

河川堤防の越水破堤現象のうち
破堤拡幅機構に関する実験報告書

平成 24 年 10 月

国土交通省北海道開発局
独立行政法人土木研究所寒地土木研究所

はじめに

近年、台風や集中豪雨などに起因する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るが、破堤のプロセスは技術的によく分かっておらず、河川堤防の破堤機構の解明は、水害被害の軽減に向けて重要な課題である。

十勝川中流部に位置する十勝川千代田実験水路は、国内最大規模の実物大河川実験施設として、堤防破壊のプロセス、河床変動などの土砂移動、河道内樹木の密度と洪水時の抵抗、多自然工法や樹木・植生などによる堤防や河岸の保護機能等を解明し、安全で安心できる国土づくりや美しい国土づくりに資する成果を得ることを目的として、平成 19 年に完成した施設である。

本報告書は、平成 20 年度から平成 23 年度にかけて千代田実験水路で破堤実験を行い、河川堤防の越水破堤現象のうち、特に破堤拡幅機構に関する検討の成果を、国土交通省北海道開発局と独立行政法人土木研究所寒地土木研究所が共同でとりまとめたものである。報告書の構成は以下に示すとおり、越水破堤をとりまく状況、千代田実験水路における越水破堤実験、縮尺模型実験による再現性の検証という 3 部構成となっている。

第 I 部 越水破堤をとりまく状況

- －破堤災害や既往研究の事例(第 1, 2 章)
- －実験の目的と意義(第 3 章)

第 II 部 千代田実験水路における越水破堤実験

- －千代田実験水路の概要(第 4 章)
- －実験の計測手法や条件設定のために行った予備実験(第 5, 6, 7 章)
- －越水破堤実験の結果と考察(第 8 章)

第 III 部 縮尺模型実験による再現性の検証

- －縮尺模型実験による千代田実験水路の越水破堤実験に関する再現性検証(第 9 章)

目次

はじめに

第 I 部 越水破堤をとりまく状況	1
第 1 章 破堤災害事例	2
(1) 北海道の災害事例	3
(2) 北海道以外の災害事例	14
a) 信濃川水系五十嵐川・刈谷田川の破堤事例（2004 年 7 月）	15
b) 円山川水系円山川・出石川の破堤事例（2004 年 10 月）	19
c) 庄内川水系新川の破堤事例（2000 年 9 月）	21
第 2 章 越水破堤現象に関する既往の研究事例	23
第 3 章 十勝川千代田実験水路による実験の目的と意義	26
第 II 部 千代田実験水路における越水破堤実験	28
第 4 章 千代田実験水路の概要	29
第 5 章 破堤進行過程の計測手法	32
(1) センサーの選定	33
(2) 実験概要	34
(3) 実験結果	35
(4) 改良型加速度センサー	37
第 6 章 予備実験（正面越流）	39
(1) 実験概要	39
a) 水路形状・実験条件	40
b) 計測方法	40
c) 通水方法	42
(2) 実験結果	43
a) 実験状況	43
b) 水位・流量観測結果	45
c) 破堤拡幅幅	47
d) 破堤進行過程	48
e) 通水終了後の地形	51
f) 実験のまとめ	53

第7章 予備実験（横越流）	54
(1) 実験概要	54
a) 水路形状・実験条件	55
b) 計測方法	57
c) 通水方法	61
(2) 実験結果	62
a) 実験状況	62
b) 水位観測結果	65
c) 流量観測結果	66
d) 破堤拡幅幅	67
e) 破堤進行過程	68
f) 通水終了後の地形	68
g) 実験のまとめ	75
第8章 本実験	76
(1) 実験概要	76
a) 水路形状・実験条件	77
b) 堤体材料・堤体基盤	80
c) 計測方法	83
d) 通水方法	83
(2) 実験結果	84
a) 実験状況	84
b) 水位観測結果	90
c) 流量観測結果	92
d) 流況観測結果	94
e) 氾濫流量	99
f) 破堤進行過程	102
g) 通水終了後の地形	112
h) 氾濫域への土砂流出状況	121
i) 破堤進行過程のまとめ	128
j) 堤体の浸透状況	149
(3) 破堤進行過程と水理量の関係	154
a) 破堤拡幅開始以前	154
b) 破堤拡幅開始以降	155

(4) 本実験のまとめ.....	162
第Ⅲ部 縮尺模型実験による再現性の検証.....	164
第9章 縮尺模型実験.....	165
(1) 縮尺模型実験概要.....	166
a) 水路形状・実験条件.....	166
b) 計測方法.....	166
(2) 再現性の検証.....	170
a) 破堤進行過程の再現性.....	170
b) 水位と河床高の再現性.....	178
c) 流況の再現性.....	179
d) 氾濫流量の再現性.....	182
e) 堤体崩壊量の再現性.....	185
(3) 縮尺模型実験のまとめ.....	189
まとめ.....	190
おわりに	
参考文献	

第 I 部 越水破堤をとりまく状況

第 I 部では、これまでの越水破堤による災害や越水破堤に関する研究事例について触れるとともに、千代田実験水路における実験の目的について述べる。

第1章では、近年の破堤事例について触れる。

第2章では、越水破堤現象に関する既往の研究事例について触れる。

第3章では、以上を踏まえ、本実験の目的について述べる。

第1章 破堤災害事例

近年、台風や集中豪雨などによる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ところであり、河川の整備が進んだ今日でもなお、堤防決壊等の事例が見られる。

破堤の要因は、越流水による裏法侵食、浸透による堤体の弱体化、流水による侵食などであるが、過去の事例では、その8割以上が越水に起因する¹⁾ものであると言われていることから、越水破堤現象に関する知見を得ることは、防災対策上極めて重要だと考えられる。

(1) 北海道の災害事例

表-1 に昭和 56 年 8 月洪水における石狩川下流の破堤事例を示す。昭和 56 年 8 月上旬に戦後最大の記録的な豪雨により石狩平野の軟弱な地盤上に築かれた本川及び支川の堤防が多数破堤し、甚大な被害が発生した。破堤は 11 箇所が発生し、そのうち 9 箇所が越水によるものだった(図- 1～図- 19, 写真- 1～写真- 9)。

表- 1 昭和 56 年 8 月洪水における石狩川下流の破堤災害事例

No	河川名	築堤名	場所	破堤原因
①	真勲別川	マクンベツ	3 号樋門上流	越水
②	石狩川	下新篠津	美原 36 線地先	越水
③	石狩川	下新篠津	美原 37 線地先	越水
④	幌向川	幌向川右岸	西 2 号線地先	越水
⑤	幌向川	幌向川右岸	西 1 号橋下流	越水
⑥	嶮淵川	嶮淵川左岸	国境樋門上流	越水
⑦	島松川	島松川左岸	南の里樋門地先	漏水
⑧	産化美唄川	産化美唄川左岸	7 号橋上流	越水
⑨	奈井江川	奈井江川右岸	逆水堤樋門下流	越水
⑩	大鳳川	大鳳川左岸	下 4 号樋門下流	越水
⑪	漁川	漁川左岸	漁川左岸 14 号地先	漏水

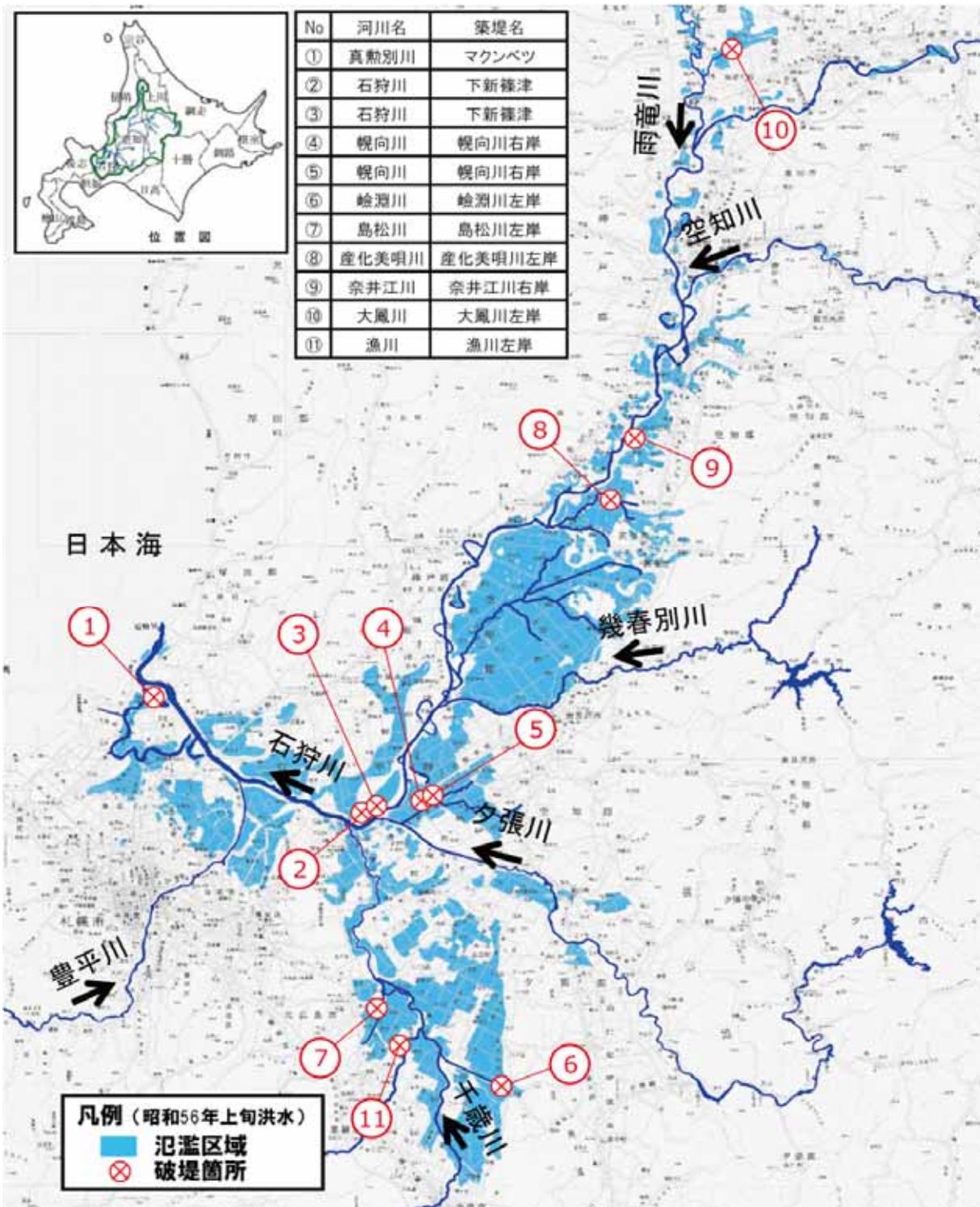


図- 1 昭和 56 年 8 月洪水時の破堤箇所 (石狩川下流)



写真- 1 破堤状況 (①真熱別川)

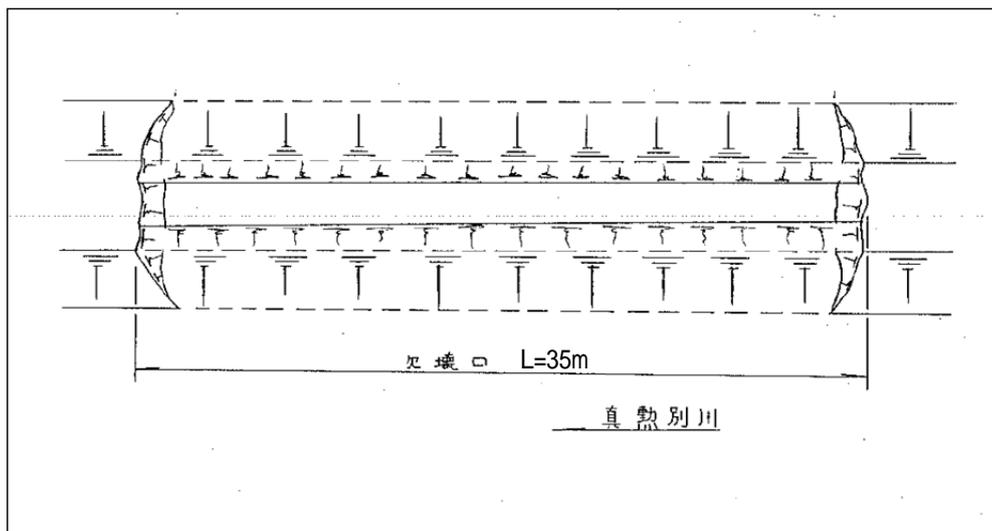


図- 2 平面図 (①真熱別川)

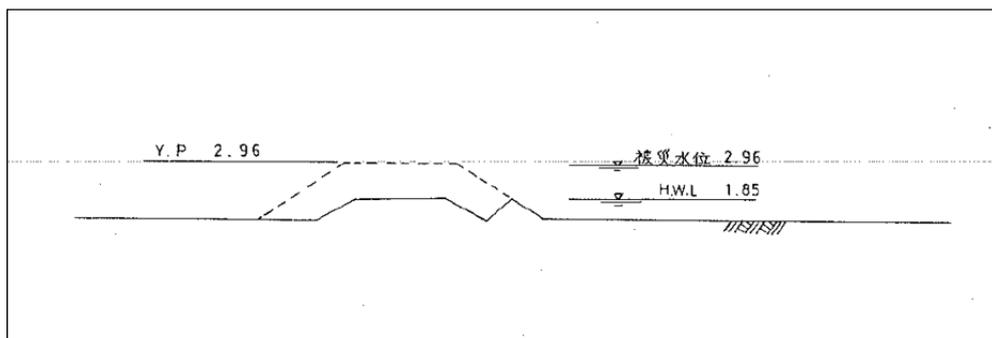


図- 3 断面図 (①真熱別川)



写真- 2 破堤状況 (②石狩川：美原 36 線地先)

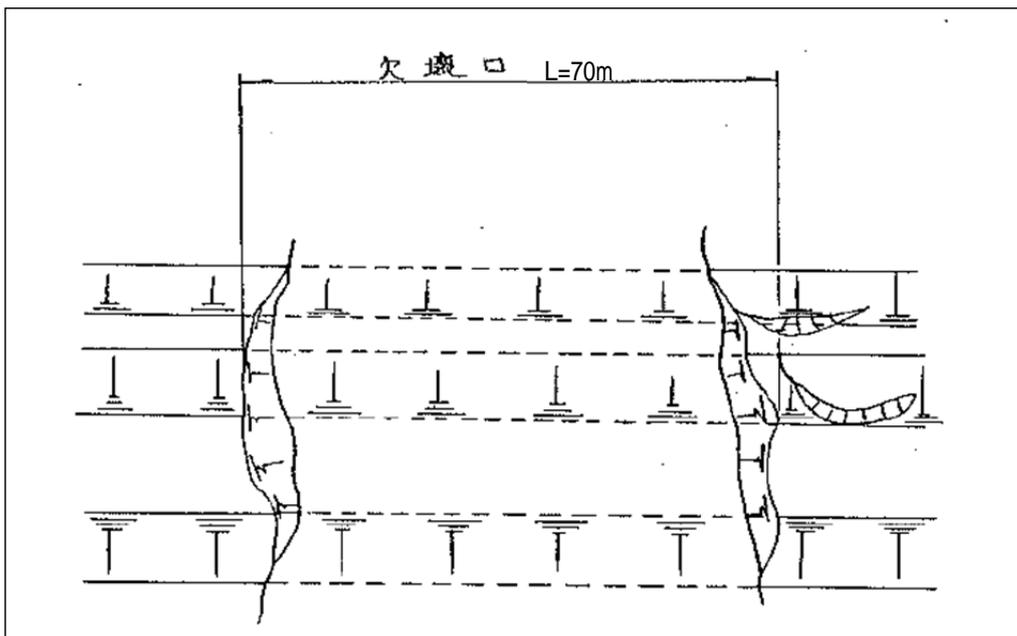


図- 4 平面図 (②石狩川：美原 36 線地先)

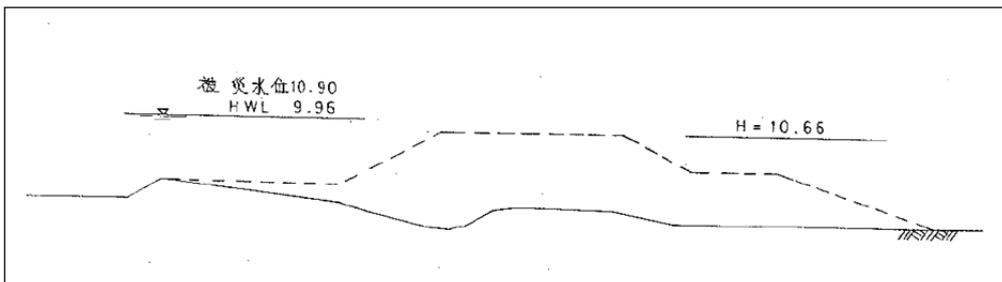


図- 5 断面図 (②石狩川：美原 36 線地先)



写真- 3 破堤状況 (③石狩川：美原 37 線地先)

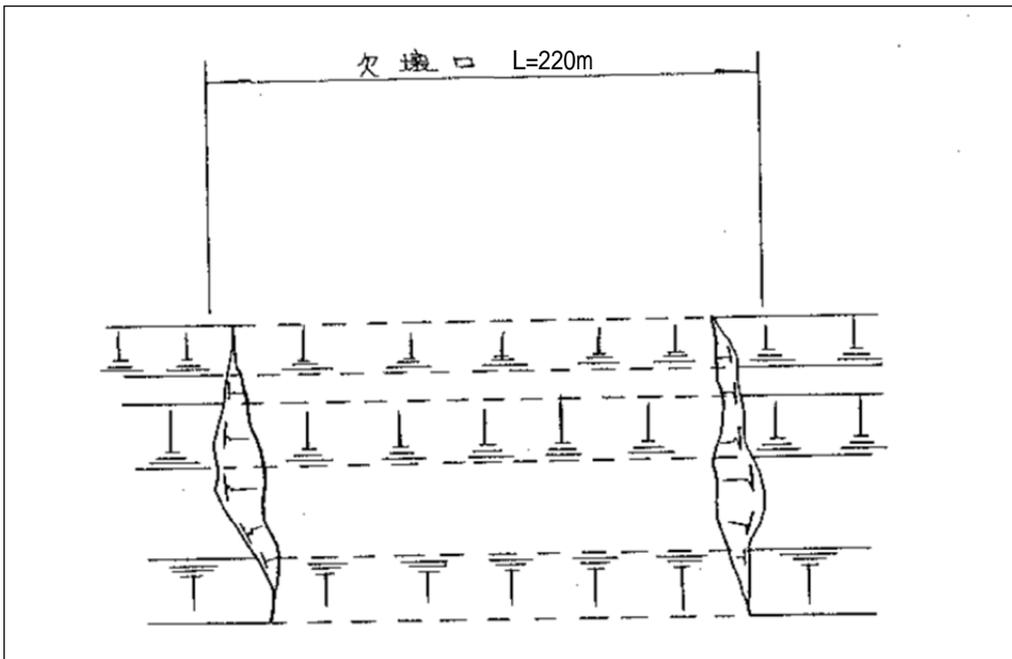


図- 6 平面図 (③石狩川：美原 37 線地先)

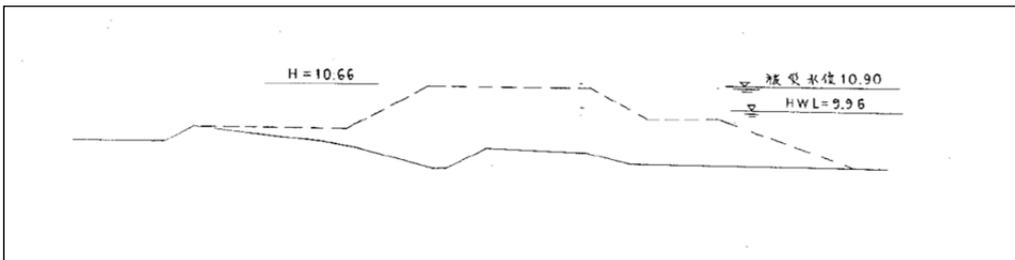


図- 7 断面図 (③石狩川：美原 37 線地先)



写真- 4 破堤状況 (④幌向川：西2号線地先)

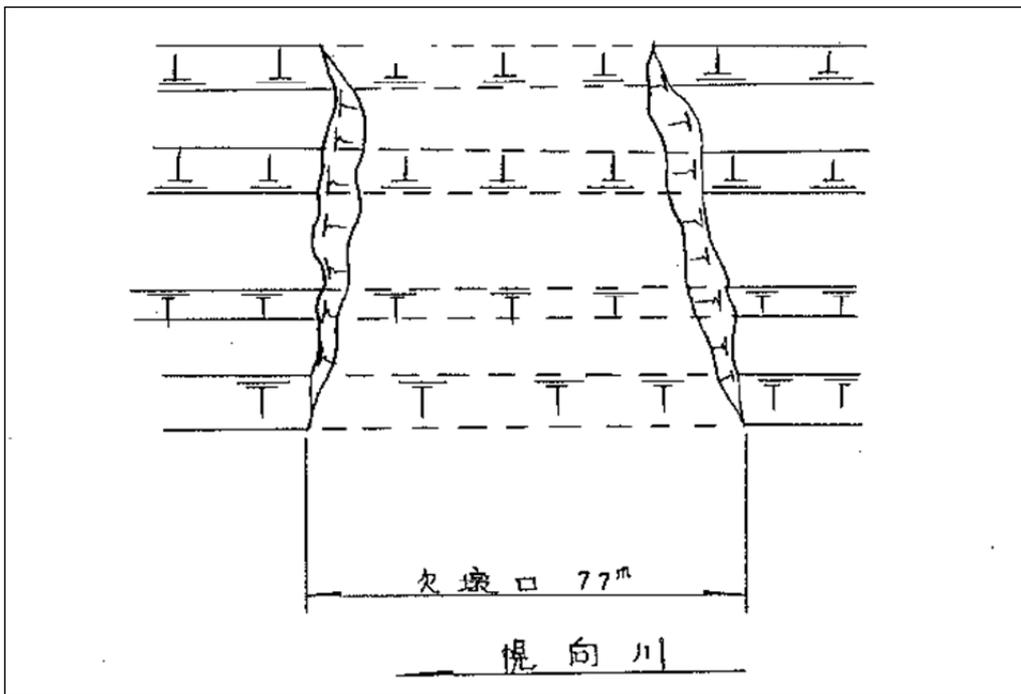


図- 8 平面図 (④幌向川：西2号線地先)

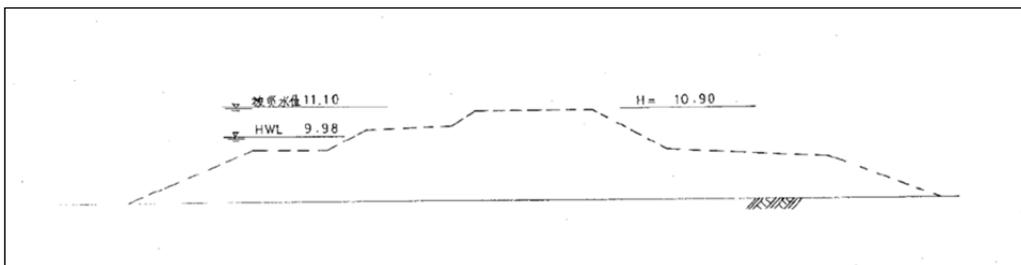


図- 9 断面図 (④幌向川：西2号線地先)



写真- 5 破堤状況 (⑤幌向川 : 7 西 1 号橋下流)

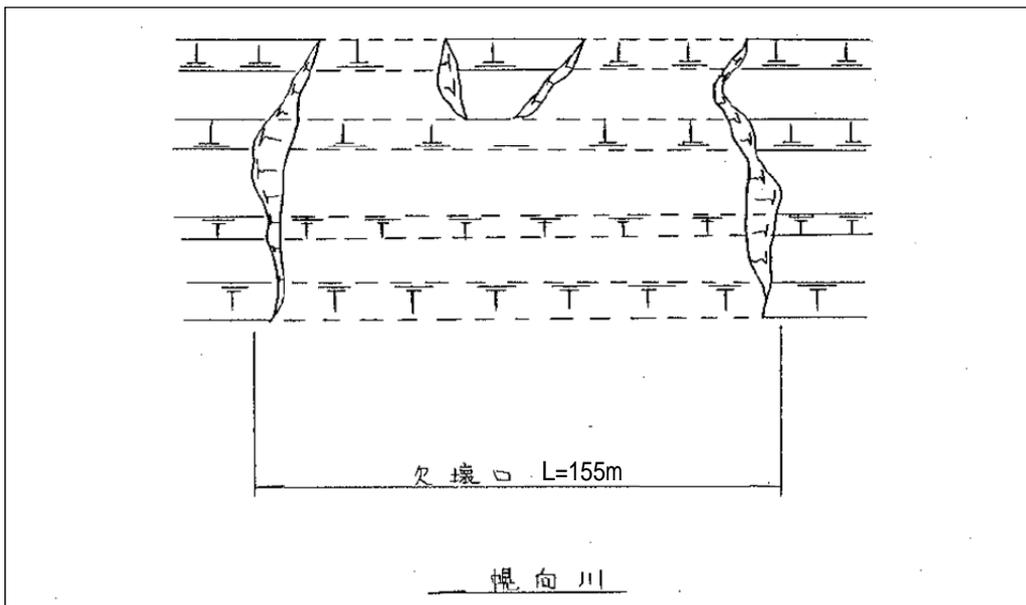


図- 10 平面図 (⑤幌向川 : 西 1 号橋下流)

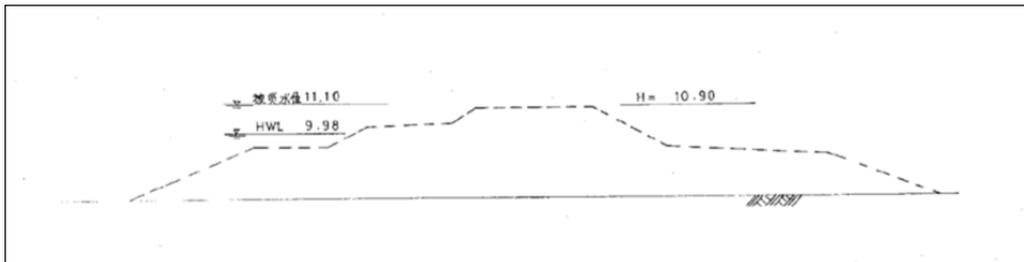


図- 11 断面図 (⑤幌向川 : 西 1 号橋下流)



写真- 6 破堤状況 (⑥嶮淵川)

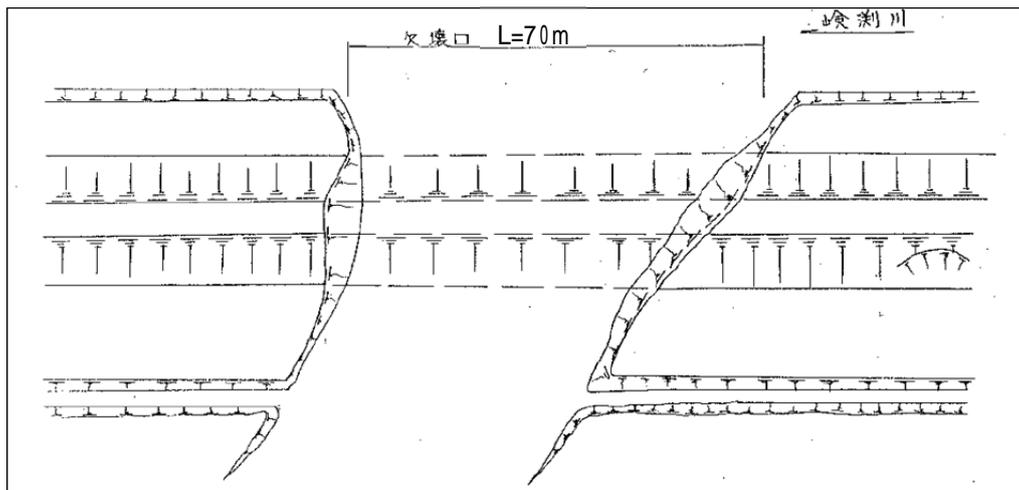


図- 12 平面図 (⑥嶮淵川)

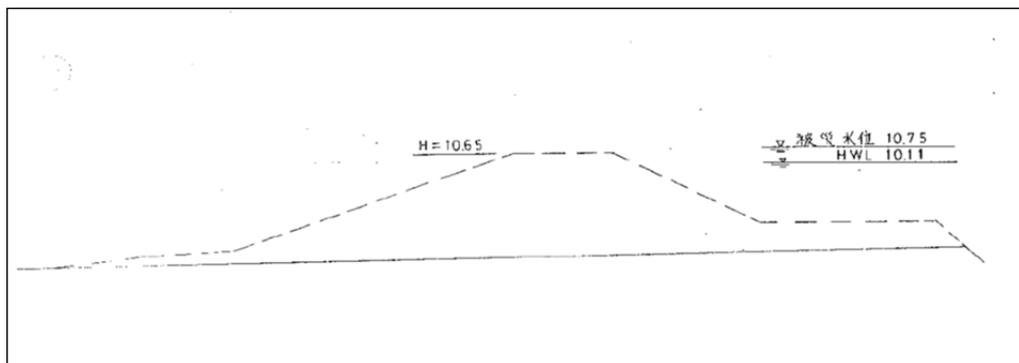


図- 13 断面図 (⑥嶮淵川)



