメラで撮影した剥ぎ取り試料の写真画像を用いてファブリック解析（粒子配向に関する解析）を行った。具体的には、粒子の長軸方向をローズダイアグラム<sup>4)</sup>で整理し、観察結果と比較することで分析した。粒子配向は、上流方向、下流方向の別を示した。

### a) 断面 1

①砂礫層の礫、②砂礫層直上位の砂層については、やや下流方向を示した粒子が多かった。また、②はラミナが明瞭で初生の堆積構造を示していると考えられた。砂層については、この②箇所と各断面の砂層の粒子配向を比較した。

③、④の亀裂上位、下位の砂層については、②と比較して堆積構造とは異なり上流方向を示した粒子も多かった。また、剥ぎ取り試料の亀裂には砂が入り込んでおり、③、④の方向と合わせて推定すると、亀裂への砂の吸出しによる動きを示唆する。⑤空洞下位の砂層は上流方向を示す粒子もあり、亀裂方向への浸透流が生じたものと推定される。

### b) 断面 2

⑥砂礫層の礫は、断面 1 と概ね同じ傾向でやや下流方向を示した粒子が多かった。⑦砂礫層直上位の砂層や⑧亀裂下の砂層については、高角度の上流方向を示した粒子が多かった。⑦、⑧の砂層は亀裂付近に位置し、断面 1 と同様に亀裂には砂が入り込んでいたことから、断面 1 と同様に亀裂への砂の吸出しによる粒子の動きが示唆される。また、付近には砂礫層の上面の凹みが確認された。ここに砂層は確認されず、地盤の落ち込みや砂礫層の砂の流出による陥没が推定され、砂礫層への粒子の動きの可能性も考えられる。⑨上流側上部の砂層は、空洞や亀裂からやや離れている箇所に位置するが、上流方向にも示す粒子が多かった。砂層の分布も断続的でラミナも確認できず、堆積構造とは異なり乱れが生じていると考えられるが方向の推定は困難であった。⑩空洞下位下流側の砂層は、下流側を示す粒子が多く分布し、断面 1 の②の砂層と大きくかわらず、類似したラミナが認められることから、浸透流や変形による影響を受けていないことが推定される。

また、空洞下位に生じている亀裂は、上流側はミ形雁行配列をし、下流側は杉型雁行配列を示している。これらのことは、空洞直下の地盤が下方に変位したことを示唆する。

### c) 断面 3

⑪砂礫層の礫（全体）は、断面 1、2 と比較して上流方向を示した粒子も多く、異なる傾向が確認された。特に砂礫層上部の中央はマトリックスの欠如から、礫の配列が変わった可能性が考えられる。⑫、⑬砂礫層上位の砂層（上流側）、（下流側）は砂層の落ち込みに沿う分布と類似した粒子配向を示している。

その上位に位置する⑭中央上層の砂層は、初生の堆積構造と類似するがラミナを有しない。⑮中層上流側の砂層は、上流側や下流側の高角度にも示した粒子が多く、乱れが生じている。⑯中層下流側の砂層は、初生の堆積構造に似た方向を示した粒子が多いがラミナを有しない。これらも中央部に落ち込む構造に沿った粒子配向を示す傾向が確認された。

この断面 3 では、砂礫層の中央上部の砂層が粗く、下水道管の隙間からの吸出しを再現された実験結果<sup>4)</sup>に類似しており、砂礫層の上位の地層が吸出しされたことが示唆される。

## 4. 空洞発生機構の検討、まとめ

各断面の観察、分析の結果から、五ヶ瀬川右岸 10.7k 付近の空洞発生機構を以下のとおり推定した。①河川水位の上昇により、川裏側に浸透圧が生じて大量の噴砂が発生した。②噴砂は砂礫層の中から噴出され、砂礫層中に隙間が生じた。③河川水位の下降とともに、浸透圧が減少し、砂礫層に上位の地層が吸出しされた。④吸出しにより下水道管への吸出しと同様に地盤が落ち込み、地盤中に空洞が発生した。⑤地盤の落ち込みと共に亀裂が発生し、亀裂を伝わって吸出しが進行した。⑥空洞上部に砂層より粘着力のあるシルト層により、空洞が地上へ連続せずに残った。

なお、当該箇所は、過去にも漏水の記録があり、今回の令和 4 年の洪水で生じたものかどうかは不明である。

本事例のような地盤中の空洞発生については、様々な地盤や地下水の条件が影響していると考えられる。この空洞の堤防への影響やその進行性については未解明である。今後、調査事例の追加や実験での再現により様々な条件での空洞発生機構の解明により堤防への影響検討を進めたい。

謝辞 トレンチ掘削をはじめ、被災箇所の調査には延岡河川国道事務所、地元の方々にご協力いただいた。ここに厚くお礼申し上げます。

### 参考文献

- 1) 品川俊介他 (2023) ; 2022 年 9 月、五ヶ瀬川の地盤漏水に伴う噴砂・陥没のトレンチ調査、令和 5 年度（第 39 回）研究発表会講演論文集、pp. 31-36、九州応用地質学会
- 2) 国土交通省延岡河川国道事務所 ; 「令和 4 年 9 月 台風 14 号洪水の記録～五ヶ瀬川における出水状況～」、延岡河川国道事務所ホームページ (<http://www.qsr.mlit.go.jp/nobeoka/>)、最終閲覧日 2023 年 12 月 18 日
- 3) 大石佑輔他 (2023) ; 浸透経路推定のための河川堤防基礎地盤の電気探査、第 58 回地盤工学研究発表会、pp. 11-11-3-06
- 4) 吉富健一 (2022) ; 方向データを手軽に扱えるローズダイアグラム作成 Web アプリ、地学教育 第 75 巻第 2 号、pp. 67-72
- 5) 桑野玲子他 (2009) ; 地盤陥没未然防止のための地盤内空洞・ゆるみの探知に向けた基礎的検討、地盤工学ジャーナル Vol15, No. 2, pp219-229

# 不均質性を有す河川堤防を対象としたボーリング調査本数と浸潤線予測への影響

河川堤防 不均質 調査本数 浸潤線

応用地質株式会社 正会員 ○新清 晃  
大日本ダイヤコンサルタント株式会社 正会員 太田 雅孝  
基礎地盤コンサルタンツ株式会社 正会員 前 宗孝

## 1. はじめに

河川堤防の不均質性に関しては様々な文献等で示されている。例えば「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）」<sup>1)</sup>（以降、手引きと記す）では「歴史的な経緯の中で、河川堤防は土質（分類）の多様さに加え、工学的にみても極めて複雑で不均質な状態にあり・・・」と示されており、「河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント」<sup>2)</sup>では、「実際の堤防は様々な異質の材料によって構成されているものと考えらるべきである」と示されている。このような不均質性を有す河川堤防を対象とした土質調査は、一般にボーリング調査が行われることが多く、堤防横断方向の調査本数について手引きでは、「堤防が適切にモデル化ができるよう、調査地点を配置する必要がある」とした上で、最低限、1)堤防天端、2)裏のり面の中央付近、3)表のり面の中央付近の3箇所程度が必要とされている。しかしながら、河川堤防は不均質性に加え、堤防高さや敷幅等が様々であることから、事前に築堤履歴や既往調査結果を参考にしたとしても、土質調査の計画段階において、適切なボーリング調査本数が曖昧であることが多い。

以上を踏まえ、本研究では堤防横断方向のボーリング調査本数が堤体内の浸潤線予測に及ぼす影響を把握するため、浸透流解析を実施した。本研究は堤防研究小委員会に設置された「堤防浸透に関する不均質性評価 WG」にて行った内容であり、結果の一部を報告するものである。

## 2. 浸潤線への影響解析の方法

本研究は堤防開削調査が実施され堤防の土質構造が明らかな断面を対象に、次に示す手順でボーリング調査本数が堤体内の浸潤線予測に及ぼす影響を把握した。まず、堤防開削調査により得られた堤防の詳細な土質構造を可能な範囲で忠実に反映した解析モデル

（以降、詳細モデルと記す）を作成し、非定常浸透流解析にて浸潤線等を求めた。ここでは詳細モデルで得た浸潤線を便宜上の真値とした。次に、堤防横断方向のボーリング調査本数を1～6本程度と変化させ、ボーリング調査地点の情報のみが入手できたと仮定した土質構造を推定した。推定した土質構造に基づく解析モデルを作成し同様の手法で浸潤線等を求めた。

今回の研究に用いた開削調査断面は、図-1に示す、a)渡良瀬川左岸 2.0k 付近、b)江戸川右岸 12.2k 付近、c)由良川左岸 38.0k 付近の3断面とした。図-1に示す断面図では砂質土を黄色系、粘性土を青色系、礫質土を橙色系で示した。浸透流解析に用いた透水係数  $k$  は、現地調査による試験値が存在する場合は試験値を採用し、試験値が存在しない場合は手引きを参考に一般値を採用した。比貯留係数  $S_s$  や不飽和浸透特性 SWCC は手引きに示す一般値を採用した。降雨量と外水位については、開削断面の近傍にて浸透に関する安全性照査の際に設定された設計外力を用いた。初期水位は手引きに準じ堤内地盤高-0.5mを与えた。メッシュの厚さは渡良瀬川、江戸川については0.25mを基本とし、基礎地盤の粘性土など浸潤線にあまり影響しない部分は0.5～1mなど粗いメッシュとした。由良川についてはメッシュの厚さを0.1mとした。

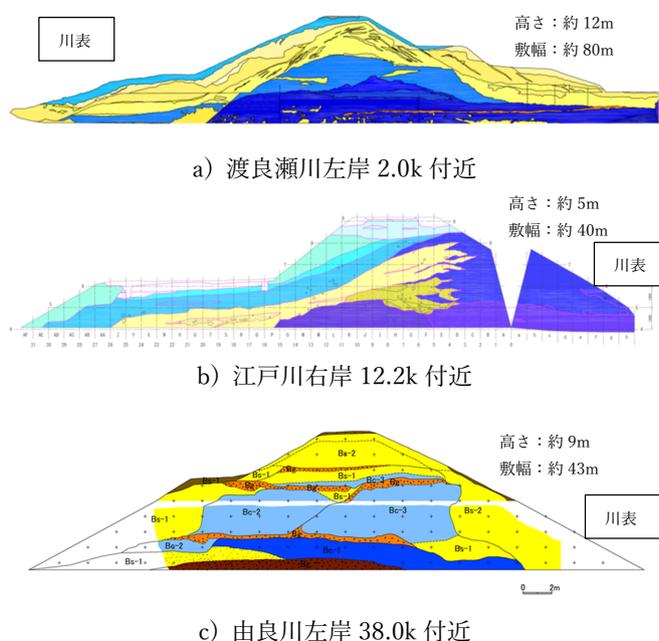


図-1 解析に用いた断面

## 3. 堤防断面の土質構造の特徴

今回の研究に用いた渡良瀬川、江戸川、由良川の各断面の土質構造の特徴を以下に示した。

渡良瀬川断面は高さ12m、敷幅80m程度と大規模である。堤体は中央部付近に粘性土が分布し、粘性土の中には不均質に砂質土・礫質土が認められるが連続性は低い。この堤体中央部の粘性土を覆って砂質土が広く分布する構造である。表層部は川表から天端を中心に粘性土が被覆する。大局的には砂質土で構成される堤防である。江戸川断面は高さ5m、敷幅40m程度と中規模である。堤体は表層部を含む大部分が粘性土で構成され、砂質土は堤体内部に内包する構造である。大局的には粘性土で構成される堤防である。由良川断面は高さ9m、敷幅43m程度と中規模である。堤体は中央部に粘性土が分布し、これを覆って砂質土が分布する構造である。大局的には砂質土で構成される堤防である。なお、渡良瀬川と江戸川は観察面が上流側断面のため、川表が左右逆になっている。

