

戦-49 河川堤防の越水破堤機構に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 20～平 23

担当チーム：寒地河川チーム、道央支所、道東支所

研究担当者：島田友典、村上泰啓、石谷隆始、市原哲也

【要旨】

破堤に関する研究は実スケールでの3次元越水破堤メカニズムについて未解明である。これらを明らかにすることは今後の課題解決に向け非常に重要である。

2008年度は計測機器の検証等を目的とし、十勝川千代田実験水路で正面越流による横断堤破堤拡幅過程や落ち掘れに注目して実験を行った。これより横断方向への破堤拡幅過程について、既往の研究では室内実験結果からの推測にとどまっていたが、実スケールでその現象をとらえることが出来た。

2009年度は2種類の土質を用いて3次元越水破堤実験を行った。これより越水後も堤体断面の大半が崩壊するまでは、破堤幅の拡幅・越流量の急増にはつながりづらいことが分かった。

キーワード：越水破堤、破堤拡幅過程、千代田実験水路

1. はじめに

近年、台風や集中豪雨などによる豪雨災害が多発しており、それに伴い堤防の決壊事例も見られるようになってきている。破堤による被害は甚大であり、その8割以上が越水に起因するものであるとされている¹⁾。

越水破堤に関する研究は様々な手法で進められており、それらを整理したものが表-1ある。研究手法を大別すると実験・現地調査・数値計算となる。まず実験による手法は2・3次元的な実験に二分できる。2次元的な実験(堤外河川の流れを考慮しない正面越流)は更に実スケール・スケールモデルに分類でき、3次元的な実験(堤外河川の流れを考慮した横越流)はスケールモデルのみである。次に現地調査による手法は最終的な破堤形状等のみ把握可能であり、その過程を解明することは困難である。最後に数値計算による手法は既往の実験や現地調査の結果との比較は可能であるが、実スケールでの3次元的な破堤の拡がり過程やその時の水理特性が明らかになっていないため、比較検証を行うデータの蓄積がモデル精度の向上には重要である。

以上のことから、越水破堤に関する研究の発展には、実スケールにおける3次元越水破堤メカニズム(破堤のきっかけ・破堤幅の拡がり過程・落ち掘れの形成過程・水理特性など)を時系列で把握することが非常に重要であると言える。

現在、国土交通省北海道開発局、寒地土木研究所

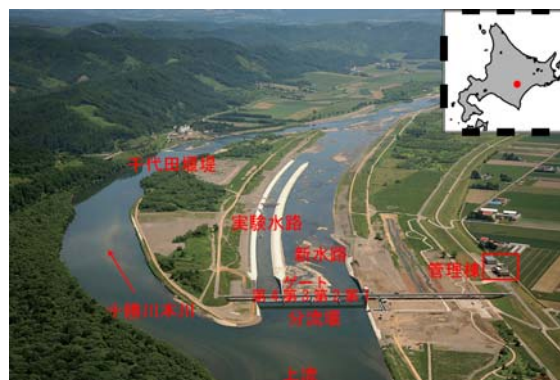


図-1 十勝川千代田実験水路

では実スケールの実験水路として、図-1に示す十勝川千代田実験水路(以下、千代田実験水路)を用いた実験を行っている^{16)~22)}。

2008年度は計測機器の機能検証や計測手法の確立を目指し、千代田実験水路内に横断堤を造成し正面越流による2次元越水破堤実験を行った。

実験では横断方向への破堤拡幅過程や落ち掘れ形状が計測できたことから、千代田実験水路の位置づけを明らかにするため既往の成果との比較を行った。更に正面越流による2次元越水破堤ながら、今まではスケールモデル実験で推測の域を出なかった横断方向の破堤拡幅過程について明らかにすることが出来た。なお計測が困難である流水下で破堤履歴の計測手法を確立するため、事前に室内実験も行った。

表-1 越水破堤に関する既往研究事例

研究手法	規模	キーワード	研究事例調査	研究概要	成果概要	課題点
実験	実物大	越水破堤メカニズム	現地破堤実験 ²⁾	越流の耐侵食性に関する実物大研究	芝堤の耐侵食強度の評価, もぐら穴弱点部の侵食形態	破堤の3次元的拡大現象
		耐越水化対策	越水対策実験 ³⁾	様々な耐越水工法の比較検討	土堤の破壊メカニズムの解明, 危険度別耐越水対策工法の選定方法提案	越水堤防化する必要のある範囲の選定方法
		越流部水理特性	越流時の水位・流速計測	上記の耐越水化対策実験に併せて実施	2次元的越流水理特性の把握	3次元的越流特性は不明
	縮尺模型	越水破堤メカニズム	遠心模型実験 ⁴⁾	遠心模型による越流破壊実験	縮尺模型での堤体内の流れが再現可能	相似性について研究が必要
			堤防決壊口拡大状況 ⁵⁾	縮尺模型による堤防決壊口の拡大状況再現実験	堤防決壊後の拡幅速度と水理現象の把握	研究事例が少ない
		耐越水化対策	特殊な耐越水化対策 ⁶⁾	堤防法尻の新たな保護工	洗掘防止と氾濫防止を考慮した新たな保護工の提案	費用対効果等, 今後実用に向けての検討が必要
		越流部水理特性	坂路がある堤防の越流特性 ⁷⁾	裏法側に坂路がある場合の流れの集中を実験	3箇所の流れの集中箇所が発生, 補強方法を提案	研究事例が1ケースのみ
			堤防越流水理特性 ⁸⁾	2次元実験による越流水理特性把握	底面圧力・流速分布・レイノルズ圧力分布の特性把握	越流時の裏法部における水理特性を精度よく再現計算できるモデルの検討が必要
			平面的越流特性 ⁹⁾	河川堤防からの越水状況を再現する計算モデルの構築	SU-FUF-2DF ダイナミック氾濫解析モデルで良好に再現	実スケール等での検討が必要
		氾濫拡散状況	樹木部による被害軽減効果 ¹⁰⁾	樹木部による破堤決壊拡幅抑制効果の検討実験	樹木部を堤内地に設置することにより堤防決壊拡幅を抑制することを確認	樹木部の具体的な管理指針化が必要
調査	被災時	被災事例・要因分析	水害レポート ¹¹⁾	現地被災事例の収集と要因分析	現地での被災事例・効果的な堤防強化方法の提案	被災時のリアルタイムな外力情報は事後調査のみでは把握困難
			災害調査方法 ¹²⁾	越水破堤被災後調査と外力解析	被災後痕跡調査でも定量的に出水時の外力推定が可能	他河川への汎用のための追加調査必要
数値計算	越水破堤メカニズム	破堤拡大過程 ¹³⁾	破堤拡大過程の計算モデルの開発	破堤決壊口の拡大状況・落掘・土砂堆積状況の再現	実物大での検証が必要	
		越流破壊 ¹⁴⁾	堤防越流破壊現象の計算モデル化・越水外力を増大させる要因解析	拡張 MPS 法により単純な条件下なら破堤現象の再現可能, 越水外力へ影響を与える要因解析	基礎研究段階	
	氾濫解析	実洪水を再現した氾濫解析モデル ¹⁵⁾	数値計算による洪水氾濫状況の再現	氾濫解析モデルの提案	破堤箇所の境界条件等とは不明	

表-2 センサー諸元

	加速度センサー	水温センサー
製造会社	米国オンセット社	
型番	UA-004-64	UTBI-001
計測範囲	± 3G	-20~30 °C
精度	± 0.075G	± 0.2 °C
分解能	0.025G	0.02 °C
時間精度	± 1 分/月	± 1 分/月
寸法/重量	58× 33× 23 mm/18g	30× 40× 17 mm/23g

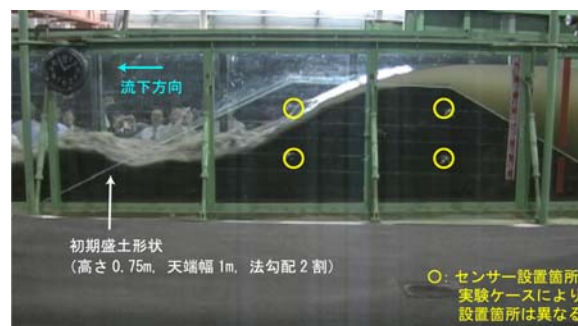


図-2 室内実験の状況

2009 年度は千代田実験水路内に堤体材料の異なる堤防を造成し, 実現象と同じ横越流による越水破堤実験を行い, 堤体土質の違いによる破堤拡幅過程の相違を明らかにした。