写真- 7 破堤状況 (⑧産化美唄川)

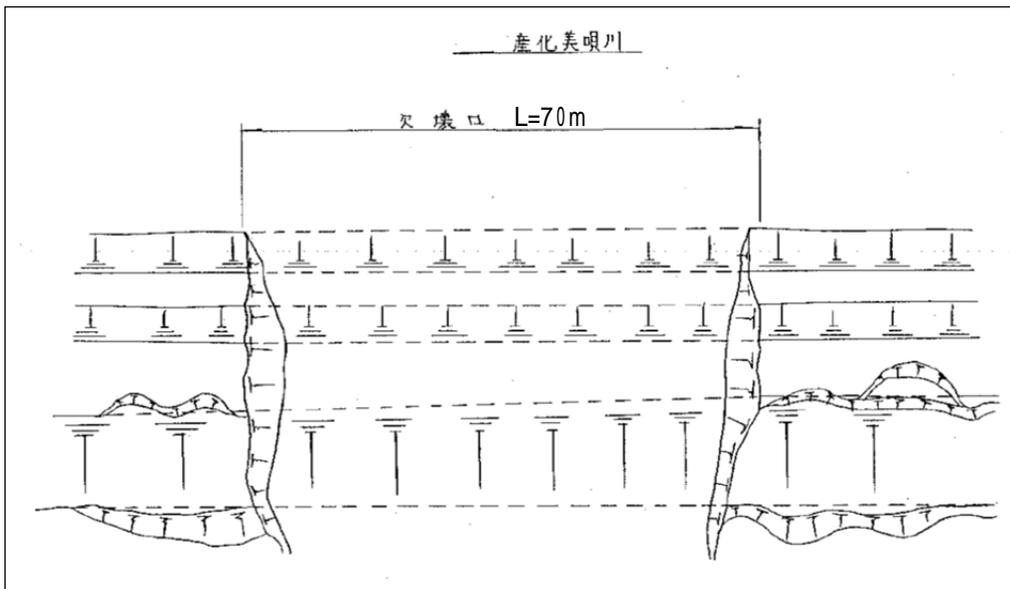


図- 14 平面図 (⑧産化美唄川)

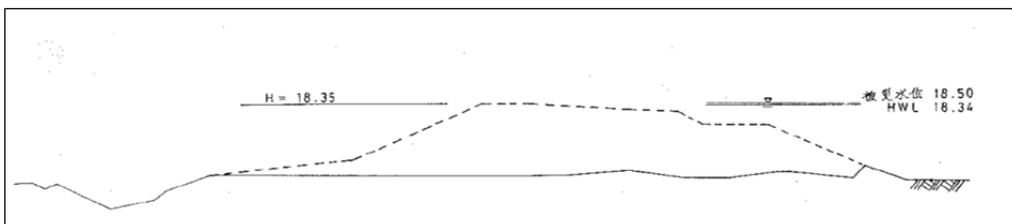


図- 15 断面図 (⑧産化美唄川)



写真- 8 破堤状況 (㊟奈井江川)

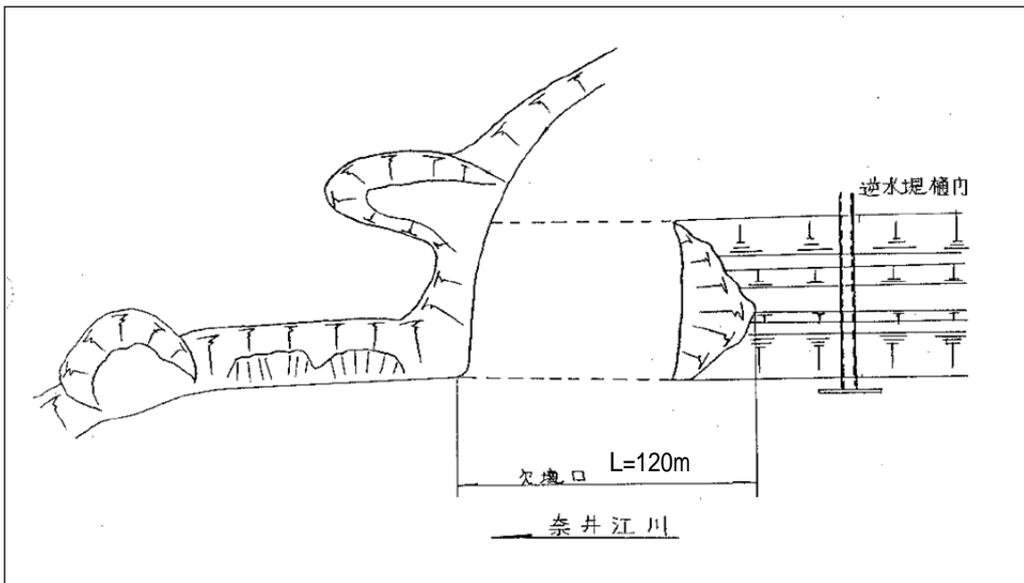


図- 16 平面図 (㊟奈井江川)

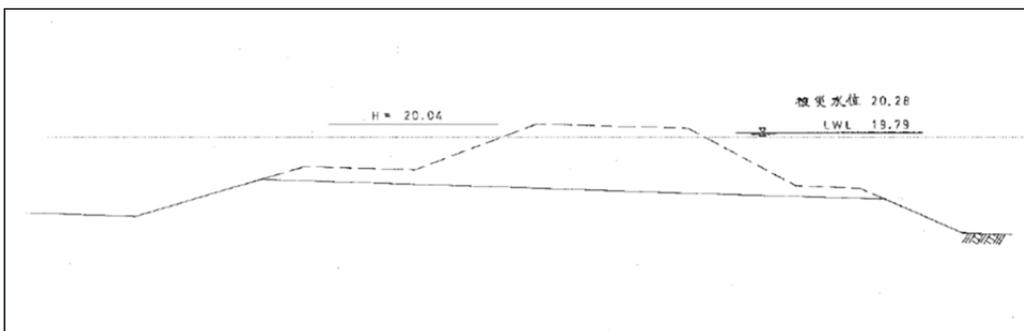


図- 17 断面図 (㊟奈井江川)



写真- 9 破堤状況 (⑩大鳳川)

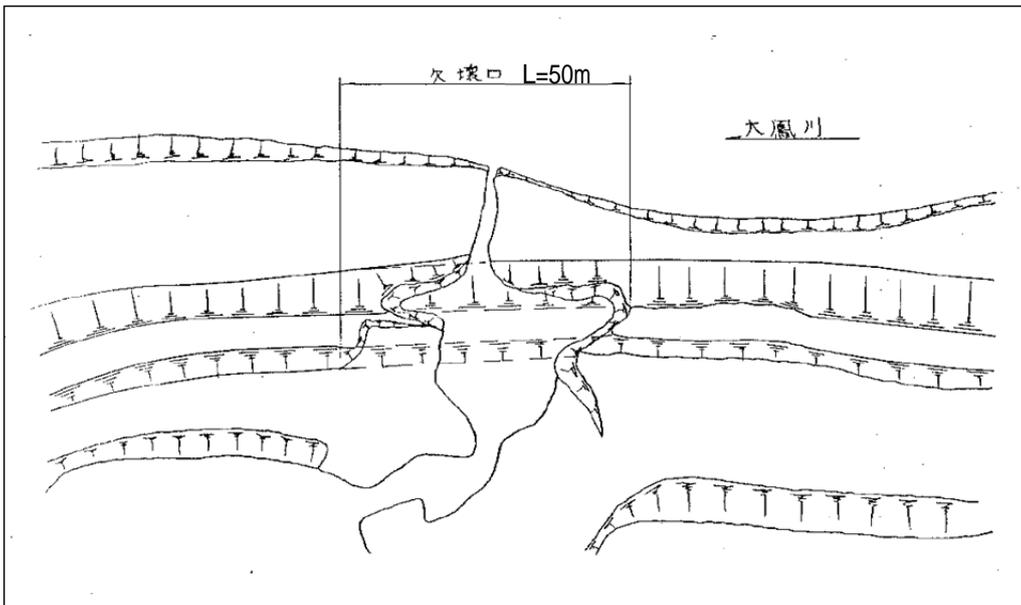


图- 18 平面图 (⑩大鳳川)

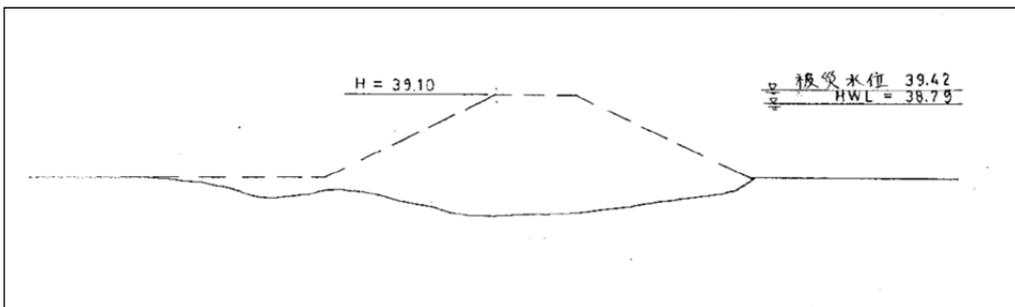


图- 19 断面图 (⑩大鳳川)

(2) 北海道以外の災害事例

表-2 に北海道以外の主な破堤事例として、近 20 年の破堤事例のなかで、その状況を比較的良く把握できている事例について紹介する。また、災害後に破堤のメカニズム等に関する調査検討を行っているいくつかの事例について、調査報告書等からその内容を抜粋する。これらの事例では、災害後の調査に加え、数値計算等により破堤メカニズムの推定が行われているものもある。

表-2 近 20 年の破堤に伴う主な災害事例

年月	被災地	破堤の状況
1995 年 7 月	信濃川 水系 鳥居川 (長野県)	信濃川支川鳥居川の豊野町浅野地区で越水破堤があった。昭和橋付近で越水による浸水が始まり、下流の鳥居大橋付近で堤内側から堤外側への越流による破堤が発生し、最終的に破堤延長は最大 60m になった。 ※建設省河川局, 河川, 1995. 8 より
1998 年 8 月	阿武隈川 水系 阿武隈川・ 堀川 (福島県)	阿武隈川支川堀川で 1 箇所、堀川が合流する付近の本川で 2 箇所の越水破堤があった。堀川では、堤防高が低かったことにより、越水破堤した。本川の 2 つの破堤箇所では、堀川の破堤による氾濫水がその 2 箇所に集中し、堤内地側から本川に越水し破堤した。 ※土木研究所, 土木技術資料, 1998. 11 より
2000 年 9 月	庄内川 水系 新川 (愛知県)	新川で 3 箇所の破堤があった。破堤の要因としては、雨水浸透と河川水位上昇に伴う堤体浸透により堤体が弱体化し、堤防裏法が崩れ始め、崩壊が堤防天端にまで達したのち、越水が始まり、堤体侵食が広がったと推定されている。 ※辻本, 土木学会誌, 2001. 10 より
2000 年 9 月	矢作川 水系 籠川・ 広田川 (愛知県)	矢作川支川籠川で 1 箇所、広田川で 1 箇所の破堤があった。籠川の破堤地点は護岸がない土堤状態であること、破堤前に越流はないことから湾曲部における外岸側の河床洗掘と側岸侵食の進行により、破堤が生じたものと推定されている。広田川では越水により破堤した。 ※辻本ら, 河川技術論文集, 2001. 6 より
2004 年 7 月	九頭竜川 水系 足羽川 (福井県)	九頭竜川支川足羽川で 7 箇所、その他支川で 2 箇所の破堤があった。それらのうち、足羽川の春日地先では、破堤地点の上下流で左右岸ともに越水が認められ、越流水深は 0.2m で約 1 時間の越流が継続したと推定されている。 ※玉井, 土木学会誌, 2004. 10 より
2004 年 7 月	信濃川 水系 五十嵐川・ 刈谷田川 (新潟県)	・信濃川支川五十嵐川の諏訪地区において破堤があった。破堤延長は約 120m であり、破堤原因は、越流によるせん断力が法面の植生の耐侵食力を上回る状態が続き、越流水の落下する法尻部の洗掘及び越流水が流下する法肩から法面が侵食し、さらに拡大して破堤に至ったものと推定されている。 ・信濃川支川刈谷田川で 4 箇所の破堤があった。そのうち中ノ島地区の破堤延長は 50m であり、破堤原因は、水衝部での越水によるもので、越流によるせん断力が裏法面植生の耐侵食力を上回る状態が続き、堤防裏法尻部の洗掘・裏法面が侵食され、破堤に至ったものと推定されている。 ※7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会報告書, 2005. 5 より
2004 年 10 月	円山川 水系 円山川・出 石川 (兵庫県)	円山川及び支川出石川で各 1 箇所の破堤があった。円山川の立野地区では、堤防越水が発生し、裏法面侵食と堤体浸透により破堤したと推定されている。出石川の鳥居地区では、堤防越水が発生し、裏法面侵食により破堤したと推定されている。 ※後藤, 河川, 2005. 2 より



写真- 10 破堤状況（諏訪地区） ※7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会報告書より引用

a) 信濃川水系五十嵐川・刈谷田川の破堤事例（2004年7月）

※引用：7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会報告書

【五十嵐川】(写真- 10 参照)

堤防は明治期の旧堤防を嵩上げ拡幅し、昭和12年頃には概ね現在の形状になっていたものと推定される。堤防土質は、堤体がシルト質細砂～砂質シルトで構成され、基礎地盤の表層は粘性土で覆われ、その下部に砂礫層が分布する構造となっている。現在の堤防は、高さが約4m、天端幅は約4mでアスファルト舗装が施されており、法勾配は2割で表・裏とも植生で覆われている。破堤箇所は、周辺に比べ堤防高さが若干低く、裏法面は植生が乏しかった模様である。

堤防に作用した降雨は、1ヶ月前からの降雨量で見ると360mmを越え、河川水は7月13日10時前後に堤防天端を超え始め、その後低下して再び12時頃から水位が上昇し越水が生じたものと考えられる。

非定常浸透流解析によると、河川水位が天端に迫ると基礎地盤の砂礫層での圧力が高まり、堤内地でボイリング（噴水、噴砂）が生じる可能性があることから、10時前後にはこのような現象が生じていたものと推定される。但し、破堤が生じていない対岸においても同様な解析結果が得られている。また、調査結果から推測すると破堤に直接つながる基礎地盤を破壊するような浸透現象（パイピング）は生じなかったものと推定される。河川水位はその後低下し、12時頃から再び越水が発生すると、越流によるせん断力が法面の植生の耐侵食力を上回る状態が続き、越流水の落下する法尻部の洗掘及び越流水が流下する法肩から法面が侵食し、さらに拡大して破堤に至ったものと推定される。その後、上流側へ破堤が拡大したものと推定される。これは、破堤後の落堀の形状と堤内地の稲の倒伏状況からも読みとれる。また、堤内地に散乱する砂礫や玉石は、堤体材料のほか、破堤に伴い基礎地盤が深く抉られたために砂礫層の一部が流出したことによると考えられる。

以上のことから、五十嵐川（諏訪）の破堤は、越流による裏法面等の侵食が主原因であると考えられる。（図- 20 参照）

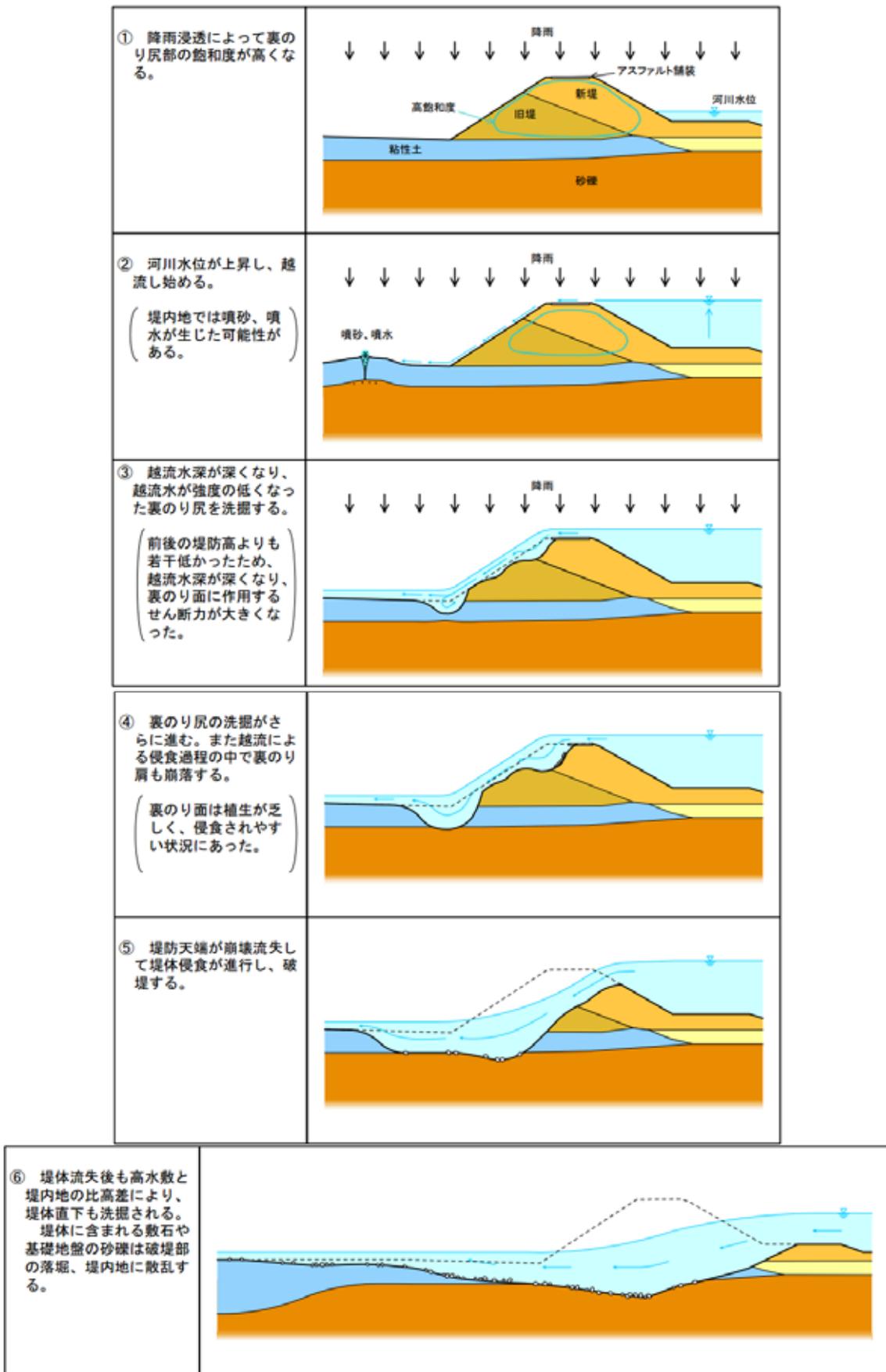


図- 20 破堤のメカニズム (五十嵐川) ※7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会報告書より引用 (一部修正)



写真- 11 破堤状況（中之島地区） ※7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会報告書より引用

【刈谷田川】(写真- 11 参照)

刈谷田川の堤防は、明治期の旧堤を嵩上げ・拡幅し、昭和36年洪水を契機に実施された河川改修により概ね現在の形状になっていたものと推定される。堤防の土質は、粘性土が主体であり、基礎地盤は表層に約6～9mの粘性土層、その下部に砂層が分布する構造である。現在の堤防は、高さが約5m、天端幅は約3m、法勾配は概ね2割で表法面は天端まで護岸が施工され、裏法面は植生で覆われている。破堤箇所は、河道の湾曲部の外岸側であり、表のり面は堤防天端まで護岸が施工されていたものの橋との取り付け等の関係で裏のり勾配は急であった様である。

堤防に作用した降雨は、1ヶ月前からの降雨量で見ると480mmを越えていた。また、河川水は、7月13日11時頃に計画高水位を越え、12時頃には越水が生じたものと考えられる。越流水深はヒアリング調査の結果最大40cm程度であったと推定される。

このような状況から、12時頃からの越流によるせん断力が法面植生の耐侵食力を上回る状態が続き、越流水の落下する法尻部の洗掘及び越流水が流下する法肩から法面の侵食のさらなる拡大により破堤に至ったものと推定される。その後堤防は東屋が設置されていた下流側に破堤が進行したものと推定される。

なお、破堤地点以外でも越水が生じていたようであるが、例えば、今町大橋上流の右岸部に見られるように堤防裏法面がコンクリートブロックで被覆されていたこと、法尻部にアスファルト舗装の道路が位置していたなど、破堤部の堤防に比べ壊れにくい堤防構造となっていた。なお、目撃証言にある法面の途中からの泥水の噴出しについては、土質調査や浸透流解析では、再現することは困難であり、これが破堤の要因とは考えられない。

以上のことから、刈谷田川(中之島地区)の破堤は、越流による法肩及び裏法面の侵食が主原因であると考えられる。(図- 21 参照)

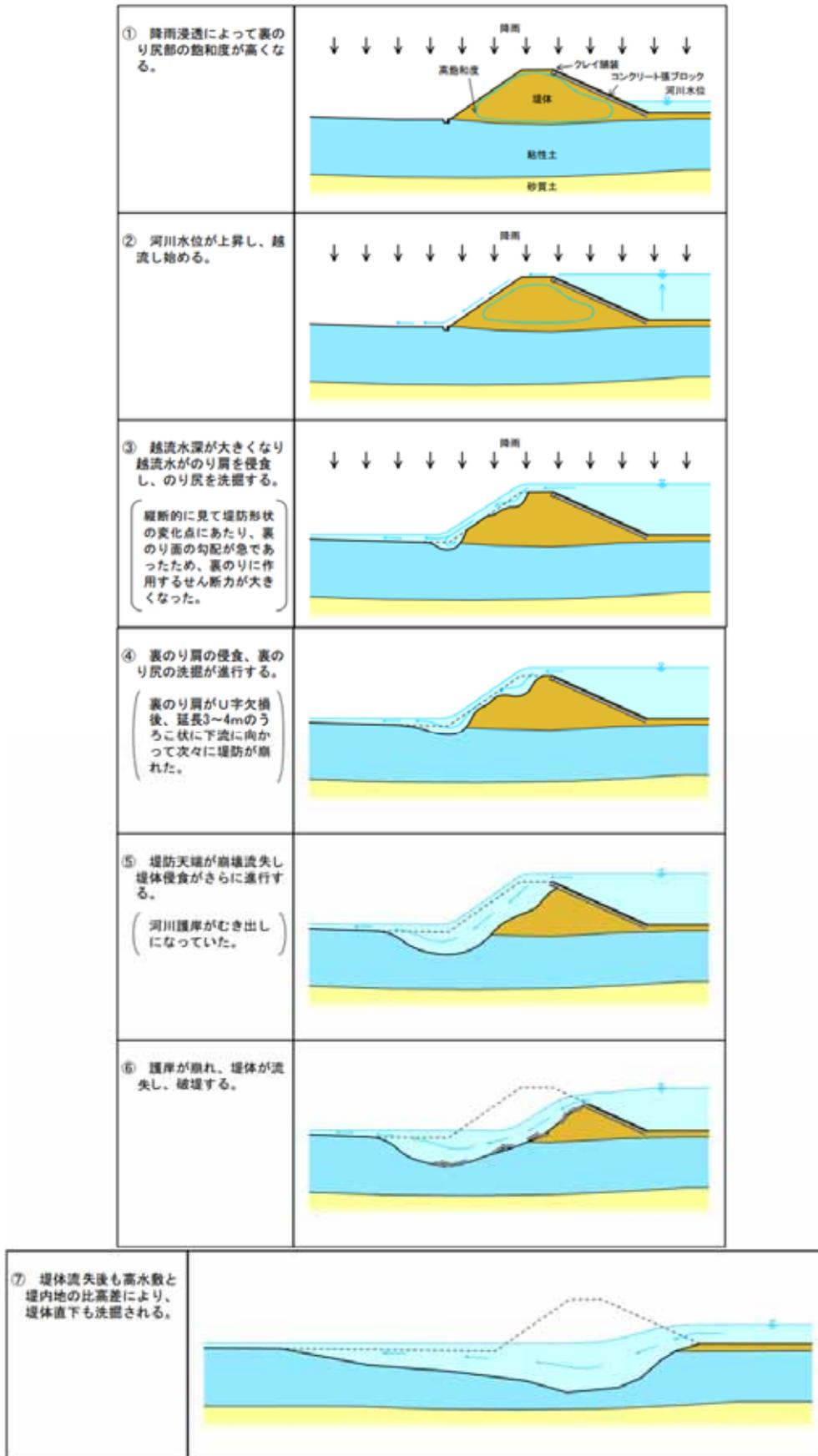


図- 21 破堤のメカニズム（刈谷田川） ※7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会報告書より引用（一部修正）

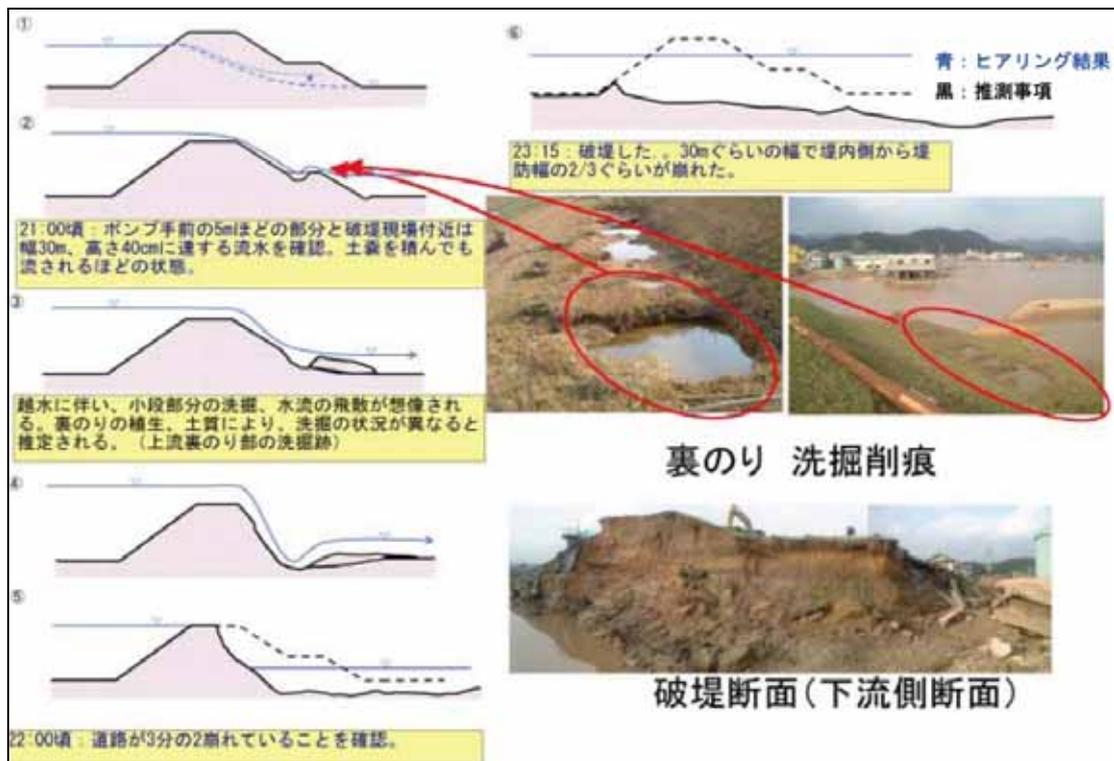


図- 22 破堤のメカニズム (円山川) ※後藤正 河川 台風 23 号災害(破堤)についてより引用

b) 円山川水系円山川・出石川の破堤事例 (2004 年 10 月)

※引用:後藤正 河川 台風 23 号災害(破堤)について

【円山川】

「越流による裏法面侵食」後に「浸透」が加わる複合的要因により破堤したものと推定される。この地点での堤防法線は直線形状であるが、堤防・河道等が完成していないため、計画高水流量以下の洪水で越流して裏法面(小段も含む)が侵食し、これに浸透が加わり破堤したものと推測される。(図- 22 参照)