## 4. 解析結果

### 4.1. 渡良瀬川

浸透流解析に用いるモデル断面は、開削調査結果を可能な範囲で忠実に反映した詳細モデルのほか、ボーリング調査本数を1~6本と変化させたモデル断面を作成した。図-2には定数と外力条件を示した。図-3には作成したモデル断面を示した。図-2の定数に示す色と図-3の色は整合している。浸透流解析により得た結果のうち、外水位がHWL終了時（ $t=332.81h$ ）の間隙水圧分布図および浸潤線を図-4に示した。図-4に示すように、4本モデル、6本モデルは詳細モデルと概ね類似した傾向を示し、1本モデル、3本モデルは堤体中央部の圧力水頭が詳細モデルに比べ傾向が異なる結果が得られた。図-4に示す黄色線は各モデルで得られた浸潤線であり、こちらも同様に1本モデル、3本モデルは堤体中央部の浸潤線が詳細モデルに比べ傾向が異なる結果が得られた。

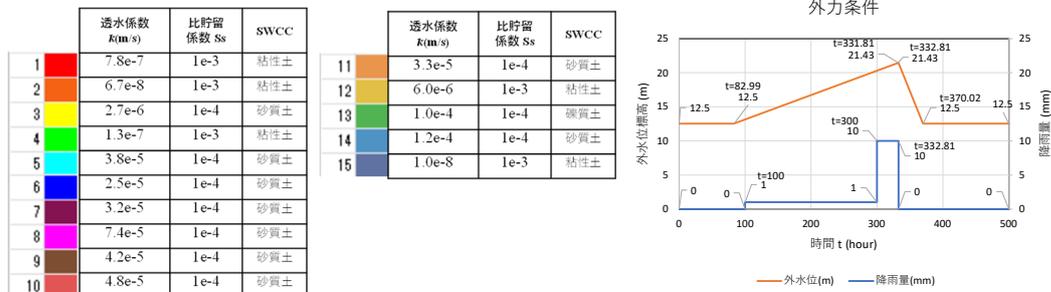


図-2 定数および外力条件（渡良瀬川）

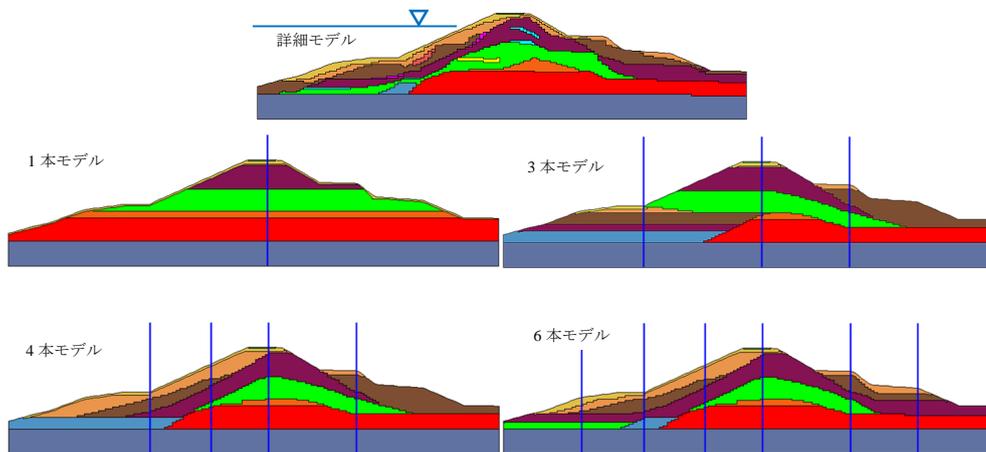


図-3 解析モデル断面（渡良瀬川）

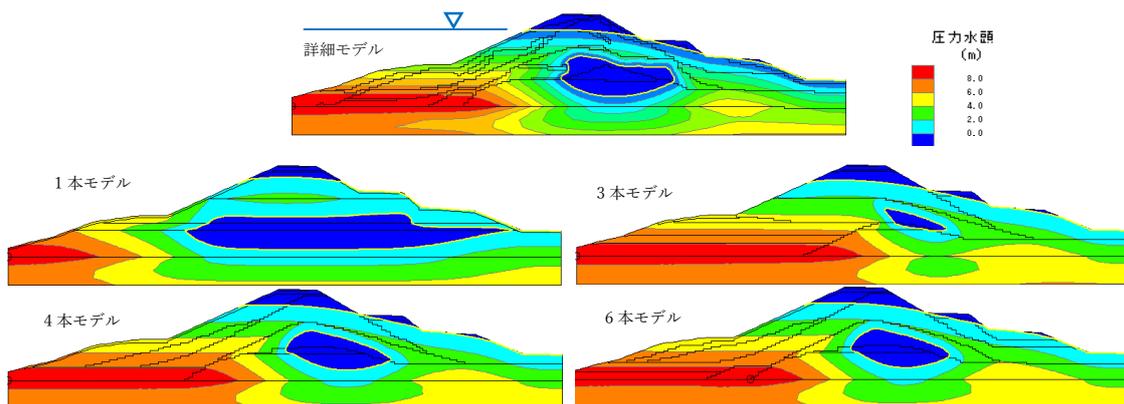


図-4 圧力水頭分布図および浸潤線（HWL終了時、渡良瀬川）

### 4.2. 江戸川

図-5には詳細モデルとボーリング1本~6本のモデル断面を示し、図-6には定数と外力条件を示した。図-7にはHWL終了時（ $t=321.7h$ ）の圧力水頭分布図を示した。図-7に示すように1本~6本モデルはいずれも詳細モデルと類似する傾向の圧力水頭分布が得られた。浸潤線についてはHWL終了時には堤体表層部が飽和し浸潤線が地表部に存在する結果となったため、ボーリング本数の違いによる顕著な変化は認められなかった。

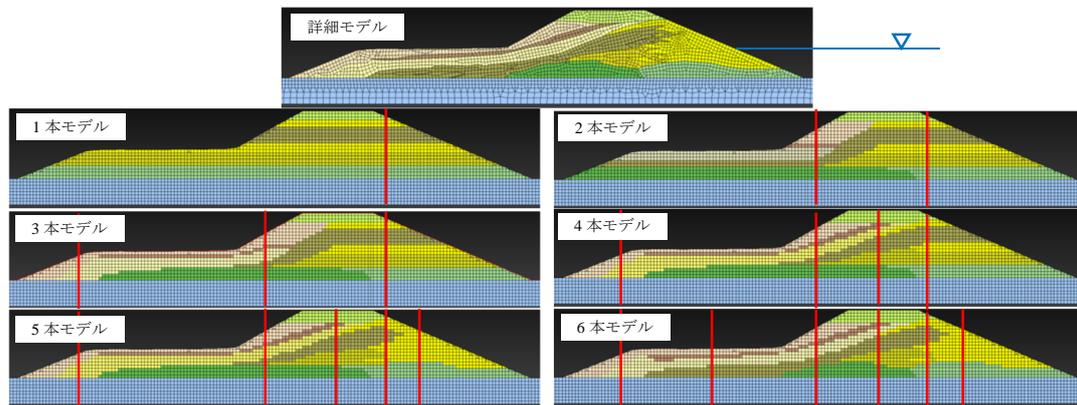


図-5 解析モデル断面 (江戸川)

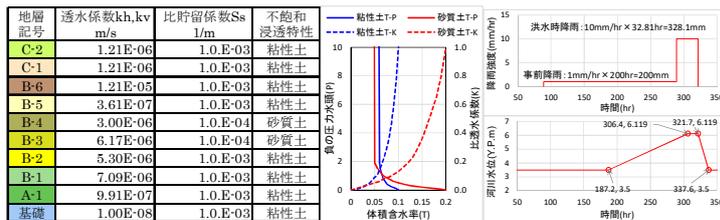


図-6 定数および外力条件 (江戸川)

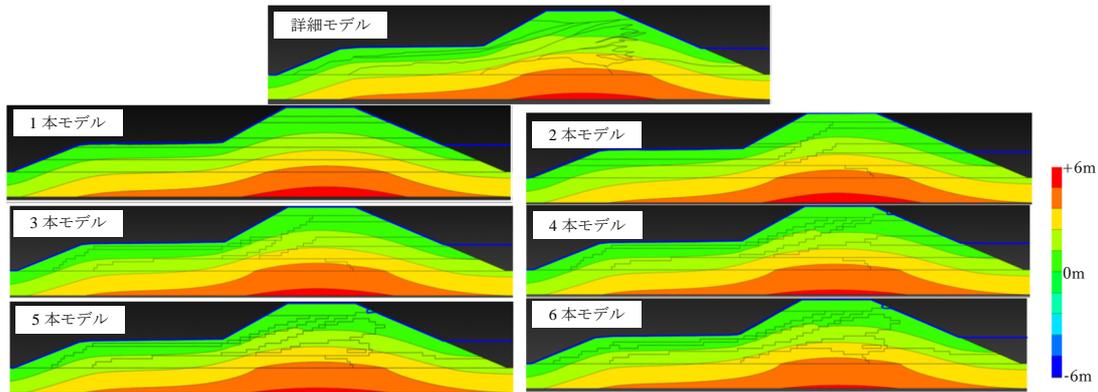


図-7 圧力水頭分布図 (HWL終了時、江戸川)

### 4.3. 由良川

図-8には詳細モデルとボーリング1本~5本のモデル断面を示し、図-9には定数と外力条件を示した。図-10にはHWL終了時

( $t=229.6h$ )の圧力水頭分布図および浸潤線を示した。図-10に示すように圧力水頭分布が詳細モデルと類似する結果は3本モデルであり、4本、5本モデルはいずれも川裏側の分布が異なる結果が

