河川堤防の越流破壊に有効な矢板補強に関する実験的研究

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE EFFECT OF SHEET PILE REINFORCEMENT FOR OVERFLOW FAILURE OF RIVER LEVEES

奥本 祥広[1]・笠間 清伸[2]・李 洋[3]・八尋 裕一[4]
Sachihiro OKUMOTO, Kiyonobu KASAMA, Li YANG and Yuichi YAHIRO

[1]九州大学大学院工学府（〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744 番地ウエスト 2 号館 11 階 1110 号室）
E-mail: okumoto.sachihiro.739@s.kyushu-u.ac.jp
[2]九州大学大学院工学研究院（〒819-0395 福岡市西区元岡 744 番地ウエスト 2 号館 11 階 1128 号室）
E-mail: kasama@civil.kyushu-u.ac.jp
[3]九州大学大学院工学研究院（〒819-0395 福岡市西区元岡 744 番地ウエスト 2 号館 11 階 1111 号室）
E-mail: li.yang.168@m.kyushu-u.ac.jp
[4]九州大学大学院工学部技術部（〒819-0395 福岡市西区元岡 744 番地ウエスト 2 号館 11 階 1111 号室）
E-mail: yahiro.yuichi.212@m.kyushu-u.ac.jp

***Key Words**: levee, overflow failure, sheet pile reinforcement, model experiment*

1. はじめに

近年，豪雨による河川水位の上昇と長時間の高水位の継続により，河川堤防の破壊による被害が生じている．河川堤防の崩壊形態は大まかに 3 つに分類され [1]，①堤体直下の基礎地盤に水みちが発生するパイピング破壊，②河川水および降雨により堤体内の水位が上昇することによる堤体のすべり破壊，③河川水の越流による侵食・洗堀破壊がある．この中でも③越流による破堤が多いとされ [2]，越水に対して粘り強い構造の堤防の整備が求められている．これを実現する有効な工法の一つとして矢板による補強が挙げられ，その補強効果やメカニズムに関する研究が現在盛んに行われている．

既往の研究例として，海岸堤防を対象とした津波越流時の変形・破壊メカニズムに関するものや，地震時の液状化に伴う堤体の側方流動・沈下に対する二重矢板の挙動調査などが存在する [3)-5)]．しかしながら，これらの既往の研究の多くは，地震動による液状化対策，一時的な仮設構造としての設計，あるいは津波という短時間かつ強大な外力を対象としたものが主である．これらにより，短期的かつ強大な外力に対する矢板の補強効果は解明されつつある．一方，長時間の高水位継続と越流・洗掘が複合的に作用する河川堤防において，矢板補強がどのように粘り強さを発揮するのか，洗堀量と矢板の関係は未解明である．さらに，一重や二重といった最適な矢板の打設形式，最も効果的な補強位置及び矢板長に関する知見も十分に得られていないという課題がある [6)]．

そこで本研究では，河川堤防の越流破壊に対する一重での矢板補強の有効性を明らかにすることを目的とし，模型実験を実施した．具体的には，矢板補強の有無や矢板の遮水性能，矢板長などに着目し，堤体の崩壊メカニズムを詳細に分析し，かつ矢板補強の効果を検証した．

2. 実験概要

(1) 実験装置

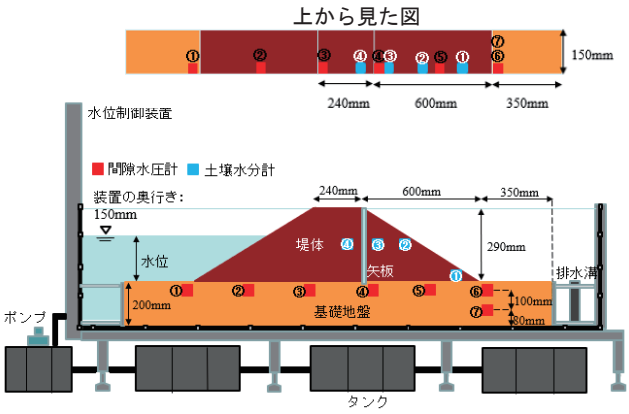


図-1　実験装置（図左：堤外側，図右：堤内側）

実験装置は，**図-1** に示すとおり堤体と基礎地盤を作製する土槽，水位制御装置，ポンプ，タンク及び排水溝から構成される．上底 4 m，下底 28 m，高さ 6 m の堤体を約 20 分の 1 のスケールで模擬し，堤防は上底 240 mm，下底 1400 mm，高さ 290 mm および奥行き 150 mm の台形型の堤体と，長さ 2140 mm，高さ 200 mm および奥行き 150 mm の基礎地盤で構成される．