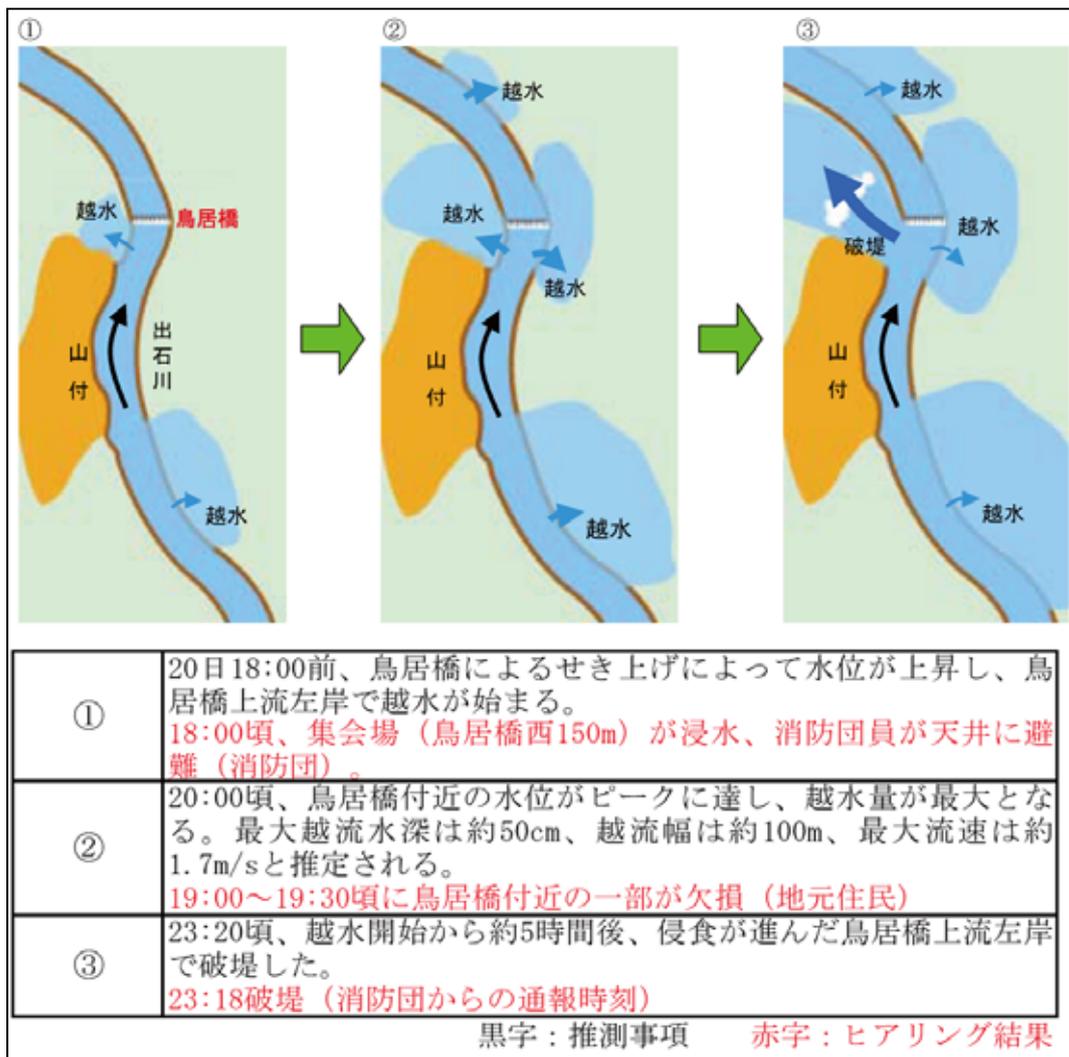


図- 23 破堤のメカニズム（出石川） ※後藤正 河川 台風23号災害(破堤)についてより引用

【出石川】

越流による裏法面浸食により破堤したものと推定される。この地点は外水の水衝部に相当し、流下能力を超え越流した水が裏法尻で集中する湾曲した堤防法線形状のため裏法面の浸食が助長され、破堤したものと推定される。また、堤防断面が相当程度減少した状態において、外水圧または浸透の影響もあったものと推測される。（図- 23 参照）



写真- 12 破堤状況（新川） ※愛知県河川堤防緊急強化検討会報告書より引用

c) 庄内川水系新川の破堤事例（2000年9月）

※引用：愛知県河川堤防緊急強化検討会報告書

破堤箇所における破堤メカニズムを次のとおり推定している。（写真- 12・図- 24 参照）

- ①降雨量は新川の計画規模をはるかに超え、これに内水域からのポンプ排水及び洗堰からの庄内川の洪水流入も加わり、計画高水位を超える河川水が長時間にわたり外力として作用した。
- ②降雨及び河川水の堤体浸透により堤体は湿潤状態となり、安全率の低下した堤防裏法面に法すべりが発生した。
- ③その後、裏法面のすべり変状が徐々に堤防天端に及び、堤防がやせ細った。
- ④浸透してきた表面流により、裏法面の侵食が更に進み、堤防はますます細くなり、堤防天端にせまる高い水位には耐え切れない状態となった。
- ⑤破堤区間上流部で薄くなった堤防の上部が崩れ、越流し、堤防法尻部及び基礎地盤を激しく洗掘した。
- ⑥破堤の初期段階では残っていた高水護岸が壊れることにより、河川水が一気に流出し、破堤口を拡大していった。また、堤防法尻部及び基礎地盤での洗掘も拡大、落堀が形成された。
- ⑦なお、破堤箇所以外でも裏法面すべりが数カ所発生しており、堤防天端に近い水位であった一連の区間においては、どこで破堤してもおかしくない状態であった。

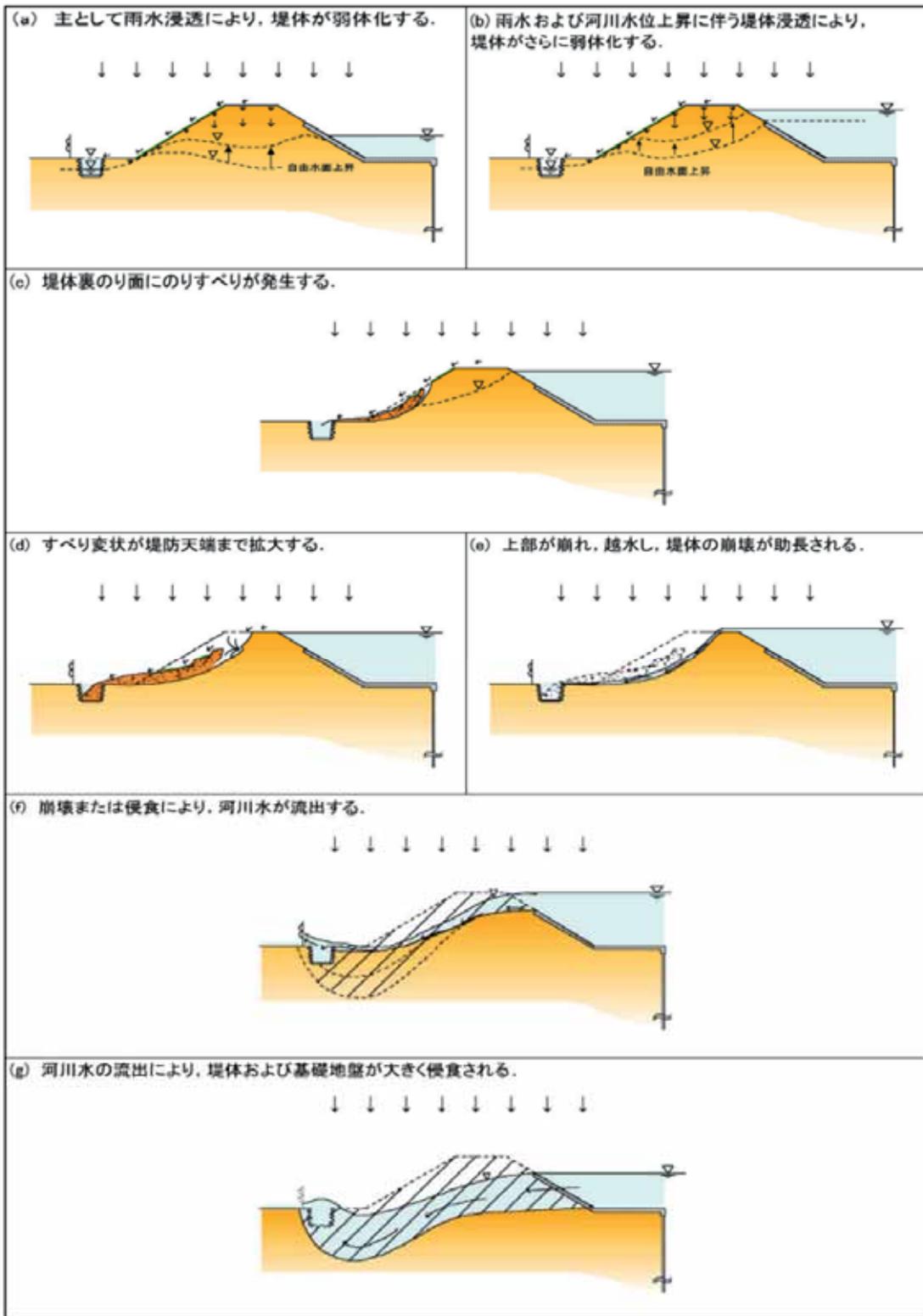


図- 24 破堤のメカニズム（新川） ※愛知県河川堤防緊急強化検討会報告書より引用

第2章 越水破堤現象に関する既往の研究事例

これまで、越水破堤現象に関する研究は様々な方法で行われており、それらを表-3に整理した。研究方法は、実験、現地調査、数値計算に分類した。

実験による方法は、実物大実験と縮尺模型実験に分類した。ここで、既往の実物大実験²⁾は、流れに横断方向に配置された堤防からの正面越流を対象としたもののみで行われている(写真-13参照)。一方、縮尺模型実験は、正面越流だけでなく、実河川と同様に流れに縦断方向に配置された堤防からの横越流を対象としたものも行われている。

現地調査は、災害後の調査や破堤状況のヒアリング等によるものが主であり、進行中の破堤現象を定量的に捉えたものは少ない。

数値計算は、堤防の破堤過程に着目した解析や氾濫後の浸水状況に着目した氾濫解析等が実施されている。

表- 3 越水破堤に関する研究事例

研究方法	規模等	研究課題	研究項目	研究内容(概要)
実験	実物大	耐侵食・耐越水化対策	耐侵食性 ³⁾	旧堤を利用した越流実験を実施し、植生(芝、チガヤ)の耐侵食性、及び堤防土質と芝の耐性について整理している。
			耐越水性 ⁴⁾	正面越流型の大型模型による越水実験を行い、裏法保護工として吸出し防止材や遮水シート、ジオテキスタイルについて堤防裏法面の保護効果を検証している。
			越水破堤機構・耐越水性 ⁵⁾	正面越流型の大型模型を用いた越流実験を行い、裸堤や芝張堤の破堤メカニズムについて整理するとともに、越水堤防保護工(天端アスファルト、連節ブロック、かみ合わせブロック、防水シート、改良土)の評価を行っている。また、越水時の水位・流速計等の水理特性について計測・整理を行っている。
	縮尺模型	破堤過程	遠心模型実験 ⁶⁾	遠心装置を用いた縮尺模型実験、及び有限要素法を用いた解析により、越水破壊メカニズムに関して、堤体内の間隙水圧、変形挙動や破壊過程の考察を行っている。
			破堤口拡大実験 ⁷⁾	正面越流型の縮尺模型を用いて越流実験を行い、破堤口の拡大過程と形状について観察し整理している。
		耐越水化対策	堤防裏法尻保護 ⁸⁾	正面越流型の縮尺模型を用いて越流実験を行い、法尻保護工(法尻部に越流水に対し垂直方向に減勢工壁を等間隔で複数枚並べたもの)の減勢効果について整理している。
		越流部水理特性	正面越流水理特性 ⁹⁾	正面越流型の縮尺模型を用いて越流実験を行い、底面圧力、流速分布、レイノルズ応力分布の詳細な測定を実施し、堤防に及ぼす外力について整理している。
			横越流特性 ¹⁰⁾	横越流型の縮尺模型を用いた越流実験及び、数値計算による解析を行い、河道に沿って横越流する流れの水理特性について再現性の検証を行っている。
		氾濫拡散状況	樹木群の効果 ¹¹⁾	正面越流型の縮尺模型を用いて越流実験を行い、堤防沿いに繁茂している樹木群と破堤後流況との関係を定量的に把握するとともに、樹木群の配置方法(堤内側と堤外側)の違いによる流況の変化や洗掘防止効果について検討を行っている。
			建物群内の氾濫特性 ¹²⁾	氾濫域を含む縮尺模型(建物は直方体ブロックで再現)を用いた越流・氾濫実験、及び数値計算による解析を行い、市街地に氾濫する越流水の水理特性、建物の粗度等について検討を行っている。
		現地調査	被災事例・要因分析	被災状況・要因 ¹³⁾
PIVによる流向分析 ¹⁴⁾	ヘリコプターで撮影された破堤中の流況映像から、表面流のPIV解析を行っている。			
数値計算解析	破堤過程	破堤口拡大過程解析 ¹⁵⁾	水深平均平面2次元流れと掃流砂輸送、河床変動を組み込んだ数値解析モデルを用いて、破堤拡幅進行の定量的評価、及び破堤口前面の条件(樹林帯・市街地)の違いによる破堤拡幅への影響について検討を行っている。また、同モデルによる模型実験、現地調査の再現性について検証している。	
		破堤初期過程解析 ¹⁶⁾	粒子法を用いた数値解析を行い、堤防の越流侵食過程の解析を試みている。	
	氾濫解析	実洪水の氾濫再現解析 ¹⁷⁾	平面二次元不定流モデルを用いた氾濫解析を行い、実洪水の浸水状況についての再現を試みている。	

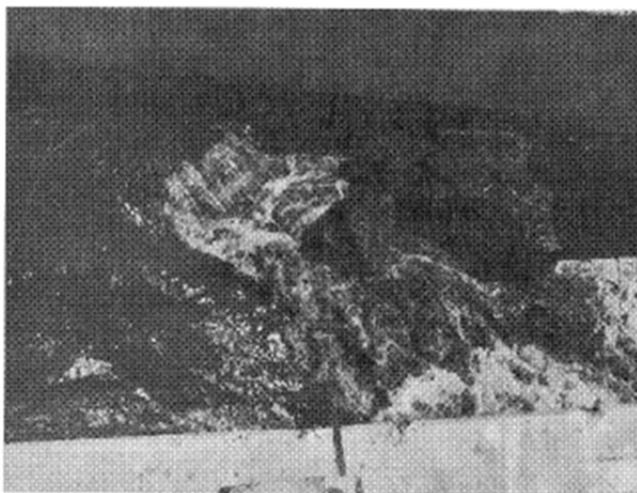
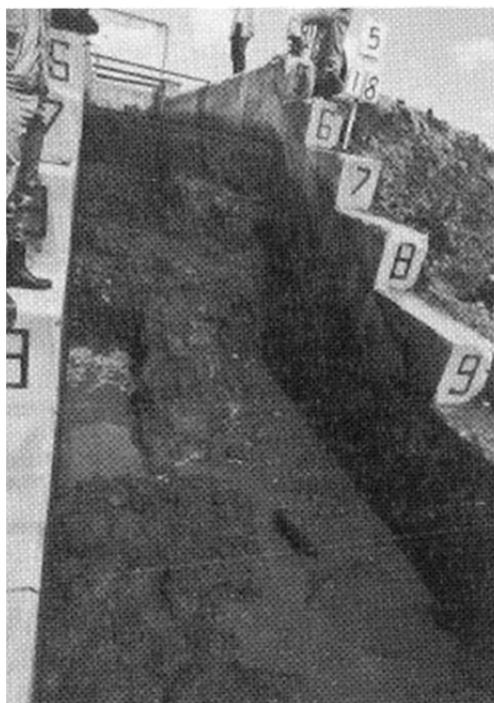


写真- 13 正面越流実験の状況

※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 より引用(一部修正)

第3章 十勝川千代田実験水路による実験の目的と意義

前述した既往の調査研究事例を踏まえ、これまでの越水破堤現象に関する調査・研究の課題とともに、それらの課題に対して千代田実験水路で実験を行うことの利点について、表- 4 に整理した。

まず、これまでの調査・研究に関する課題について述べる。実物大実験に関しては、正面越流による越水破堤実験において、破堤進行過程や保護工等の検討が行われているが、実現象でみられるような横越流を想定した流れの実験は実施されておらず、また、破堤の拡幅過程に関する実験も行われていない。縮尺模型及び数値計算に関しては、正面越流や横越流による破堤過程や破堤拡幅過程、及び氾濫流の水理特性について検討されているが、実現象(実物大レベル)での十分な検証がなされていない。また、現地調査においては、破堤進行中の堤体観測や流況観測は困難である。

次に、千代田実験水路の利点について述べる。千代田実験水路では、実スケールの堤防を用いて、実河川と同様に河道からの横越流による破堤実験が可能であること、実験水路であることから流量を調整できること、事前に各種観測機器を設置して破堤進行過程等の高精度の観測ができることなどが特徴である。また、千代田実験水路は千代田新水路の一部を利用しており、千代田新水路を氾濫域に見立て、氾濫流に関する実スケールの実験も可能である。このため、上記で述べた既往調査・研究の課題に対し、千代田実験水路において実現象に近い実物大の横越流破堤実験を実施することで、破堤の進行過程や氾濫状況を観測することができ、縮尺模型による実験結果の検証等を行うことができる。

平成 19 年度に完成した千代田実験水路における最初の実験として、越水破堤現象に関する実験を行ったが、特にこれまで未解明な点が多かった破堤の拡幅機構の解明を主目的とした。また、同時に、破堤実験に必要な各種計測技術の開発についても取り組んだ。

これまで、越水破堤現象を時系列で観測することは困難であったが、千代田実験水路における破堤実験によって、破堤進行時の堤体及び水理量の時系列の観測データを得ることは、破堤現象に関する今後の研究の発展や知見の集積、さらに、破堤時の減災対策や避難にかかる情報の精度向上など、河川の防災・減災技術の向上に向けて非常に重要であるといえる。

表- 4 既往調査・研究の課題と千代田実験水路の利点

方法	既往調査・研究の課題	千代田実験水路の利点
実物大 実験	<ul style="list-style-type: none"> ・正面越流による越水破堤実験において、破堤の進行過程、保護工による侵食抑制効果の検討が行われているが、実現象である横越流を想定した実験は行われていない。 ・破堤の拡幅に関する実験は行われていない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・横越流による越水破堤実験を行うことが可能 ・破堤口が拡幅する過程における流況、堤体崩壊状況、越水の水理特性等について詳細な観測を行うことができる。
縮尺模型 実験	<ul style="list-style-type: none"> ・縮尺模型による正面越流及び横越流の越水破堤実験において、越水破堤メカニズム、破堤口の拡大過程と形状について、数値解析と合わせて検討されているが、実物大レベルによる検証が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> ・越水破堤に関する既往の縮尺模型実験等による結果について、実物大スケールによる検証が可能。
数値計算	<ul style="list-style-type: none"> ・縮尺模型を用いた越流・氾濫実験及び数値解析を行い、氾濫流の水理特性について検討を行っているが、実物大レベルによる検証が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> ・破堤による氾濫流に関する既往の縮尺模型実験等による結果について、実物大スケールによる検証が可能。
現地 調査	<ul style="list-style-type: none"> ・実洪水により越水破堤した箇所において、被災直後に現地調査を実施し、破堤原因を推定しているが、破堤の進行状況を観測した事例はない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・越水破堤による破堤拡幅機構、河道・越流部・氾濫域等の水理特性について、実物大スケールで破堤進行中の観測を行うことが可能。

第Ⅱ部 千代田実験水路における越水破堤実験

第Ⅱ部では、千代田実験水路で実施した越水破堤実験について述べる。

第4章では、千代田実験水路の概要について紹介する。

第5章では、実験に先立ち、堤体内部の破堤進行過程を計測する手法の選定について述べる。

第6章・第7章では、各種計測手法の確認及び基本的な破堤進行過程の把握を目的に実施した予備実験について述べる。

第8章では、以上により得られた知見を踏まえて実施した本実験について述べる。

ここで、実験の流れを整理するため、予備実験や本実験の概要と目的を述べておく。あらかじめ、堤体内部の破堤進行過程を計測する手法の選定を行ったうえで、予備実験により各種計測手法の確認や基本的な破堤進行過程の把握を行い、そこで得られた知見によって本実験の実験条件を決定した。

【予備実験】

千代田実験水路における越水破堤実験は、前例のない規模の実スケール実験である。このため、まず、各種計測手法の確認や基本的な破堤進行過程の把握を目的に、千代田実験水路において予備実験を行った。予備実験は、正面越流及び横越流で破堤実験を行い、このうち横越流破堤実験に関しては、堤体材料の違いによる2ケースで行った。

【本実験】

予備実験で得られた計測手法や条件設定等に関する知見を踏まえて、千代田実験水路において、広い氾濫域を設定した横越流の破堤実験を行った。実験は、河道流量(フルード数)、堤体材料、堤体形状(天端幅)の違いによる4ケースで行った。

なお、千代田実験水路における今回の実験の目的は、越水破堤現象のうち破堤拡幅機構の解明が主であることから、破堤位置については、毎回設定した箇所から破堤拡幅が始まるように切欠部分を設けている。また、堤体の植生(芝)について、今回のように短期間で実験を繰り返す場合、芝の育成条件を均一に保つことが困難であり、また、越水時の植生による定量的な評価³⁾は難しいことから、堤体は裸堤(芝を張らない土堤)とするなど条件を限定した実験をおこなっている。そのため、特に越水初期から破堤拡幅が開始するまでの現象については、芝等で防護された通常の堤体とは異なることに注意を要する。

また、本実験において氾濫域は、千代田新水路側を利用することにより広く設定しているものの、通水流量に限界があり、必要な水深を確保するために河道幅に制約がある。そのため、実河川と比べ、氾濫流が河道流へ及ぼす影響が大きくなる可能性がある。

第4章 千代田実験水路の概要

国土交通省北海道開発局では、一級河川十勝川において、治水安全度を向上させることを目的に起伏式ゲートを4門配置した十勝川千代田新水路を建設し、2007年4月より運用を開始している。写真-14、図-25に示す千代田実験水路は、十勝川千代田新水路の一部を活用し、実河川スケールで様々な実験・研究を行う施設であり、延長1300m、幅30mの国内最大規模の実物大河川実験水路¹⁸⁾である。



写真- 14 千代田実験水路

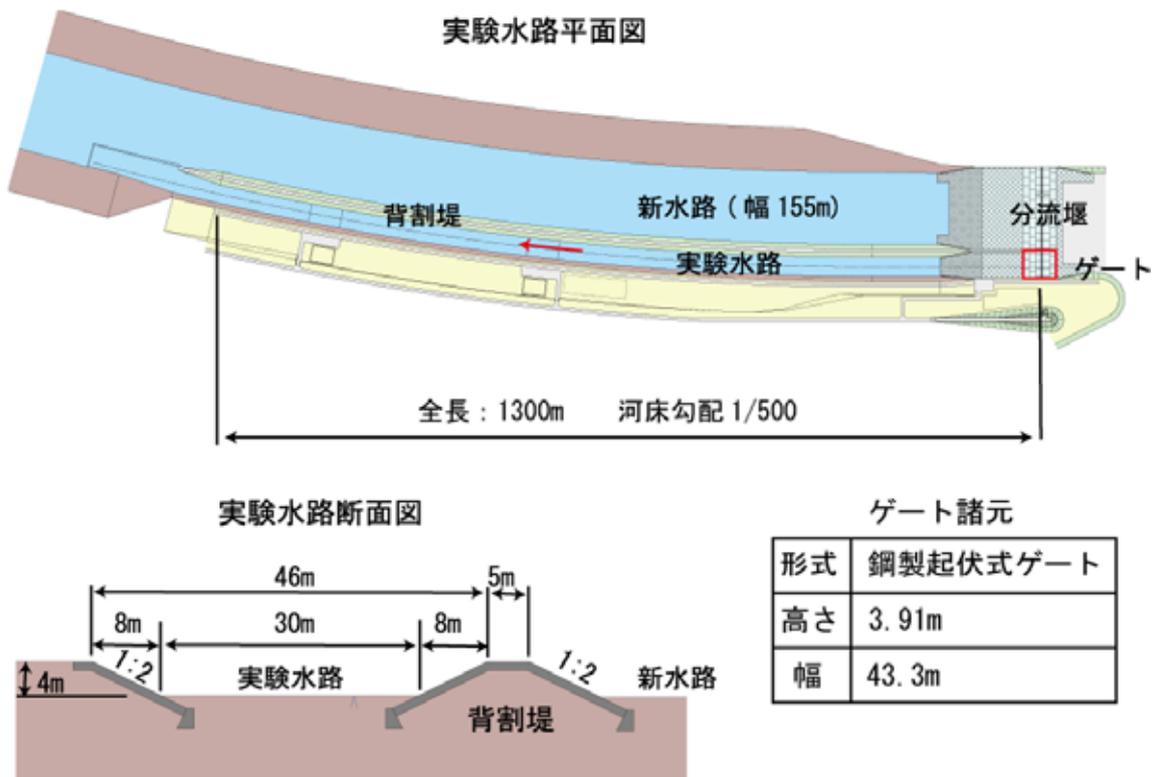


図- 25 千代田実験水路の概要



写真- 15 ゲートからの通水状況

写真- 15 に示すように、実験水路上流端の分流堰の起伏式ゲートを開閉操作することにより十勝川から流量の一部を実験水路内へ供給することで、流量を制御した実験が可能である。なお、予備実験により $120\text{m}^3/\text{s}$ までゲートの流量精度を確認済みである。

第5章 破堤進行過程の計測手法

破堤実験を実施するにあたっては、破堤進行過程を捉えるための様々な計測を実施する必要がある。これまでの研究において、水位や流速、実験終了後の地形、破堤形状などの計測手法についてはある程度の実績があるが、破堤進行中の堤体内部の崩壊状況を時系列で計測する手法については事例がない。このため、実験に先立ち、計測センサーの選定及び室内実験水路での検証を行った¹⁹⁾。



写真- 16 使用したセンサー

表- 5 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℃(水中)
精度	±0.075G	±0.2℃
分解能	0.025G	0.02度
時間精度	±1分/月	±1分/月
寸法/重量	58×33×23mm/18g	30×40×17mm/23g
メモリ	64k(3軸で21800点)	64k(42000点)

(1) センサーの選定

流水下にある堤体の不可視部分の形状を計測するためには、無線式又は自記式で防水性能を有するセンサーが必要とされる。また、破堤進行過程を時系列で把握するためには、堤体内に数多くのセンサーを設置する必要がある。そのため、センサーの選定にあたっては、小型・安価・大量設置が可能であることを基本として、複数種のセンサーを総合的に検討した。無線式センサーは受信チャンネル数に制限があり、大量設置には適していないことから、自記式加速度センサー及び自記式水温センサーを選定した。

選定したセンサーを写真- 16 に、諸元を表- 5 に示す。加速度センサーは、センサー設置箇所が崩壊し流出することで発生する加速度を感知、また、水温センサーは横山らの手法²⁰⁾を参考に、センサー設置箇所が崩壊し流出することで生じる堤体内と流水の温度の違いによる水温変化を感知するものと考えた。それぞれの計測値を時系列で記録し、値の大きな変化点から設置箇所の崩壊時刻を把握しようとするものである。データ取得間隔はそれぞれ1秒毎とした。

また、センサーはいずれも取得データをセンサー内メモリに書き込む自記式であるため、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ことから、センサーが流出後、速やかに浮上するように写真- 16 に示すとおり、浮力を持たせる加工を行った。

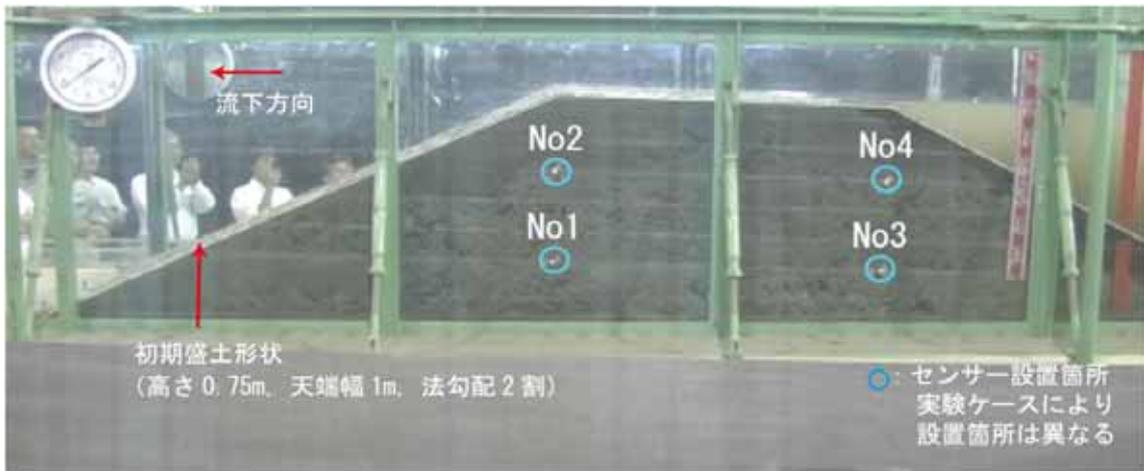


写真- 17 室内実験の状況

(2) 実験概要

室内実験は寒地土木研究所が所有するガラス製直線水路(幅 1.0m×高さ 1.0m×長さ 23m)を用いて行った。写真- 17 に示すように水路内の一部区間の全幅に盛土することにより堤体を造成し、側面から流出状況が目視できるようにセンサーを配置した。実験は堤体上流部に一定時間堪水させたのち流量を増加し、正面から越流させて破堤させ(全 4 回:加速度及び水温センサー各々の使用累計数 26 個)、目視により流出を確認した時刻とセンサーの感知した時刻を比較することで、センサーの精度の検証や千代田実験水路での適用の可能性を確認した。