得られた。図-10の青線は浸潤線を示すが、浸潤線も3本モデルが詳細モデルに類似する傾向が得られた。

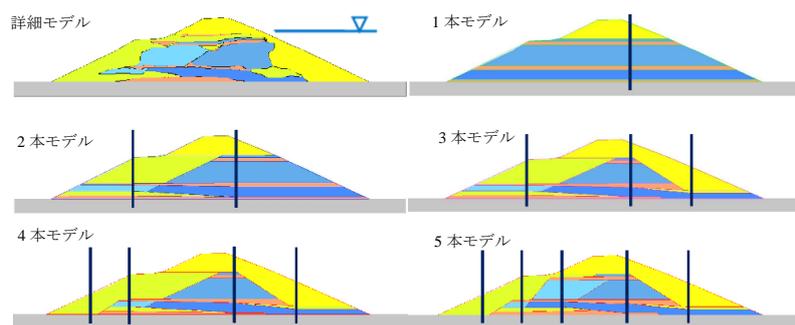


図-8 解析モデル断面 (由良川)

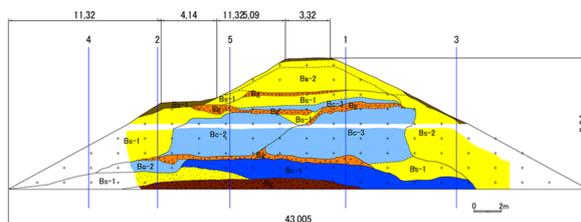
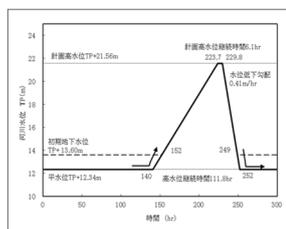
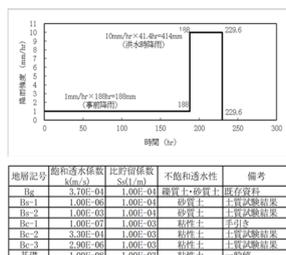


図-9 定数および外力条件 (由良川)

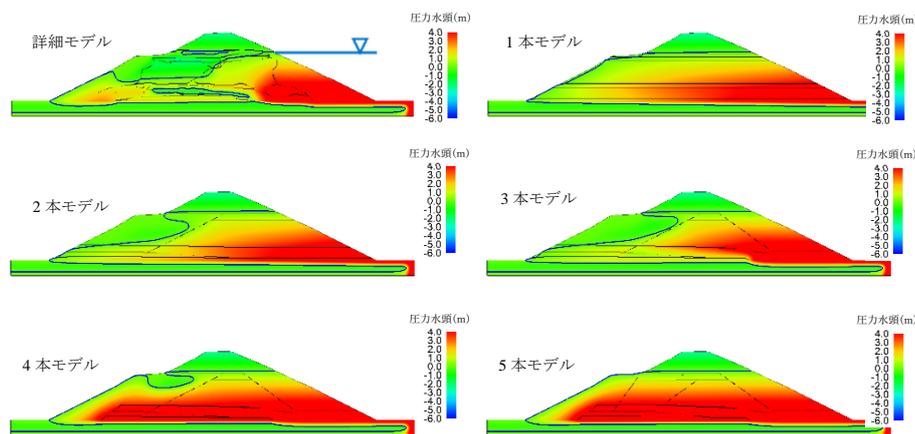


図-10 圧力水頭分布図および浸潤線 (HWL 終了時、由良川)

## 5. 考察

解析結果を踏まえ、以下に堤防横断方向のボーリング調査本数と浸潤線予測に与える影響について考察する。

渡良瀬川では調査本数が多くなるほど詳細モデルの結果に近づく結果が得られ、当該断面では4本以上のモデルで詳細モデルに近い傾向を示した。当該断面は高さ12m、敷幅80mと堤防の規模が大きく、かつ、堤体材料が複雑に分布する構造であることが、このような結果を得た理由と考える。この規模の堤防になると築堤履歴が複雑であることが多く、堤体を構成する材料にもよるが、4～6本のボーリング調査が必要となる可能性が高い。

江戸川では1本～6本モデルはいずれも詳細モデルと類似する傾向の結果が得られ、ボーリング調査本数の違いによる顕著な変化は認められなかった。このような結果が得られた理由として、当該断面の構造として大部分が粘性土で構成されることが主な原因と考えられる。これより、堤体材料が粘性土を主体とする場合は、最低限である3本のボーリング調査で大きな問題はないと考える。ただし、堤体内部の土質が不明であるために調査することを踏まえると、ボーリング調査結果に応じて適宜追加することも必要と考える。

由良川では3本モデルが詳細モデルに類似し、4本、5本モデルではやや乖離する結果が得られた。由良川は堤体内部にセンターコア状に粘性土が分布し、これを砂質土が覆う構造である。このため、外水位の上昇に伴う川表からの浸透水がコアでせき止められ川表側の圧力水頭が上昇する。つまり、コアとその川表側の砂質土のモデル精度が結果に大きく影響する構造である。この視点で3本モデルではコアとその川表側の砂質土がモデル化できたことで、詳細モデルに近い構造になった。詳細モデルにはコアを貫通する礫質土が存在するが、川表と川裏の両端部に透水係数が $1 \times 10^{-6} \text{m/s}$ のやや透水性が低めの砂質土(Bs1)が分布する構造であったため、外水位の上昇時に礫質土に大きな水圧が作用しないモデルであった。一方、3本モデルでは詳細モデルと同様にコアを貫通して礫質土がモデル化され、かつ、川表に透水係数が $1 \times 10^{-3} \text{m/s}$ の透水性の高い砂質土(Bs2)がモデル化されたことで、礫質土に高い水圧が作用することになったが、礫質土が川裏で圧力解放されるモデルであったため、詳細モデルに類似した結果が得られたと考える。一方、4本、5本モデルではコアを貫通する礫質土が川裏側で遮断される「行き止まり型」のモデルとなったため、この礫質土を通して川裏に近い箇所まで高い水圧が作用し、これが詳細モデルと乖離が出た原因と考える。このように由良川はやや特異な理由により4本、5本モデルにおいて詳細モデルとの乖離が出たが、このことはボーリング調査地点の選定によって、浸潤線予測に大きな影響を及ぼすことを示唆する結果でもある。このような点を勘案すると4本以上のボーリング調査が必要となる可能性が高い。

以上から、堤体材料が粘性土を主体とする場合は、最低限の3本のボーリング調査で大きな問題はないと考えるが、ボーリング調査結果によって適宜追加することも重要と考える。一方、築堤履歴が複雑である堤防や、堤防規模が大きい場合には4本～6本以上のボーリング調査が必要となる可能性が高い。

## 6. まとめ

今回の研究は堤防開削調査が行われ堤防構造が明らかな3断面を対象に、堤防横断方向のボーリング調査本数を変化させた解析モデルを作成し、浸透流解析を用いて浸潤線予測への影響を把握した。この結果、堤体材料が粘性土を主体とする場合は、最低限の3本のボーリング調査で大きな問題はなく、築堤履歴が複雑である堤防や、堤防規模が大きい場合には4本～6本以上のボーリング調査が必要となる可能性が高いことが分かった。ただし、今回はわずか3断面の検討結果であるため、今回の結果をもって一般的に適正なボーリング調査本数を論ずることは困難である。このため、引き続き検討断面数を蓄積し研究する予定である。

## 謝辞

今回の研究に際して、国土交通省・利根川上流河川事務所、江戸川河川事務所、福知山河川国道事務所より堤防開削調査結果の利用について許可をいただいた。末筆ながら謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版），p.6ほか，2012
- 2) 土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム，河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント，p.1，2014

# 地震による堤体亀裂発生と堤体土質性状に関する分析

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  
 (株)オリエンタルコンサルタンツ 正会員 藤井紀之

## 1. はじめに

河川堤防は地震後も堤防機能を損なうことが無いよう、堤防沈下量を基準とした評価が行われ、必要に応じて耐震対策が施されている。堤防沈下量は数値解析を用いた性能照査が行われているが、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。そこで本研究の目的として、より災害に強い堤防整備に資するため、地震時に発生する堤体亀裂に着目して既往被害事例の分析を行うものである。

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、既往被害事例の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<sup>2)</sup>。また、これらの被害事例のうち堤防開削調査が実施された断面を対象として、堤体内亀裂と堤体土の細粒分含有率の関係を整理し、細粒分含有率が小さいほど堤体内損傷が著しい傾向にあることを報告している<sup>3)</sup>。この堤体内亀裂と細粒分含有率の分析は、堤防開削調査が実施された箇所限定して詳細な分析を行ったものであり、本報告では、開削調査箇所限定せず、被害が生じた河川堤防を対象により多くの箇所で行ったものである。

## 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を対象とした。対象となる被害事例は表-1に示す計74箇所である。対象箇所の被害情報や堤防諸元および地盤情報については、各調査報告書<sup>4)</sup>より入手した。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。

被害断面では地震後にボーリング調査が行われており、堤体内で実施された粒度試験と標準貫入試験から細粒分含有率 $F_c$ とN値のデータを入手して分析を行った。粒度試験と標準貫入試験は基本的に一対で実施されているため、東北地方太平洋沖地震ではこれらデータは同数となっているが、熊本地震においては報告書<sup>4)</sup>よりN値の入手が困難なデータが含まれていたため、 $F_c$ よりもN値のデータが少なくなっている。データ数に偏りはあるものの、本研究では入手し得たデータを対象にして分析を行った。

## 3. 分析結果

### 3.1 分析対象データ

本研究で分析対象とした細粒分含有率 $F_c$ とN値の頻度分布を図-1に示す。 $F_c$ は細粒分の少ない堤体から細粒分を多く含む堤体まで多岐に渡っている。一方、N値については、ほとんどが5回未満と小さな値を示している。それぞれ地域別に示しているが、 $F_c$ について東北地方を見ると $F_c$ が60%以上を示す粘性土主体の堤体土が明らかに多く見られるの

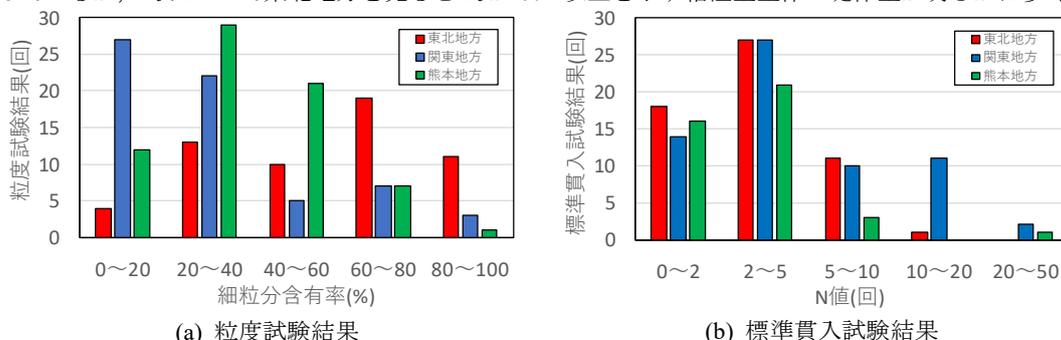


図-1 細粒分含有率 $F_c$ とN値の頻度分布

Analysis on embankment crack occurrence and embankment soil properties by earthquake