(2) 実験条件

表-1 に実験条件の設定に用いた相似則を示す．この相似則は，持田らの研究 [6]を参考に設定した．特に越流時間の相似則は，土砂掃流に関するシールズ則に基づくものを適用した．また，模型地盤の作製条件を**表-2** に示す．

本研究では，装置左側を堤外側，右側を堤内側として越流を発生させ，堤体内の浸透や侵食の状況を観察した．実験中は体積含水率および間隙水圧を計測し，カメラで堤内側の法面と法尻を上面・側面から撮影した．実験は，**表-3** に示す補強なしで越流させた条件 [1]を Case 0 として，堤内側の法肩を矢板補強し，かつ矢板の遮水及び固定条件と矢板長を変化させた実験を Case 1-Case 3 の 3 ケース実施した．Case 1 が矢板の固定がなく遮水機能が低下した条件，Case 2 が十分な遮水性能を有する矢板を堤体の天端から基礎地盤まで設置した条件，Case 3 が Case 2 と同じ矢板を堤体高の半分まで補強した条件となる．各条件の意図として，Case 2 を基本的な補強条件とし，Case 1 は，矢板打設境界，継手部等に生じる弱部の想定，Case 3 は堤体内での十分な矢板長の必要性を比較・検証するために設定した．なお，矢板の遮水と固定は，**図-2** に示す方法により行った．この処理は，現場における連続した矢板壁を模擬するために施し，越流に伴う矢板の転倒挙動は再現できる構造とした．

表-1 本実験に用いた相似則

	相似比		換算($N=20$)	
	実大	模型	1/20模型	実大換算
堤高	1	$1/N$	290 mm	5.8 m
曲げ剛性	1	$1/N^{3.5}$	341 mm^4/m	1221 cm^4/m
越流水深	1	$1/N$	10 mm	20 cm
越流時間	1	$1/N^{5/6}$	5分	1時間

表-2 模型地盤の作製条件

	堤体	基礎地盤
土質材料	珪砂7号とカオリン粘土(4:1)	まさ土
初期含水比	10 %	16 %
乾燥密度	1.68 t/m^3	1.90 t/m^3

表-3 実験ケース

	矢板	矢板長	根入れ（基礎地盤）	遮水性	矢板の移動	備考
Case 0	なし					
Case 1	アクリル板	300 mm	10 mm	低下	拘束なし	
Case 2	鋼板1.6 mm	290 mm	なし	あり	上下の拘束あり	
Case 3	鋼板1.6 mm	145 mm	なし	あり	上下の拘束あり	矢板は天端位置から設置