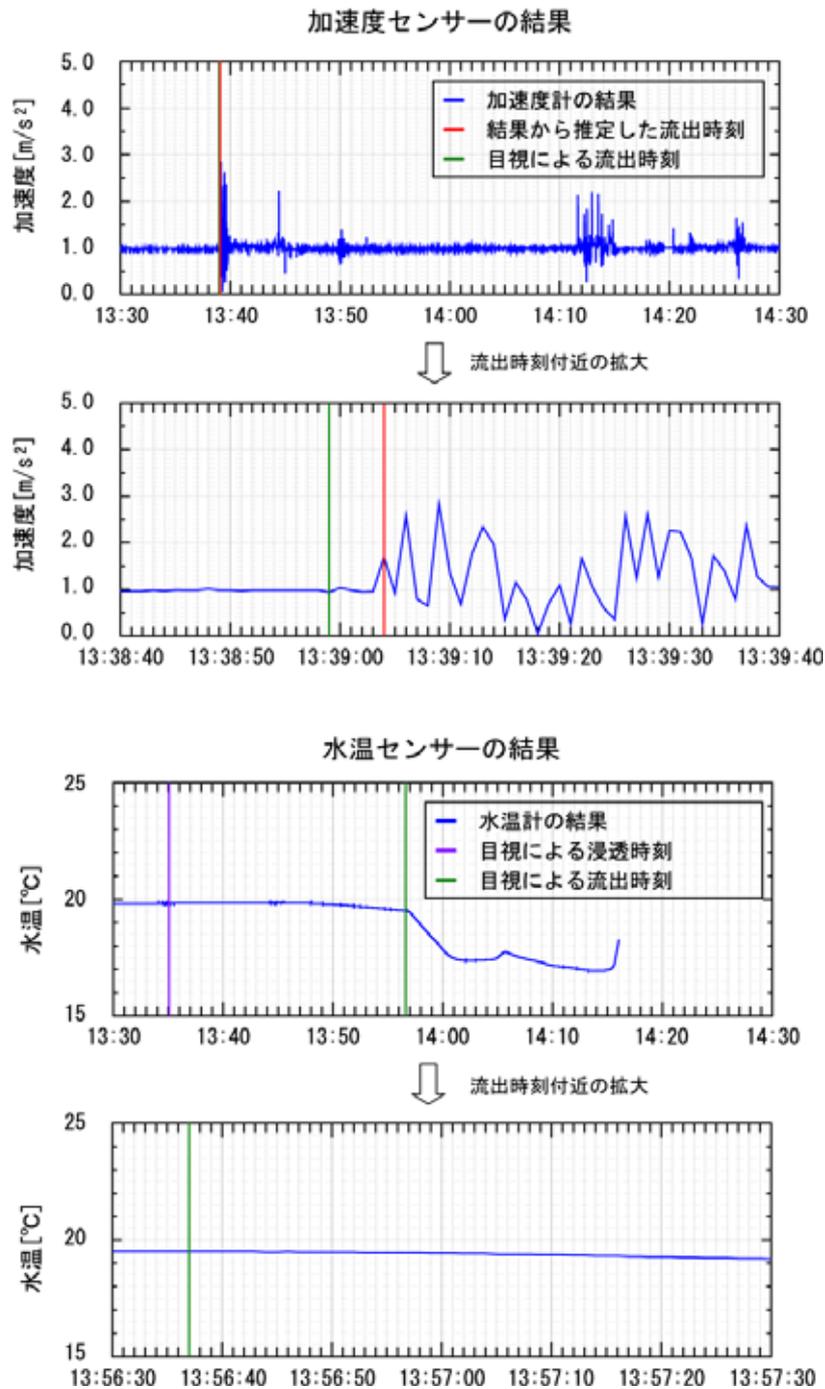


図- 26 加速度及び水温センサーの記録結果

(3) 実験結果

図- 26 に加速度及び水温センサーが堤体の崩壊を感知した流出時刻の結果を示す。加速度センサーの結果の縦軸は加速度、横軸は時刻を表す。水温センサーの結果の縦軸は水温、横軸は時刻を表す。加速度センサーは目視による実流出時刻の 5 秒後に反応したことが確認できる。一方、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、秒単位での明確な流出時刻の推定は困難である。

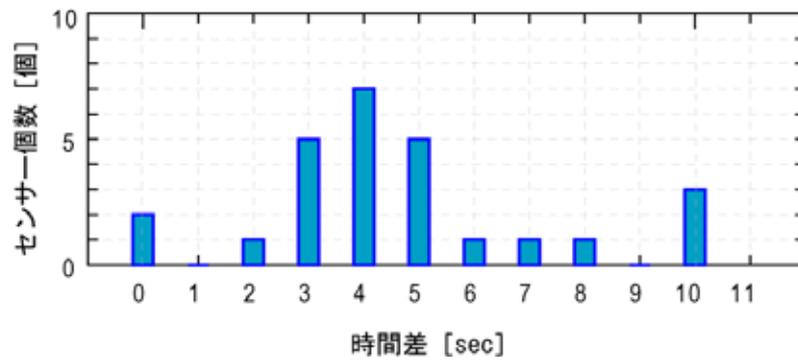


図- 27 目視と加速度センサーの流出時刻の時間差分布

千代田実験水路は屋外での実験であるため、通水中の気温変化や降雨等の気象条件より未崩壊箇所でも水温センサーが反応する可能性も考えられ、崩壊時刻を精度良く推定することが求められる今回の実験には、水温センサーは適していないと判断した。

次に、加速度センサーの精度検証を行う。図- 27 は目視による流出時刻と加速度センサーの感知から推定した流出時刻の差を示したものである。累計 26 個のセンサーの時間差は 0 秒から 10 秒の範囲内にあった。よって、数秒単位の時間差で破堤時刻が推定可能であり、破堤進行過程を精度良く計測できると考えられ、今回の実験には、加速度センサーを採用することとした。



写真- 18 改良型加速度センサー

表- 6 センサー諸元

改良型加速度センサー	
製造会社	株式会社環器
計測範囲	±2G
測定精度	±1%FS以内(20°C)
分解能	0.02G
時間精度	±1分/月
寸法/重量	φ53×115mm/170g
メモリ	E ² P-ROM(3軸で12時間129600点) 24時間指定(オプションメモリ増設時)

(4) 改良型加速度センサー

これまで述べてきた加速度センサー(ここでは初期型と呼ぶ)は、計測間隔を1秒間とすると6時間程度の記録しかできず、実験の開始直前に設置を行う必要があった。しかし、堤体内部のセンサーについては、実験開始直前ではなく、あらかじめ設置を行なっておかなければならないため、長時間計測できることが求められる。そのため、1ヶ月程度の記録が可能となるよう加速度センサーの改良を行った。

改良型加速度センサーを写真- 18 に、諸元を表- 6 示す。なお、改良型センサーでは、センサーの保護管に塩化ビニール管を用いることにより浮力を持たせた構造とした。また、センサー流出後に回収が行いやすいように、蛍光色の着色により視認性を高めた。

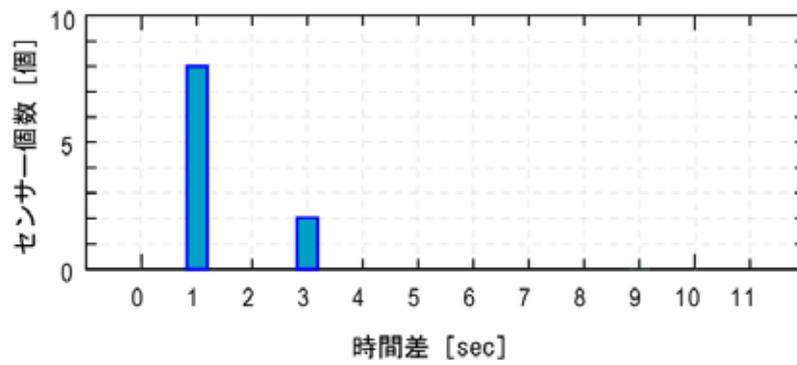


図- 28 目視と改良型加速度センサーの流出時刻の時間差分布

改良型加速度センサーの精度検証についても、初期型加速度センサーと同様の方法で実施した(全1回:センサーの使用個数10個)。その結果について図- 28に示す。目視と改良型加速度センサーによる流出時刻の時間差については、1秒から3秒以内の範囲内にあり、精度に問題はなく、採用できると判断した。

次章以降の実験では、初期型及び改良型のそれぞれのセンサーの特性を踏まえ、設置箇所に応じて両方を組み合わせて配置することとした。

第6章 予備実験（正面越流）

（1）実験概要

千代田実験水路における越水破堤実験は、規模が大きく観測が広範囲であり、また、破堤拡幅現象を把握するための計測項目が多岐にわたるなど、前例のないスケールの実験である。このため、まず予備実験として、計測範囲・項目等の確認や基本的な破堤進行過程の把握を目的に、写真-19に示すように、千代田実験水路に横断方向に設置した堤防に対して正面から越流させる破堤実験を行った。

なお、これまでも実スケールで正面越流の破堤実験は行われている²⁾が、既往の実験では、越水による堤防法面の侵食を主な検討対象としており、破堤の拡幅過程については検討されていないため、今回の実験はそれを明らかにできるよう、条件設定や計測を行った。



写真- 19 予備実験（正面越流）の状況

表- 7 実験条件

堤体・水路形状					通水 流量 (目標)	実験 実施日
土質	高さ	天端幅	法勾配	水路幅		
砂礫	2.5m	2m	1:2	30m	20m ³ /s	2008年8月

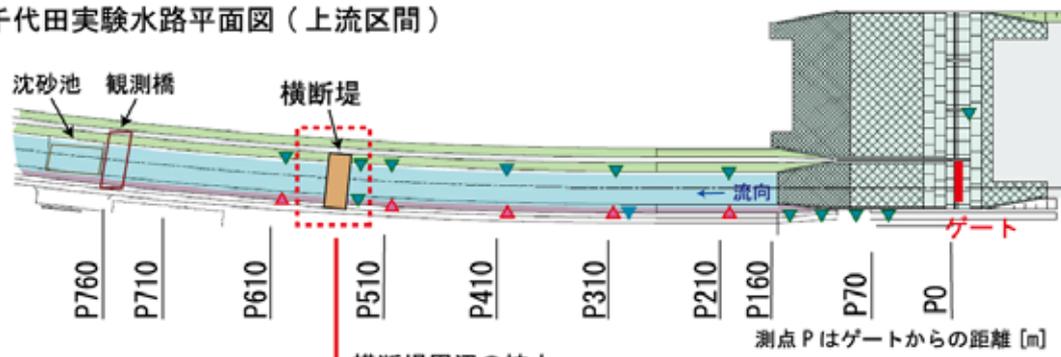
a) 水路形状・実験条件

実験状況を写真- 19, 実験条件を表- 7, 実験水路の諸元等を図- 29 に示す. 破堤させる堤体は, 裸堤(芝を張らない土堤)とし, 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. 用いた堤体材料の粒度分布は図- 30の通りである. 堤体の粒径 d_{50} は12.8mmであり, 実験水路の河床材料と概ね同じ値である.

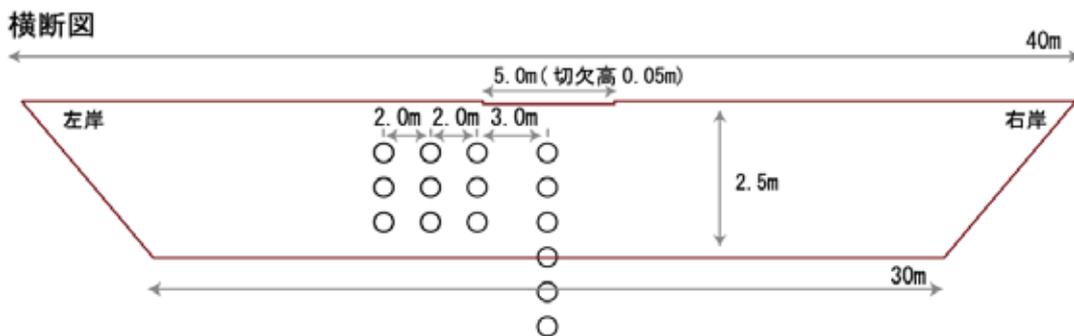
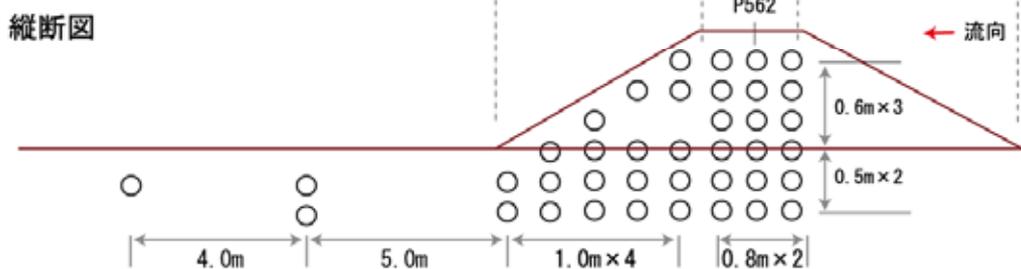
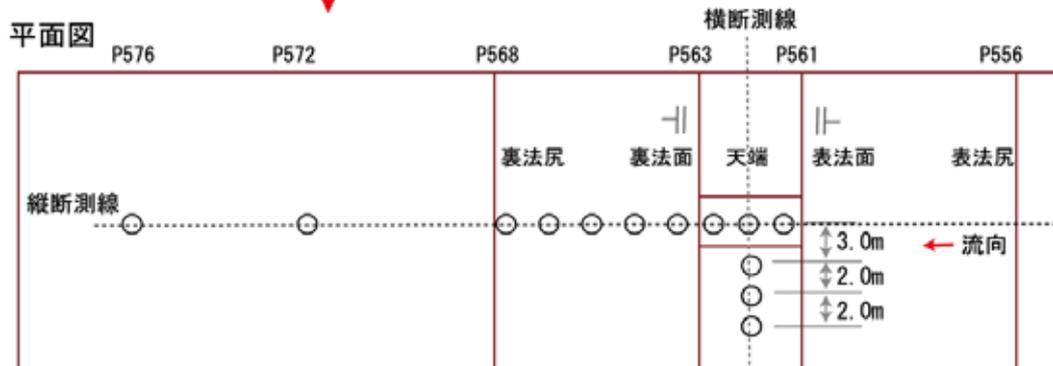
b) 計測方法

通水中の主な観測は図- 29に示すように, 水位計による水位観測, 加速度センサーによる破堤形状の時系列計測であり, 通水後には3次元レーザースキャナによる破堤部周辺形状の測量を行った. また, 実験状況を記録するため様々なアングルからカメラやビデオカメラを用いて実験状況の撮影を行った.

千代田実験水路平面図（上流区間）



横断堤周辺の拡大



主な観測項目

観測時期	観測項目	観測箇所・手法
通水中	水路内水位	▲ 電波式水位計 ▼ 水圧式水位計
	破堤形状	○ 加速度センサー
	実験状況	カメラ・ビデオ撮影
	破堤部周辺水面形状	ステレオ写真撮影 3次元測量
通水後	破堤形状	3次元レーザースキャナ

図- 29 実験水路概要・観測手法

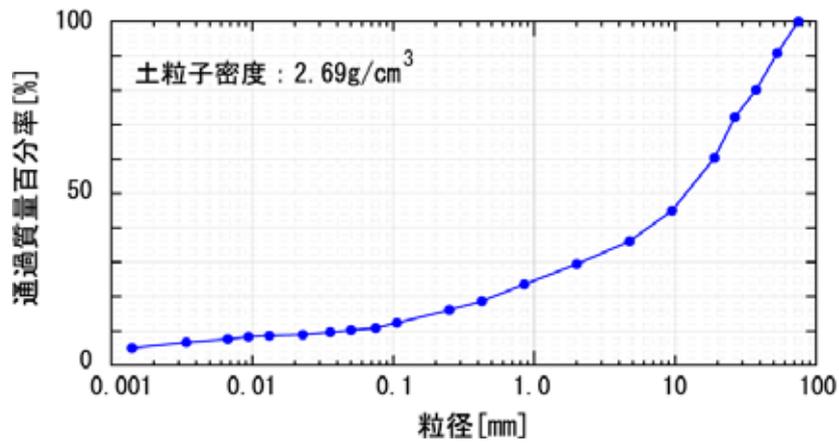


図- 30 堤体材料の粒度分布

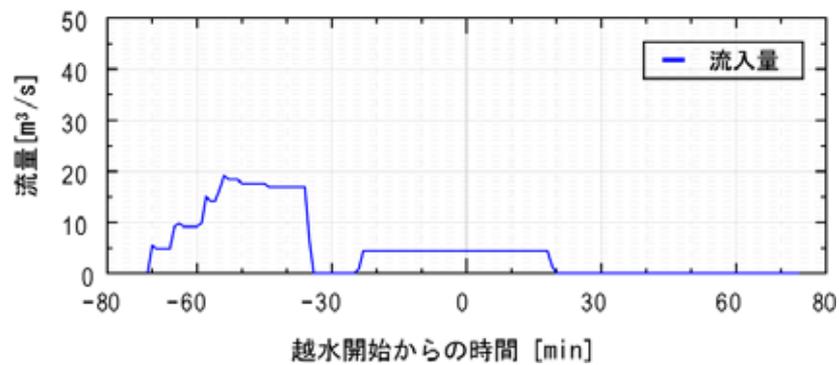


図- 31 通水流量の時間変化

c) 通水方法

建設省土木研究所(現(独)土木研究所つくば中央研究所)の越水堤防調査最終報告書(解説編)²⁾によると、過去の越水破堤実績から、破堤時における越流水深の目安を 30cm としている。そのため、本実験においても、越流水深の目安を 30cm とした。

まず、横断堤の上流側に一旦湛水させ、切欠きからの越流水深が概ね 30cm となるように $4\text{m}^3/\text{s}$ を通水して越流破堤させた後、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する。ゲートからの通水流量の時間変化を図- 31 に示す。なお、越流開始時刻は切欠部より越流が始まった時刻とした。

(2) 実験結果

a) 実験状況

写真-20は実験時に撮影したビデオ画像である。堤体からの越水開始の30秒後に切欠部の裏法面にガリ侵食が見られる。越水開始から2分後には裏法面の侵食が鉛直方向に進行し、天端部の侵食が開始している。また、越流とガリ侵食は裏法面全体に広がっている。3分後には切欠中央部分が概ね侵食され氾濫流量が徐々に増え始め、4分後には切欠部の堤体が概ね全崩壊し、両岸方向へ破堤が拡幅していく。10分後にはさらに破堤拡幅が進行し、氾濫流量が大きくなっている。

越水開始後の
経過時間 [min] 正面からの撮影

t=0.5min



t=2min



t=3min



t=4min



t=10min



左岸からの撮影

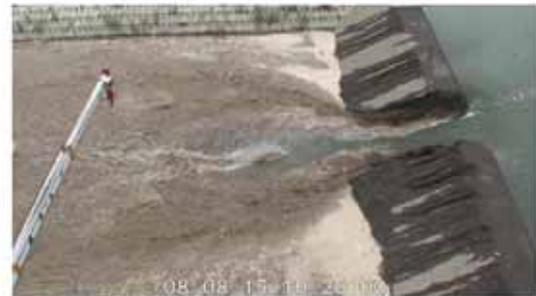


写真- 20 実験状況

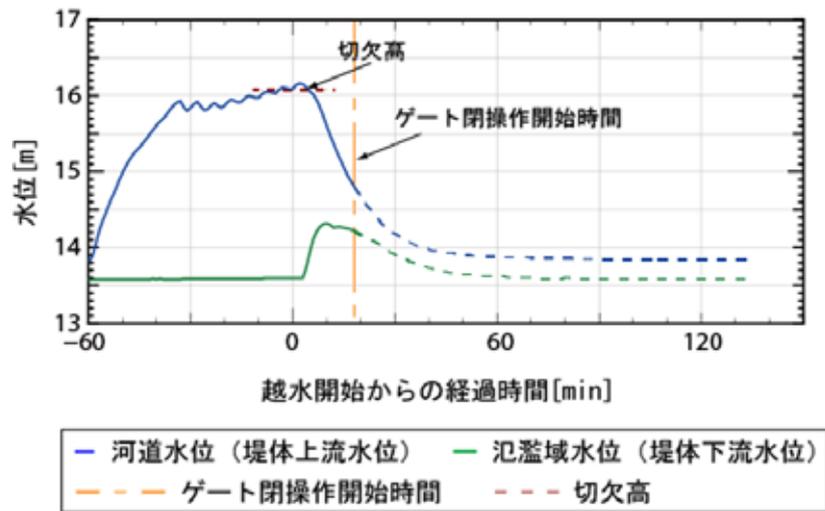


図- 32 横断堤の上流水位と下流水位

b) 水位・流量観測結果

横断堤中央における上下流の水位観測結果を図- 32 に示す。河道水位(堤体上流水位)及び氾濫域水位(堤体下流水位)は、ともに電波式水位計で観測した1分毎の値である(5秒毎にデータを取得し、60秒平均を1データ)。点線は切欠高、一点鎖線はゲート閉操作開始時間を表す。越流水深は30cmを目安としていたが、結果として最大越流水深が6cm程度で破堤に至った。

観測結果より、越水開始4分後から、破堤に伴う氾濫流による河道水位の低下と氾濫域水位の上昇が見られる。

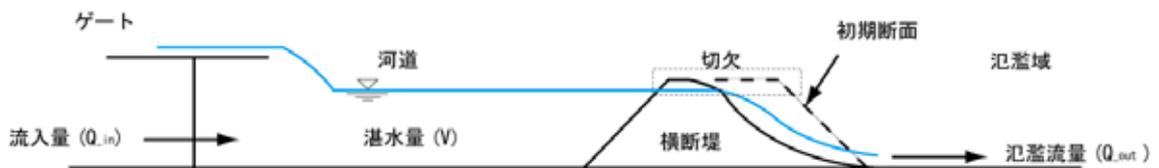


図- 33 氾濫流量の算定

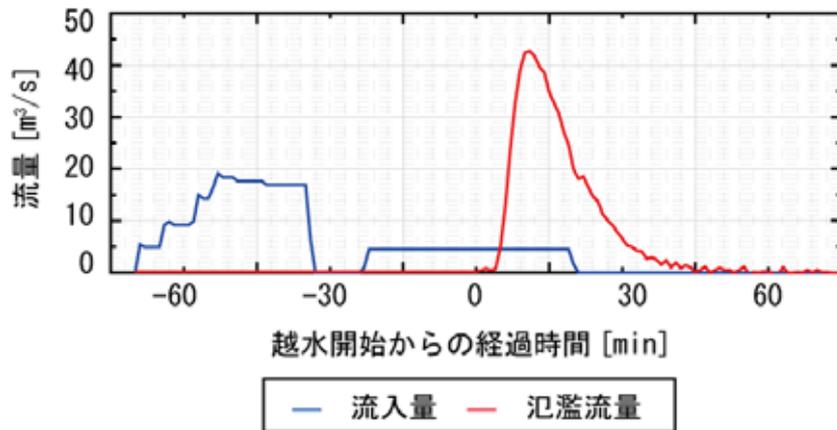


図- 34 氾濫流量の時間変化

次に、氾濫流量について図- 33 に示すように、ゲートからの水路内流入量と横断堤上流部の水位から求まる湛水量を用いて、(1) 式より堤体からの氾濫流量を推定した。

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

ここで Q_{out} : 氾濫流量, Q_{in} : 流入量, V : 横断堤上流部の湛水量, t : 現時刻, $t-1$: 現時刻より 1 分前, Δt : 水位計データの時間間隔 (1 分) である。

図- 34 に(1) 式より求めた氾濫流量を示す。越水開始後しばらくして、破堤の拡幅に伴い氾濫流量が急激に増加し、およそ 10 分後にピークを迎えた後、水位が低下し氾濫流量も減少する。なお、水路内推定流速は概ね 7cm/s (湛水時の水路内横断面積と通水流量 $4\text{m}^3/\text{s}$ より算出) であり、実験状況から流水による堤体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。

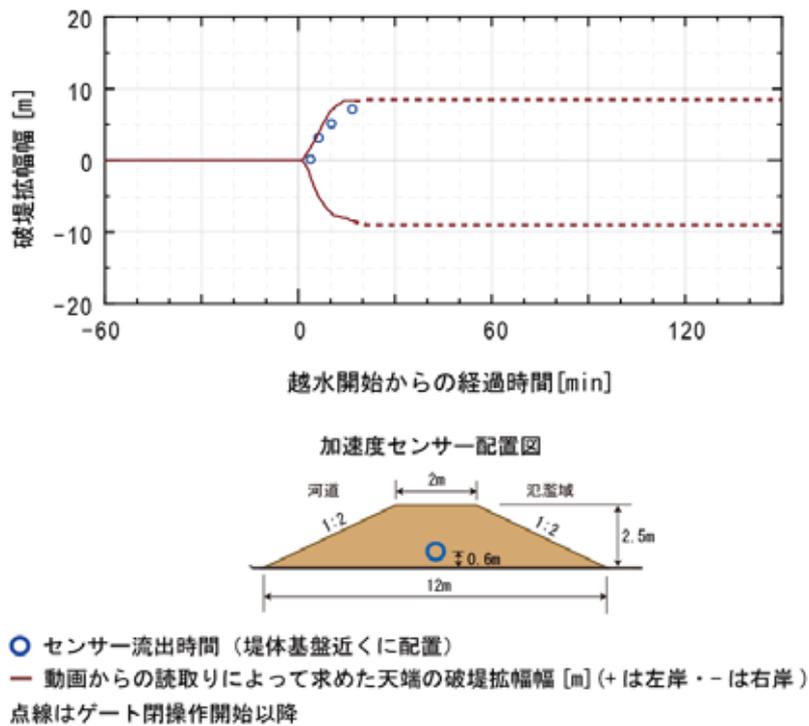


図- 35 破堤拡幅幅の時間変化

c) 破堤拡幅幅

図- 35 に真上から撮影した動画から読み取った堤体天端中央の破堤拡幅幅と加速度センサーの流出時刻から求めた堤体中央基盤近くの破堤拡幅幅を示す。これより、水面より上の堤体上部と不可視部分である水面より下の堤体下部の崩壊過程を比較することができる。

まず、天端の破堤拡幅幅について、前節で述べたとおり越水開始直後は、裏法面や天端の侵食が先行するため破堤拡幅には至っていないが、一旦破堤拡幅が始まると天端の拡幅速度は概ね一定で推移している。

次に、動画から読み取った堤体天端中央の破堤拡幅幅と加速度センサーの流出時間から求めた堤体中央基盤近くの破堤拡幅幅の時間変化を比較すると、両者は概ね一致しており、堤体上部と下部がほぼ同時に拡幅していることが分かった。

d) 破堤進行過程

・ 破堤拡幅開始前

図- 36・図- 37 の左図は加速度センサー記録から推定した縦断測線上の破堤進行過程である。センサー設置箇所の流出時刻を用いて、越水開始 30 秒後から 10 分後までの 1 分毎の破堤進行過程を推定している。なお、センサー間は直線補間としている。

越水開始 30 秒後から 2 分後にかけて、裏法面部全体と裏法肩付近が侵食される。次に、2 分後から 3 分後の間では、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侵食が進み、越水開始 4 分後では、法面部は河床高まで全て侵食され、河床高より上の堤体が概ね全崩壊している。越水開始 4 分後以降については、法尻付近において、河床高より低い部分も流出しており、切欠部の堤体が概ね全崩壊する頃より落ち掘れの形成が始まっている。

・ 破堤拡幅開始後

図- 36・図- 37 の右図は、同様に加速度センサー記録から推定した横断測線上の破堤進行過程である。なお、中心より右岸側にはセンサーを配置していないが、実験状況の目視観測で左右岸ほぼ対称に侵食が進んでいたことを確認していることから、左岸の結果を用い、左右対象として右岸の破堤進行過程を推定している。

