

千代田実験水路における越水破堤実験

LEEVE BREACH EXPERIMENT BY OVERFLOW AT THE CHIYODA EXPERIMENTAL CHANNEL

島田友典¹・平井康幸¹・辻珠希²

Tomonori SHIMADA, Yasuyuki HIRAI and Tamaki TSUJI

¹ 正会員 独立行政法人 土木研究所 寒地土木研究所 (〒 062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目)

² 非会員 国土交通省北海道開発局帯広開発建設部 (〒 080-8585 帯広市西 4 条南 8 丁目)

Mechanism of levee breach of three-dimensions by overflow is not clarified. It is important to clarify problem. Experiments of levee breach in three-dimensions by overflow using the Chiyoda Experimental Channel started from this year. It is since the majority in the levee section collapse that the levee breach widening starts. When the fine-grained fraction included in the levee is a lot, time until widening the levee breach becomes long. It doesn't cause the catastrophe of increase of widening and the amount of the overflow of the width of the levee breach easily as long as the majority in the levee section do not collapse from the levee in case of overflow. It is as follows of the levee breaching process. The lower side of the levee collapses after the upper part of the levee collapses when the levee soil quality is gravel. The part under the upper part of the levee collapses at the same time when the levee soil quality is a fine-grained fraction.

Key Words: Chiyoda experimental channel, Levee breach by overflow, Breaching process

1. はじめに

近年、台風や集中豪雨などに起因する豪雨災害が多発しており、河川の氾濫による大規模な水害の発生が懸念されている。なかでも堤防決壊による被害は甚大であり、過去の事例ではその 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観点・手法で進められており、著者らはそれらを体系的に整理している²⁾。この整理結果からも特に実スケールでの 3 次元越水破堤メカニズムについては未解明な部分が多く、これらの現象を把握することが、今後の研究発展にとっても非常に重要であることがわかる。またこれらが明らかになることで、破堤後における堤防復旧等の危機管理対策技術の向上、ハザードマップの精度向上など、その成果を行政へ還元することも期待できる。

国土交通省北海道開発局と(独)土木研究所寒地土木研究所では 2008 年度に十勝川千代田実験水路(以下、千代田実験水路)において正面越流による実スケール 2 次元越水破堤実験を行い、破堤拡幅過程を明らかにした²⁾³⁾。しかしながら実際の越水破堤は堤外河川の流れが存在する横越流によるものあり、破堤拡幅過程に違いがあると考えられる。また実堤防は主に現地で発生した材料を用いることが多く、堤体材料の違いによる破堤過程の相違も明らかにすることが重要である。

以上のことから、2009 年度は図-1 に示すように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



図-1 千代田実験水路内に造成した堤防

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. 破堤実験の概要

(1) 縦断堤概要

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-2 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

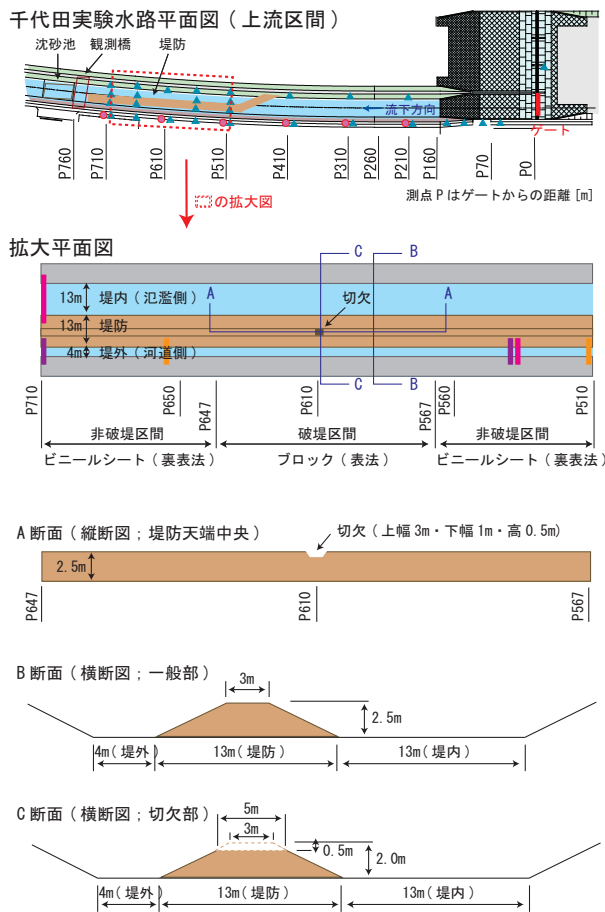


図-2 越水破堤概要

堤体材料は図-3 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。ただし Case2 については施工上、河床から 0.6m は Case1 の材料を用いて造成している。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。