2. 室内実験(破堤履歴の計測手法検討)

千代田実験水路を用いた越水破堤実験を行うにあたり, 重要且つ課題となるのは破堤進行過程を時系列で把握することである。ゲートは操作規則上すぐに通水を止めることが出来ないため, 破堤進行中にその過程を計測する必要がある。計測手法の選定とその精度把握を目的に, 複数種のセンサーを用いて室内実験を行った。

2. 1 室内実験の概要

計測手法として表-2に示したセンサーを選定した。各センサーは堤体内に設置し, 加速度センサーは設置箇所が破堤し流出することで加速度が発生, また水温センサーは流出することで堤体内と流水の温度の違いにより水温変化が発生すると考え, それぞれの値を時系列で記録し, 値の大きな変化点からその地点の侵食を把握しようとするものである。

なお共に自記式であるため実験終了後にセンサーを回収しデータを取得する必要がある。各センサーは同項目を計測出来るものが種々あるが, 千代田実験水路では堤体内に数多く設置する予定であることか

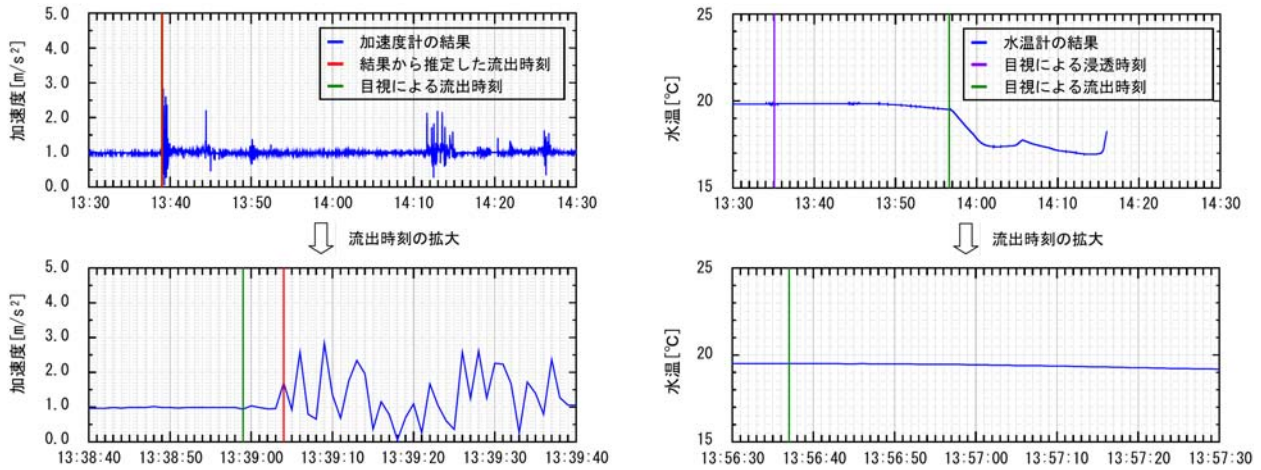


図-3 室内実験結果の一例(左；加速度センサーの結果・右；水温センサーの結果)

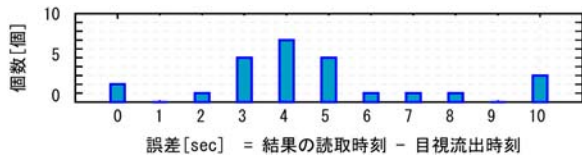


図-4 加速度センサーの誤差分布

らも、小型・無線・安価であることを基本とし総合的に判断し選定を行った。

室内実験は寒地土木研究所が所有するガラス製水路(幅 1.0m×高さ 1.0m×長さ 23m)を用いて行った。図-2 に示したように水路内全幅に盛土し、側面からセンサーが目視できるように配置した。実験は盛土上流部に一定時間、堰水させたのち流量を増加し破堤させ(全 4 ケース：各センサーの使用累計数 26 個)、目視により流出した時刻とセンサーの記録時刻を比較することで、センサーの精度検証・現地での適用の可能性を確認した。

2. 2 室内実験の結果

加速度センサーは実流出時刻の 5 秒後にセンサーの反応が確認できる。水温センサーは堤体内への流水の浸透の影響を受け徐々に反応が始まり、流出時刻付近で再度、反応を示しているが秒単位での流出時刻推定は困難である。

千代田実験水路は屋外での実験であるため、通水中の気温変化・降雨等の気象条件より未破堤箇所でも水温センサーが反応する可能性が考えられ、また破堤時刻の推定は数分単位が限界であることから、今回の実験目的には不適合であると判断された。次に加速度センサーの精度検証を行う。図-3 は加速度センサーの目視による流出時刻と、センサーが記録したデータから推定時刻の誤差を示したものである。

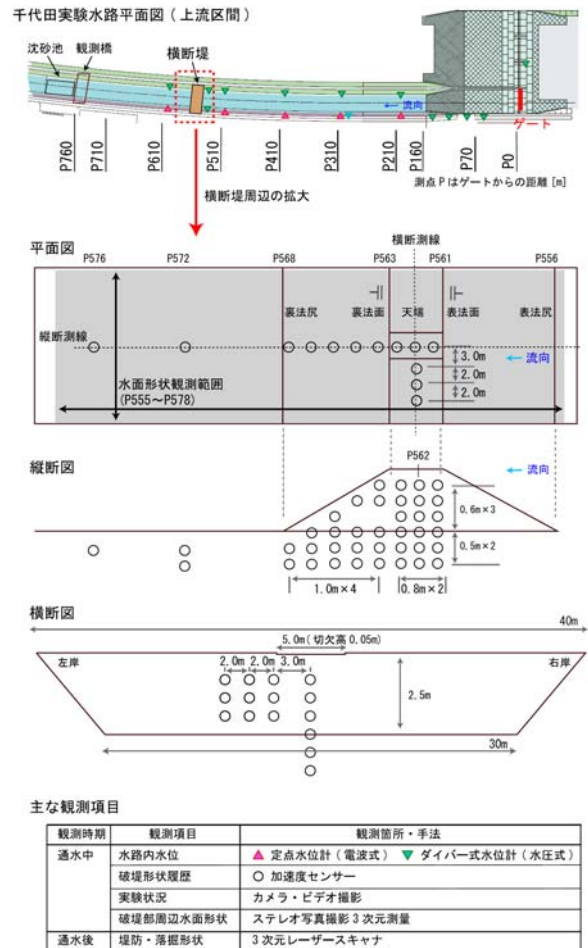


図-5 横断堤越水破堤実験概要

これより数秒単位の誤差での破堤時刻推定が可能であると考えられ、今年度の千代田実験水路における横断堤破堤実験では加速度センサーをメインとし、現地での適用性確認を行うこととした。

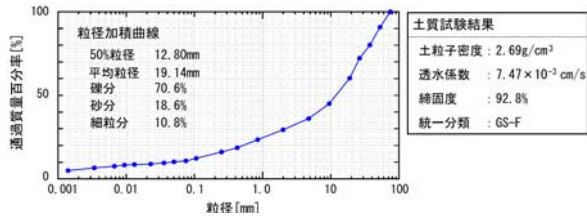


図-6 横断堤の粒度分布・土質試験結果



図-7 ステレオ撮影測量

3. 横断堤破堤実験の概要

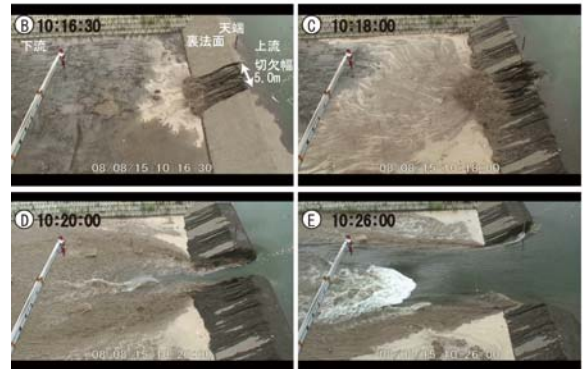
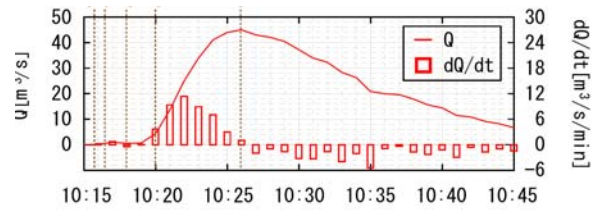
3.1 横断堤破堤実験の概要