切欠部の堤体が概ね全崩壊した時間以降に両岸方向に向かって天端の拡幅が広がっていることが分かる。また、撮影された動画を見ると、堤体下部が侵食されることにより堤体上部が塊となり崩落する過程を繰り返しながら、破堤拡幅が進行している様子が確認された。

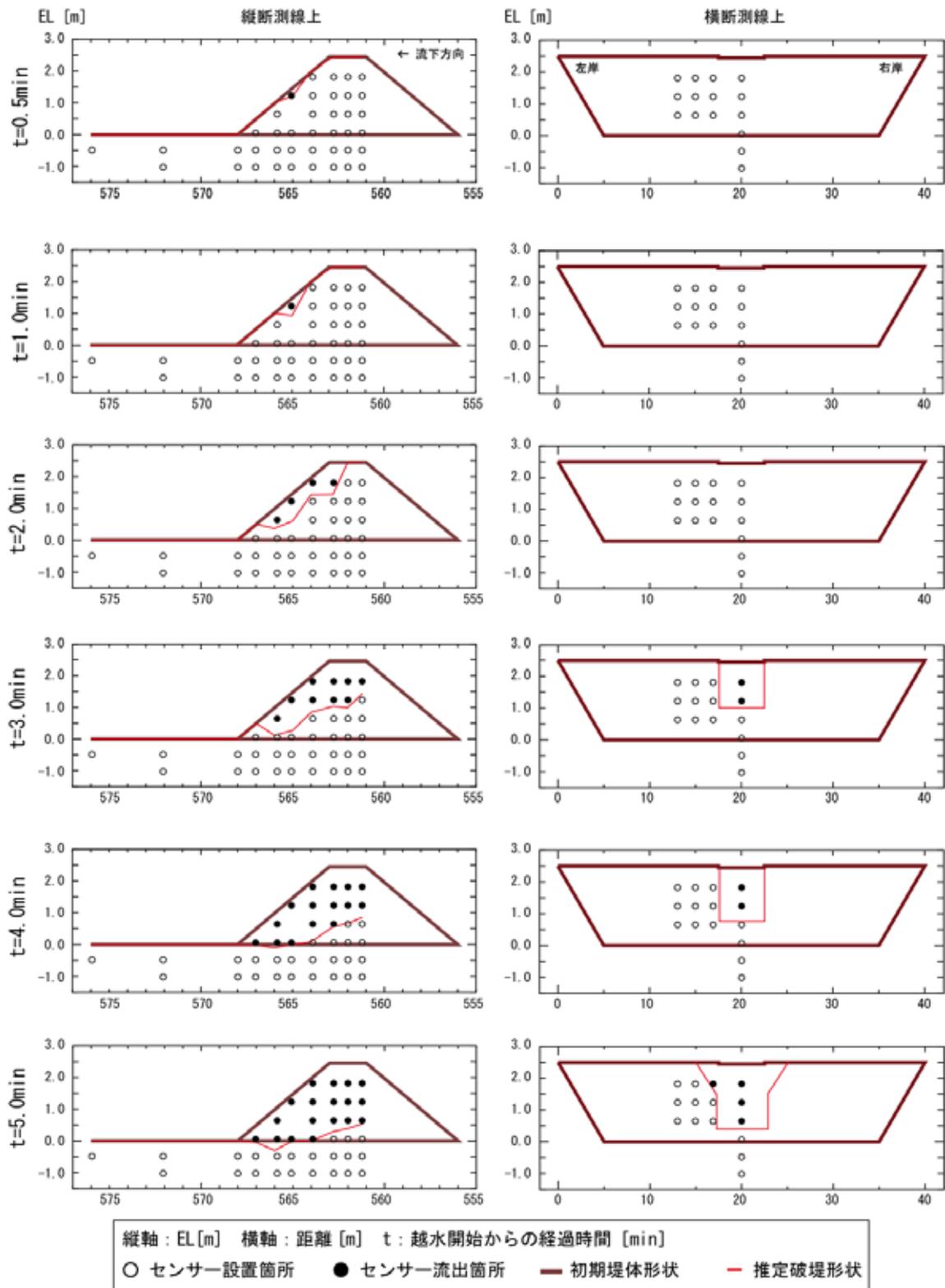


図- 36 加速度センサーの記録を用いた破堤進行過程の推定 (1)

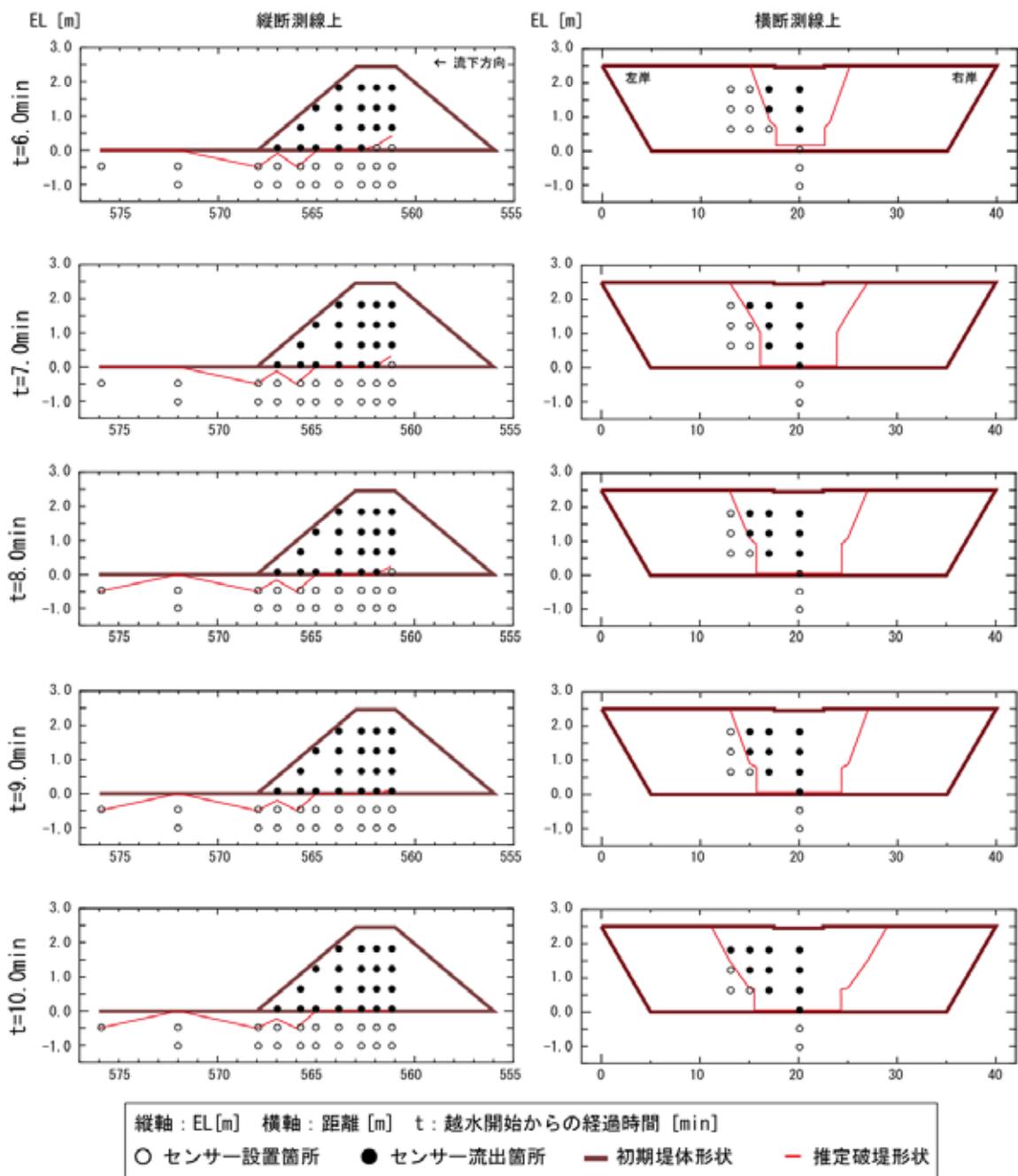


図- 37 加速度センサーの記録を用いた破堤進行過程の推定 (2)

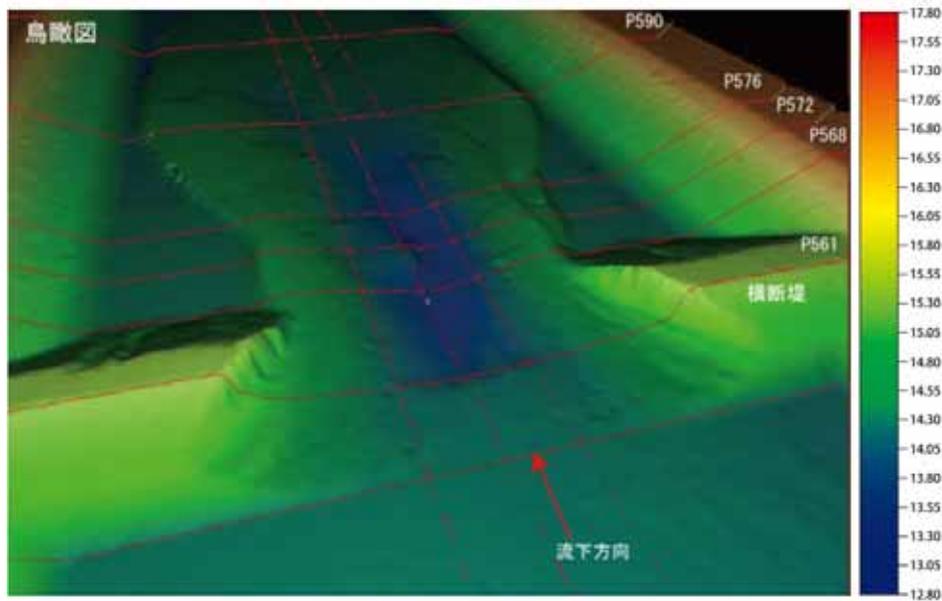
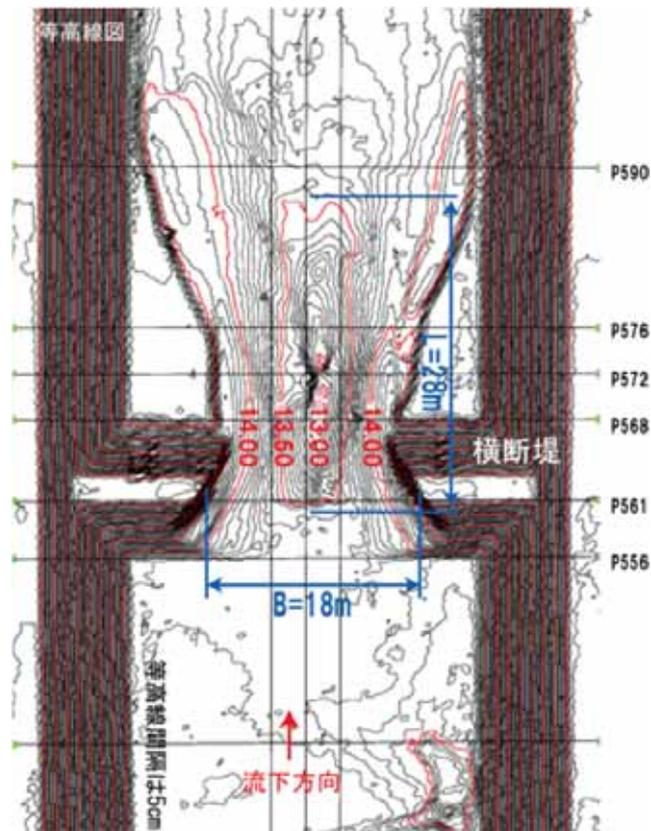


図- 38 通水終了後の地形形状

e) 通水終了後の地形

図- 38 は通水終了後の河床形状について、3次元レーザースキャナ、及び洗掘箇所 の 堪水部 ではトータルステーション(トランシットと光波測距儀を一体化した測量機器)を用いて計測した結果である。堤体の破堤部開口形状は表法側が大きく開いた八の字をしており、また、落ち掘れの最大洗掘深の発生箇所は等高線の絞り込まれた裏法尻近傍にある。これは、既往の室内実験結果⁷⁾と同様の傾向を示した。

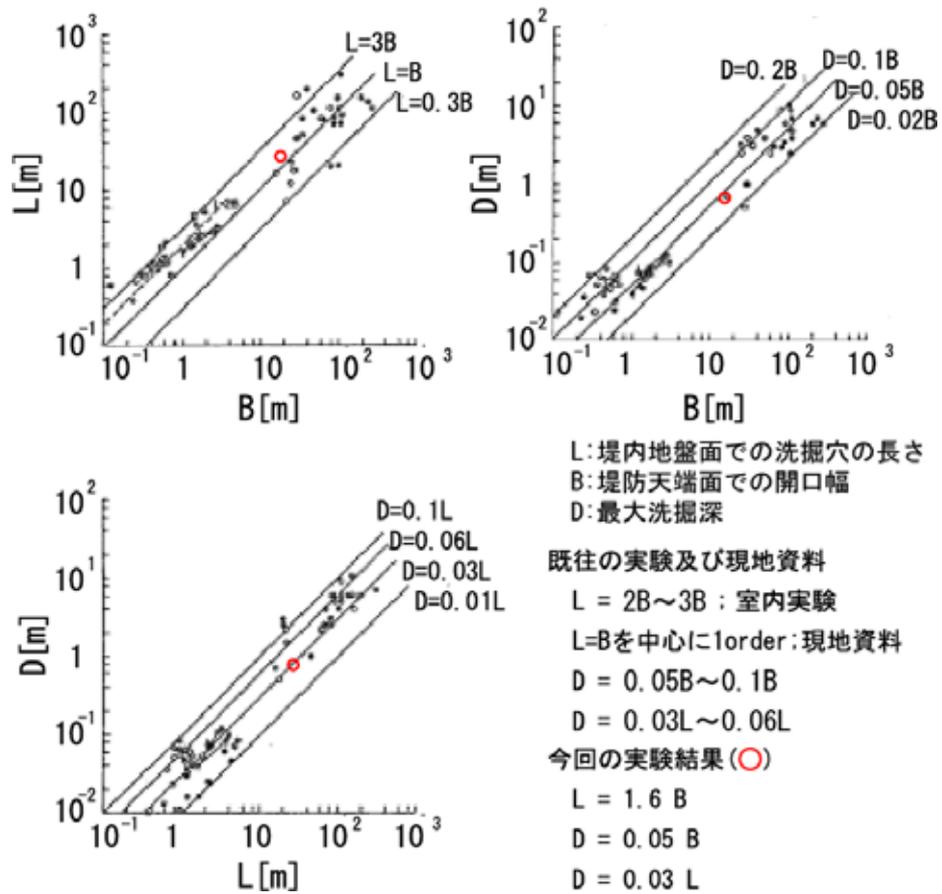


図- 39 破堤部の形状特性の検討⁷⁾

図- 38 に示すとおり、落ち掘れの形状は、延長(L)は約 28m、最大洗掘深(D)は約 0.8m、堤体の天端開口幅(B)は約 18m である。図- 39 は、これらの結果を既往の室内実験及び現地資料から得られている形状特性⁷⁾と比較したものであるが、結果は既往結果の範囲内となっている。

f) 実験のまとめ

千代田実験水路において、予備実験として、各種計測手法の確認や基本的な破堤進行過程の把握等を目的に正面越流の破堤実験を行った。

破堤進行中の堤体の崩壊状況を時系列に計測する手法として、堤体内部に加速度センサーを設置して、センサーの流出より堤体崩壊状況を感知する手法を確立した。

基本的な破堤進行過程として、越水箇所の上法侵食が主である過程を経た後に、表法肩に侵食が達して堤体の大半が崩壊すると、破堤拡幅が開始し、侵食・崩落を繰り返しながら両岸方向へ破堤拡幅が進行することが確認された。また、破堤箇所の洗掘による落ち掘れの形状特性が既往の室内実験結果等と同様の傾向を示すことが確認された。

なお、既往の研究では、実験施設の制約上、両岸方向への拡幅や氾濫流が制限されているが、今回の実験では両岸方向に十分な幅をとっており、破堤後の拡幅過程や氾濫流の状況を捉えることができた。

この実験は正面越流の破堤実験だったため、破堤拡幅はほぼ左右対称に進行したが、実際の破堤現象は横越流で発生するため、氾濫流が堤体軸と直交せず破堤拡幅が上下流方向に非対称に進む可能性がある。これについては、横越流による予備実験を行い確認することとした。

第7章 予備実験（横越流）

（1）実験概要

実河川の越水破堤は、河道流のある横越流状態で発生するため、次章で述べる千代田実験水路の越水破堤実験も横越流状態で実施するが、ここで、横越流の破堤実験に関しても、前章の正面越流の予備実験と同様に、各種計測手法の確認や基本的な破堤進行過程の把握等を目的とした予備実験を実施した。実験は、写真- 21 に示すように、千代田実験水路において、水路に縦断方向に設置した堤防に対して横越流による破堤実験を行った。ここでは、堤体材料の相違による基本的な破堤状況の違いの把握を目的に、表- 8 に示すように、堤体材料が異なる 2 ケースで実験を行った。



写真- 21 予備実験（横越流）の状況

表- 8 実験条件

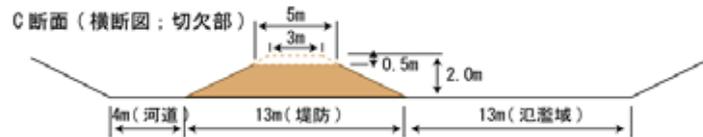
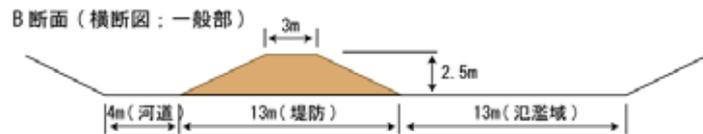
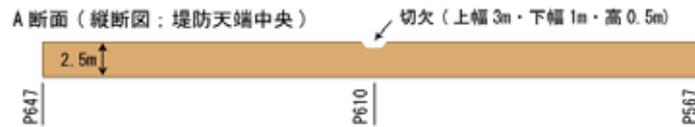
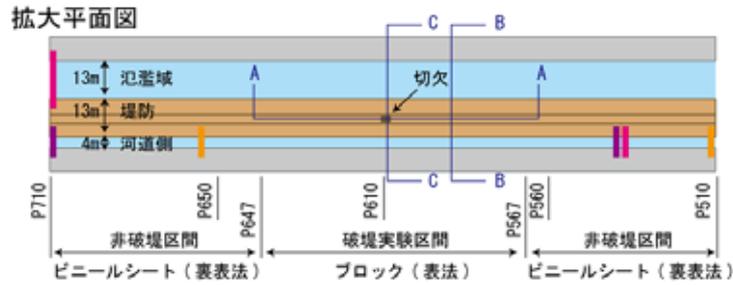
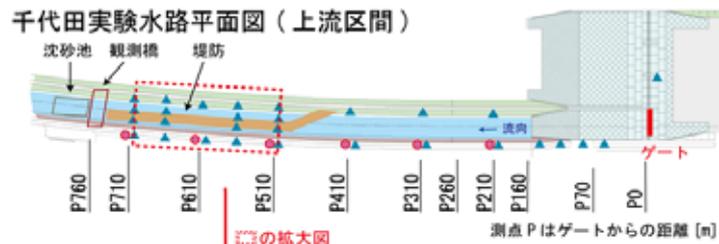
	堤体・水路形状						通水 流量 (目標)	実験 実施日	
	土質	高さ	天端幅	法勾配	水路幅	水面勾配 (目標)			
Case A	砂礫	2.5m	3m	1:2	4m	1/500	50m ³ /s	2009年	4月
Case B	細粒分							6月	

a) 水路形状・実験条件

実験水路の状況を写真- 21, 実験条件を表- 8, 実験水路の諸元等を図- 40 に示す. 破堤させる堤体は, 裸堤(芝を張らない土堤)とし, 千代田実験水路内に高さ 2.5m, 天端幅 3m, 法勾配 2 割の縦断堤を造成し, そのうち 80m を破堤区間として横越流により破堤させる実験を行った. 非破堤区間には表・裏法にビニールシートを設置している.

破堤のきっかけとして深さ 0.5m の切欠を設けた. なお, 横越流での破堤現象について上下流方向へ拡幅するのか, もしくは下流方向のみへ拡幅するかなど不明であったため, ここでは, 破堤実験区間の中心に切欠を設けた.

用いた堤体材料は図- 41 に示す通りであり, 細粒分(粘土・シルト)が CaseA では 15%程度, CaseB では 67%程度である. ただし, CaseB については, 千代田実験水路の地下水位が高く, 地盤からの湧水により細粒分が流出する可能性があるため, 河床から0.6mまではCaseAの材料(細粒分の少ない礫質土)を用いて造成した. なお, 今回の実験は越水破堤拡幅現象を対象としており, 河道内の流水による堤体侵食を防ぐために破堤実験区間(80m)の表法側にはブロックを設置した.



主な観測項目

観測時期	観測項目	観測箇所・手法
通水中	水路内水位	● 電波式水位計 ▲ 水圧式水位計
	流量観測	Case A (ADCP・電波式流速計)
	流量観測	Case B (ADCP) Case B (電波式流速計)
	破壊形状	○ 加速度センサー（配置詳細は下記）
	実験状況	カメラ・ビデオ撮影
通水後	破壊形状	3次元レーザースキャナ

加速度センサーの配置パターン

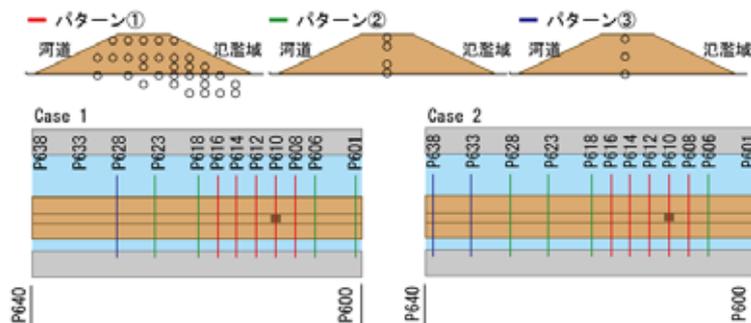


図- 40 予備実験（横越流）の実験水路・観測手法

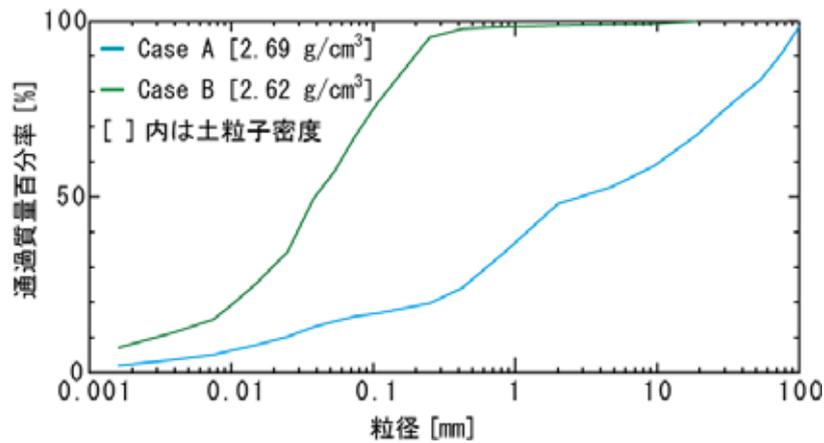


図- 41 堤体材料の粒度分布

表- 9 電波式流速計と ADCP の諸元

観測機器	電波式流速計	観測機器	ADCP
社名	横河電子機器株式会社	社名	米RD Instruments社
型名	WJ7661	モデル	モニター
計測原理	マイクロ波のドップラー効果	周波数	1200kHz
使用電波	NON 24.15Ghz 7mWtyp	測流範囲	最大±20m/s
計測範囲	0.5m/s~20m/s	最大測定レンジ	1200kHz: 20m
測定精度	±計測値の2%	長期測定精度	±0.25%又は±2.5mm/s
分解能	0.01m/s	分解能	1mm/s
計測時間間隔	1,2,5,10,20,60,秒から選択	最小Ping発信間隔	2Hz~5Hz(設定による)

b) 計測方法

通水中の主な観測は図- 40 に示す通り、水位観測(水位計(写真- 22・写真- 23 参照))、実験状況撮影(カメラ・ビデオ)、破堤形状の時系列計測(加速度センサー)である。また、通水後には 3次元レーザースキャナによる破堤部周辺形状の測定を行った。

流量観測は、水面下の流速・河床高を計測する ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) 観測船(表- 9・写真- 24 参照)及び表面流速を計測する電波式流速計(表- 9・写真- 25 参照)を用いて行ったが、その方法は次の通りである。河道からの氾濫流量の推定にあたっては破堤区間の上下流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。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い、河床形状や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)を通水断面積に乗じて流量を算出した。通水断面積は、通水中に大きな河床低下が見られたことから、通水初期は通水前の断面を、通水後期は通水後の断面を適用した。電波式流速計と ADCP から求めた流量観測結果の比較結果を図- 42 に示す。電波式流速計と ADCP の同時刻における流量値は概ね一致していることから、ここでは、連続的にデータが取得できる電波式流速計を用いて算出した流量値を採用することとした。



写真- 22 電波式水位計



写真- 23 水圧式水位計



写真- 24 ADCP 観測船



写真- 25 電波式流速計

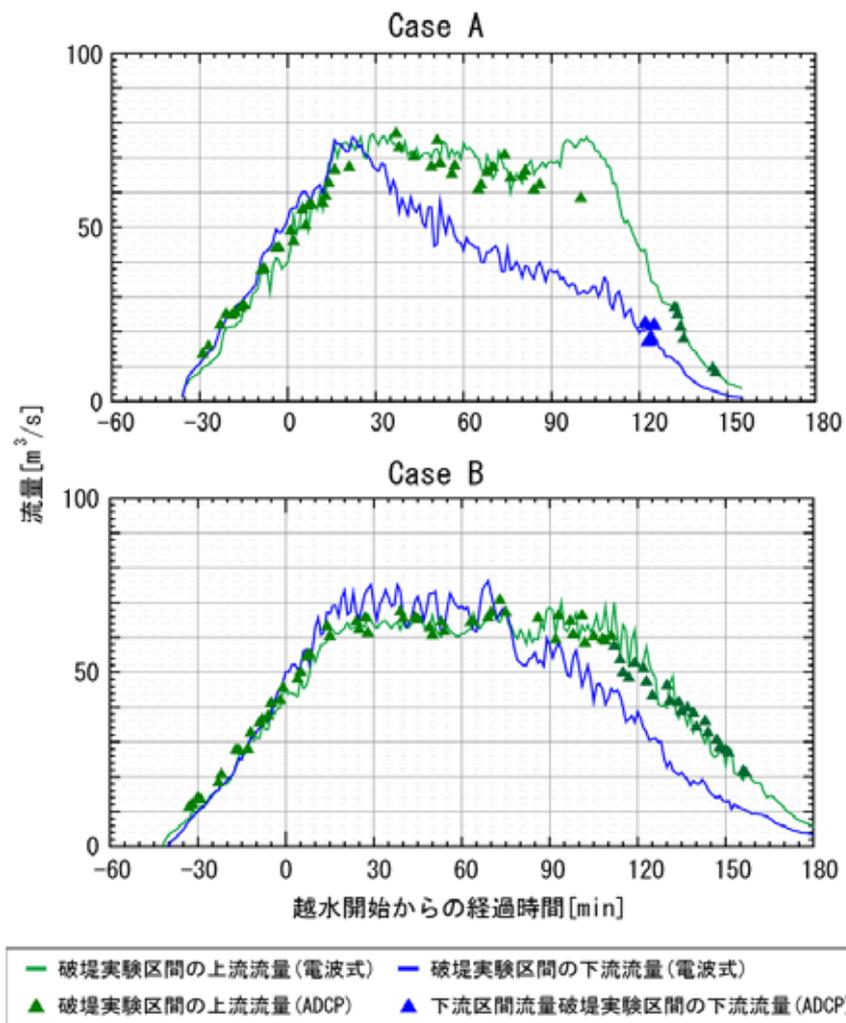


図- 42 電波式流速計と ADCP から求めた流量の比較

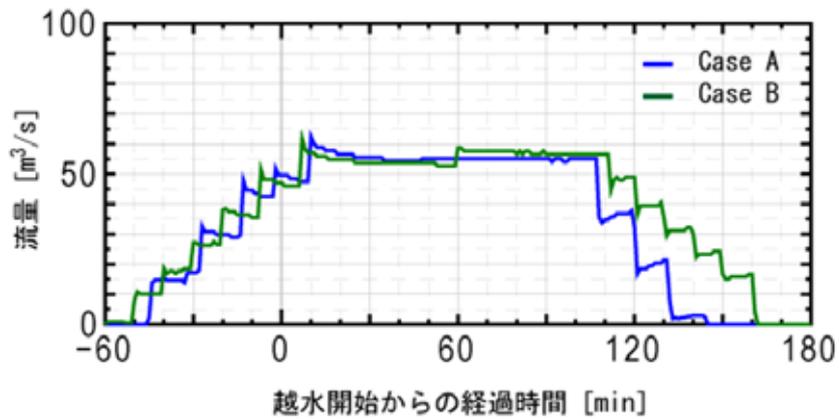


図- 43 通水流量の時間変化

c) 通水方法

通水は前章と同様に越流水深の目安を 30cm として行った。まず、切欠からの越流水深が概ね 30cm になるまで流量を増加させ、その後は一定流量となるようにゲート操作を行い、破堤実験区間の大半が崩壊した時点で通水流量を減少させ実験終了とする。