Kota Wakinaka (National Institute of Technology, Kumamoto College)  
 Ryosuke Uzuoka (Kyoto University)  
 Tatsuya Matsuda (Toyohashi University of Technology)  
 Noriyuki Fujii (Oriental Consultants Co., LTD)

に対し、熊本地方及び関東地方においては砂質土主体の堤体土が多く見られる。特に関東地方では  $F_c$  が 40%未滿の堤体土が多くあることが分かる。東北地方の堤体土において  $F_c$  が高い要因は、阿武隈川水系や鳴瀬川水系において、粘性土主体の旧堤体が築堤されているケースが多くあり、これに起因すると考えられる。一方、N 値についてはほとんどが 5 回未滿を示しているが、関東地方は  $F_c$  が小さいことに起因して N=10~20 回のデータが比較的多く見られる。なお、一部 N 値 20 回以上を示すデータが見られるが、これらは高いところで N>50 回を示しており、玉石・礫混入等の特異値であると言える。

細粒分含有率  $F_c$  と N 値の関係を図-2 に示す。熊本地方では N 値が入りできない箇所があったが、これらデータは用いず  $F_c$  と N 値の両データのある 41 個を対象とした。なお、東北地方太平洋沖地震では全てのデータを対象として整理している。また、N 値 20 回を超えるデータは玉石・礫混入等による特異値であるため除外して整理した。関東地方では  $F_c$  が 20%未滿のデータでは砂質土主体で N 値は高い傾向にあり、一方で東北地方では  $F_c$  が大きいことに起因して N 値は低い傾向にある。

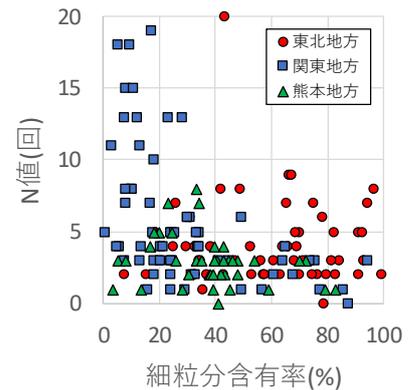
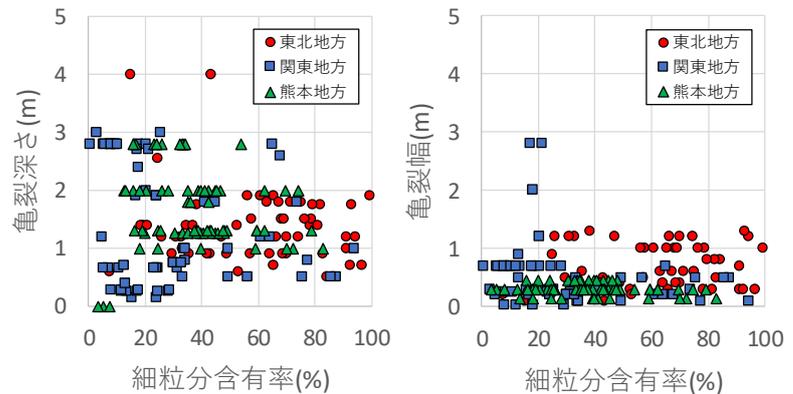


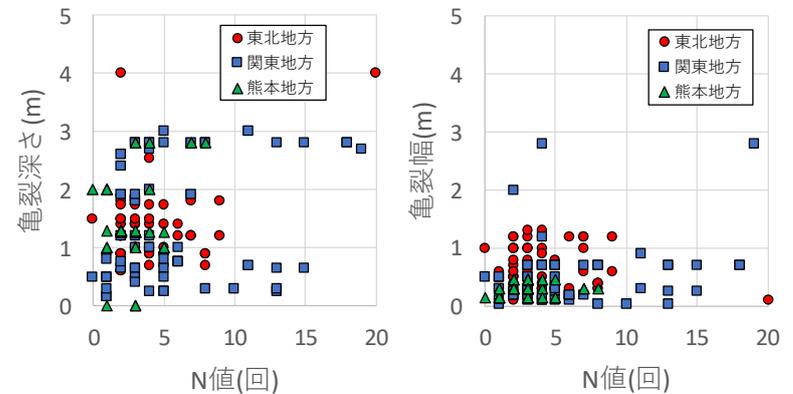
図-2  $F_c$  と N 値の関係

### 3.2 堤体土質性状と堤体亀裂

図-3 に  $F_c$  及び N 値と堤体亀裂の関係を示す。図-3(a)の  $F_c$  と亀裂深さの関係について、バラツキは大きいものの総じて  $F_c$  が大きくなるにつれて発生する亀裂深さは浅くなる傾向にある。東北地方では  $F_c$  が大きい堤体が多く見られるが、これらの亀裂深さは深くとも 2m 未滿となっているのに対し、関東地方・熊本地方の  $F_c$  が 40%未滿の地点では深さ 3m 程度の亀裂が多く見られる。一方で亀裂幅については、 $F_c$  との相関はほとんど見られない結果となった。次に、図-3(b)の N 値と堤体亀裂の関係について、N 値が高ければ亀裂は生じにくいことが容易に想像されるが、結果としてバラツキが非常に大きく N 値と亀裂の相関性は認められなかった。亀裂発生には地震動の強さや液状化層の条件など、様々な要因が複雑に絡み合っているため、容易には評価できなかったと考える。



(a) 細粒分含有率と亀裂の関係



(b) N 値と亀裂の関係

図-3 堤体土質性状と亀裂の関係

### 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、被害事例として堤体土質性状と堤体亀裂発生に着目した分析を行った。東北地方の堤体土は  $F_c$  が大きい傾向にある地域特性が認められた。また、 $F_c$  と亀裂深さの関係より、 $F_c$  が大きくなるにつれて発生する亀裂深さは浅くなる傾向にあることが確認された。一方、N 値と堤体亀裂の関係では、結果としてバラツキが非常に大きく相関性は認められなかった。これについては、今後もデータの拡充と分析方法の検討を進めていきたいと考える。

### 参考文献

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説-II.堤防編-, pp.12-16, 2016年3月.
- 2) 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10回河川堤防技術シンポジウム, pp.49-50, 2022年12月.
- 3) 脇中康太, 渦岡良介, 松田達也, 藤井紀之：堤防開削調査をもとにした地震後堤体内部損傷の分析, 第58回地盤工学研究発表会, 11-8-2-03, 2023年7月.
- 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年.
- 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.

# 堤体直下の固化改良深度と液状化対策効果に関する遠心模型実験

(国研) 土木研究所 正会員 ○大坪 正英, 谷本 俊輔, 三浦 裕太, 石原 雅規, 佐々木 哲也

## 1. はじめに

河川堤防の液状化対策工は「河川堤防の液状化対策の手引き」<sup>1)</sup>(以下、「手引き」と称す)に基づき、地震後においても河川流水の越水を防止するよう設計がなされている。手引きでは、対策工を液状化層下端まで着底もしくは根入れすることとあるが、堤体直下に対策工を施す場合、液状化層下端まで着底させない固化改良工（以下、「浮き型固化改良工」と称す）でも対策効果が期待できると報告されている<sup>2)</sup>。しかし現状では、浮き型固化改良工の対策効果については十分に検証されておらず、設計の手法も確立されていない。そこで本報では、堤体直下の固化改良工における改良深度と液状化対策効果の関係を検証するために実施した動的遠心模型実験の結果を報告する。

## 2. 基礎地盤の液状化に対する対策工

基礎地盤が液状化すると、堤体の荷重を支える支持力が失われるため、基礎地盤は鉛直方向に圧縮、水平方向に伸張し、堤体には沈下やクラックなどの変状が生じる。代表的な対策工として、セメント等の安定剤で地盤を固結させる工法（固結工法）、地盤の密度増大を図る工法（締固め工法）、並びに、液状化した地盤の側方変形を矢板等の鋼材により構造的に抑制する鋼材を用いた対策工法等が挙げられるが、本研究では固結工法について検討を行った。

新設堤防、或いは大規模な地震被害を受けた堤防に対しては、堤体直下の液状化対策が実施されることがある<sup>3,4)</sup>。堤体直下対策は堤体盛土の被害を抑制するために最も根本的かつ効果的であると考えられる。また、被災した堤防の復旧には、仮締切・堤体盛土の撤去・再構築の工程を要するため、堤体直下の地盤改良を同時に行うことは対策効果やトラフィカビリティの確保等を考慮した場合に合理的である。

一方、震前対策として既設堤防の液状化対策を施す場合、一般に既設堤防に与える影響が小さい法尻対策が選定される。しかし、許容沈下量が小さい場合などの条件においては、法尻対策では十分な対策効果を得ることが難しく、直下対策が選定される場合がある。また、堤体が小規模で仮締切等にかかるコストが小さい場合には、法尻対策よりも直下対策の方が経済的と判断される場合もある。特に、分厚い液状化層が広がる地域においては、改良深度を浅くすることで大幅なコスト縮減につながる可能性が期待される。

## 3. 模型実験の概要

本実験では一度の加振で同時に 2 ケースの模型実験を行うため、幅 1.5 m、奥行き 0.3 m、高さ 0.5 m の土槽を奥行方向中央部で仕切ることで 2 つの模型を作製し、50G の

表-1 実験ケース一覧（実寸スケール）

実験ケース	固化改良層厚 $D$ (m)	無対策時の液状化層厚に対する固化改良層厚比, $R_D$
Case 1	0.0	0%
Case 2	2.0	20%
Case 3	5.0	50%
Case 4	8.0	80%
Case 5	10.0	100%