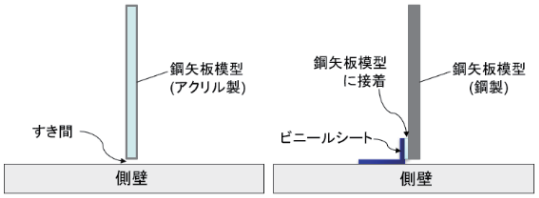


図-2　矢板の遮水・固定条件
（平面図，図左：堤外側，図右：堤内側）

製品	Intel D435
視野角(FOV)	
HFOV	87°
VFOV	58°
解像度	1280 × 720
FPS	30 fps

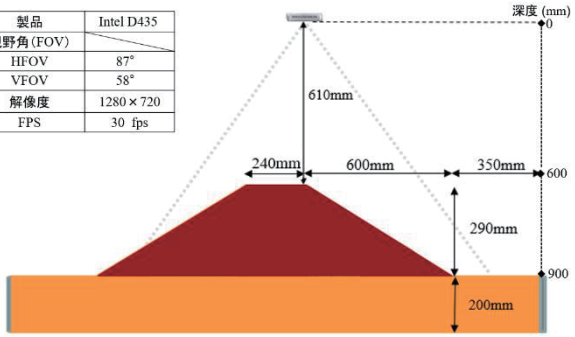


図-3　カメラの性能及び設置条件

(3) 堤体の侵食量の計測

Case 2 及び Case 3 では堤体の上部を撮影する際に通常の撮影データと合わせて Depth Camera (インテル D435) を用いて深度データも計測した．Depth Camera を用いることで堤体の侵食の推移を定量的に考察することを試みた．カメラの性能及び設置条件は**図-3** に示す通りである．

Depth Camera による動画は，解像度 1280×720 pixel，フレームレート 30fps（1 フレームあたり 1/30 秒）で撮影される．侵食量の推定は，動画の範囲を実験装

置付近に絞ったうえで，深度 600 mm から 900 mm の範囲を示すピクセルを抽出し，その数と高さを掛け合わせることで体積を計算することで行った．なお，1 ピクセルあたりの面積は，カメラの視野角（FOV）と，そのピクセルが持つ距離データを基に算出した．体積は 1 秒（30 フレーム）ごとで計算し，ばらつきを減少させるために移動中央値で計算した．

3. 実験結果と考察

(1) 堤体の崩壊メカニズム

図-4 に各実験ケースにおける堤体の侵食の進行プロセスを示す．図中に経過時間を示し，河川水が堤内側の法肩に到達した時間を越流開始とした．侵食面は，経過時間で最も侵食された断面を示す．

全てのケースにおいて，堤体の侵食は堤内側の法面から開始した．その後，侵食が生じた斜面に越流水が流入することでさらに侵食が加速し，その上方にある法面が崩れ落ちるような崩壊が繰り返され，侵食の範囲が堤外側の法肩の方へと拡大する崩壊形態を示した．このような侵食現象は，越流量が少なく天端から侵食しない場合に生じる [7]．

また，本条件では堤内側の法面下部や法尻よりも，法面上部の方が大きく侵食され，特に Case 2 及び Case 3 では階段状の侵食形態が確認された．これは，堤体土の強度が小さいために法面の侵食進行速度が大きくなり，法面上部が早期に大きく変形することで，越流水が法尻に到達する前にある程度減勢されるためと考えられる．