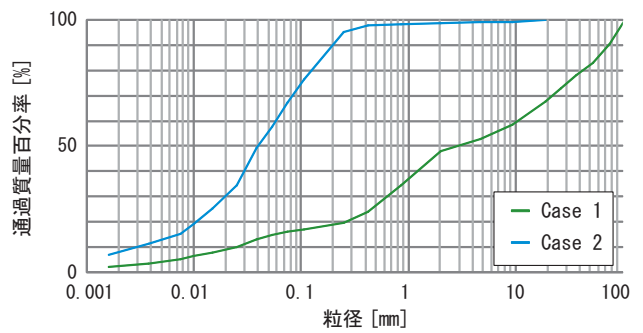


図-3 堤体材料の粒度分布・土質試験結果

(2) 観測概要

通水中の主な観測は図-2 に示す通り、水位観測 (水位計)、状況撮影 (カメラ・ビデオ)、破堤形状の時系列計測 (加速度センサー)、流量観測 (杭ワイヤー式 ADCP・電波式流速計) である。観測手法など詳細については著者らの既往手法²⁾³⁾⁴⁾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。

(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 (過去の事例⁵⁾等から判断して決定) になるまで流量を増加させ、その後定常流とした (定常時の通水流量は概ね 75m³/s 程度)。図-4 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

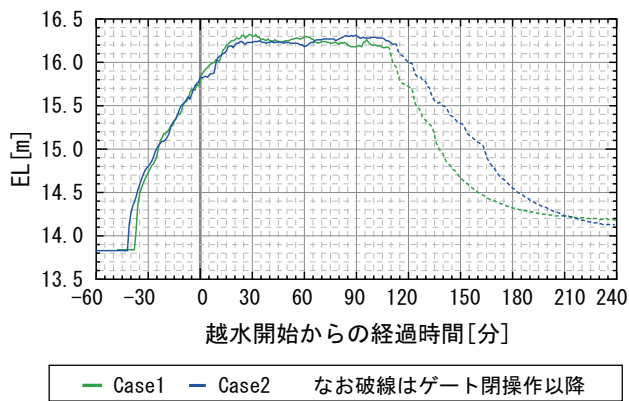


図-4 切欠部から上流 100m 地点 (P510) の堤外水位

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。

3. 実験結果 (水理量)

(1) 実験概況

図-5 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。越流状態は正面越流²⁾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よそ30分後、Case2ではおよそ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。

(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 (水路右岸) の水位観測結果と、その水位差を図-6 に示す。堤外水位について、越水開始時間と切欠部の高さを水位が上回る時間が一致しており、Case1・2とも堤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。