2008年8月15日に実施した千代田実験水路での横断堤破堤実験の概要を図-5に示す。高さ2.5m、天端幅2m、法勾配2割の横断堤を水路全幅(下幅30m、上幅40m)において造成した。また破堤のきっかけとして天端中央に幅5m、深さ0.05mの切欠を設けた。用いた土砂は千代田新水路工事で発生した残土であり、土質試験結果は図-5の通りである(現地河床材料と概ね同じ土質)。

3.2 観測手法

通水中の主な観測は水位観測(水位計)、状況撮影(カメラ・ビデオ)、破堤形状の時系列計測(加速度センサー)であり、通水後には堤防・落ち掘れ形状の測量(三次元レーザースキャナ)を行った。

ここで破堤部周辺の水面形状観測について概要を述べる。ステレオ写真撮影3次元測量(以下、ステレオ撮影測量)は図-7に示すように高所作業車を用いて堤防天端上方へ約19m、実験水路左岸肩から水路側へ約6mの地点より、2台のカメラ(カメラ間隔は2m)を用いて同期撮影を行った。評定点は撮影範囲内に14箇所、水面形の特徴把握のためトレーサーを散布した。なお実河川内の実験水路であることから、トレーサーは環境に考慮し生分解100%である



- ① 越流開始
- ② 裏法面全体にガリ侵食
- ③ 裏法面の侵食が鉛直方向に進行。天端部の侵食開始
- ④ 縦断測線上の堤防部分が概ね全崩壊。横断測線方向へ破堤拡幅開始
- ⑤ 越流量ピーク

図-8 越流量・実験状況

エコソフト(原材料:コーンスターチ・PVA, 形状寸法: φ約14mm×約40mm)を使用した。カメラの諸元・設定は有効画素数:800万画素, 撮像素子:1/2.5型CCD, 記録画素数静止画:3264×2448画素, レンズ焦点距離:28mm(35mmフィルム換算)である。同期撮影したステレオ画像は専用ソフトを用いて水面形状を3Dデータ化した

3.3 通水概要

実験水路への通水は、横断堤上流部に堤防天端高から-0.25mまで湛水させ10分間の通水停止後、4m³/sで通水を再開し、横断測線方向への破堤拡幅が概ね落ち着いた時点で実験を終了した。なお通水再開時における横断堤上流部の水路内推定流速は7cm/s程度であり、横断堤からの越水が開始するまでは流水による堤防表法面の侵食等が見られなかったことから、水路内流速による破堤への影響はなかったと考えられる。

4. 横断堤破堤実験の結果

4.1 実験概況

ゲートからの水路内流入量と堤防上流区間の水位結果を用いて、次式より堤防からの越流量を推定した。

$$Q_{out(t)} = Q_{in(t)} - (V_{(t)} - V_{(t-1)}) / \Delta t$$

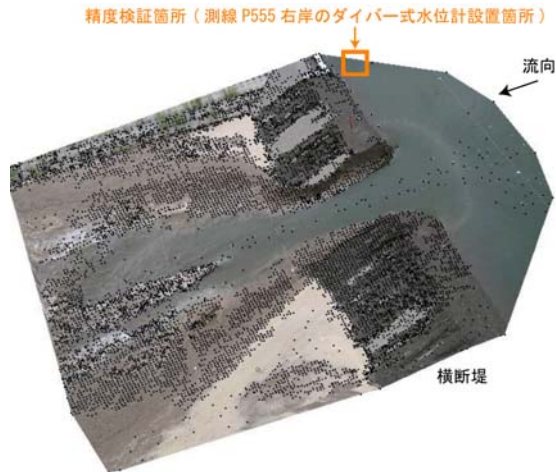


図-9 ステレオ撮影測量の解析写真一例(10:21:02)

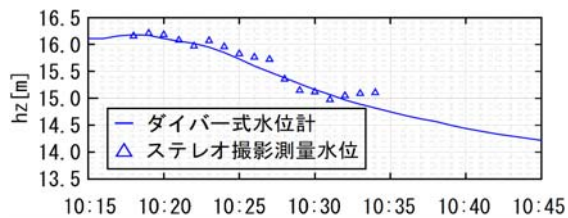


図-10 P555 右岸におけるダイバー式水位計とステレオ撮影測量の水位比較

ここで Q_{out} : 越流量, Q_{in} : 流入量, V : 横断堤上流部の堪水体積, Δt : 水位計データは1分毎なので 60sec である。

図-7 の上段は流入量と越流量 Q , 及び単位時間当たりの越流量 dQ/dt を示したものである。なお累計越流量は $40,000\text{m}^3$ 程度であり, 概ね累計流入量と一致していた。

また下段は実験時に撮影したビデオ画像である。

堤防からの越流開始は 10 時 16 分頃からであり, 越流開始直後である時刻 A では裏法面全体にガリ侵食が見られる。時刻 B は越流開始から 2 分後であり, 裏法面の侵食が鉛直方向に進行し, また天端部侵食が開始している。時刻 C は越流開始から 4 分後であり, 縦断測線上の堤防部分が概ね全崩壊しこれ以降, 横断測線方向へ破堤が拡幅していく。時刻 D は越流開始から 10 分後であり, 越流量ピーク $42.74\text{m}^3/\text{s}$ をむかえている。この破堤過程は堤防の土強度が弱い(細粒分が少ない)と言われている場合と一致³⁴⁾しており, これより今回の実験は土強度が弱い条件下であったことがわかる。

4. 2 ステレオ撮影測量の精度検証

ステレオ撮影測量の解析写真の一例を図-9 に示す。

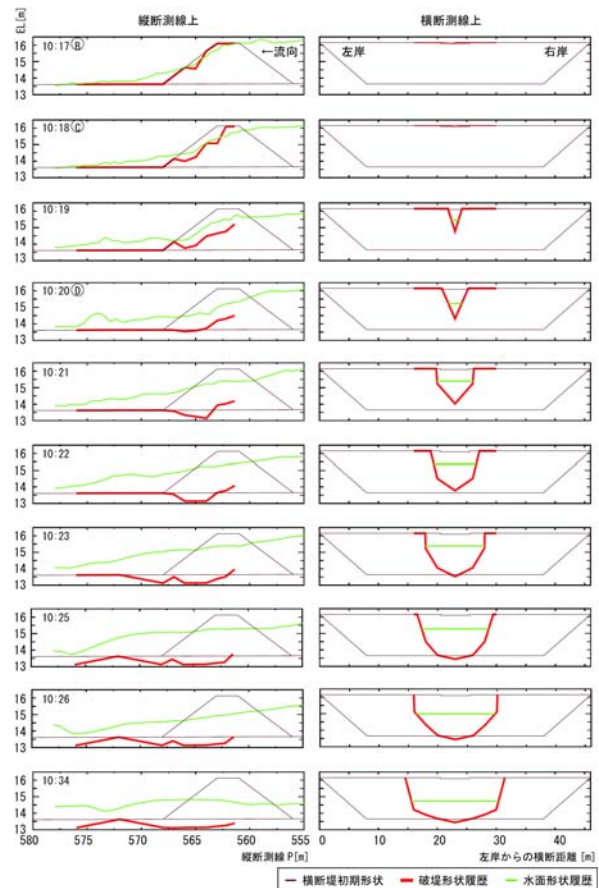


図-11 破堤進行の状況

黒いドッツはデータが取得出来たポイントを示す。トレーサーの散布が十分でなく均一なデータ取得が困難であったため, Kriging 法²³⁾を用いて撮影範囲内においてデータの補間を行った。また解析写真は 10:17~10:34 の間で撮影時間が等間隔ではない 28 カットが得られている。以降の検討では正分データを用いることから, 正分を挟むデータを用いて直線補間を行い, 正分毎の水面形データを取得した。

以上の手法で取得した正分毎の水面形データの精度検証のため, 撮影範囲内にある測線 P555 右岸のダイバー式水位計の結果と, 同地点でのステレオ撮影測量結果のデータ比較を行った。図-10 は両者の水位 hz を時系列で比較したものである。観測期間全体を通した両者の水深としての相対誤差は 6%程度であった。なお, 今後の実験ではトレーサーの散布を密に行うことで, より精度が向上すると考えられる。