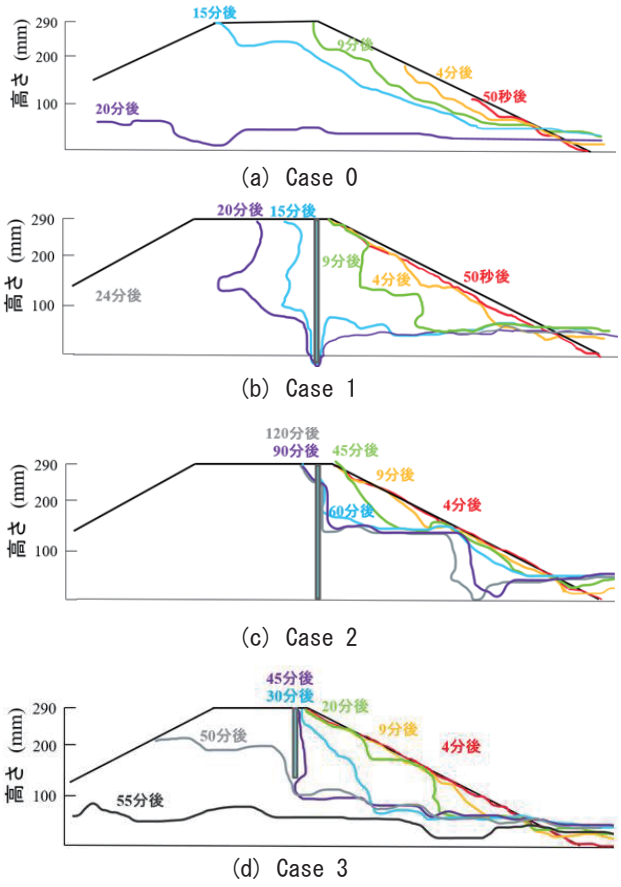


図-4　侵食面の経時変化（図左：堤外側，図右：堤内側）

一方，各実験ケース間で大きな違いが確認されたのは天端の崩壊過程であった．Case 1 では，矢板の隙間を通じて侵食が継続して発展し，上部のオーバーハングした部分が崩れる形で堤体が大きく崩壊するとともに，矢板下端での基礎地盤の洗掘が見られた．Case 2 では，堤外側に侵食が進行することがなく，実験時間内で堤体が崩壊することはなかった．Case 3 では，矢板下端から侵食が進行し，そこからすべり破壊のような形で堤体が大きく崩壊した．

(2) 基礎地盤における間隙水圧の経時変化

図-5 に各実験ケースにおける間隙水圧の経時変化及び堤外水位の変化を示す．なお，グラフに示す水圧計の値はすべて 1 分間の移動平均値である．

全てのケースにおいて，堤外側の法尻にある水圧計①は水位に比例して上昇し，水位が最大となった所でピークを示した．また，堤内側の法尻にある水圧計⑥，⑦では越流開始と同時に上昇が見られる．堤外側の法尻からより離れた位置の水圧計②，③，④，⑤は，水圧計①よりも遅れて上昇する傾向が共通して確認された．一方，各実験ケースでは以下の間隙水圧の特徴的な変化が見られた．

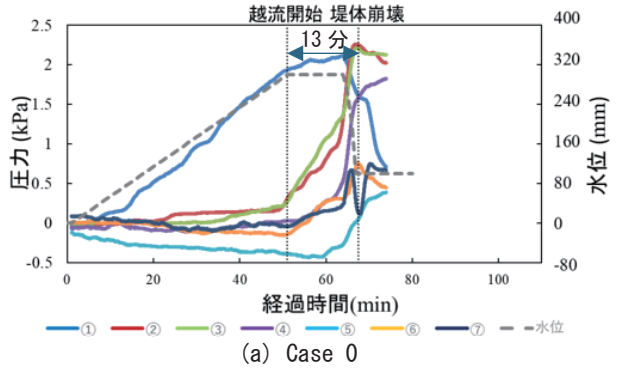
Case 0 では水圧計①に遅れて他の水圧計が上昇し，堤体崩壊の時点においては，水位の変化を反映している水圧計①が低下したのに対し，水圧計②，③は大きく上昇した．これは，法肩付近での堤体の崩壊を反映しているためと考えられる．

Case 1 では，水圧計①よりも遅れて他の水圧計が上昇する傾向が，Case 0 に比べてより顕著に見られた．堤体崩壊時の挙動は Case 0 と同様であり，水圧計①が低下する一方で水圧計②，③が大きく上昇しており，堤外側の法肩付近での堤体の崩壊を反映していると考えられる．

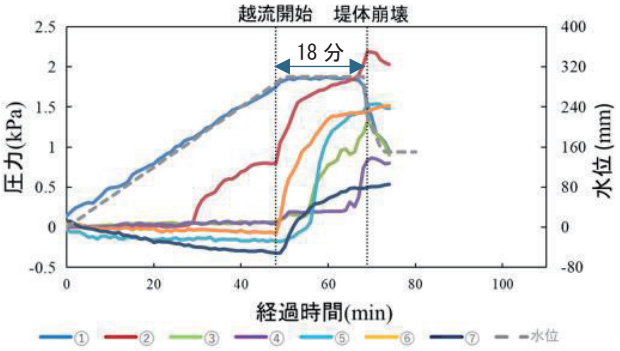
Case 2 では長時間堤体が崩壊することなく維持されたため，各水圧計がそれぞれ明確なピークを示した．水圧計①がピークを示した後，水圧計②は約 50 分後，水圧計③は約 100 分後にピークを示した．このピークに達した時点で，堤体はほとんど完全に飽和しているものと考えられる．また，水圧計④は水位上昇開始から約 80 分（越流開始からは約 30 分）でピークを示したが，その値は矢板を挟んで堤外側