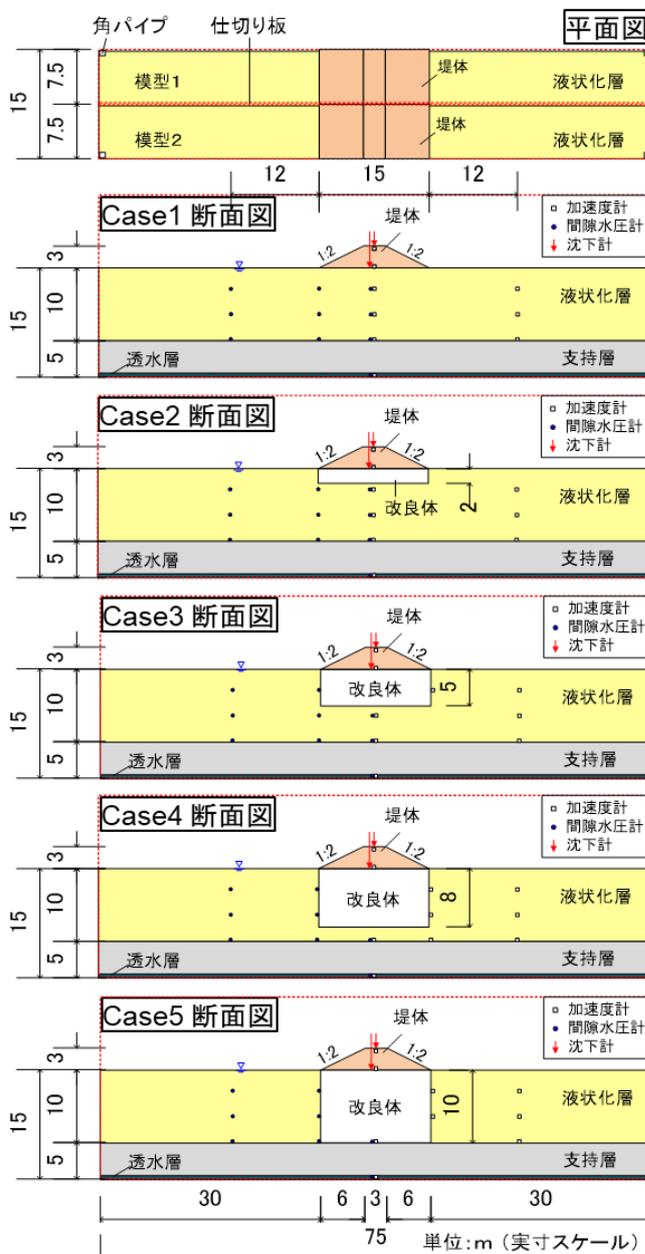


図-1 遠心模型実験概要図（実寸スケール）

キーワード 堤防, 地震, 液状化, 固化改良工, 浮き型改良工

連絡先 〒350-8516 茨城県つくば市南原 1-6 (国研) 土木研究所土質・振動チーム TEL 029-879-6771

遠心加速度の下で実施した。以下の説明では実寸スケールに換算した物理値を示す。実験ケース一覧を表-1、実験模型の概要図を図-1に示す。実験対象は層厚 15 m の基礎地盤（支持層 5 m の上に液状化層 10 m）の上に築堤した高さ 3 m、天端幅 3 m、堤体幅 15 m、勾配 2 割の堤防である。いずれのケースも堤体は最適含水比  $w = 16.5\%$ 、締固め度  $D_c = 90\%$ （湿潤突き固め）に調整した江戸崎砂で作製した。液状化層および支持層は宇部珪砂 6 号（ $G_s = 2.635$ ,  $\rho_{dmax} = 1.683 \text{ g/cm}^3$ ,  $\rho_{dmin} = 1.315 \text{ g/cm}^3$ ）で作製し、それぞれ相対密度  $D_r = 50\%$ （空中落下法）、 $D_r = 90\%$ （乾燥突き固め）とした。宇部珪砂 6 号の乾燥質量に対して 2% の早強ポルトランドセメントを添加し、二週間養生することで、一軸圧縮強度  $q_u = 500 \text{ kPa}$  程度の改良体を作製し、堤体直下に設置した。なお、改良体に占める宇部珪砂 6 号の密度は  $D_r = 50\%$  となるように調整した。

作製した模型地盤は脱気槽内で真空脱気し、脱気水を滴下することで飽和化を行った。遠心模型実験における透水現象と振動現象の相似則の整合を図るために<sup>5)</sup>、水に対して粘性が 50 倍の間隙流体を用いた。また、地下水位は堤体下面の高さ（水平地盤箇所の地表面）とした。

Case 1 は無対策、Case 2~5 では堤体直下の液状化対策工として、堤体と同じ幅 15 m の改良体を設置し、改良体層厚をそれぞれ、2 m、5 m、8 m、10 m（全層改良）とした場合について検討を行った。加振の入力地震動波形は、レベル 2 タイプ 1 地震動（I 種地盤）である新晚翠橋の加速度波形（図-2）を使用した。

#### 4. 堤体および基礎地盤の変形

加振前後の堤体および基礎地盤の状況を図-3、加振後における沈下量の計測結果一覧を表-2 に示す。図-3 の中央より左側は加振前、右側は加振後の状況を並べて示している。無対策の Case 1 では 1.050 m の天端沈下量が生じたのに対し、液状化層厚に対する改良層厚比（ $R_D$ ）を 20%、50%、80%、100% と増加させた場合、天端沈下量は 0.835 m、0.527 m、0.246 m、0.077 m と低減した。なお、堤体下面位置の沈下量は天端沈下量と同程度であった（表-2）。

堤体の天端および下面の沈下量の時刻歴変化を図-4 に示す。加振開始後 40 秒頃に沈下が開始し、75 秒頃に沈下速度が増加し、地震動がピークを迎える 100 秒頃にはさらに増加した（図-2）。全層改良した Case 5 においても 100 秒頃に沈下量が増加したが、これは堤体の水平加速度が増幅した時刻（図-5）と一致する。

堤体直下（中央）および周辺地盤（堤体法尻から 12 m 離れた位置）における、堤体下面より 3.3 m 深い位置（G.L. -3.3 m）で計測した過剰間隙水圧比の時刻歴変化を図-6 に示す。無対策ケースと改良層厚比 20% のケースを比較すると、周辺地盤ではどちらも 75 秒付近で水圧比が 0.9 に達し、100 秒付近で 1.0 に至ったため液状化が発生したことが確認される。このことは上述の沈下速度加速の理由であると考えられる。なお、堤体直下では堤体盛土の自重に起因した偏差応力が作用するため、水圧比が 1.0 に達することはなかった。この傾向は既報<sup>2)</sup>と整合する。

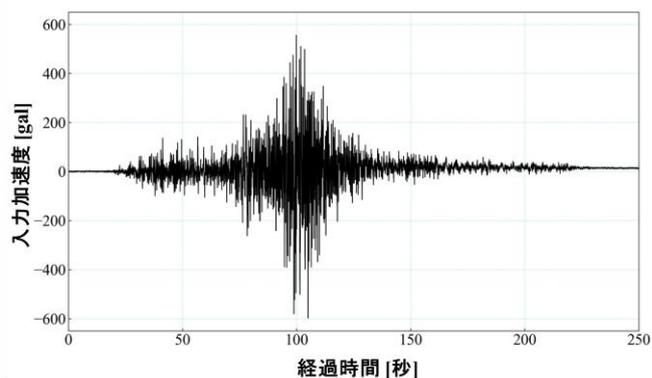


図-2 入力地震波の水平加速度時刻歴（土層底面にて計測、実寸スケール）

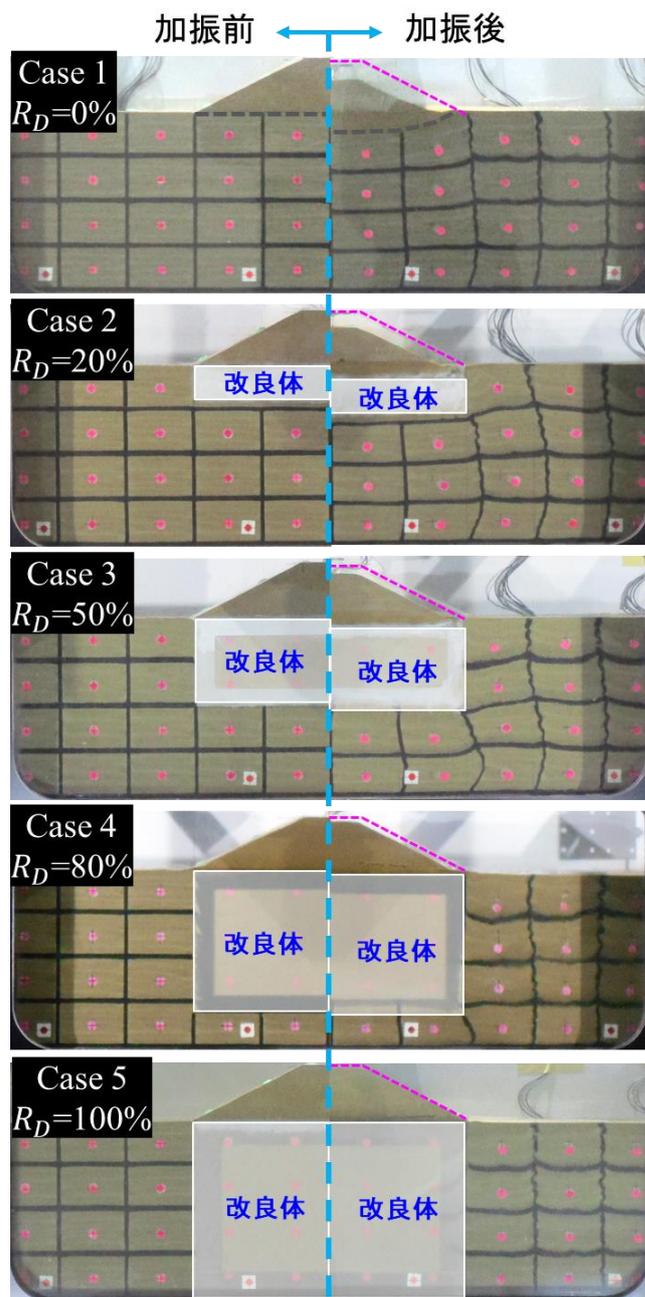


図-3 各ケースにおける加振前後の模型地盤の形状の比較（左：加振前、右：加振後、 $R_D$ ：無対策時に対する固化改良層厚比）

表-2 実験結果の一覧 (実寸スケール)

実験 ケース	堤体沈下量 [m]		無対策時に対する 沈下量軽減率 [%]		最大水平加速度 [gal]		入力地震動に対する 加速度増幅率 [%]		クラック発生の有無 (程度の大小)	
	天端	下面	天端	下面	天端	下面	天端	下面	堤体	改良体
Case 1	1.050	1.068	-	-	323	238	53.3%	39.7%	有 (大)	-
Case 2	0.835	0.868	20.5%	18.7%	237	211	39.2%	35.3%	無	有 (小)
Case 3	0.517	0.527	50.8%	50.7%	279	168	46.1%	28.6%	無	無
Case 4	0.246	0.247	76.6%	76.9%	335	263	55.4%	43.1%	無	無
Case 5	0.077	0.061	92.7%	94.3%	867	734	143.1%	125%	有 (小)	無

固化改良体の改良層厚比と堤体の沈下量の低減比に着目すると、改良体が厚くなるほど沈下量が減少する傾向が確認でき、その関係はほぼ比例する結果となった(図-7上)。ただし、改良層厚比80%のCase 4および全層改良のCase 5は上述した比例の関係よりも沈下量軽減効果が小さくなる結果となった。なお、既報<sup>2)</sup>の実験では、堤体盛土の $D_c=82\%$ と低かったため、堤体自体の変形が大きかったのに対し、本検討では $D_c=90\%$ であったため、堤体天端と下面における沈下量は同等であった。