4. 3 破堤の進行状況

図-11 に加速度センサーの記録から推定した破堤進行過程とステレオ撮影測量の結果を用いた水面形状の一例を示す。なお横断測線上の破堤進行過程の

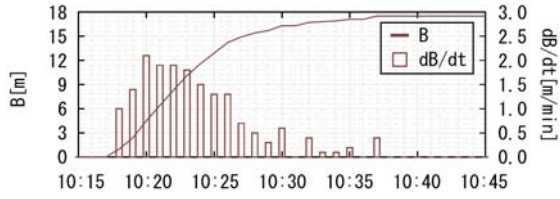


図-12 堤防天端の開口幅

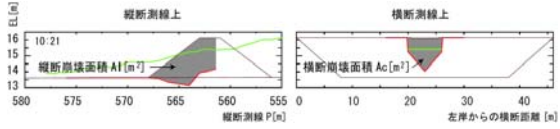


図-13 縦横断測線上における崩壊量の算出例

内、天端についてはビデオ撮影より判読した図-12の結果を併用している。ここで B は堤防天端開口幅、 dB/dt は単位時間当りの開口幅変化率を示す。

縦断測線方向の破堤進行について次のことが言える。越水開始から時刻Cにかけて、裏法面部全体と裏法肩付近が崩壊している。次に時刻C~Dの間では天端箇所において下流側から順次、鉛直方向下方にむかって崩壊が進み、時刻Dで河床高より上の堤体部分の大半が崩壊している。更に裏法面から下流では河床高より低い部分についても侵食しており、時刻D前後、つまり縦断測線上の堤防崩壊が概ね終了する時刻前後より落ち掘れの形成が始まったと考えられる。なお時刻Dは図-12に示す通り、天端開口幅の変化率が最大の時間であり、また図-7からも分かるように越流量変化率が急激に増加を始める時間帯でもある。

次に横断測線方向の破堤進行について次のことが言える。横断堤の中央が時刻C以降、鉛直方向下方に崩壊が進行し、10:21~10:22や10:25~10:26にかけて堤防天端が急激に拡幅している。またこれ以降についても同様の現象を示しており、堤防のある地点において鉛直方向下方に侵食が進み、これより周辺の堤体が不安定になることで塊となり崩壊、といったことを繰り返しながら破堤拡幅が進行している。また図-12のうち、10:30以降に間欠的な拡幅が確認されることから、横断方向の拡幅過程の考え方が妥当であると言える。

5. 横断堤破堤の進行過程に関する検討

前項での観測結果より時刻D(10:20)以降、破堤拡幅が進行していることから、この時間帯が破堤進行にとって重要な時間帯の一つであると言える。ここでは特に時刻Dに注目した破堤進行過程

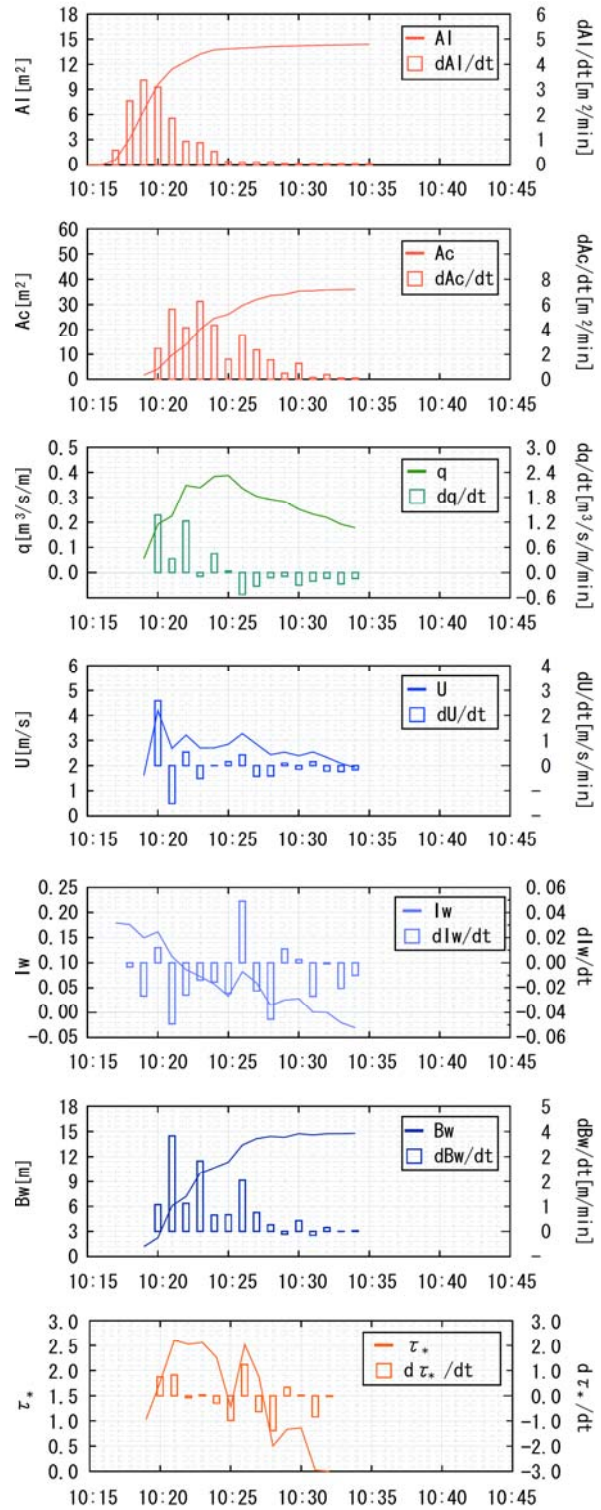


図-14 破堤崩壊量・各水理量の時系列変化

と水理量の時系列変化を用いて検討を行う。

破堤進行過程の検討にあたり、実験結果より縦横断測線上の破堤崩壊量の算出を行う。崩壊量の算出は図-13に示す通りである。なお、縦断測線については表法側に加速度センサーが未設置であるため、

崩壊面積は裏法尻から表法肩までを対象としている。破堤進行過程と水量の時系列変化を検討するにあたり、縦断測線上の崩壊量 AI 、横断測線上の崩壊量 Ac 、横断測線上の越流水面幅 Bw 、越流量 Q と水面幅 Bw より算出した単位幅越流量 q 、越流量 Q と横断測線上の通水断面積より算出した平均流速 U 、法尻間で線形近似を行った水面勾配 Iw 、無次元掃流力 τ^* と、それぞれの単位時間当りの変化率を図-14 に示す。

5. 1 破堤崩壊量 $AI \cdot Ac$

縦断測線上の崩壊量 AI は裏法面・天端侵食が進行している 10:18 から急激に増加しており、天端が全崩壊した 10:19 に変化率のピークを迎えている。これ以降、崩壊量の変化率が徐々に減少していく。

次に横断測線上の崩壊量 Ac は、縦断測線上の崩壊変化率ピークである 10:19 から崩壊が始まっており、10:21 に 1 回目、10:23 に 2 回目の変化率ピークを迎え、その後も間欠的な崩壊を見せる。

5. 2 単位幅流量 $q \cdot$ 平均流速 U

単位幅流量は 10:20 に変化率のピークが出現する。これは縦断測線上の崩壊が顕著となった直後であり、堤外から堤内へ急激な水が流れ込むとともに、この時点では横断測線上の崩壊量 Ac の変化が少ないためである。また同時に流速も急激に増加し、10:20 に実験中における最大値を迎えている。

10:21 には横断崩壊量 Ac の変化率が 1 回目のピークを迎えたことで、単位幅流量の変化率は低下している。しかし越流量自体は増加していることから、10:22 に再び単位幅流量が急増しており、続いて 10:23 に横断崩壊量の 2 回目の変化率ピークを迎え、単位幅流量の変化率は落ち着いてくるようである。

10:20 以降の初期段階では、単位幅流量の変化率ピークと横断測線上崩壊量 Ac の変化率ピークが交互に出現している。

5. 3 水面勾配 $Iw \cdot$ 水面幅 Bw

実験開始から 10:19 にかけて水面勾配が小さくなっているが、これは縦断測線上の崩壊が進んだことによる堤外側の水位低下、堤内側の水位上昇によることが図-11 からわかる。次に 10:20 に一度、水面勾配が大きくなっているが、その後は小さく推移していく。また 10:25 から 10:26 にかけて急激に水面勾配が大きくなっている。これは図-11、及び横断測線上の崩壊量 Ac の変化率からも分かるように、急激に拡幅が進んだ時間であり、これに伴い水面幅も広がることで、天端中央における水位が低下したこ