ゲートからの通水流量の時間変化を図- 43 に示す。目標流量 ($50\text{m}^3/\text{s}$) に到達後、ゲート上流の低下背水の影響により通水流量が下がったため、ゲート操作を行いながら流量を増加させ、概ね一定流量を通水した。なお、ゲート閉操作を行った以降は、通水流量の低下時間に相違が見られるため、以下の実験結果の比較はゲート閉操作の開始までを対象とする。

(2) 実験結果

a) 実験状況

写真- 26・写真- 27 に、実験中に撮影したビデオ画像を示す。CaseA・Bともに越水開始後、裏法面や裏法肩の侵食が始まっており、この時点では両ケースにおいて大きな差異は見られない。その後、天端は裏法肩から表法肩へ侵食が進行し、切欠部(測点 P610)を中心とした堤体の侵食が確認できるが、砂礫の多い堤体材料を用いたCaseAと比較して、細粒分の多い堤体材料を用いたCaseBはそれに要する時間が長く、切り立った形状となり滝のように越流水が流れ落ちることで、裏法面がハの字状に侵食している。越流状態は、前章で述べた予備実験(正面越流)の結果と同様に、堤体に対して垂直方向に流れており、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CaseAでは越水開始からおよそ30分後、CaseBではおよそ75分後であり、この時間以降、越流状況は堤体に対して垂直方向から斜め方向へと変化しており、急激に下流への破堤拡幅が進行している。なお、今回の実験ではCaseA・Bとも上流方向への破堤拡幅はほとんど見られなかった。

Case A



Case B

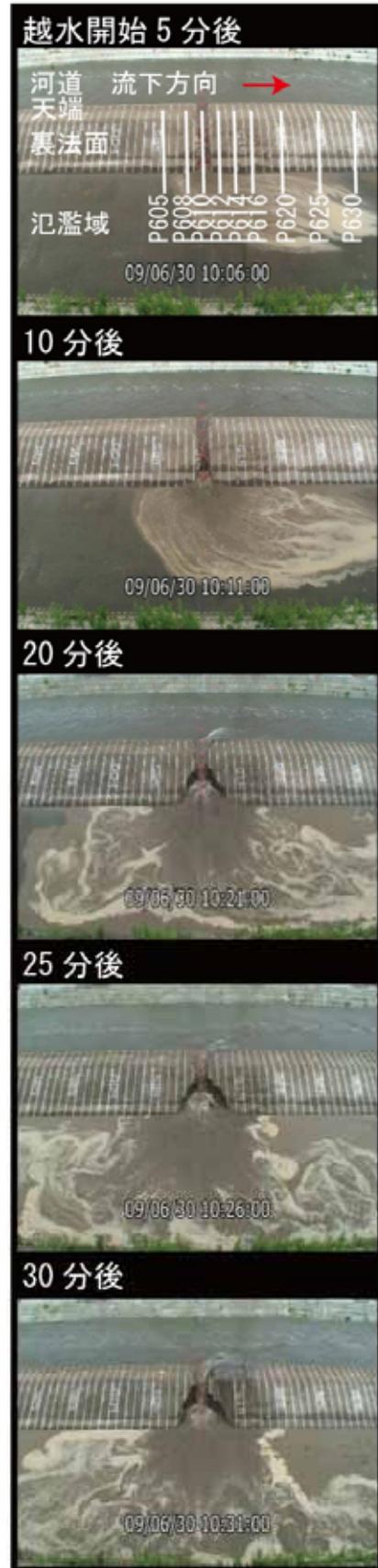
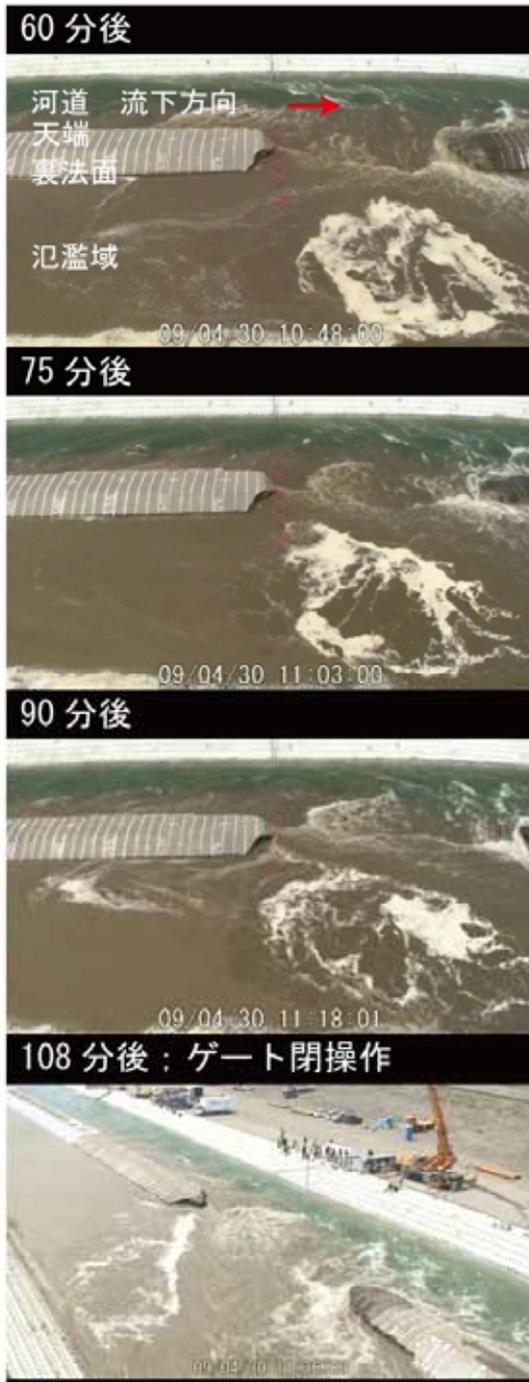


写真- 26 実験状況 (1)

Case A



Case B

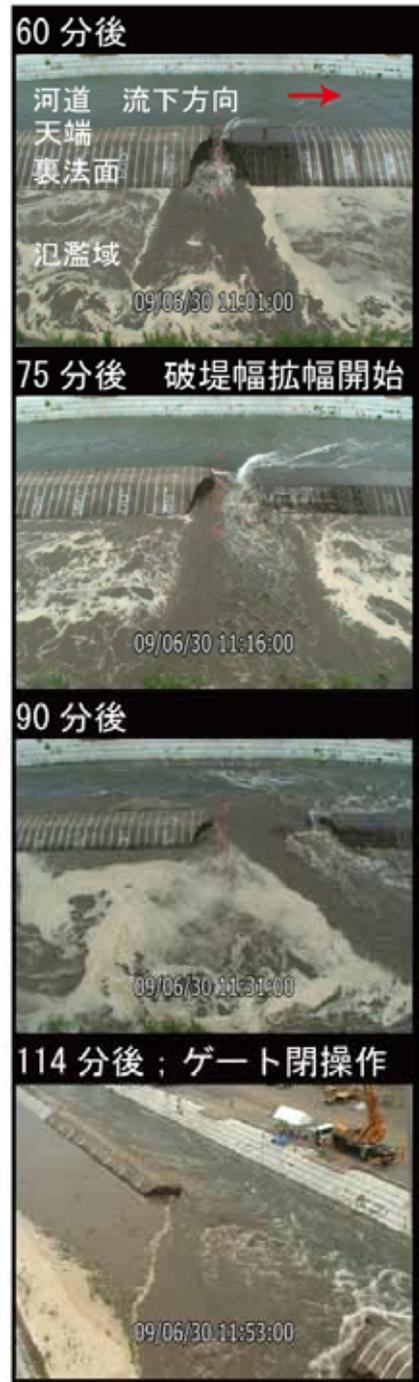


写真- 27 実験状況 (2)

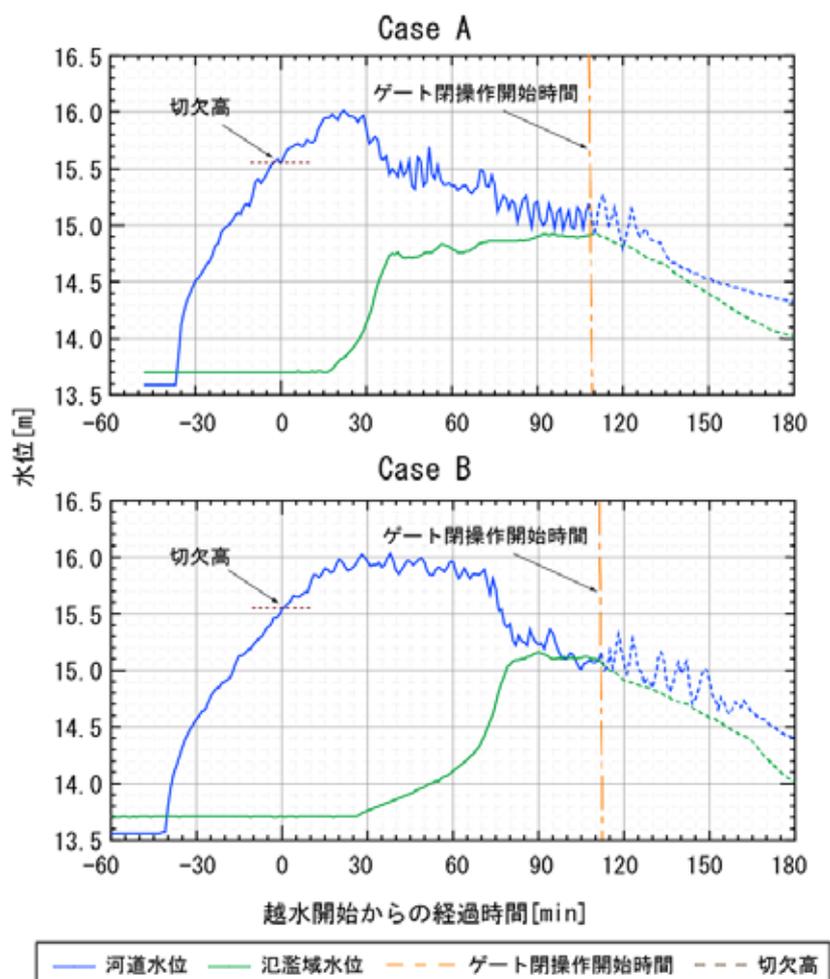


図- 44 河道と氾濫域の水位

b) 水位観測結果

切欠部(測線 P610)の河道と氾濫域の水位観測結果を図- 44 に示す。河道水位は電波式水位計で観測した 1 分毎の値である(5 秒毎にデータを取得し, 60 秒平均を 1 データ)。氾濫域水位は水圧式水位計で観測した 1 分毎の値である(5 秒毎にデータを取得し, 60 秒平均を 1 データ)。点線は切欠高, 一点鎖線はゲート閉操作開始時間を表す。

最大越流水深は 50cm 程度まで上昇し, その後一定水位が継続しているが, CaseA は越水開始からおよそ 30 分後, CaseB はおよそ 75 分後から急激な水位低下が見られる。これは, 前述のとおり, 破堤拡幅が進行していく時間帯であり, 急激な氾濫流量増加によるためである。ここで, CaseA・B の主な相違点は河道と氾濫域の水位差の変化状況である。CaseA では河道水位の低下開始後, 徐々に水位差が縮まっているのに対し, CaseB では河道水位の低下開始後, すみやかに水位差がなくなっている。なお, 両ケースとも破堤拡幅の途中で河道水位と氾濫域水位の差が無くなるが, これは, この実験においては氾濫域幅が狭く, 氾濫域が湛水し, 氾濫流が拘束されていることが要因である。

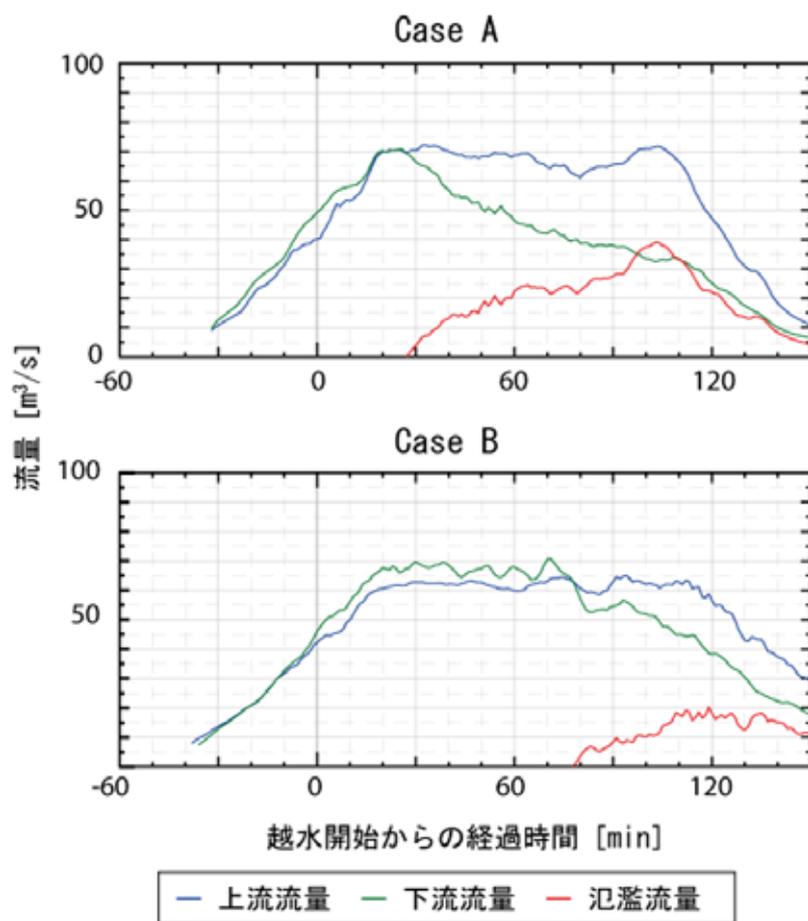


図- 45 破堤実験区間の上下流の流量

c) 流量観測結果

実験では破堤実験区間の上流と下流で流量観測を行っており、その流量の差より推定した氾濫流量を図- 45 に示す。前述のビデオ画像や水位観測結果と同様に、破堤拡幅が進行していく時間帯から氾濫流量が急増していることが分かる。

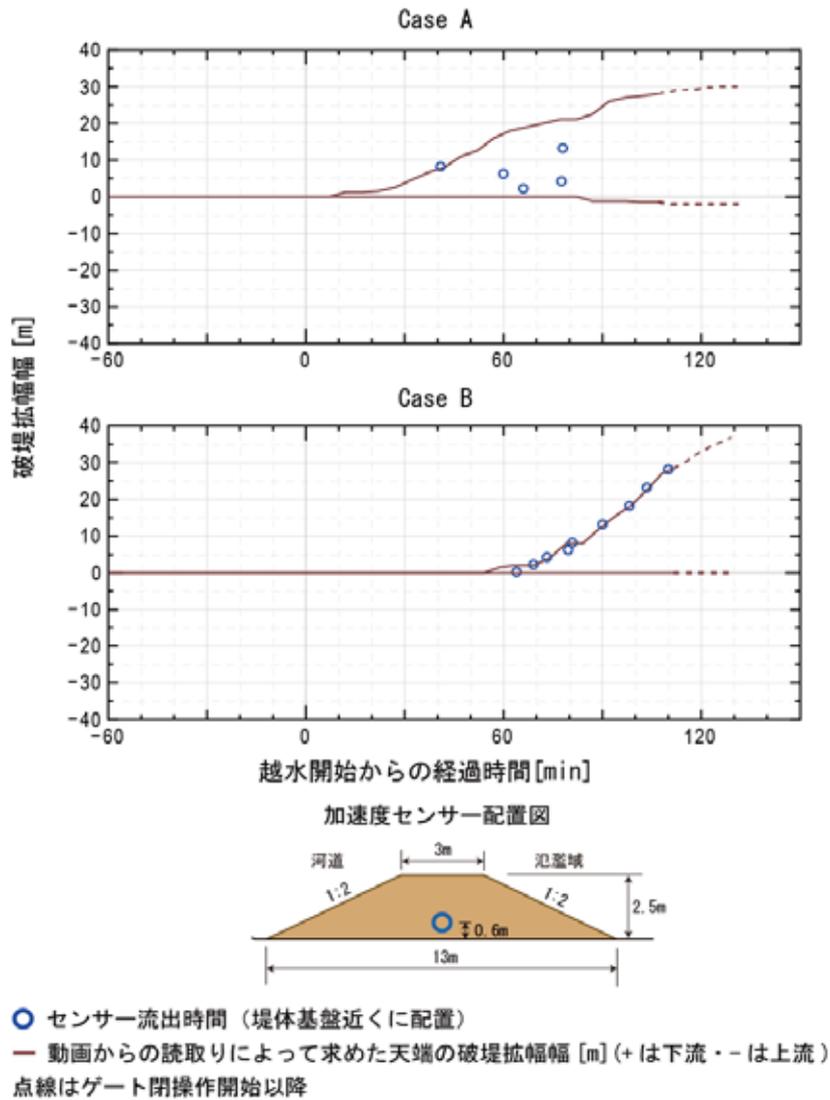


図- 46 破堤拡幅幅の時間変化

d) 破堤拡幅幅

図- 46 に真上から撮影した動画から読み取った堤体天端中央の破堤拡幅幅と加速度センサーの流出時間から求めた堤体中央の基盤近くの破堤拡幅幅の比較を示す。

まず、天端の破堤拡幅進行過程は、前節でも述べたとおり、越水開始直後は裏法面や天端の侵食が先行するため破堤拡幅には至っていないが、一旦破堤拡幅が始まると、天端の拡幅速度は概ね一定で推移している。ここで、CaseB(細粒分の多い堤体材料)は、CaseA(砂礫分の多い堤体材料)に比べ、破堤拡幅が始まるまでの時間が長かった。これは、土質の相違によるものと考えられ、既往事例²⁾と同様に細粒分が多い堤体の場合、破堤拡幅開始までの時間が長くなると考えられる。一方で、一旦破堤拡幅が始まると、その拡幅速度はCaseBの方が速かった。

また、CaseAでは、基盤に近い部分の堤体について堤体上部より遅れて侵食されながら拡幅が進行していたと推定できる。

e) 破堤進行過程

・破堤拡幅開始前

図- 47～図- 50 に加速度センサーの記録から推定した堤体の横断面(左図)と縦断面(右図)における破堤進行過程を示す。これは、堤体内部の崩壊状況について、縦軸を水路河床基準高 0m とし、センサーの設置位置とその流出状況をプロットしたものである。なお、縦断方向の破堤拡幅進行過程については、センサーの配置箇所の流出状況に加え、天端の崩壊状況についてのビデオ画像からの読み取り結果も用いて推定した。

CaseA は、越水開始から 25 分後まで裏法肩から裏法面にかけて侵食が見られ、さらに、天端も概ね一定の速度で裏法肩から表法肩へ侵食していく様子が分かる。越水開始 30 分後には、天端全体、堤体断面の大半が侵食され、これ以降、下流方向への破堤拡幅が始まっている。

CaseB は、越水開始後、裏法肩から裏法面にかけて侵食が見られ、天端も裏法肩から表法肩へ侵食しているが、CaseA と比較し天端の侵食速度は遅く、切り立っている状態である。越水開始から 75 分後に天端全体、堤体断面の大半が侵食され、これ以降、下流方向への破堤拡幅が始まっている。

CaseA・B とともに切欠部の断面の大半が侵食された以降に拡幅が始まっており、これは前章で述べた予備実験(正面越流)の結果と共通の現象であった。また、CaseA・B では越水開始から破堤拡幅が始まるまでの時間に違いが見られ、CaseB(細粒分の多い堤体材料)は CaseA(砂礫分の多い堤体材料)に比べて、破堤拡幅開始までの所要時間が長かった。

・破堤拡幅開始後

図- 47～図- 50 に示すように、CaseA・B とともに前述の通り、切欠部の堤体断面の大半が侵食された以降に下流方向に向かって天端の拡幅が広がっている。

また、CaseB は、CaseA に比べ破堤拡幅開始までの所要時間は長いですが、破堤拡幅の進行速度は速いことが分かる。

CaseA では、基盤に近い部分の堤体が、堤体上部より遅れて侵食される形で破堤拡幅が進行している。

f) 通水終了後の地形

図- 51・図- 52 は通水終了後の河道・氾濫域の地形形状について、3次元レーザースキャナ及び洗掘箇所の堪水部ではトータルステーションを用いて計測した結果である。

両ケースとも堤体の破堤部開口形状は、表法側が大きく開いた八の字をしている。また、落掘は発生しておらず、これは氾濫域が拘束されていることがひとつの要因であると考えられる。

Case A

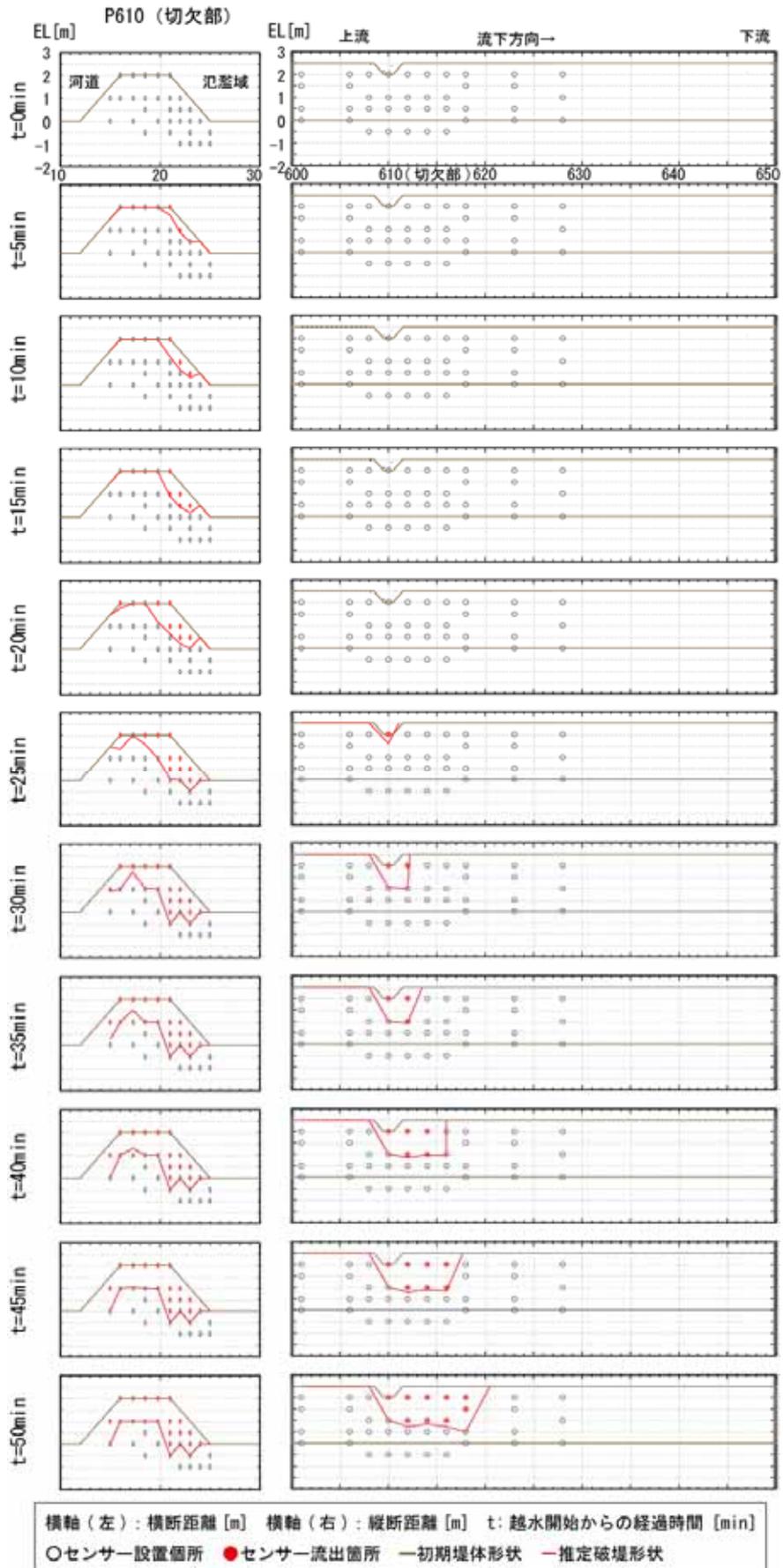


図- 47 加速度センサーの記録を用いた破堤進行過程の推定 (Case A) (1)

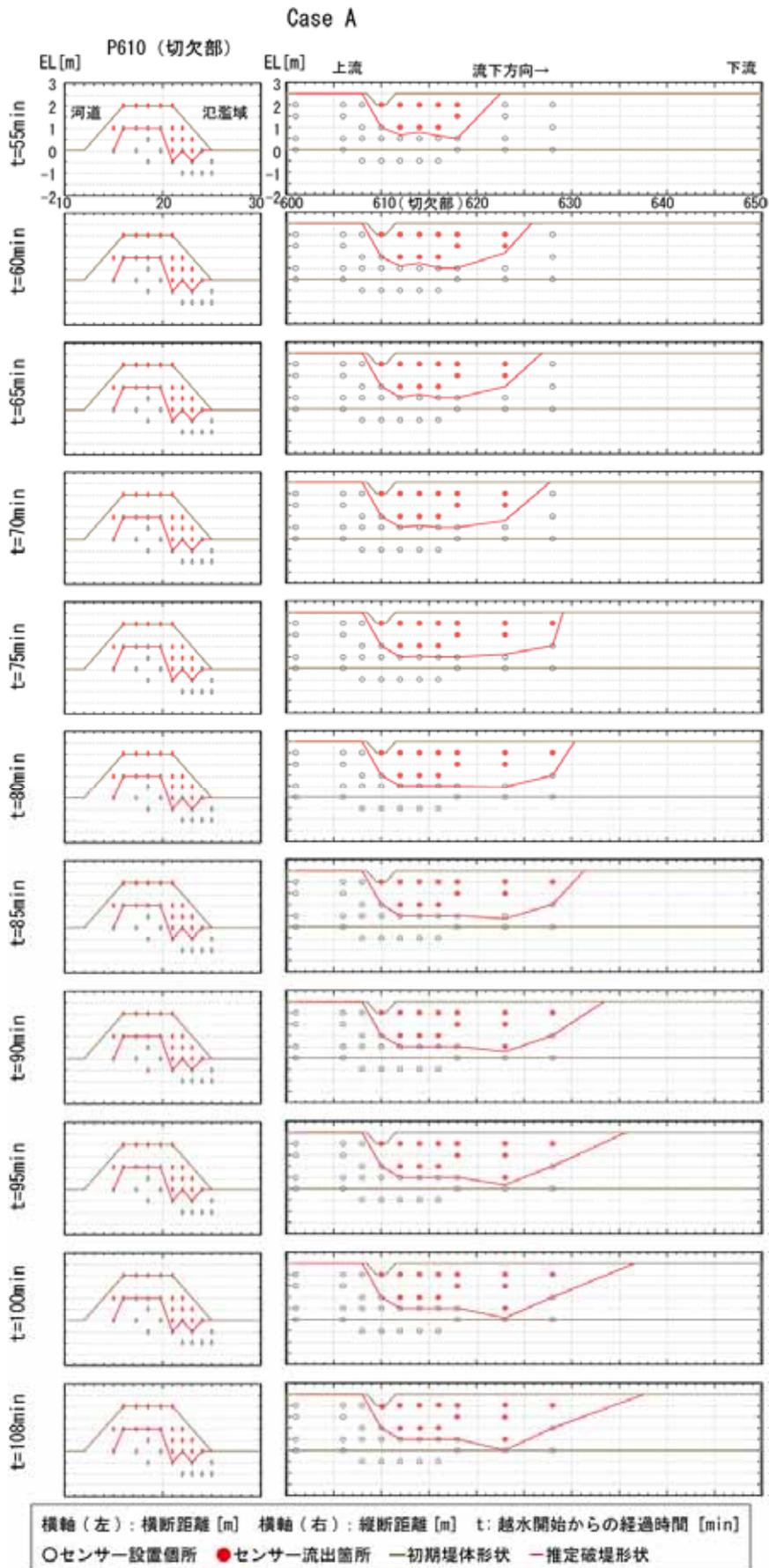


図- 48 加速度センサーの記録を用いた破堤進行過程の推定 (Case A) (2)