に設置した水圧計のピーク値の約 6 割と小さいことが確認された．

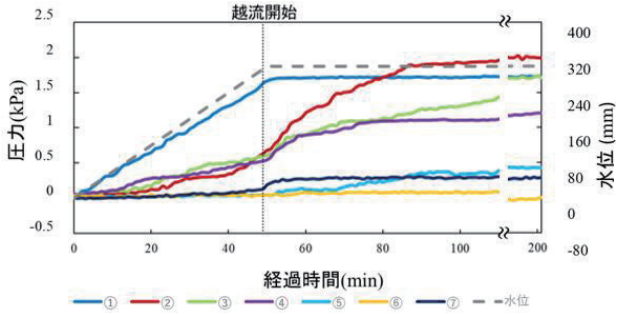
Case 3 では，越流開始の時点で水圧計⑥，⑦に少し上昇が見られた．堤体崩壊の前後においては，水圧計①が低下するのに対して，水圧計②，③だけでなく水圧計④も大きく上昇した．これは，堤外側の法肩のみならず天端付近での堤体の崩壊を反映していると考えられる．



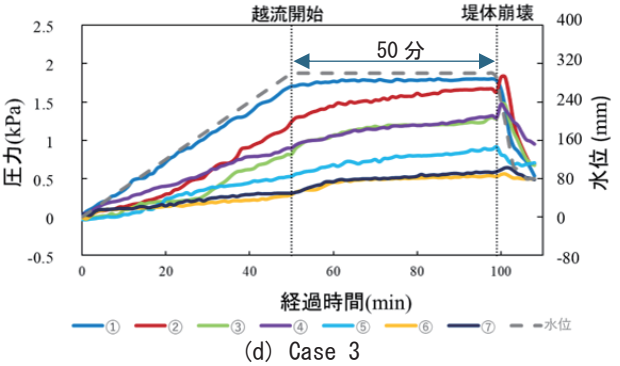
(a) Case 0



(b) Case 1



(c) Case 2



(d) Case 3

図-5　間隙水圧の経時変化

(3) 各ケースにおける越流継続時間

図-5 の間隙水圧の変化より推定される越流開始から堤体崩壊までの時間を越流継続時間とする．なお，堤体崩壊は，水位計①の数値に明らかな低下が生じた時点とした．**表-4** に各実験ケースにおける越流継続時間の実験値と，**表-1** の相似則を用いて実大換算した時間を示す．実験値は，Case 0 が 13 分，Case 1 が 18 分，Case2 は 150 分以上，Case 3 は 50 分であった．これを実大換算した時間は，Case0 は約 2.6 時間，Case1 は約 3.6 時間，Case 2 は約 24 時間以上，Case 3 は約 10 時間にそれぞれ相当する．

図-6 に，平成 27 年以降の主な越水事例 [8]をもとに，越流水深と越流時間の状況を整理したものを示す．越水した 51 事例のうち，損傷状況が確認できた 44 事例において，堤防が決壊したのは 18 事例，損傷したのは 13 事例であったと報告されている．特に，越流時間が 3 時間以内かつ越流水深が 30cm 以下の 13 事例中，7 事例（54%）が損傷または決壊に至っている．本実験の補強なしの条件（Case 0）における破堤までの越流時間は実大換算で約 2.6 時間であり，実際の越流破壊事例と比較しても不自然な結果ではないといえる．

その上で各補強ケースの有効性を考察する．実際の越流時間に当てはめた場合，実大換算値が約 3.6 時間であった Case 1 は，十分な時間的猶予を生み出しているとはいえず，それほど有効な補強であったとはいえない．一方，Case 2 及び Case 3 は破堤までの時間を大幅に遅らせており，有効な補強であったといえる．

表-4 越流継続時間

	相似比		換算($N=20$)	
	実大	模型	1/20模型	実大換算
越流時間	1	$1/N^{5/6}$	1分	12分
	越流継続時間			
	模型スケール		実スケール	
Case 0	13分		2.6時間	
Case 1	18分		3.6時間	
Case 2	150分以上		24時間以上	
Case 3	50分		10時間	