### 5. 堤体に生じたクラック

無対策のCase 1および全層改良のCase 5では実験後に堤体表面にクラックが確認された(表-2, 図-8)。無対策のCase 1では、堤体の沈下と伴に法尻が外側に変形するストレッチングが生じたため、堤体の天端中央と両法面の中腹から法肩付近に3本の縦断クラックが発生し、それらを繋ぐように横断方向のクラックも発生した。一方、全層改良のCase 5では、堤体の沈下量は僅かであったが両法面の法尻付近に2本のクラックが生じた。表-2および図-7下に示すように、全層改良のCase 5では入力地震動に対して堤体の加速度が増幅しており、慣性力が増加したことでクラック発生に至ったと考えられる。既報<sup>2)</sup>においても同様の報告がされている。全層改良のCase 5以外では、堤体下の基礎地盤が液状化したため、加速度が大きく減衰したと考えられる。改良層厚比80%のCase 4においても同様の減衰効果が確認された。この結果に基づくと、液状化層の下部にあえて未改良部を残すことで、地震動による堤体のクラック発生を抑制できるという副次的な効果も期待できると考えられる。

### 6. 固化改良体に生じたクラック

固化改良を施した4ケースに対し、改良体が最も薄いCase 2のみ改良体の縦断方向に3本のクラックが発生した(図-9)。クラックが発生した位置は、無対策のCase 1の堤体に発生した縦断クラックの位置と概ね一致している(図-8上)。ただし、クラックが遠心加速度上昇過程で生じたものか、加振中に生じたものかは不明である。その他ケースでは、改良体が分厚かったためにクラックの発生を抑制できたと考えられる。ただし、Case 2では改良体に発生したクラックの影響で沈下が増大するような傾向はみられなかった。こうした改良体の内部破壊に対する設計上の扱いについては、浸透特性の変化の評価と併せて今後検討する必要がある。

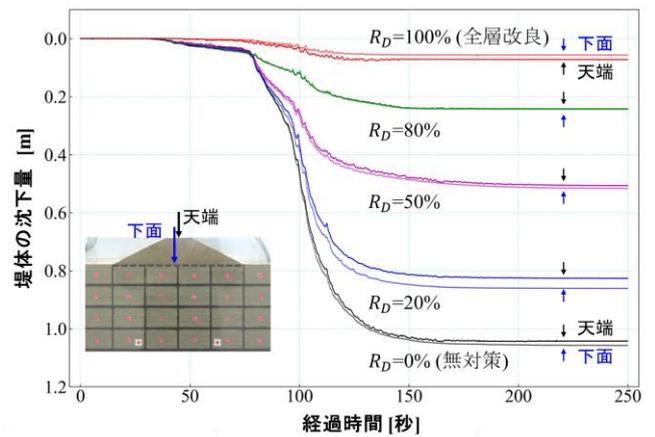


図-4 堤体天端の沈下量時刻歴

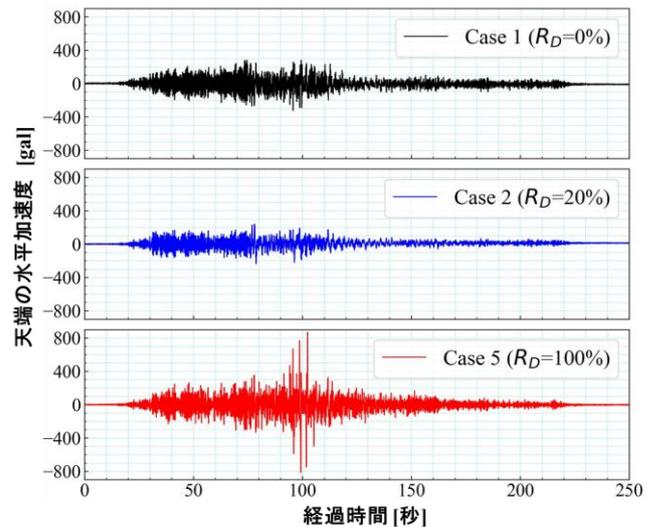


図-5 堤体天端の水平加速度時刻歴

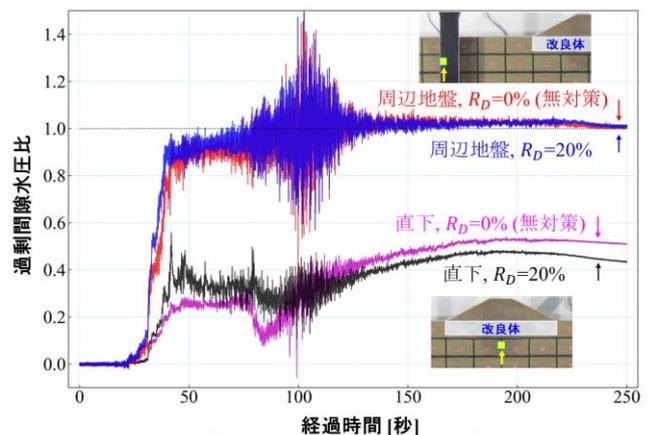


図-6 表層付近の過剰間隙水圧の時刻歴

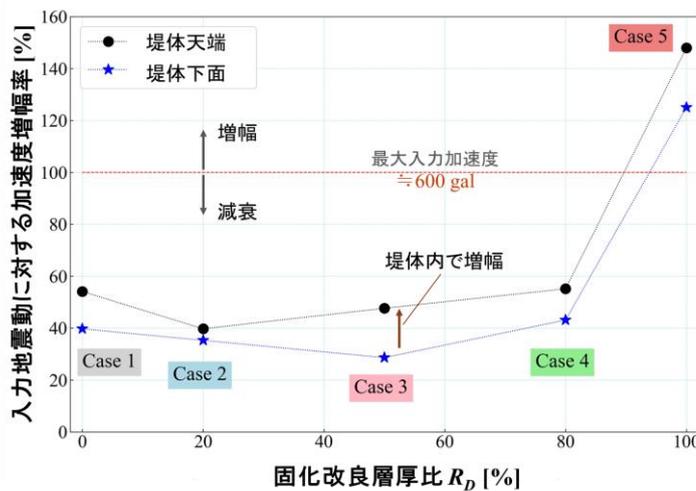
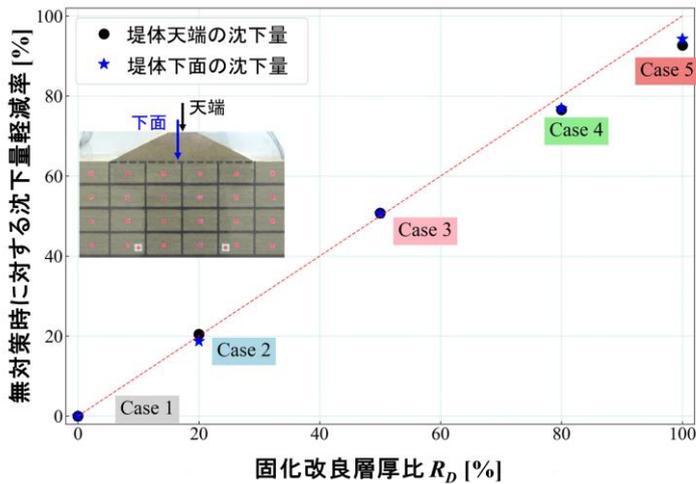


図-7 固化改良深度の影響：(上) 無対策時に対する沈下量軽減率 (下) 入力地震動に対する最大水平加速度の増幅率

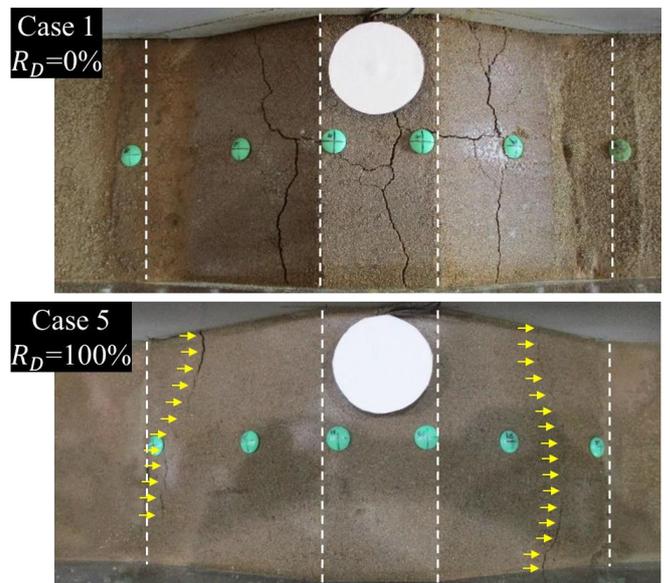


図-8 加振により堤体に発生したクラックの様子：(上) Case 1：無対策 (下) Case 5：全層改良

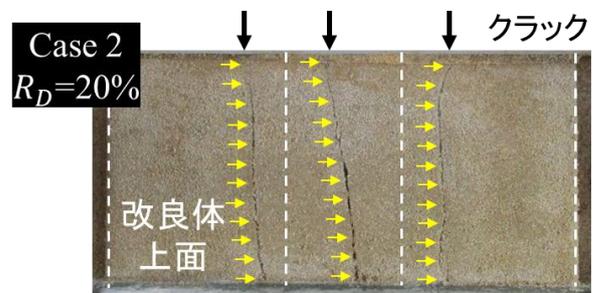


図-9 加振により固化改良体に発生したクラックの様子 (Case 2：改良層厚比  $R_D = 20\%$ )

## 7. まとめ

本検討では、基礎地盤の液状化対策工として堤体直下の固化改良工法を対象とし、液状化層の改良深度と液状化対策効果の関係を検証することを目的に動的遠心模型実験を実施した。限られた地盤条件における検討結果ではあるが、得られた知見を以下にまとめる。

- ・堤体直下の改良体が厚くなるほど堤防の沈下量が減少する傾向が確認された。無対策時に対する沈下量の低減率は、全層（100%）改良ならびに80%改良の場合ではわずかに低いものの、改良層厚比とはほぼ同程度であった。
- ・液状化層を全層改良したケースでは堤体の沈下量が大きく低減されたが、堤体内にクラックが生じ、堤体自体の変形に伴う沈下も生じた。これは堤体下部に液状化層が存在しないため、加速度が減衰することなくむしろ増幅した上で、堤体に伝達したためだと考えられる。このように液状化層下部にあえて未改良部を残す浮き型固化改良工では、地震動による堤体のクラック発生を抑制する効果も期待できると考えられる。
- ・上記の考察を踏まえ、堤体直下の浮き型固化改良工においては、河川流水の越水を防止できる堤防高さを確保した上で、コストを低減させるような合理的な方策の検討が可能になると考えられる。
- ・ただし、改良層厚比20%のケースでは、堤体の沈下量および変状の程度を軽減する効果が認められた一方、加振により改良体にはクラックが発生した。クラック発生に起因する沈下量の増大傾向は認められなかったものの、改良体の内部破壊に対する設計上の扱いについては、浸透特性の変化の評価と併せて、今後検討する必要がある。

参考文献 1) 国立研究開発法人土木研究所：河川堤防の液状化対策の手引き，土木研究所資料 第4332号，2016.3. 2) 荒木裕行，谷本俊輔，石原雅規，佐々木哲也：基礎地盤の液状化に対する堤体直下固化改良工に関する動的遠心模型実験，第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，II-7，2014.12. 3) 折敷秀雄，佐々木康：液状化により被災した河川堤防の地盤改良を併用した復旧，土木学会論文集，No.686，pp.15-29，2001.9. 4) 国土交通省東北地方整備局，北上川等堤防復旧技術検討会：北上川等堤防復旧技術検討会 報告書，2011.12. 5) 岡村未対，竹村次朗，上野勝利：遠心模型実験—実験技術と実務への適用—2.遠心模型の相似則，実験技術—利点と限界，土と基礎，Vol.52，No.10，pp.37-44，2004.