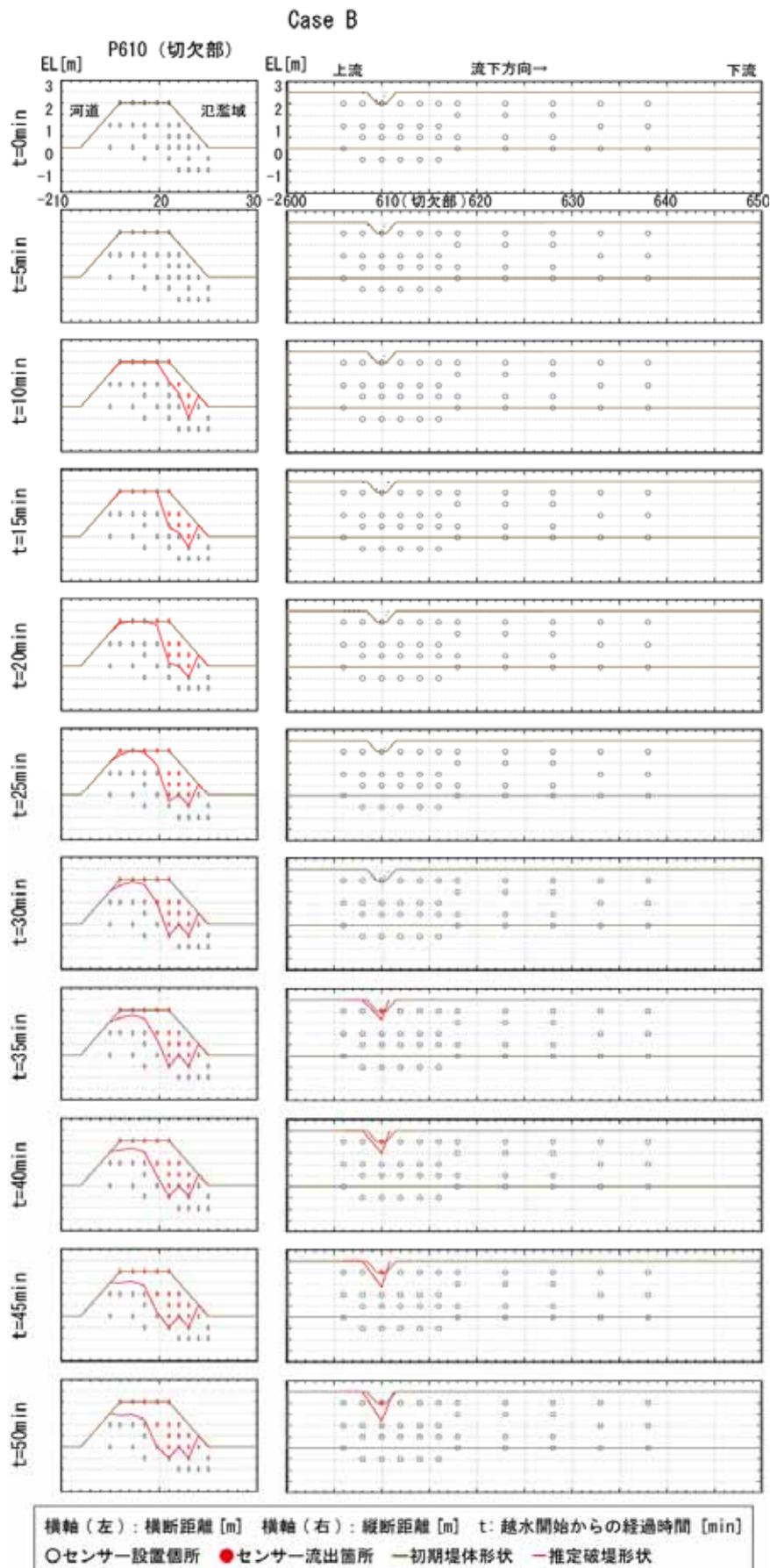


図- 49 加速度センサーの記録を用いた破堤進行過程の推定 (Case B) (1)

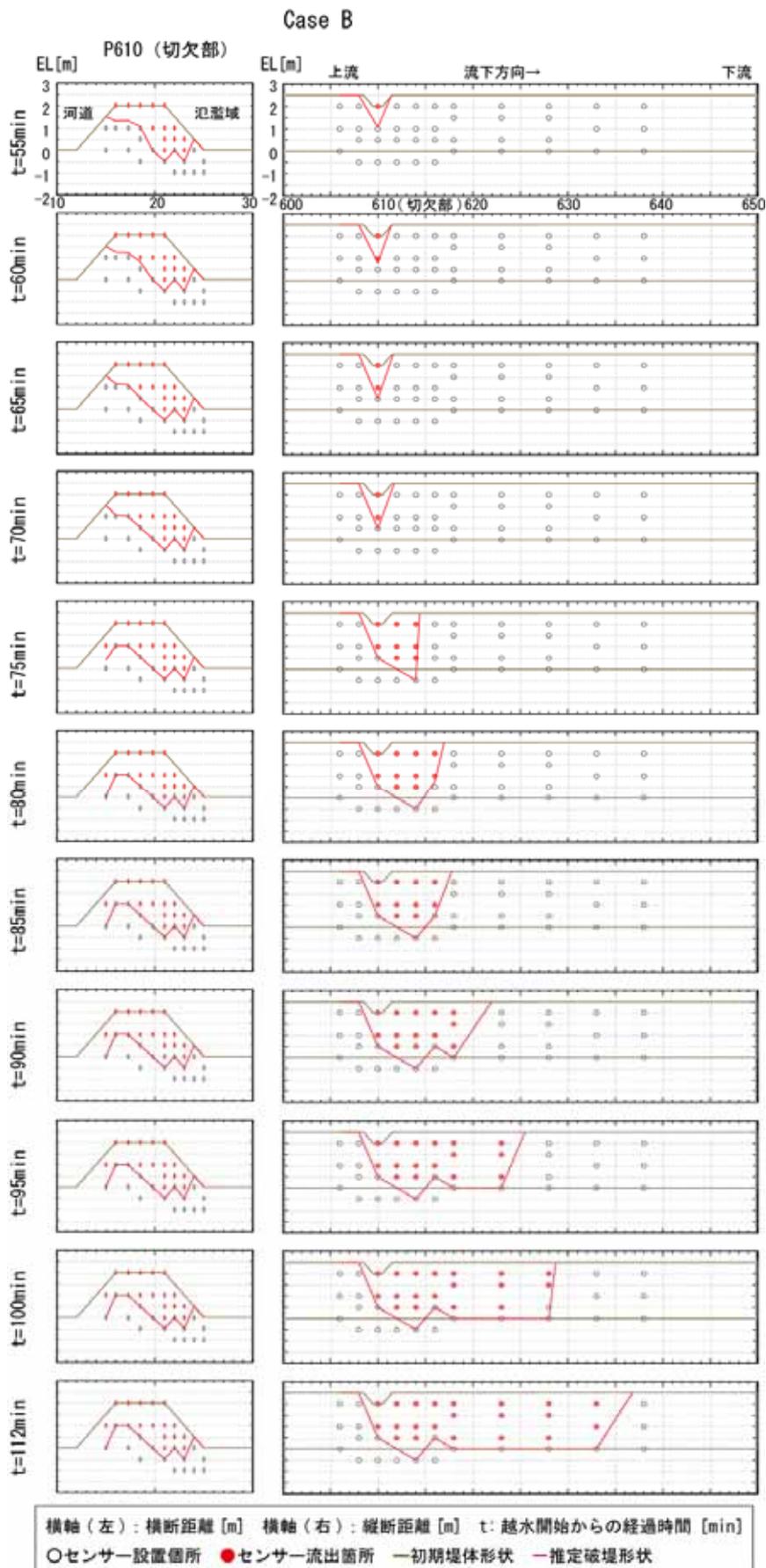


図- 50 加速度センサーの記録を用いた破堤進行過程の推定 (Case B) (2)

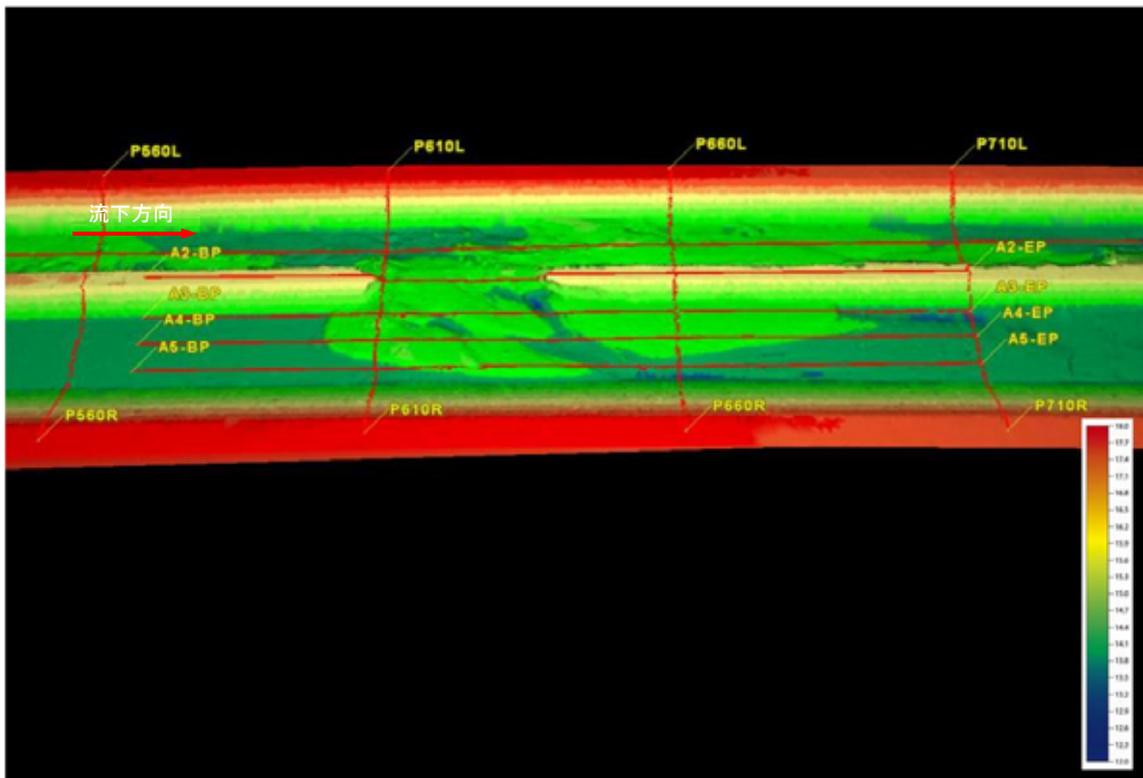
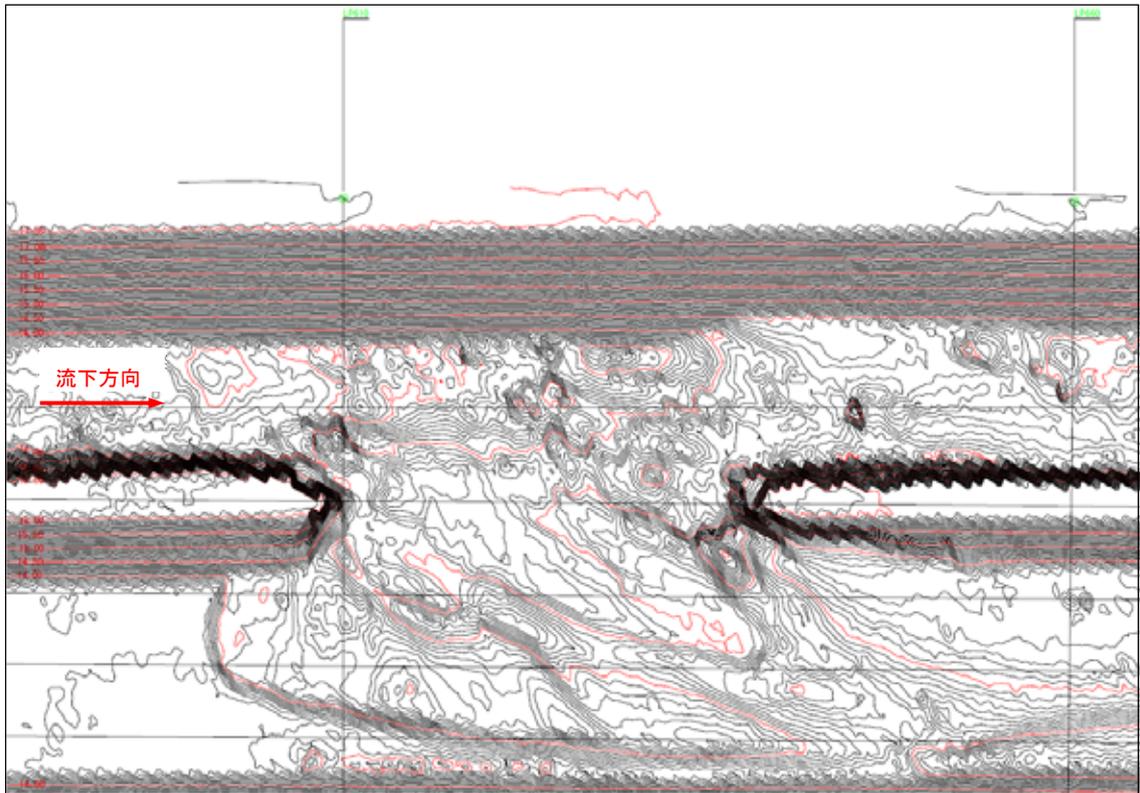


図- 51 通水終了後の河道・氾濫域の地形形状 (Case A)

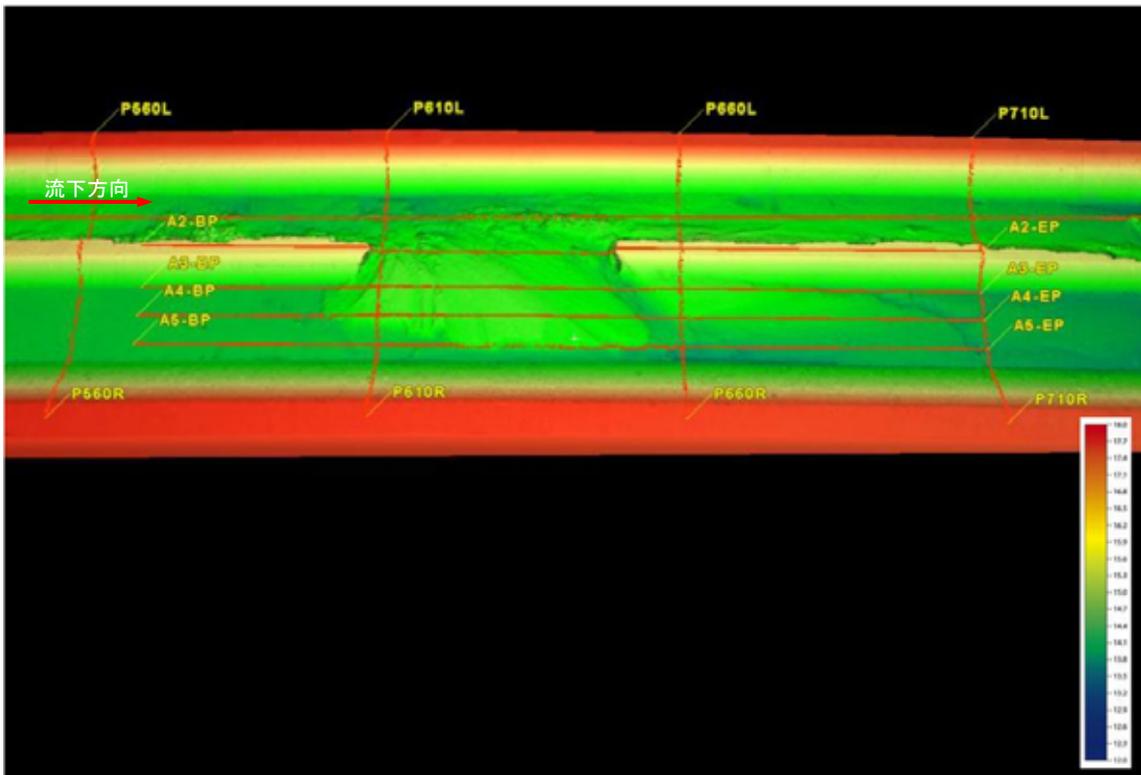
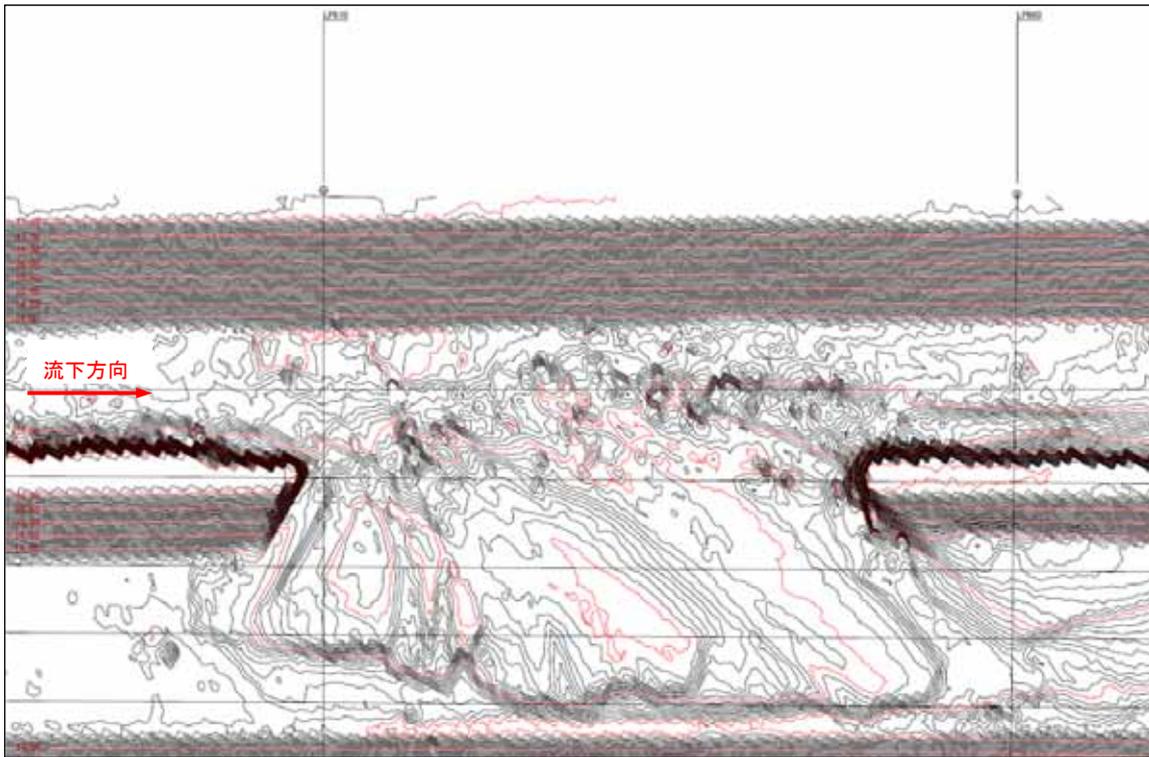


図- 52 通水終了後の河道・氾濫域の地形形状 (Case B)

g) 実験のまとめ

千代田実験水路において、予備実験として、各種計測手法の確認や基本的な破堤進行過程の把握等を目的に、千代田実験水路に縦断方向に設置した堤体(堤体材料が異なる2ケース)で横越流の破堤実験を行った。

流量計測手法に関しては、電波式流速計を用い、通水中の河床変化を考慮して通水前後の断面形状を適用することで、より正確に時系列の流量観測ができることを確認した。

基本的な破堤進行過程に関しては、破堤の初期段階では越水部の裏法面侵食が主で、破堤が拡幅しないこと、その後、表法肩に侵食が達して堤体断面の大半が崩壊すると、下流方向に破堤拡幅が進行することなどが確認された。

堤体材料の相違による破堤進行過程の違いについては、以下のことが確認された。細粒分の多い材料の堤体のケースは、砂礫の多い材料の堤体のケースに比べ、越水開始から破堤拡幅が始まるまでの所要時間が長かったが、一旦破堤拡幅が始まると、破堤拡幅の進行速度は速かった。また、砂礫分の多い材料の堤体のケースは、基盤に近い部分の堤体が上部に遅れて侵食される形で破堤拡幅が進行した。

なお、この実験は、実験水路内に縦断堤を設置し河道と氾濫域に分けたため氾濫域幅が狭く、破堤幅が10~20m程度になると氾濫域が湛水し、氾濫流が拘束されていたため、破堤進行過程に影響を及ぼしていたと考えられる。このため、次に行う本実験では、氾濫流を拘束しないように広い氾濫域を設定することとした。

第8章 本実験

(1) 実験概要

これまでの予備実験で得られた計測手法や条件設定等に関する知見を踏まえて、千代田実験水路において横越流の破堤実験(本実験)を行った。本実験では、写真-28に示すように、氾濫流が拘束されないよう千代田新水路側に広い氾濫域を設定した。異なる条件での破堤進行過程の違いを検討するため、表-10に示すように、河道流量(フルード数)、堤体材料、堤体形状(天端幅)が異なる4ケースの実験を実施した。Case1(流量 $70\text{m}^3/\text{s}$ 、天端幅 3m、砂礫材料)を基本とし、Case2は流量を $35\text{m}^3/\text{s}$ としてフルード数を小さくし、Case3は堤体に細粒分を多く含む材料を用い、Case4は堤体天端幅を 6m と広くした。



写真- 28 本実験の状況

表- 10 実験条件

	堤体・水路形状						通水 流量 (目標)	実験 実施日		築堤後の 経過年数
	土質	高さ	天端幅	法勾配	水路幅	水面勾配 (目標)				
Case1	砂礫	3m	3m	1:2	8m	1/500	70m ³ /s	2010年	4月	約4年
Case2						1/3500	35m ³ /s		8月	
Case3	細粒分					6m	1/500	70m ³ /s	2011年	
Case4	砂礫		6月							

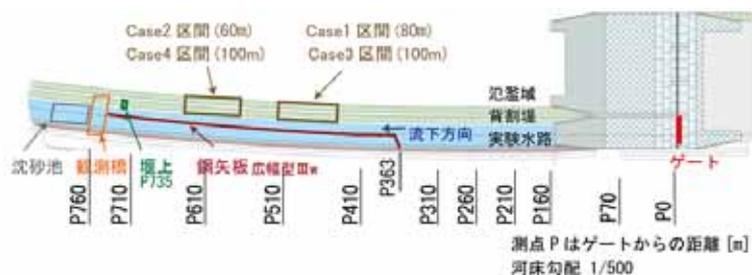
a) 水路形状・実験条件

実験水路の諸元等を図- 53 に示す。破堤させる堤体は、裸堤(芝を張らない土堤)とし、背割堤の破堤実験区間を表- 10 に示す実験条件にあわせて整形し、破堤のきっかけとして深さ 0.5m の切欠を設けた。

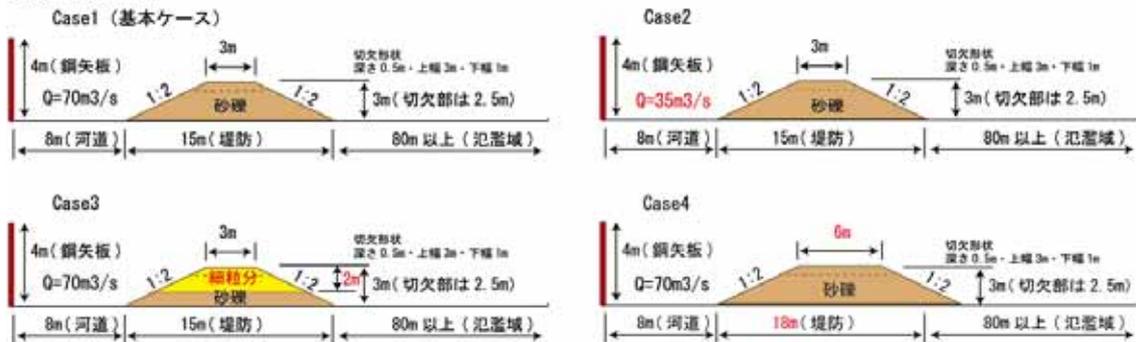
氾濫域については、千代田新水路部分を利用することにより、広い氾濫域(幅 80m 以上)を設定した。一方、千代田実験水路は融雪時期に通水可能な流量が 70m³/s 程度であり、そのままでは必要な水深を確保できないため、鋼矢板を用いて 30m ある実験水路幅を 8m に縮小し、下流端には堰上げ施設(写真- 29 参照。一例として Case1 を示す。)を設けた。ここで Case2 については、通水流量を半分としており、必要な水深を確保するためには堰上げ効果をより大きくする必要があり、堰上げ施設の調整を行った(写真- 30 参照)。

また、河道内の流水による堤体侵食を防ぐため、破堤実験区間の表法側にはブロックを設置した。なお、実験区間を 80m とした Case1 の実験結果では、氾濫流量が安定する前に実験区間の大半分が崩壊したことから、Case3・4 では実験区間を全長 100m とした。

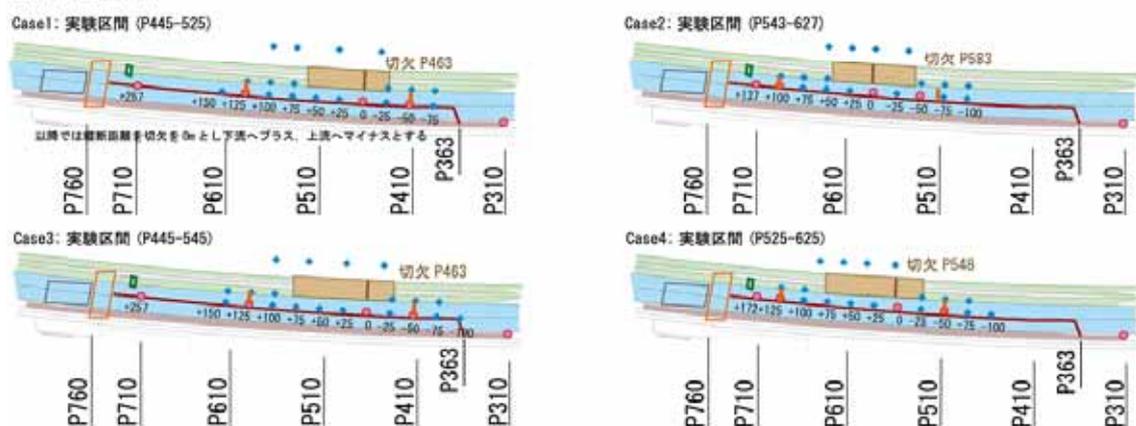
実験水路平面図



実験区間断面図



観測機器配置図



観測時期	観測項目	観測箇所・手法
通水中	水路内水位	●電波式水位計・◆水圧式水位計
	氾濫域水位	鋼矢板から50m離れた地点に実験区間を中心に4箇所(◆水圧式水位計)
	流量観測	切欠部より上流へ50m地点 切欠部より下流へ120m地点 (Case2は下流へ100m地点) (杭ワイヤー式 ADCP・電波式流速計)
	流況観測	縦断方向は実験区間・横断方向は矢板から40m程度 (PIVによる水面流況・3D画像解析による水面形状)
	破壊形状 実験状況	加速度センサー・色砂法 カメラ・ビデオ撮影
通水後	破壊形状	横断測量・3次元レーザースキャナ

図- 53 実験水路・観測手法



写真- 29 堰上げの状況 (Case1)



写真- 30 堰上げの状況 (Case2)

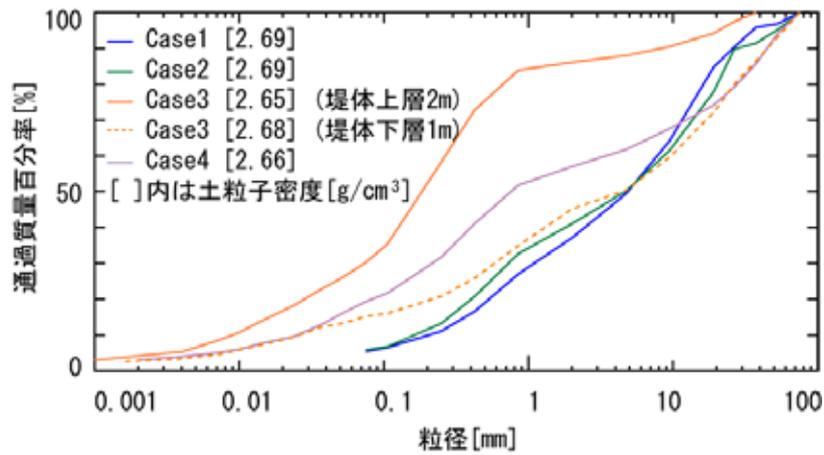


図- 54 堤体材料の粒度分布

b) 堤体材料・堤体基盤

実験は、Case1・2は築堤後4年、Case3・4は築堤後1年で実施した。図- 54に各ケースの堤体の粒度分布を示す。Case1・2・4は砂礫分の多い材料、Case3については細粒分の多い材料で構成されている。ただし、Case3は、千代田実験水路の地下水位が高く、地盤からの湧水により細粒分が流出する可能性があるため、河床から1mまでは他ケースと同様の砂礫分の多い材料を用いて造成した。なお、Case4については、Case1・2に比べて粒径がやや小さくなっている。