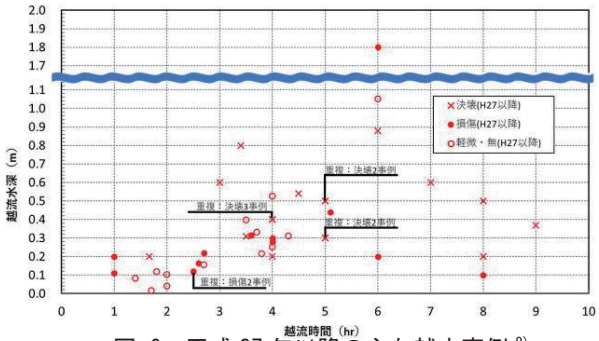


図-6　平成 27 年以降の主な越水事例 [8]

このような有効性の違いは，実験における遮水性の有無に起因し，実施工での矢板の打設境界が補強効果を低下させる要因となり得るといえる．また，補強効果として，十分な矢板長を持つ Case 2 で堤防高の維持が確認された一方，矢板長を半分とした Case 3 では天端侵食を防げないことが示された．

(4) Case 3 の天端崩壊過程に関する考察

Case 3 では，天端崩壊過程において，すべり破壊のような崩壊形態が確認された．**図-7** に堤体内の体積含水率，**図-8** に矢板を設置した位置より堤外側の基礎地盤に設置した水圧計の間隙水圧をそれぞれ示す．これまでの河川堤防のすべり破壊を対象とした研究 [1]から，間隙水圧及び体積含水率の急激な上昇が浸透すべり破壊の前兆現象であると考察されている．

本実験の Case 3 においても**図-7** より水分計④の位置で堤体崩壊の直前に体積含水率の急激な上昇が確認された．水分計④の位置は，本ケースにおいて堤体のすべり破壊のような崩壊形態が確認された箇所である．また，**図-8** より基礎地盤に設置した水圧計の値も堤体崩壊直後に，崩壊箇所付近の水圧計②，③，④での上昇が確認された．

このような結果は，越流により堤体の侵食が進み，堤体自身の不安定性が増加した段階で，すべり破壊による崩壊が起こったことを示している．すなわち，Case 3 は，すべり破壊が越流破壊に複合して発生したケースであるといえる．

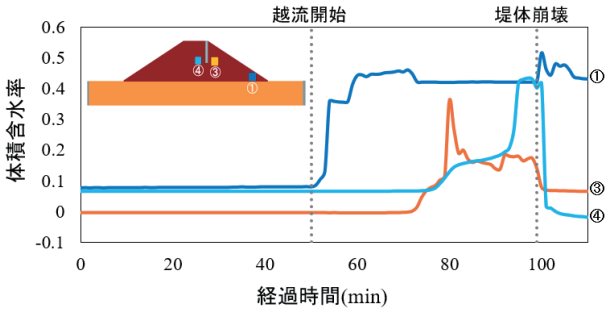


図-7　Case3 における体積含水率の経時変化

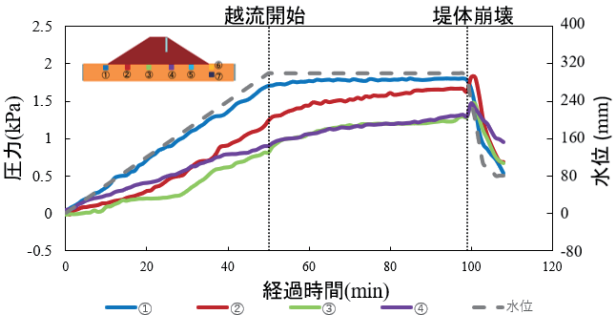


図-8　堤体直下の間隙水圧の経時変化 (Case 3)