# デジタルカメラを用いた画像解析による亀裂の変状計測の精度向上策

堤防 亀裂 画像解析

中電技術コンサルタント(株) 正会員 ○三津井 勇佑  
 猿渡 雄二  
 中電技術コンサルタント(株) 非会員 能島 佑佳  
 山口大学大学院 正会員 森 啓年  
 中田 芳貴

## 1. はじめに

著者らは、河川堤防天端のアスファルト舗装部に生じた亀裂を対象とした変状の進行性を把握可能な計測手法として、画像解析 (SfM 解析) による計測の適用性を検討している。既報りでは、亀裂周辺に設置した鋸間計測距離が長くなるにつれて、エスロンテープと SfM 解析の計測値の差分量が大きくなることがわかった。この要因の1つとして、画像のラップ率に留意した写真撮影を行っているものの、解析ソフトで画像のつなぎ合わせを行う際、特徴の少ないアスファルト舗装では標点 (マーカー) が少ないとその精度が低くなることが想定されている。

本報では、鋸間距離が長い計測箇所に着目した SfM 解析の精度向上策を検討し、その結果について報告する。

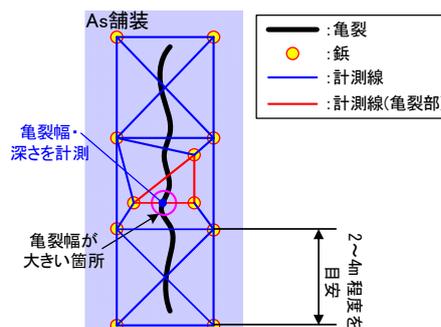


図-1 亀裂の計測環境概要図<sup>1)</sup>

## 2. 変状の計測方法

堤防天端アスファルト舗装部に生じた亀裂の計測は、一級河川 A 川の直轄堤防で縦断亀裂と亀甲状ひび割れを対象に、2021 年度では 17 箇所、2022 年度では 28 箇所、2023 年度では 34 箇所で行った。亀裂の計測環境については、図-1 に示すように亀裂周辺に 2~4m ピッチを目安に鋸を設置し、その鋸間距離をエスロンテープ、SfM 解析にて計測した。各計測手法及び検討フローを図-2 に示す。SfM 解析による変状計測では、現地にて鋸上に標点となるマーカーを設置し、デジタルカメラを用いて写真のラップ率が 70%以上となるように撮影し、撮影した画像と RTK-GNSS にて計測した鋸の座標データを用いて、SfM 解析を行い、ソフト上で鋸間距離を計測した。また、今回の精度向上策として、図-3 に示すとおり、亀裂延長方向に対して鋸間距離が長い箇所について、撮影写真内の特徴点が増えるよう、1.0m~1.5m 程度の間隔でマーカーを追加設置し、画像解析の精度向上を図った。

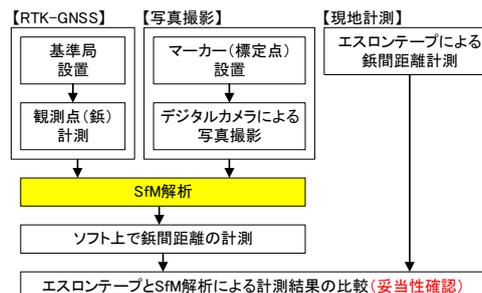


図-2 変状の計測方法と検討フロー<sup>1)</sup>



図-3 マーカー配置の一例

## 3. 計測結果の概要

亀裂周辺に設置した鋸間距離について、2022 年度と 2023 年度におけるエスロンテープ計測値と SfM 解析計測値の比

Measures to improve the accuracy of crack deformation measurement by image analysis using digital camera

Yusuke MITSUI Chuden Engineering Consultants  
 Yuji SARUWATARI Chuden Engineering Consultants  
 Yuka NOJIMA Chuden Engineering Consultants  
 Hirotoishi MORI Yamaguchi University  
 Yoshitaka NAKATA Yamaguchi University

比較結果を図-4に示す。2022年度ではエスロンテープ計測値と SfM 解析計測値の差分量が最大±3cm 程度であったのに対し、2023年度では最大±1.5cm 程度であった。また、2023年度の差分量は2022年度と比較してばらつきも少なく、±1cm 以内となったデータ数の比率が95%から99%と高い精度で計測することができている。

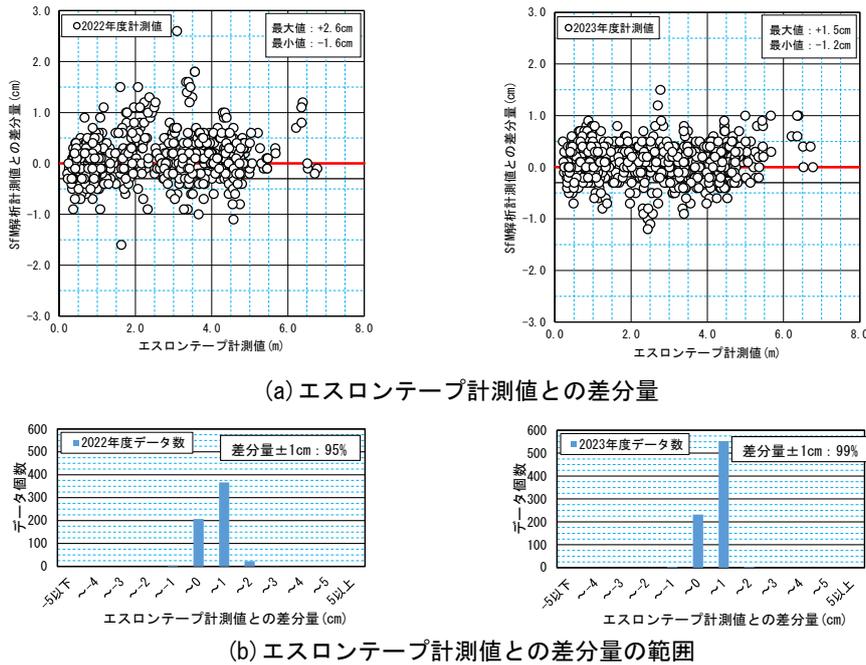


図-4 鉸間距離のエスロンテープ計測値と SfM 解析による計測値との比較

#### 4. 精度向上策の評価

##### 4.1 鉸間距離に着目した評価

計測全体数に対する各鉸間距離の割合について、図-5に示す。ここで、「②1m未満(亀裂部)」は、図-1の赤線の実線で示す亀裂幅・深さを計測する箇所周辺の鉸間計測箇所である。

過年度の撮影写真より鉸間距離が3mを超えると撮影写真内の特徴点が著しく低下している写真が確認されたことを踏まえ、本稿では特に鉸間距離が長く、計測全体数に対する鉸間距離の割合も20%程度と一定数確保できており、精度向上策の結果が得られやすい鉸間距離「3-4m」、「4-5m」について報告する。

鉸間距離別に整理した2021年度から2023年度の計測値において、鉸間距離「3-4m」に対するエスロンテープ計測値と SfM 解析計測値の差分量を図-6(a)に、鉸間距離「4-5m」に対するエスロンテープ計測値と SfM 解析計測値の差分量を図-6(b)に示す。ここで、図中の赤色の実線はエスロンテープ計測値と SfM 解析計測値の差分量が同値であることを、青色の破線はその差分量が±5mmであることを、赤色の破線はその差分量が±1cmであることを示す。図-6に示すとおり、2022年度と2021年度の計測値の差分量では±5mm以内のデータ数が鉸間距離「3-4m」の場合で55%、「4-5m」の場合で59%と計測精度が低かった。しかしながら、精度向上策を実施した2023年度と

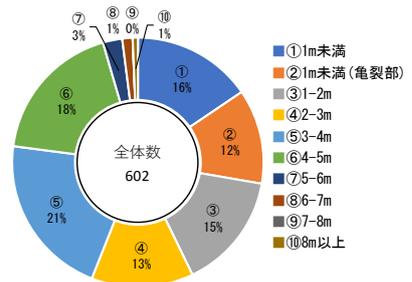


図-5 計測全体数に対する鉸間距離別の割合

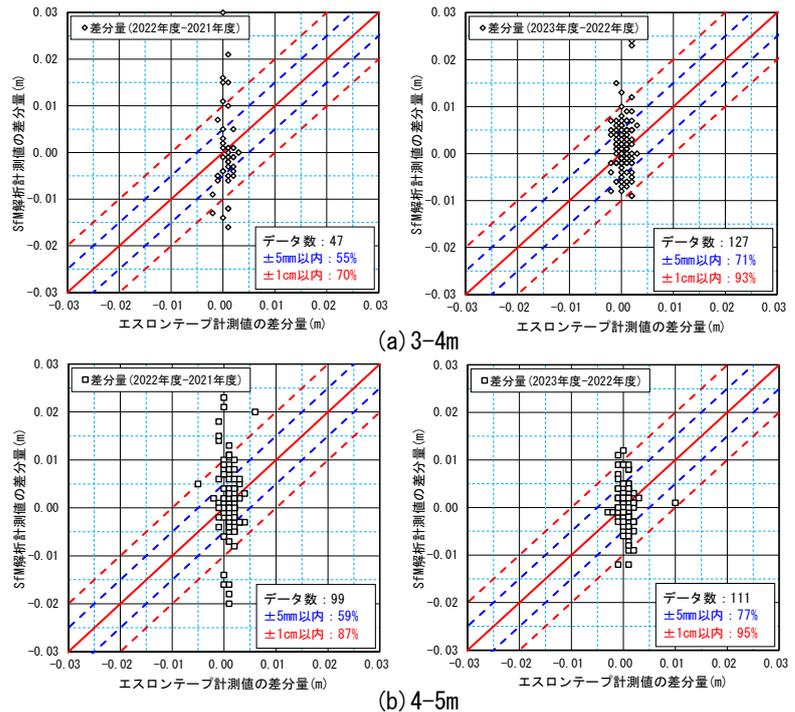


図-6 鉸間距離別の計測値の差分量

2022年度の計測値の差分量ではばらつきが小さくなり、 $\pm 5\text{mm}$  以内のデータ数が鉸間距離「3-4m」の場合で71%、「4-5m」の場合で77%と計測精度が大幅に向上した。