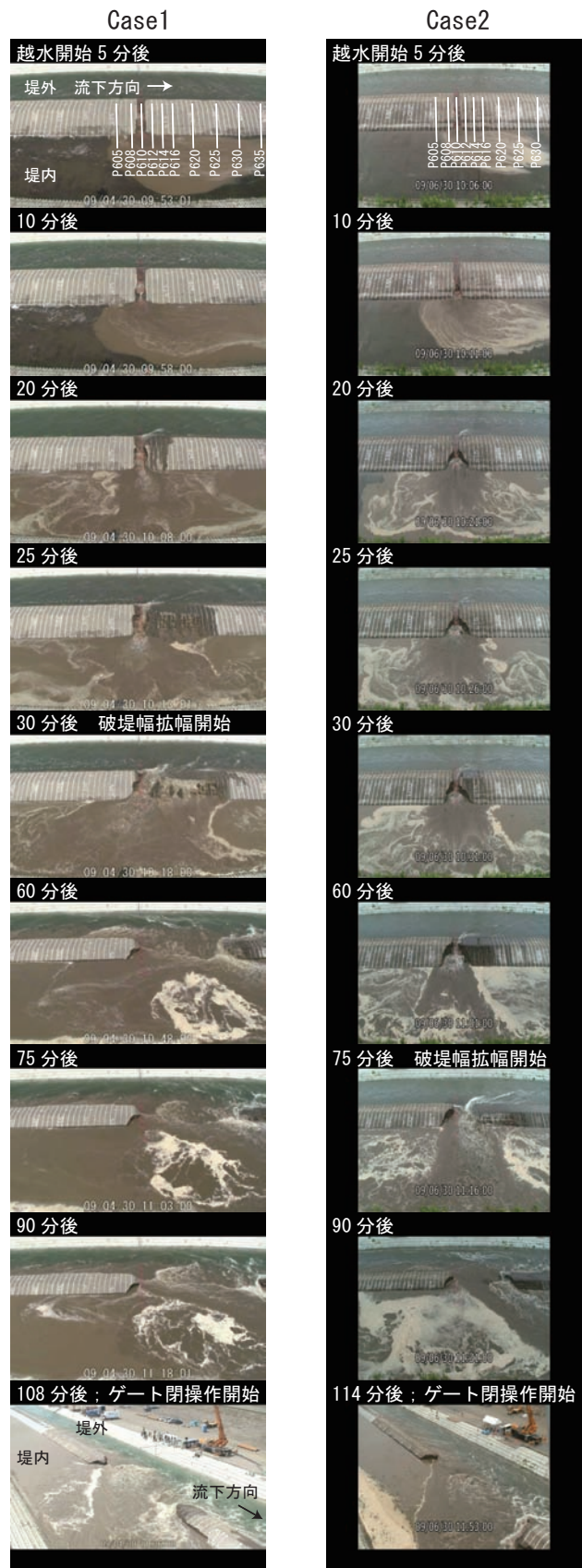


図-5 実験状況 (越水開始 90 分後までは切欠部正面から、ゲート閉操作開始時は堤内下流からの映像)

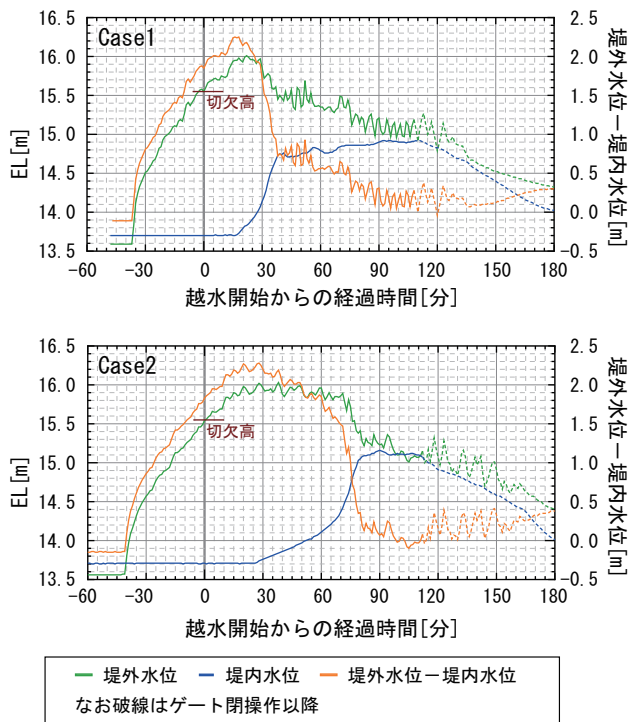


図-6 切欠部横断面上 (P610) の堤内外水位と水位差

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。

(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-7 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-7 で得られた破堤区間上流流量と下流流量の差より、越流量を算出したものを図-8 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。