図-15 実験水路内に造成した水路内縦断堤防

とに起因しているものと考えられる。

5. 4 無次元掃流力 τ^*

無次元掃流力の算出にあたっては、エネルギー勾配を用いるのが最もよいと考えられるが、今回の観測結果から算出することが困難であるため、水面勾配を用いている。10:19 から増加をはじめ 10:21 に最大値を迎えている。その後、10:23 までは概ね一定値で推移している。縦断測線上の崩壊量 AI は 10:20 以降、変化率が減少しており、明確な対応は見られない。また横断測線上の崩壊量 Ac は間欠的な崩壊を見せており、ここでも明確な対応は見られない。これより破堤は掃流力のみ起因しておらず、破堤部の斜面の不安定による崩落等も複合し、進行していると考えられる。しかしながら今回の結果のみからでは、その詳細を明らかにすることは困難である。

6. 水路内縦断堤破堤実験の概要

6. 1 縦断堤破堤実験の概要

図-15 に示すように千代田実験水路内に堤防(高さ 2.5m、天端幅 3m、法勾配 2 割)を造成し、堤外河川流れを考慮した横越流による越水破堤実験を 4 月 30 日(Case1)と 6 月 30 日(Case2)の計 2 回実施した。

実験の概要を図-16 に示す。破堤のきっかけとして切欠(深さ 0.5m、上幅 3m・下幅 1m)を設けた。また用いた堤体材料は図-17 に示す通りであり、細粒分が Case1 では 15%程度、Case2 では 67%程度である。また通水による堤防浸食を防ぐために、破堤区間(P567~P647)の表法側にはブロックを、非破堤区間には表・裏法にビニールシートを設置した。

6. 2 観測概要

通水中の主な観測は図-16 に示す通り、水位観測(水位計)、状況撮影(カメラ・ビデオ)、破堤形状の時

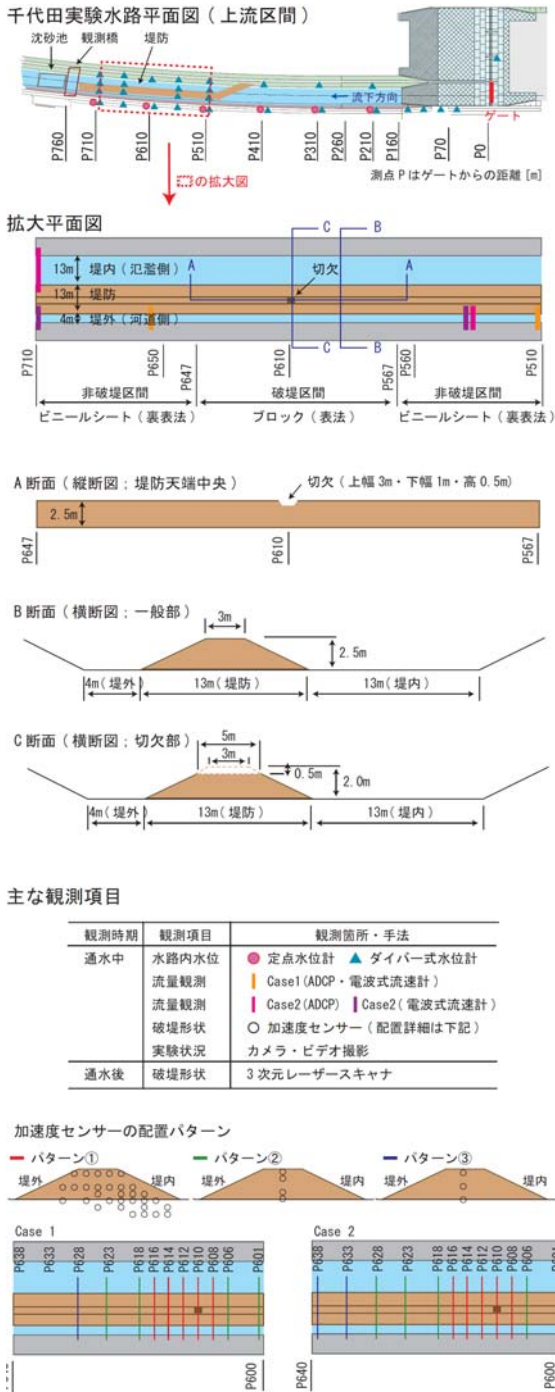
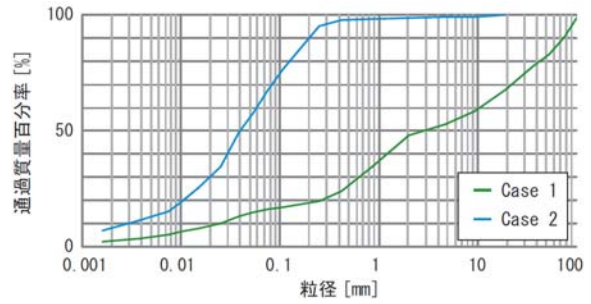


図-16 実験概要

系列計測(加速度センサー), 流量観測(杭ワイヤ式 ADCP・電波式流速計)である。観測手法など詳細については前述の横断堤実験と同様であるが, 流量観測手法として新たに電波式流速計を用いており, その観測手法, 流量算出方法については次の通りである。

堤防からの越流量推定にあたっては破堤区間の上下流量の差より算出を行うため, 詳細な時系列流量データが必要となるが, ADCP を用いた場合, 水路



項目		Case1	Case2
一般	土粒子の密度 ρ_s [g/cm ³]	2.685	2.624
	自然含水比 w_n [%]	8.02	31.24
粒度構成	礫分 [%]	52.0	1.2
	砂分 [%]	32.0	31.4
	シルト分 [%]	11.9	54.8
	粘土分 [%]	4.1	12.6
	50%粒径 [mm]	2.7	0.037
締固	最大乾燥密度 ρ_{dmax} [g/cm ³]	2.615	1.304
	最適含水比 w_{opt} [%]	7.2	29.3
	締固度 [%]	93.3	93.0

図-17 堤体材料の粒度分布・土質試験結果

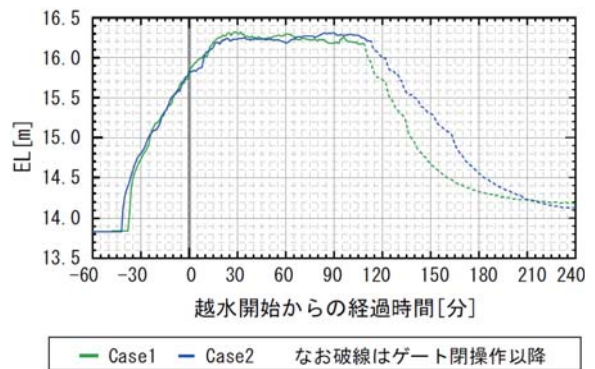


図-18 切欠部から上流 100m 地点(P510)の堤外水位

横断方向への移動を繰り返しながら観測を行う必要があるためリアルタイムでの河床形状, 通水断面内の詳細な流速を計測することは可能であるが, 連続的なデータ取得は困難である。そこで電波式流速計を用いて河道横断方向の中央部における表面流速データ(1秒毎にデータを取得し60秒平均を1データ)を取得し, この流速データに通水断面積(水位計及び通水前後の河床形状より)を乗じることで, 時系列流量の算出を行った。ただし水面部1点での流速データを用いていることから, ADCP 観測より得られた流量データと比較し, 必要に応じて補正を行う必要がある。

6.3 通水概要

通水は Case1・2 とともに, 切欠からの越流水深が概ね 30~50cm になるまで流量を増加させ, その後定

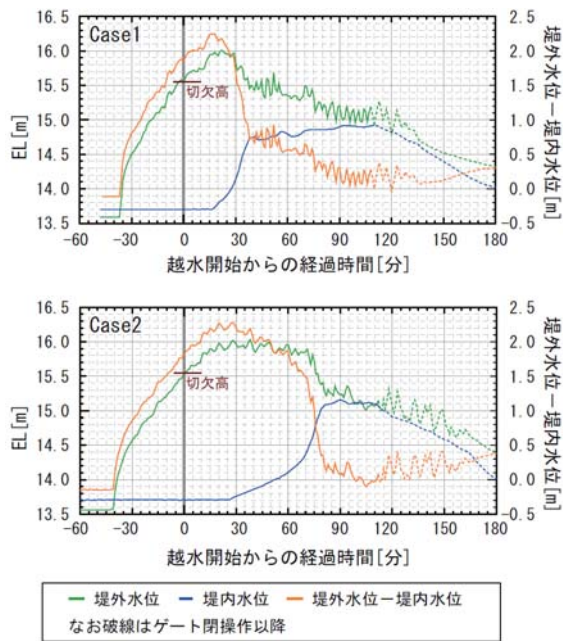


図-20 切欠部横断面上(P610)の堤内外水位と水位差

常流とした(定常時の通水流量は概ね $75\text{m}^3/\text{s}$ 程度).
 図-18 は切欠部から上流へ100m 地点である P510 の堤外水位を示している. Case1・2 とも概ね同様の水位変化であるが, 通水終了のためゲート閉操作を行った以降, 水位低下に要した時間に相違があった. これより以下に示す実験結果の比較はゲート閉操作までを対象とする.