(5) 侵食量・体積の推定

図-9，**図-10** に Depth Camera で得られた深度画像及び解析範囲を示す．各画像の左側が堤外側，右側が堤内側である．また，Case 2 及び Case 3 の推定された体積を**図-11** に示す．経過時間は越流開始を 0 分とした．侵食前の堤体の体積は，実測値で約 3.48×10^7 mm^3 と算出される．それに対して深度画像より計算される体積は，約 1.70×10^7～1.84×10^7 mm^3 と乖離がある．これは，解析範囲内の障害物や影，越流水の表面反射や屈折によるノイズが影響し，絶対量の計測精度が低下したためと考えられる．

図-11 の推移を見ると，Case 2 では 10 分から 15 分付近にかけて一時的な体積の増加が見られるものの，それ以降は減少傾向を示している．具体的には，越流開始から 20 分で約 1.80×10^7 mm^3 であるのに対して越流開始から 130 分で約 1.72×10^7 mm^3 と減少している．これは，法面の侵食が進んだものの実験終了まで堤体が大規模な崩壊に至らず維持されていたという実験結果と整合している．Case 3 も越流開始から約 45 分までは Case 2 と同じような減少傾向がみられる．具体的には，越流開始から 9 分で約 1.81×10^7 mm^3 であるのに対して越流開始から 48 分で約 1.69×10^7 mm^3 と減少している．Case 3 では Case 2 と異なり 50 分付近を境に急激かつ大幅な体積の減少が記録されている．これは，前述したすべり破壊による堤体の大規模な崩壊が発生した時点と一致しており，崩壊に伴う土砂の流失過程が深度データによって定量的に捉えられていることを示している．

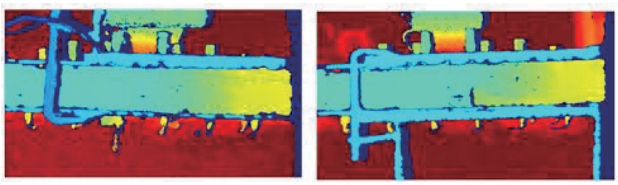


図-9　深度画像（左：Case 2，越流開始後 20 分
右：Case 3，越流開始後 20 分）

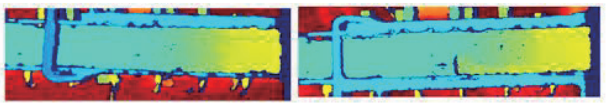


図-10　解析範囲（左：Case 2，越流開始後 20 分
右：Case 3，越流開始後 20 分）

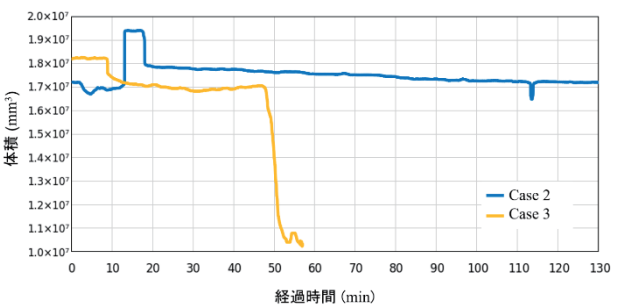


図-11　深度画像より推定される体積

このように，Depth Camera を用いた継続的な深度計測は，絶対量の評価には課題を残すものの，変化傾向を捉える手法として有効である．Case 3 のような急激な崩壊は発生タイミングと一致する大幅な体積減少として明確に検知でき，Case 2 のような緩やかな侵食も体積の減少傾向を継続的に捉えられており，崩壊形態によらず堤体の状態変化を把握する指標として活用できる．

4. 結論

本研究では，越流破壊における矢板補強の有効性に関する模型実験を実施し，矢板補強の有無や矢板の遮水性能に着目して堤体の崩壊メカニズムを詳細に分析し，かつ矢板補強の効果を検証した．本研究で得られた結論を示す．

(1) 堤防の越流破壊を再現し，各ケースにおける崩壊メカニズムを明らかにした．すべてのケースにおいて侵食は堤内側の法面から開始し，越流水の流入により上方へ拡大する形態を示した．特に本実験条件では，堤体土の強度が小さく法面上部が先行して変形・減勢効果を生むことに起因する，階段状の侵食形態が確認された．