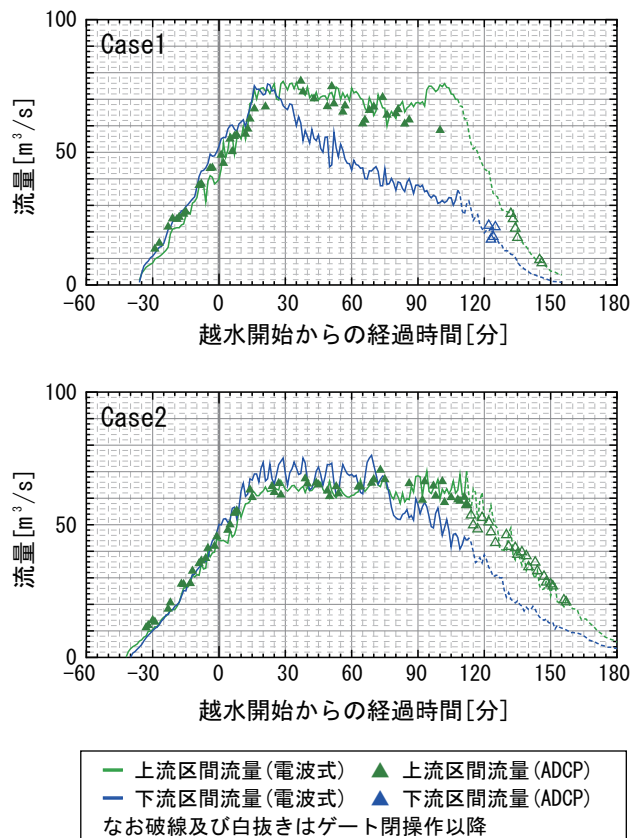


図-7 破堤区間上下流の流量

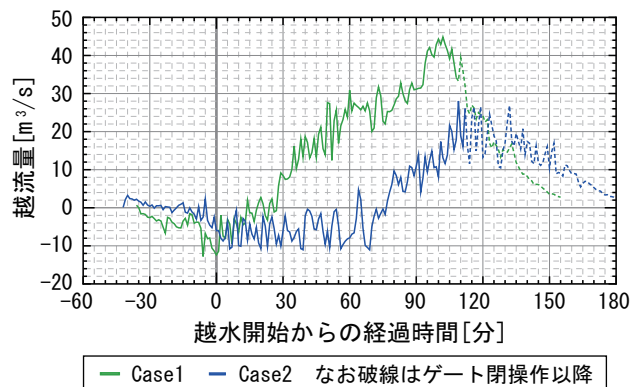


図-8 推定越流量

4. 実験結果 (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著者らの既往手法²⁾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。