7. 水路内縦断堤破堤実験の結果(水理量)

7. 1 実験概況

図-19 に実験中に撮影したビデオ画像を示す. Case1・2 ともに越水開始後, 裏法面・裏法肩の浸食が始まる. 天端は堤内から堤外へ浸食・後退が進行し, 切欠部分を中心とした堤体の崩壊が確認できるが, Case1 と比較して Case2 はそれに要する時間が長いようである. 越流状態は前述の横断堤破堤実験と同様に堤防に対して垂直方向に流れており, またこの時点では破堤拡幅は見られない.

破堤拡幅が始まったのは Case1 では越水開始からおおよそ 30 分後, Case2 ではおおよそ 75 分後であり, この時間以降, 越流状況は堤防に対して垂直方向から斜め方向へと変化しており, 下流への破堤拡幅が始まっている. なお今回の実験では Case1・2 とも上流への破堤拡幅は見られなかった.

7. 2 堤内外水位(切欠部断面)

切欠部横断面 P610 の堤外(水路左岸)・堤内(水路

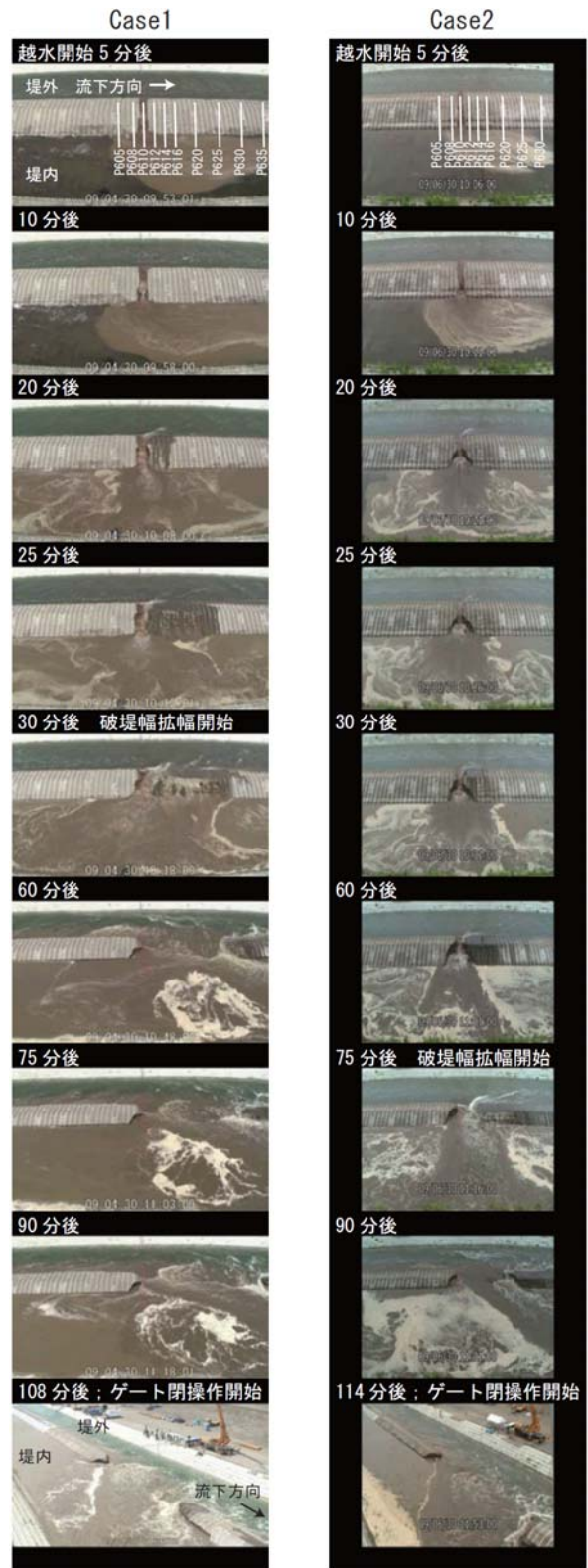


図-19 実験状況(越水開始 90 分後までは切欠部正面向から, ゲート閉操作開始時は堤内下流からの映像)

右岸)の水位観測結果と, その水位差を図-20 に示す. 堤外水位について, 越水開始時間と切欠部の高さが水位が上回る時間が一致しており, Case1・2 とも堤

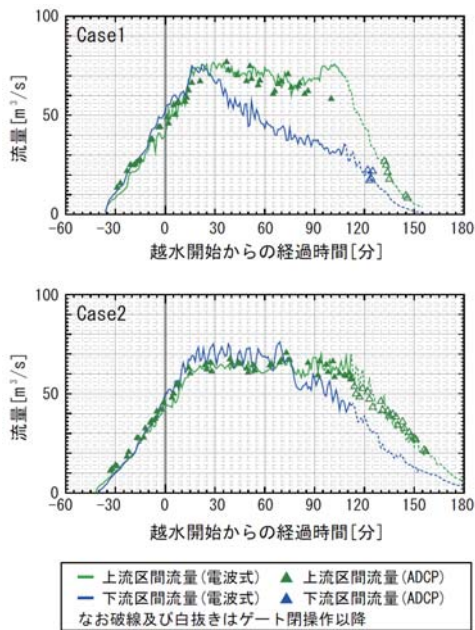


図-21 破堤区間上下流の流量

防造成工事の精度管理は良好であると言える。

越流水深は 50cm 程度まで水位が上昇し一定水位が続いているが、Case1 は越水開始からおよそ 30 分後、Case2 はおよそ 75 分後より急激な水位低下が見られ、前述の実験概況画像より破堤拡幅が進行した時間帯と一致している。また特に堤外側の水位低下後は水位変動が激しく振動しており、破堤により河道内にその影響があったことが推定できる。

ここで Case1・2 の相違点は堤内外の水位差変化である。Case1 では堤外水位の低下後、90 分後まで徐々に水位差が縮まっているのに対し、Case2 では堤外水位の低下後、すみやかに水位差がなくなっている。この現象は破堤進行過程において水流量が異なることを示しており、後述する破堤拡幅過程において単純な土質の相違のみで論じることは出来ないと考えられる。

7.3 越流量の推定

越流量推定のため破堤区間の上下流で行った流量観測の結果を図-21 に示す。前述の通り、電波式流速計を用いた流量は、流速に通水断面積を乗じることで連続した流量を算出が可能となるが、通水中の断面変化等までは考慮が出来ないため、ADCP を用いた流量観測結果と比較を行った。今回は両者の同時刻における流量値は概ね一致していることから、電波式流速計を用いて算出した流量値が採用できると判断した。

次に図-21 で得られた破堤区間上流流量と下流流

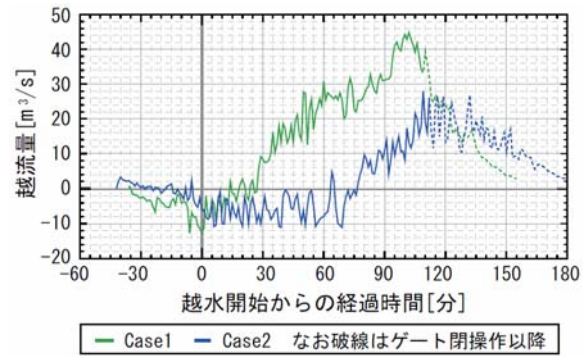


図-22 推定越流量

量の差より、越流量を算出したものを図-22 に示す。水面振動が激しく、推定した越流量値にも振動が見られるが、ここでは観測値より算出した値をそのまま記載している。傾向として前述の実験概況画像、水位観測結果の結果と同様に、破堤拡幅が顕著に見られる時間帯から、越流量が急増していることがわかる。