この要因として、鉸間距離が長い区間で特徴点（マーカー）が増えたことにより、計測精度が著しく向上したと考える。

#### 4.2 計測方向の違いによる評価

亀裂延長方向に追加設置したマーカーによる計測精度向上効果についてより詳細に把握するため、計測箇所を計測方向別に「亀裂延長方向」と「亀裂幅方向」に区分し、その違いについて整理した。各計測方向は、図-7に示すとおり該当計測箇所を抽出したが、亀裂部周辺の鉸間についてはマーカー数が多いことから除外した。

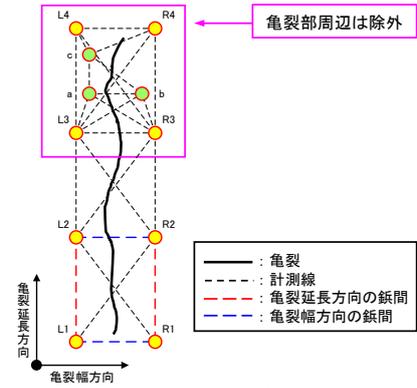


図-7 計測方向選定イメージ図

鉸間計測方向別に整理した2021年度から2023年度の計測値において、「亀裂延長方向」に対するエスロンテープ計測値とSfM解析計測値の差分量を図-8(a)に、「亀裂幅方向」に対するエスロンテープ計測値とSfM解析計測値の差分量を図-8(b)に示す。図-8に示すとおり、2022年度と2021年度の計測値の差分量では $\pm 5\text{mm}$  以内のデータ数が「亀裂延長方向」で54%、「亀裂幅方向」の場合で61%といずれの計測方向についても低い計測精度であった。一方、2023年度と2022年度の計測値の差分量では、 $\pm 5\text{mm}$  以内のデータ数が鉸間距離「亀裂延長方向」の場合では79%と計測精度が大きく向上しているが、「亀裂幅方向」の場合では67%と計測精度があまり向上していない。

この要因として、今回の精度向上策では鉸間距離が長い「亀裂延長方向」の計測箇所をマーカーの追加設置の対象とし、「亀裂幅方向」にはマーカーを追加設置していないことによるものと考えられる。そのため、「亀裂幅方向」にも特徴点（マーカー）を増やすことで、「亀裂幅方向」の計測精度が向上すると考える。

#### 4.3 計測範囲端部に対する評価

4.2で整理した「亀裂幅方向」の計測箇所について、「端部の鉸間」と「端部以外の鉸間」に分類し整理した。ここで「端部の鉸間」とは、図-7に示す鉸間「L1~R1」のような各計測範囲の端部に位置する鉸間である。なお、「L4~R4」のように亀裂周辺にマーカーを密に設置している箇所については除外した。

「亀裂幅方向」の計測箇所のうち2021年度から2023年度の計測値において、「端部の鉸間」に対するエスロンテープ計測値とSfM解析計測値の差分量を図-9(a)に、「端部以外の鉸間」に対するエスロンテープ計測値とSfM解析計測値の差分量を図-9(b)に示

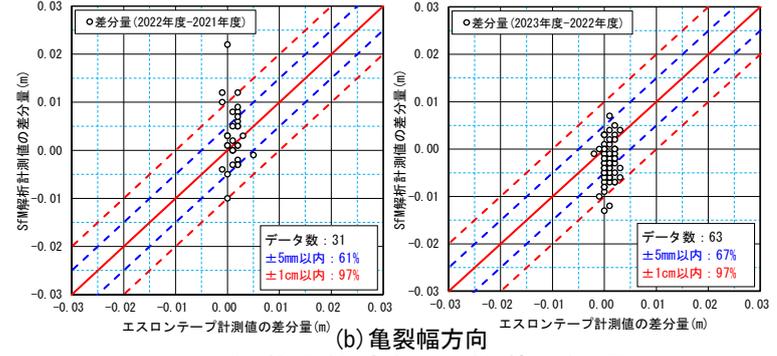
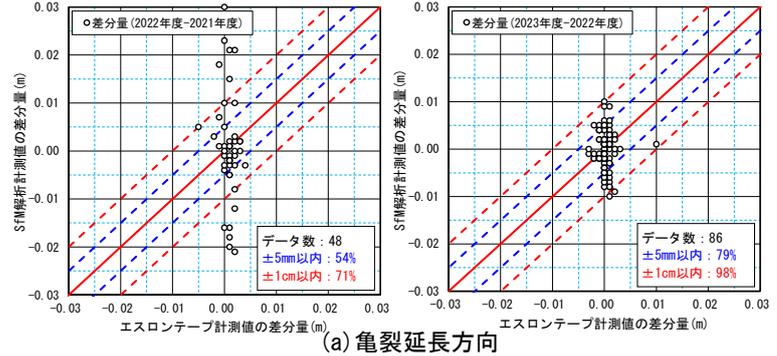


図-8 鉸間計測方向別の計測値の差分量

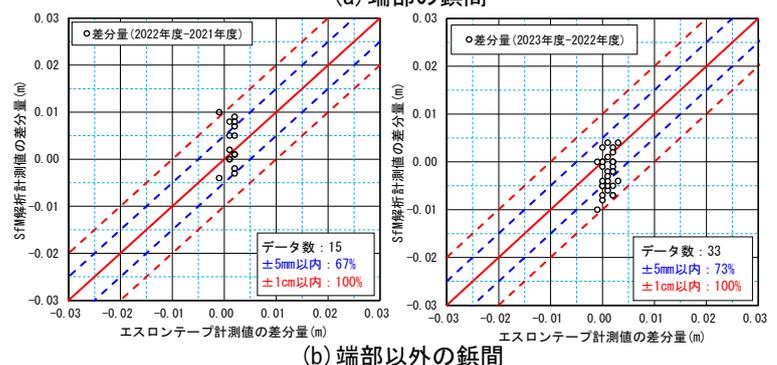
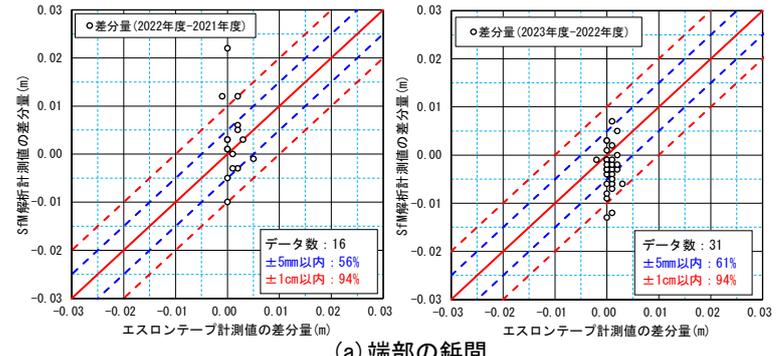


図-9 「端部の鉸間」と「端部以外の鉸間」における計測値の差分量

す。図-9に示すとおり、いずれも2022年度と2021年度の計測値の差分量と比較して、2023年度と2022年度の計測値の差分量の計測精度はわずかに向上しているが、SfM解析計測値の2023年度に対する2022年度との差分量はエスロンテープ計測値との差分量に対して、±5mm以内のデータ数の比率が「端部の鉸間」で61%に対して「端部以外の鉸間」では73%となっており、「端部以外の鉸間」と比較して「端部の鉸間」の計測精度が低い。

この要因として、図-10に示すとおり「端部の鉸間」は「端部以外の鉸間」よりも撮影された写真内の特徴点が少ない(写真撮影範囲内に映り込むマーカの個数が少ない)ため、解析ソフト上で画像のつなぎ合わせを行う際の精度が低くなったと考える。

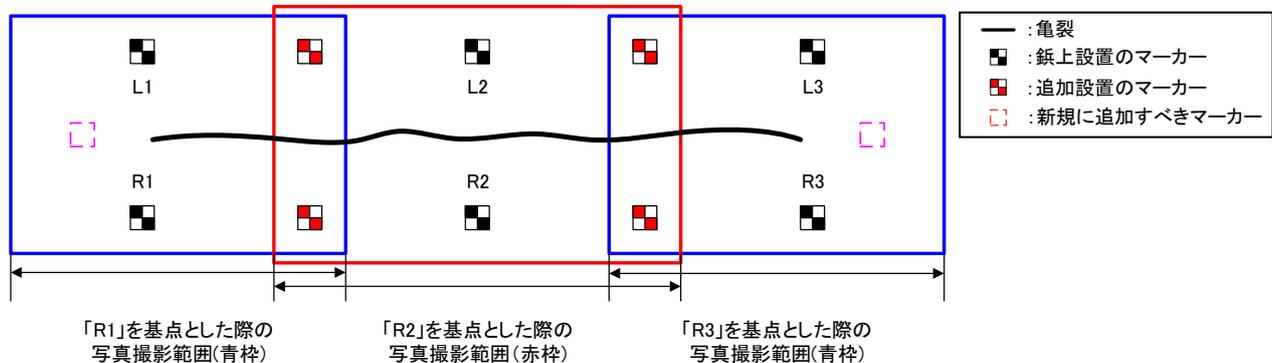


図-10 鉸間端部の写真撮影範囲概要図

## 5. まとめ

本稿では、亀裂延長方向に対して鉸間距離が長い箇所について、SfM解析に用いる撮影写真内の特徴点が増えるよう、1.0m～1.5m程度の間隔でマーカを追加設置する精度向上策を検討し、その結果について報告した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 亀裂周辺にマーカを亀裂延長方向に1.0～1.5m程度の間隔で設置し、撮影した写真によりSfM解析を実施することで、特に鉸間距離が長い区間で計測精度が向上した。
- (2) 計測方向のうち「亀裂幅方向」については、計測箇所周辺にマーカを追加設置することにより、計測精度が向上すると想定される。
- (3) 「端部の鉸間」については「端部以外の鉸間」と比較して写真内の特徴点が少なくなるため、計測範囲外にマーカを追加設置することにより、計測精度が向上すると想定される。

今後、上記の(2)、(3)の精度向上策に取組み、SfM解析計測の更なる精度向上を図る予定である。

## 参考文献

- 1) 中田芳貴・森啓年・三津井勇佑・猿渡雄二・能島佑佳：画像解析を用いた河川堤防に生じた亀裂の進行性評価に関する研究、地盤と建設、2023（投稿中）