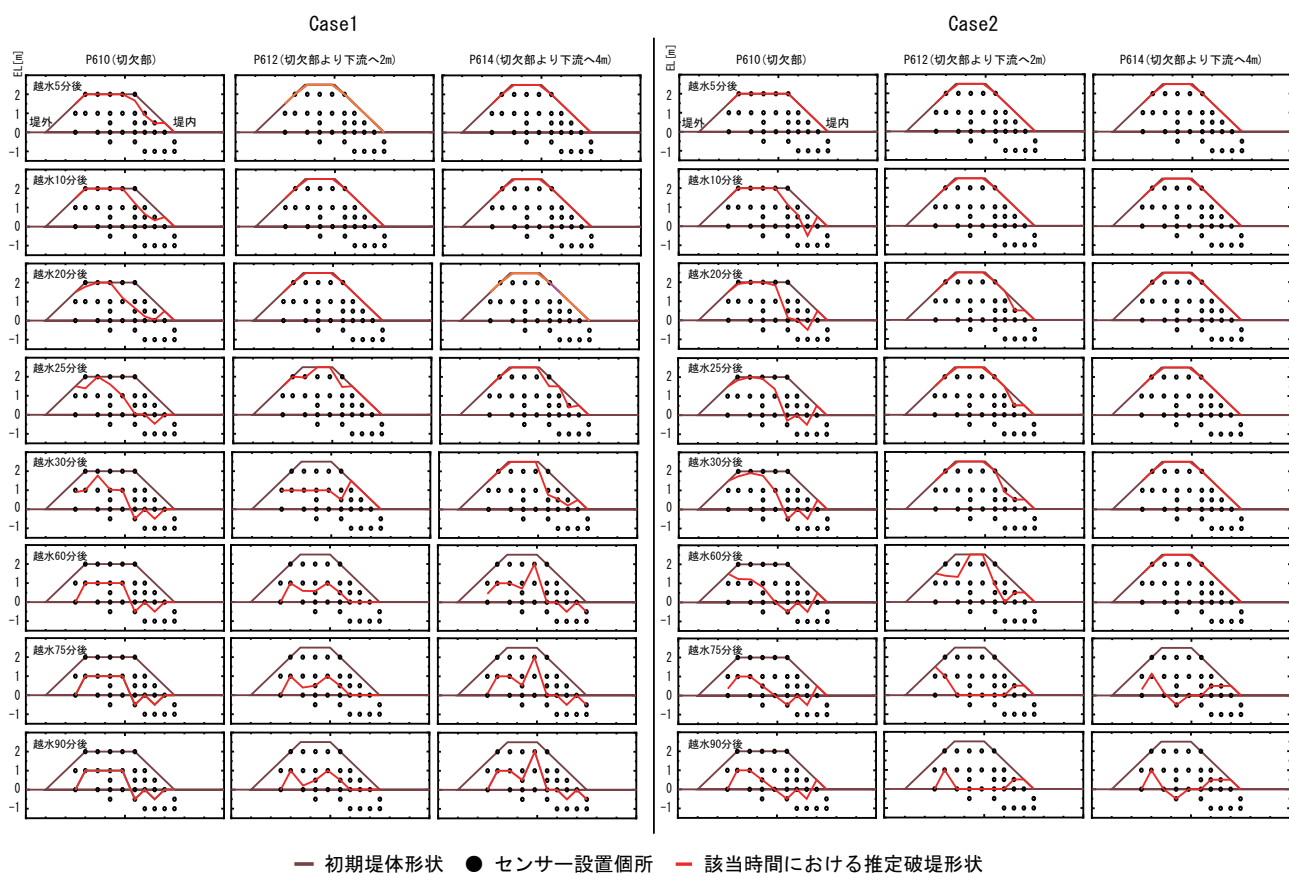


図-9 加速度センサーの記録を用いた破堤進行過程の推定

(1) 破堤第一段階の進行状況

図-9 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否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⁵⁾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。

(2) 破堤第二段階の進行状況

図-10 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。

(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-6 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。

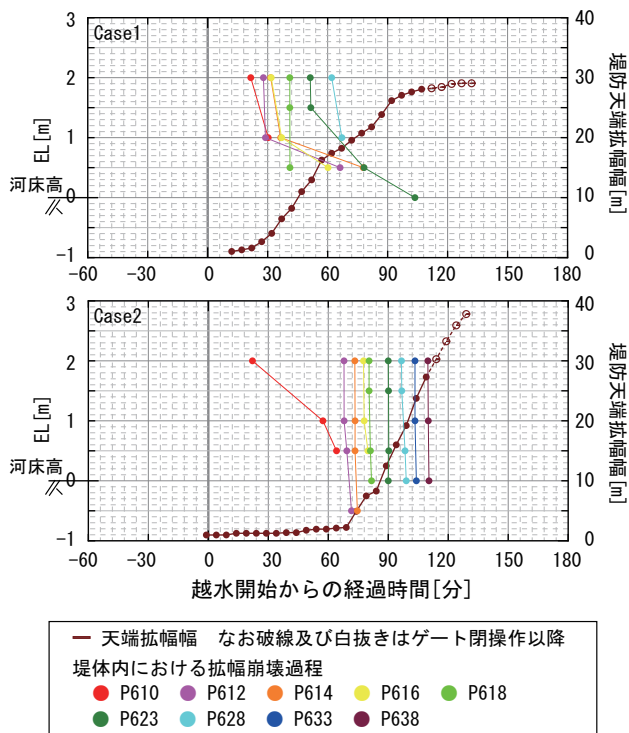


図-10 破堤拡幅過程

図-11 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ることができる。ここで図-10 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。

5. まとめ

本論文では堤体土質の相違に着目し、河川流れを考慮した実スケールでの横越流越水破堤実験を行った。こ

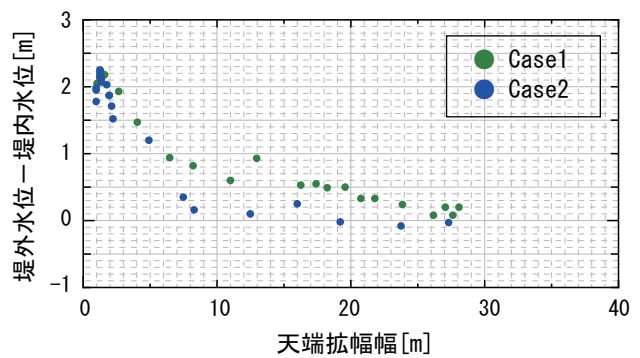


図-11 天端拡幅幅と堤内外水位差

れより次のことが明らかとなった。

1. 破堤第一段階 (越水開始～破堤拡幅開始まで)

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。

2. 破堤第二段階 (破堤拡幅開始～)

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水路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) 島田友典・渡邊康玄・横山洋・辻珠希：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.
- 3) 島田友典・渡邊康玄・横山洋・辻珠希：千代田実験水路横断堤における堤越破堤の拡幅過程，土木学会河川技術論文集，第 15 巻，pp.333-338，2009.
- 4) 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.
- 5) 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.

(2009.9.30 受付)