8. 水路内縦断堤破堤実験の結果(破堤進行過程)

実験概況から破堤進行は越水開始から破堤拡幅が始まるまでと、破堤拡幅が始まった以降ではそのメカニズムに大きな違いが見られたことから、破堤第一段階(越水開始～破堤拡幅開始)と破堤第二段階(破堤拡幅開始以降)に分類して扱うことが必要であると言える。なお破堤進行状況の整理には前述の横断堤破堤実験で用いた手法と同様に、堤体内に設置した加速度センサーの結果から堤体内部の破堤履歴を、ビデオ映像の結果から天端の拡幅履歴を用いた。

8.1 破堤第一段階の進行状況

図-22 に加速度センサーの記録から推定した切欠部周辺断面における破堤進行過程の一例を示す。まず Case1 について、切欠部断面である P610 では越水開始から 25 分後まで裏法肩から裏法面にかけて浸食が見られ、天端も概ね一定の速度で浸食していく様子がわかる。なお切欠部周辺断面である P612 では、25 分後の段階でも大きな浸食は見られない。そして越水開始 30 分後に断面の大半が崩壊し、この時間以降、破堤拡幅が始まっている。

次に Case2 について、切欠部断面である P610 では越水開始後、裏法肩から裏法面にかけて浸食が見られ、天端も浸食しているが、Case1 と比較し浸食速度は遅く切り立っている状態である。越水開始から 60 分後も天端は全て浸食されたが、断面の大半が崩壊するまでには至っておらず、75 分後に断面の大半

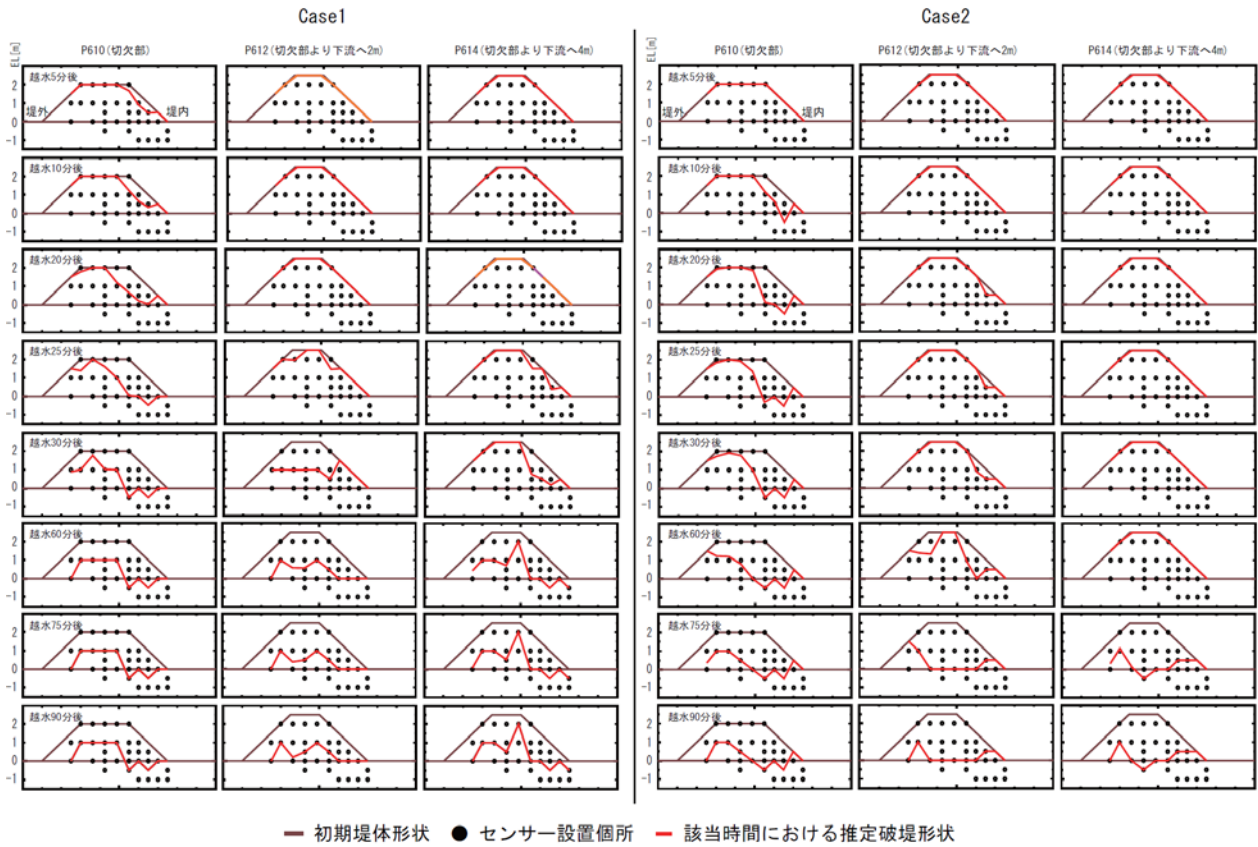


図-23 加速度センサーの記録を用いた破堤進行過程の推定

が崩壊し、この時間以降、破堤拡幅が始まっている。

Case1・2の比較から土質の相違によらず、破堤拡幅が始まるポイントは堤体断面の大半が崩壊するかどうかであると考えられ、これは著者らが昨年度実施した正面越流による破堤拡幅過程²⁾と同様である。また越水開始から破堤拡幅までに要した時間について、Case2は細粒分が多くCase1と比較して粘りがあり、これは既往の事例³⁾と同様である。以上より少なくとも越水開始から破堤拡幅開始までは2次元実験(正面越流)の成果を用いることが可能であると言える。

8.2 破堤第二段階の進行状況

図-24は堤防内部の崩壊を把握するため、堤防天端中央の縦断測線上に配置したセンサーの記録より判読した破堤時刻と、天端拡幅幅をビデオ画像から5分毎の値を読み取ったものである。堤防内部の崩壊は縦軸を水路河床基準高0mとし、センサーの設置高とその流出時刻をプロットしたものである。

Case1・2ともに前述の通り、ある堤体断面の大半が崩壊した時間以降に下流に向かって天端の拡幅が広がっている。また堤体内部の崩壊についてはCase1では、堤体の上部が先行して下流側へ拡幅し

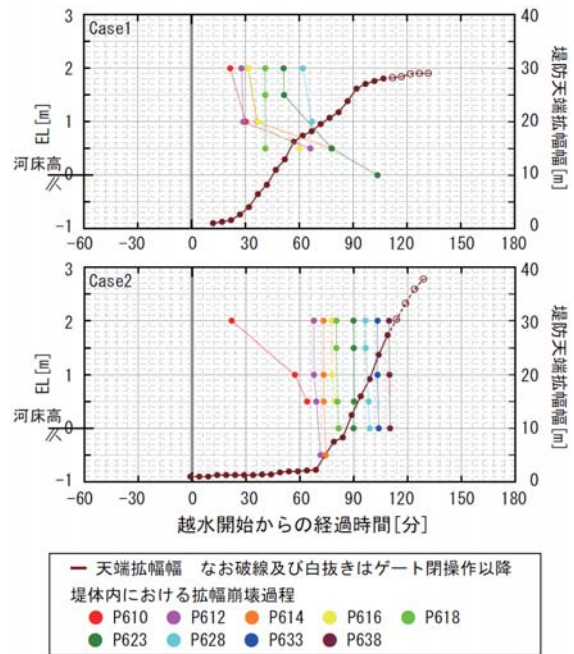


図-24 破堤拡幅過程

それに遅れる形で堤体下部が拡幅している。一方でCase2では、天端の拡幅と同様の速度で堤体上部から下部までが同時に拡幅していることがわかる。

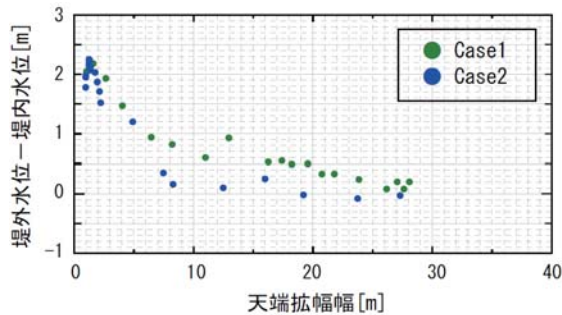


図-25 天端拡幅幅と堤内外水位差

8. 3 堤体土質の相違による破堤拡幅過程

Case1・2の相違点は土質のみの設定としたが、図-20に示した通り破堤拡幅開始以降の堤内外水位の変動に相違があるため、前述の破堤第二段階の結果を単純に土質の差のみとして比較は出来ない。