(2) 全ての補強ケースにおいて，破堤までの越流継続時間は補強なしの場合と比較して約 1.4 倍から 11.5 倍以上に増加しており，矢板補強の効果が確認された．

(3) 各補強ケースの比較から，補強効果に最も大きな影響を与える要素は矢板と側壁の隙間の遮水性であることが明らかとなった．遮水性の違いにより越流継続時間には 8 倍以上（模型スケールで 18 分と 150 分以上）の差が生じた．また，矢板の打設長を堤体高の 1/2 とした場合は，越流継続時間が 1/3 以下（150 分以上から 50 分）に低下した．

(4) 各ケースの崩壊要因をまとめる．Case 0 は侵食が堤外側の法肩に達し，天端が加速度的に侵食されることで崩壊に至った．Case 1 は遮水性の低下した条件により，矢板と実験装置の隙間を通じて侵食が進行し，オーバーハングした部分の安定性が失われることで崩壊に至った．Case 2 では，実験時間内で侵食が矢板より堤外側に進行することがなく崩壊には至らなかった．Case 3 では，矢板の打設長が堤体高の 1/2 であるため，矢板下端より侵食が進行し，すべり破壊のような形で崩壊に至った．

(5) 堤体内の間隙水圧や体積含水率の経時変化は，法肩付近の崩壊やすべり破壊（Case 3）の前兆を捉える指標として有用であることが示された．また，Depth Camera を用いた継続的な深度計測は，絶対量の評価には課題を残すものの，変化傾向を捉える手法として有効である．

(6) 既往の越水被害資料を参照した結果，無補強条件の破堤時間（実大換算：約 2.6 時間）は実際の被害事例と整合しており，本実験の妥当性が確認された．実際の越流時間（2〜5 時間程度）を踏まえて各補強ケースを評価すると，Case 1（約 3.6 時間）は十分な時間的猶予を生むとはいえず有効性に乏しい．一方，Case 2（約 24 時間以上）および Case 3（約 10 時間）は破堤までの時間を大幅に遅らせており，有効な補強であるといえる．

謝辞：本研究は，一般社団法人日本鉄鋼連盟の「鋼構造研究・教育助成事業」の助成を受けて実施された．

参考文献

1) 望月優太，笠間清伸，八尋裕一，石蔵良平，辻慎太郎：3 つの河川堤防の破壊モードを再現した模型実験，環境地盤工学シンポジウム発表論文集，16 巻，pp. 352-356，2025.

2) 鬼丸颯人，川尻峻三，重枝未玲，前田健一，廣岡明彦：越水時の堤防侵食プロセスに及ぼす堤体土質の影響に関する遠心模型実験，河川技術論文集，30 巻，pp. 239-244，2024.

3) 三戸部佑太，乙志和孝，黒澤辰昭，Mohammad Bagus Adityawan，盧 敏，田中仁：津波越流に対する鋼矢板構造の堤防補強効果に関する実験的検討，土木学会論文集 B2（海岸工学），70 巻，2 号，pp. I_976-I_980，2014.

4) 西川英希，山口進祐，野田渉，坂本達俊，吉邑一平：二重鋼矢板補強法による海岸堤防の耐震対策事例，第 29 回調査・設計・施工技術報告会論文集，pp. 47-52，2020.

5) 乙志和孝，古関潤一，金子 勝，田中宏征，永尾直也：鋼矢板を用いた堤防の補強に関する実験的研究，地盤工学ジャーナル，6 巻，1 号，pp. 1-14，2011.

6) 持田祐輔，石濱吉郎，高橋章浩：鋼矢板二重壁により補強された河川堤防の越水時における限界状態に関する研究，地盤工学ジャーナル，19 巻，4 号，pp. 357-371，2024.

7) 土木学会 地盤工学員会 堤防研究小委員会 侵食・洗堀 WG：越水による決壊時間予測について〜越水データベースの必要性〜，第 10 回河川堤防技術シンポジウム論文集，pp. 71-74，2022.

8) 国土交通省，国立研究開発法人土木研究所：粘り強い河川堤防の構造検討に係る技術資料(案)，2022.

（2026.5.29　受付）