図-24は天端拡幅幅と切欠部断面における堤内外水位差の関係を示したものである。破堤幅10m程度までに着目すると、Case1・2ともに水位差は徐々に小さくなるにせよ、水位差を持ったまま天端拡幅が進行していることから、この段階までは破堤拡幅の相違が堤体土質によるものと考えられる。ここで図-24の破堤幅10mまでに着目する。前述の通りCase1ではある程度、堤体上部が拡幅したのち堤体下部が崩壊、更に堤体上部が崩壊しといったことを繰り返しながら、破堤拡幅が進行しているようである。このため、越水開始から60分程度以降の破堤拡幅速度が遅くなったのは、堤内外水位差がなくなり堤体下部が浸食しづらくなったことも一因と考えられる。これに対しCase2では、堤体上部下部が同時に崩壊しながら破堤拡幅が進行していく。以上のことから、破堤拡幅の初期段階ではあるが堤体土質による破堤拡幅過程の相違が明らかとなった。

また破堤幅10m以降では、Case1・2ともに水位差がほとんどなくなっているのも関わらず、拡幅は進行している。とくにCase2は破堤拡幅速度も落ちることなく進行している。これは越水により堤体が破堤するというより、流水が堤体にぶつかることによる浸食・崩壊が原因と考えられるが、この現象については更なる検討が必要である。

9. まとめ

横断堤破堤実験の結果より次のことが明らかとなった。

越水が始まると裏法面の浸食が始まり、天端崩壊が進行する。天端全体が浸食した後に、縦断測線上

の崩壊変化量がピークを迎える。次に天端幅の変化率、及び単位幅流量変化率ピークを迎え、流速は最大値となる。次に横断崩壊量変化率がピークを迎え、以降、単位幅流量変化率のピークと横断崩壊量変化率が交互に出現する。これ以降、鉛直方向下方の浸食により近傍の堤体が不安定となることで、横断方向への拡幅が進行していく。

水路内縦断堤実験の結果より、次のことが明らかとなった。

破堤第一段階(越水開始～破堤拡幅開始まで)について、堤体からの越水後、破堤拡幅が始まるのは堤体断面の大半が崩壊した以降である。これは河川流れを考慮しない正面越流の破堤実験と同様の結果であり、また越流状態も同様である。また越水から破堤拡幅が始まるまでの時間の相違は土質によるものと考えられ、既往事例と同様に細粒分が多い場合、破堤拡幅までの時間が長くなる。越水から破堤が拡幅するまでは既往の2次元実験と同じ過程を示すことから、既往の成果を用いることが可能であるとともに、越水後も堤体断面の大半が崩壊するまでは、破堤幅の拡幅・越流量の急増にはつながりづらいと考えられる。

破堤第二段階(破堤拡幅開始～)について、破堤拡幅過程について、砂礫の多い堤体土質(Case1)では堤体上部がある程度拡幅した後、堤体下部が崩壊、といったことを繰り返しながら拡幅が進行していくのに対し、細粒分の多い堤体土質(Case2)では堤体上部下部が同時に崩壊し、拡幅していくことが明らかとなった。

謝辞：十勝川千代田実験水路での実験実施にあたっては十勝川千代田実験検討会から助言を多く頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 吉川勝秀：河川堤防学，技報堂出版，pp.98，2008.
- 2) 例えば，北川明ほか：一閑遊水地における越流小堤の耐侵食力に関する現地実験，土木学会水工学論文集，第39巻，pp.489-494，1995.
- 3) 例えば，越水堤防調査最終報告書-解説編-，建設省土木研究所資料，第2074号，1984.
- 4) 例えば，木村勝行ほか：越流に伴う破壊現象に関する研究，ダム工学会論文，No.35，pp.215-223，1999.
- 5) 例えば，藤田裕一郎ほか：河川堤防決壊口の拡大過程に

- 関する実験, 土木学会年次学術講演会第2部, 第42回, pp.559-560, 1987.
- 6) 例えば, 奥田浩司ほか: 排水機能を持つ堤防裏法尻保護工に関する実験的検討, 土木学会水工学論文集, 第51巻, pp.751-756, 2007.
- 7) 東高德ほか: 堤防形状3次元性を考慮した対越水堤防強化, 土木学会年次学術講演会第2部, 第55回, pp.338-339, 2000.
- 8) 例えば, 田中祐一朗ほか: 河川堤防の越流に関する研究, 土木学会年次学術講演会第2部, 第48回, pp.424-425, 1993.
- 9) 重枝未玲ほか: ダイナミック氾濫解析モデルによる河川からの溢水・越流流量の予測, 土木学会河川技術論文集, 第11巻, pp.169-174, 2005.
- 10) 例えば, 樹林帯による破堤後の減災効果に関する検討国土交通省国土技術政策総合研究所河川部河川研究室, 2002.
- 11) 例えば, 辻本哲郎ほか: 矢作川および境川流域における2000年9月豪雨災害, 土木学会河川技術論文集, 第7巻, pp.71-76, 2001.
- 12) 福岡捷二ほか: 越水を伴う洪水流による堤防被災機構の調査およびその解析, 建設省土木技術資料30-3, pp.21-26, 1988.
- 13) 例えば, 辻本哲郎ほか: 破堤拡大過程と河川特性の関係について, 土木学会河川技術論文集, 第11巻, pp.121-126, 2005.
- 14) 例えば, 後藤仁志ほか: 越流水による河川堤防浸食過程のグリッドレス解析, 土木学会水工学論文集, 第46巻, pp.439-444, 2002.
- 15) 例えば, 大坪郁宜ほか: 東海豪雨を対象とした氾濫解析, 土木学会河川技術論文集, 第7巻, pp.35-40, 2001.
- 16) T. Shimada et al. : Basic hydraulic characteristic of the Chiyoda experimental channel, River Flow 2008, Vol.3, pp.1805-1813, 2008.
- 17) 島田友典ほか: 十勝川千代田実験水路の基礎的な土砂挙動特性, 土木学会応用力学論文集, Vol.11, pp.699-707, 2008.
- 18) 島田友典ほか: 千代田実験水路における横断堤越水破堤実験, 土木学会水工学論文集, 第53巻, pp.871-876, 2009.
- 19) 島田友典ほか: 千代田実験水路横断堤における越水破堤の拡幅過程, 土木学会河川技術論文集, 第15巻, pp.333-338, 2009.
- 20) T. Shimada et al. : An experiment on overflow-induced cross-levee breach at the Chiyoda Experimental Channel, River Coastal and Estuarine Morphodynamics 2009, Vol.1, pp.475-481, 2009.
- 21) 島田友典ほか: 千代田実験水路における越水破堤実験, 土木学会水工学論文集, 第54巻, pp.811-816, 2010.
- 22) 間瀬茂ほか: 空間データモニタリング-空間統計学の応用(データサイエンスシリーズ), 共立出版, pp.135-165, 2001.

Cross-Levee Breach Experiment by Overflow at the Chiyoda Experimental Channel

Abstract : Mechanism of levee breach of three-dimensions by overflow is not clarified. It is important to clarify the problem. In 2008, we carried out an experiment of breaching process of lateral over flow across levee by overflow for verification of measuring equipment etc. We established measurement to the time series levee breach using scale model experiment together. We clarified about breaching process of full-scale levee.

Levees were built in the Chiyoda Experimental Channel in 2009, and a three-dimensional experiment on levee breach by overflow was conducted using two types of soil. The findings of the experiment are as follows: After the beginning of overflow, levee breach widening did not begin until after most of the levee section had collapsed.

Key words : Levee breach by overflow, Breaching process of levee, Chiyoda experimental channel