表- 11に堤体の土質試験結果を示す。なお、Case1・2は平成19年度、Case3・4は平成22年度の結果である。Case1は礫分を約78%、シルト分と粘土分を約3%含んだ砂質礫からなる(代表粒径(d_{60}):13mm, 最大粒径:75mm)。Case2は礫分を約60%、シルト分と粘土分を約4%含んだ砂質礫からなる(代表粒径(d_{60}):11mm, 最大粒径:75mm)。Case3は砂分を約26%、シルト分と粘土分を約70%含んだ砂質粘土からなる(代表粒径(d_{60}):0.041mm, 最大粒径:19mm)。Case4は礫分を約43%、シルト分と粘土分を約19%含んだ砂質礫からなる(代表粒径(d_{60}):3.5mm, 最大粒径:75mm)。また、透水性は、Case1は $k=3.40 \times 10^{-2}$ cm/s, Case2は $k=1.18 \times 10^{-2}$ cm/s, Case3は $k=1.53 \times 10^{-4}$ cm/s, Case4は $k=3.45 \times 10^{-2}$ cm/sである。

ここで、北海道の13の一級水系の直轄管理区間における既存の堤体の代表粒径 d_{60} との比較結果を図- 55に示す。結果に用いたデータは、本川を対象とし、堤体の調査箇所は表法面と裏法面である。既存の堤体の代表粒径 d_{60} は1mm以下が60%程度を占めるものの、10mm以上の範囲まで幅広く分布しており、本実験で用いた堤体材料の粒径区分は、既存の堤体にも同様のものが存在することが確認された。

表- 11 堤体の土質試験結果

ケース	Case1	Case2	Case3	Case4	
調査地点	破堤部 (背割堤)	破堤部 (背割堤)	破堤部 (背割堤)	破堤部 (背割堤)	
試料名	砂礫材	砂礫材	シルト材	砂礫材	
試料採取地点	切欠部下流	切欠部付近		切欠部付近	
粒度特性	礫分 G (%)	77.8	60.1	4.5	43.0
	砂分 S (%)	19.4	35.5	26.0	37.7
	シルト分 M (%)	2.8	4.4	55.5	14.9
	粘土分 C (%)			14.0	4.4
	最大粒径	75.0	75.0	19	75
	60% 粒径 D_{60} (mm)	13.3	11.1	0.041	3.5
	50% 粒径 D_{50} (mm)	9.0	6.0	0.025	0.74
	30% 粒径 D_{30} (mm)	3.4	0.8	0.013	0.22
	20% 粒径 D_{20} (mm)	1.6	0.5		
	10% 粒径 D_{10} (mm)	0.53	0.20	0.0022	0.026
均等係数 U_c	24.1	55.8	18.6	135	
曲率係数 U_c'	1.6	0.3	1.87	0.532	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.703	2.696	2.655	2.667	
自然含水比 W_n (%)	7.90	3.90	34.04	12.45	
日本統一土質分類 (細分類)	粒径幅の広い 砂質礫	粒径幅の広い 砂質礫	砂質粘土 (低液性限界)	細粒分質 砂質礫	
	GWS	GWS	CLS	GFS	
締め	最大乾燥密度 d_{max} (g/cm ³)	2.026	2.034	1.436	2.024
	最適含水比 W_{opt} (%)	8.5	10.4	27.3	9.8
透水性	透水係数 k (cm/s)	3.40E-02	1.18E-02	1.53E-04	3.45E-02

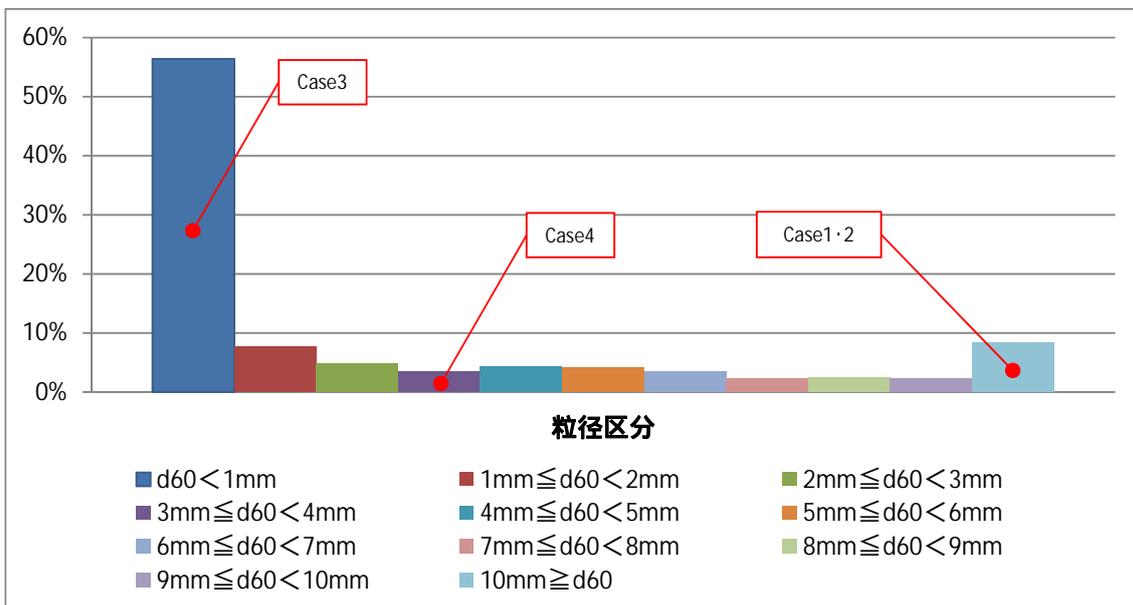


図- 55 北海道の13水系の直轄管理区間における堤体材料

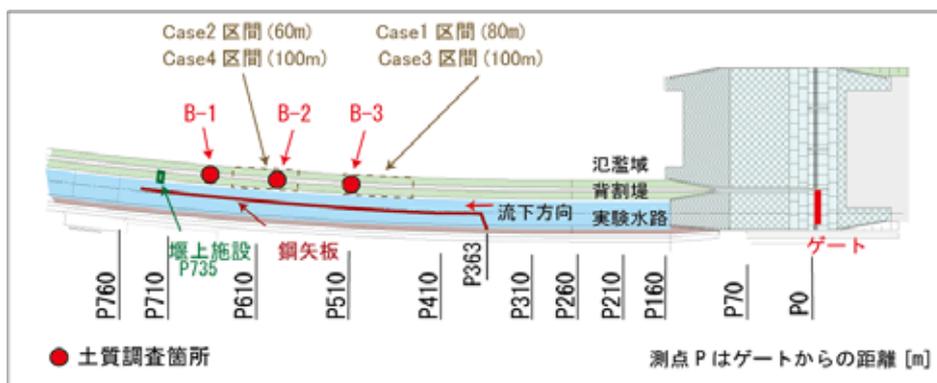


図- 56 地盤の土質調査位置図

表- 12 基礎の土質試験結果

採取孔		B-1	B-2	B-3	
採取深度 (GL-m)		4.0~5.0	4.0~5.0	4.0~5.0	5.0~6.0
試料名		礫混り砂	礫混り砂	礫混り砂	礫混り砂
粒度特性	礫分 G (%)	31.8	46.7	23.7	65.2
	シルト分 S (%)	51.4	45.8	70.7	31.3
	粘土分 M (%)	16.8	7.5	5.6	3.5
	粘土分 C (%)				
	最大粒径	37.5	53.0	19	75
	60% 粒径 D_{60} (mm)	0.386	4.200	0.729	7.180
	50% 粒径 D_{50} (mm)	0.237	1.390	0.560	4.260
	30% 粒径 D_{30} (mm)	0.133	0.447	0.325	1.470
	20% 粒径 D_{20} (mm)	0.0921	0.280	0.241	0.766
	10% 粒径 D_{10} (mm)		0.116	0.129	0.377
均等係数 U_c		36.2	5.7	19	
曲率係数 U_c'		0.4	1.1	0.8	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)		2.664	2.697	2.707	2.707
自然含水比 W_n (%)		13.50	7.10	17.70	7.60
日本統一土質分類 (細分類)		粘性土砂質砂 SCsG	粘性土混り砂質礫 GS-Cs	粘性土混り砂質礫 GS-Cs	粒径幅の広い砂質礫 GWS
締固め	最大乾燥密度 d_{max} (g/cm^3)	2.069	2.036		2.011
	最適含水比 W_{opt} (%)	10.1	10		8.6
透水性	透水係数 k (cm/s)	1.10E-02	1.31E-02		5.59E-02

図- 56 に示すとおり、平成 19 年度に背割堤破堤実験区間の近傍 3 箇所では基礎の土質調査を実施している。表- 12 に結果を示す。

採取孔 B-1 の採取深度 4.0~5.0m は、礫分を約 32%、シルト分と粘土分を約 17% 含んだ礫質砂からなる(代表粒径(d_{60}):0.386mm, 最大粒径:37.5mm)。採取孔 B-2 の採取深度 4.0~5.0m は、礫分を約 47%、シルト分と粘土分を約 8% 含んだ礫質砂からなる(代表粒径(d_{60}):4.2mm, 最大粒径:53mm)。採取孔 B-3 採取深度 4.0~5.0m は、礫分を約 24%、シルト分と粘土分を約 6% 含んだ礫質砂からなる(代表粒径(d_{60}):0.729mm, 最大粒径:19mm)。また、透水性は、採取孔 B-1 の採取深度 4.0~5.0m は $k=7.44 \times 10^{-4}$ cm/s, 採取孔 B-2 の採取深度 4.0~5.0m は $k=1.31 \times 10^{-2}$ cm/s, 採取孔 B-3 の採取深度 5.0~6.0m は $k=5.59 \times 10^{-2}$ cm/s である。

以上より、堤体基礎は Case1・2・4 の堤体材料とほぼ同様の材料で構成されていることが確認された。

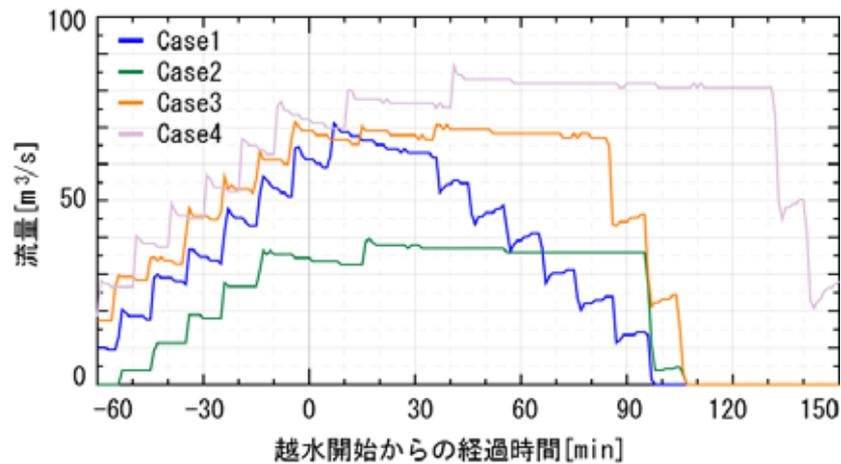


図- 57 通水流量の時間変化

c) 計測方法

主な観測項目・観測箇所は図- 53 に示す通りであり、観測機器・手法については、予備実験を通じて確立したものをを用いた。なお、流量については、通水前後において大きく河床低下が見られたため、通水中の河床低下も考慮し流量を算出した²¹⁾。電波式流速計の値は、ADCPと電波式流速計の流速比較から得た近似式により、表面流速を断面全体の平均流速へ補正を行った。通水断面積は、通水前後における断面変化について、土粒子の摩擦速度と限界摩擦速度の関係を用いて、摩擦速度の超過量を通水前後の断面に加重配分して補正を行い、その過程を時系列で推定した。

d) 通水方法

通水は前章と同様に越流水深の目安を 30cm として行った。まず、切欠からの越流水深が概ね 30cm になるまで流量を増加させ、その後は一定流量となるようにゲート操作を行い、破堤実験区間の大半が崩壊した時点で通水流量を減少させ実験終了とする。ゲートからの通水流量の時間変化を図- 57 に示す。

Case1 は実験区間が 80m で、他の同じ流量で実験を行うケースよりも短く設定されており、氾濫流量が安定する前に破堤実験区間の大半が崩壊したため、越水開始から 40 分程度経過後にゲート閉操作を始めている。Case2, Case3 は設定した流量に到達後、ゲート上流の低下背水の影響により通水流量が下がったため、ゲート操作を行いながら、概ね一定流量を通水した。また、Case4 は水路下流端の堰上げ施設周辺の河床低下により水位が低下し、必要な越流水深を得ることが出来なかったため、 $80\text{m}^3/\text{s}$ 程度まで流量を増加させている。

(2) 実験結果

a) 実験状況

写真- 31～写真- 35 に、実験中に撮影した写真・ビデオ画像を示す。

Case1 は、越水開始直後に切欠部の裏法面・裏法肩の侵食が始まり、越水開始から 14 分後に破堤が上下流方向に拡幅し始め、その後は主に下流方向に拡幅し、実験終了時の破堤幅は約 52m となった。なお、通水流量が安定する前に実験区間の大半が崩壊したため、ゲートからの通水を止めている。

Case2 は、基本的な破堤拡幅の過程は他ケースと概ね同様であるが、他ケースに比べ水面勾配が緩く流量・流速が小さくなっており、破堤拡幅が上下流方向にほぼ対称に拡幅し始め、その後主に下流側に破堤が進行するが、その速度は遅く、実験終了時の破堤幅は約 30m と他のケースより短かった。

Case3 は、基本的な破堤拡幅の過程は他ケースと概ね同様であるが、堤体の材料が細粒分を多く含み、他ケースに比べ、破堤拡幅開始までの時間が長く、破堤部開口形状はハの字であった。越水開始から 54 分後に破堤が上下流方向に拡幅し始め、その後は、主に下流方向に拡幅し、写真- 34 のように堤体が塊で崩壊する現象を繰り返し、他ケースに比べて破堤拡幅速度は速く、実験終了時の破堤幅は約 45m となった。

Case4 は、破堤拡幅の過程は他ケースと概ね同様であった。越水開始から 33 分後に破堤が上下流方向に拡幅し始め、越水開始 50 分後頃は、破堤口の形状は上流側に向いており、その後主に下流方向に拡幅が進行する。堤体天端幅が長い条件であったが、破堤拡幅速度については Case1 とほぼ同様であり、実験終了時の破堤幅は約 75m と他ケースより長かった。なお、水路下流端の堰上げ施設周辺の河床低下により水位が低下したため、 $80\text{m}^3/\text{s}$ 程度まで流量を増加させている。

堤体の崩壊状況は、各ケースとも、まず流水が当たる部分が侵食され、次に支持力を失った堤体上部が崩落しながら拡幅が進行する様子が見られた。

Case1

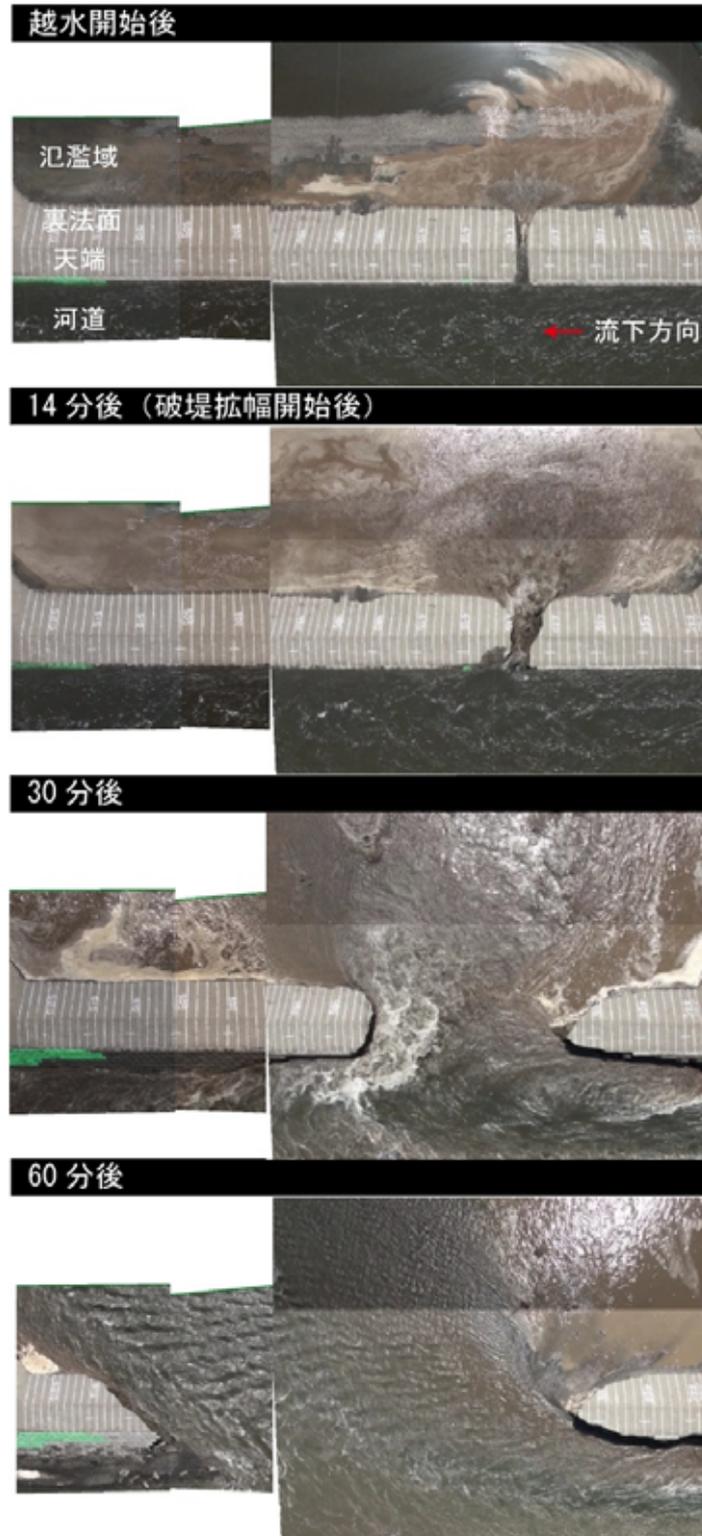


写真- 31 実験状況 (Case1)

Case2

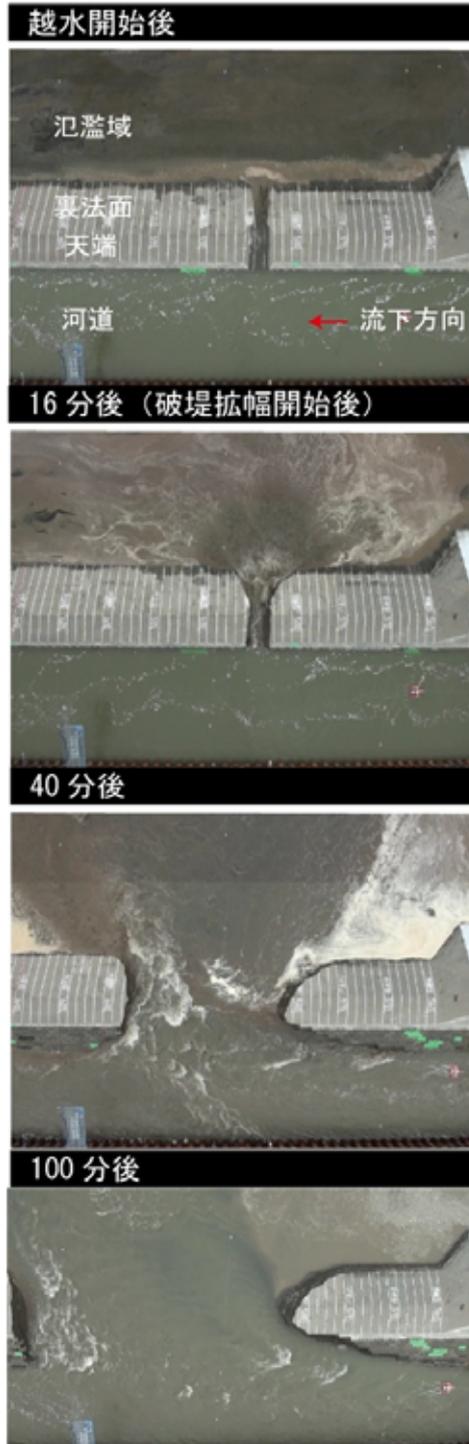


写真- 32 実験状況 (Case2)

Case3

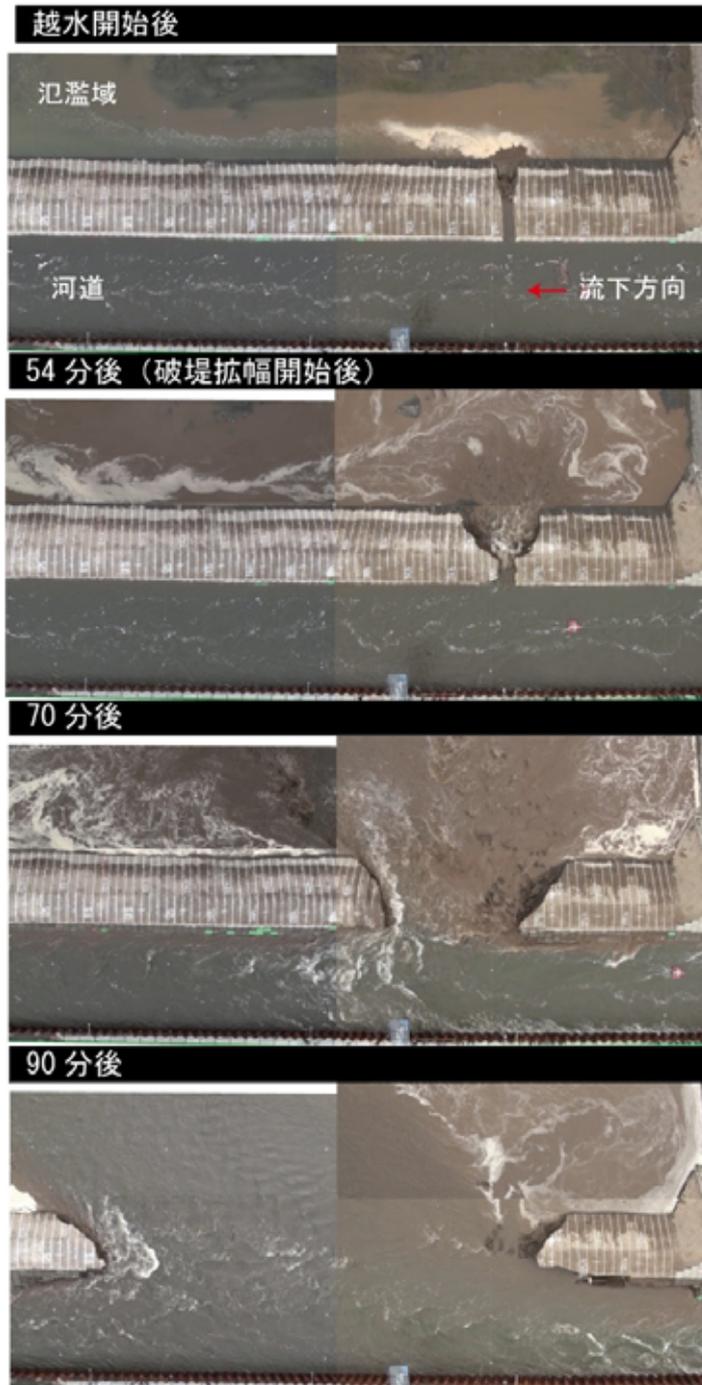


写真- 33 実験状況 (Case3) (1)



写真- 34 実験状況 (Case3) (2)

Case4

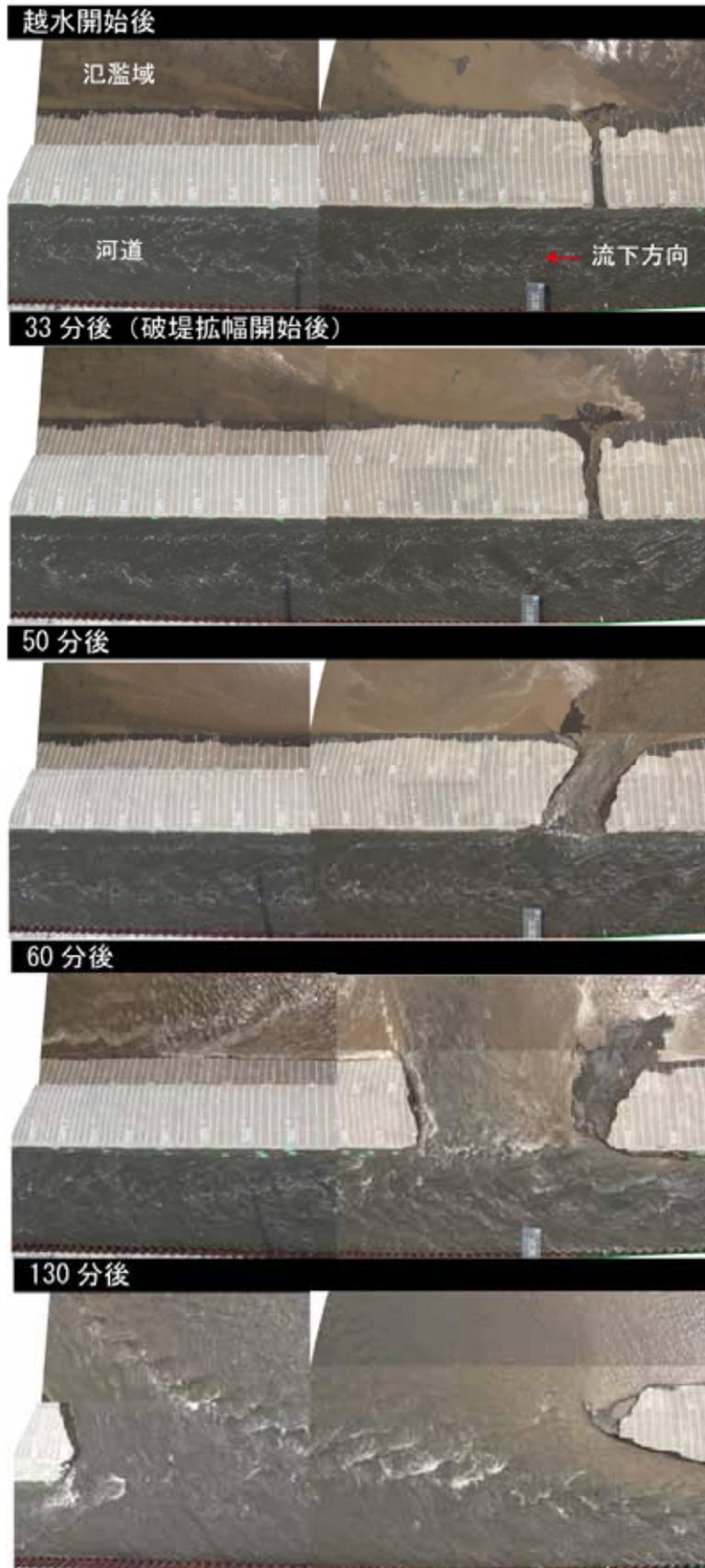


写真- 35 実験状況 (Case4)

b) 水位観測結果

切欠部の河道と氾濫域の水位観測結果を図-58に示す。図中の河道水位は、電波式水位計で観測した1分毎の値である(5秒毎にデータを取得し、60秒平均を1データ)。氾濫域水位は水圧式水位計で観測した1分毎の値である(5秒毎にデータを取得し、60秒平均を1データ)。点線は切欠高、一点鎖線はゲート閉操作開始時間を表す。

河道水位については、Case2・3・4では、目標の越流水深を確保するまで上昇したのち、破堤拡幅開始まで一定水位が継続しているが、Case1では、目標の越流水深を確保するまで上昇したのち、破堤に至る時間が短く、すぐに水位が低下している。氾濫域水位は、河道水位の低下に合わせて上昇が始まり、その後河道水位との水位差が小さくなっている。

最大越流水深(=水路左岸水位-堤体切欠高)はCase1~Case4でそれぞれ33cm, 28cm, 23cm, 15cmであった。河道水位と破堤拡幅幅の関係は、Case1・2で破堤幅が約10m, Case3・4では破堤幅が約30mになると河道水位が低下し始め、河道内の流れが一気に破堤開口部に向かっていることが推定される。

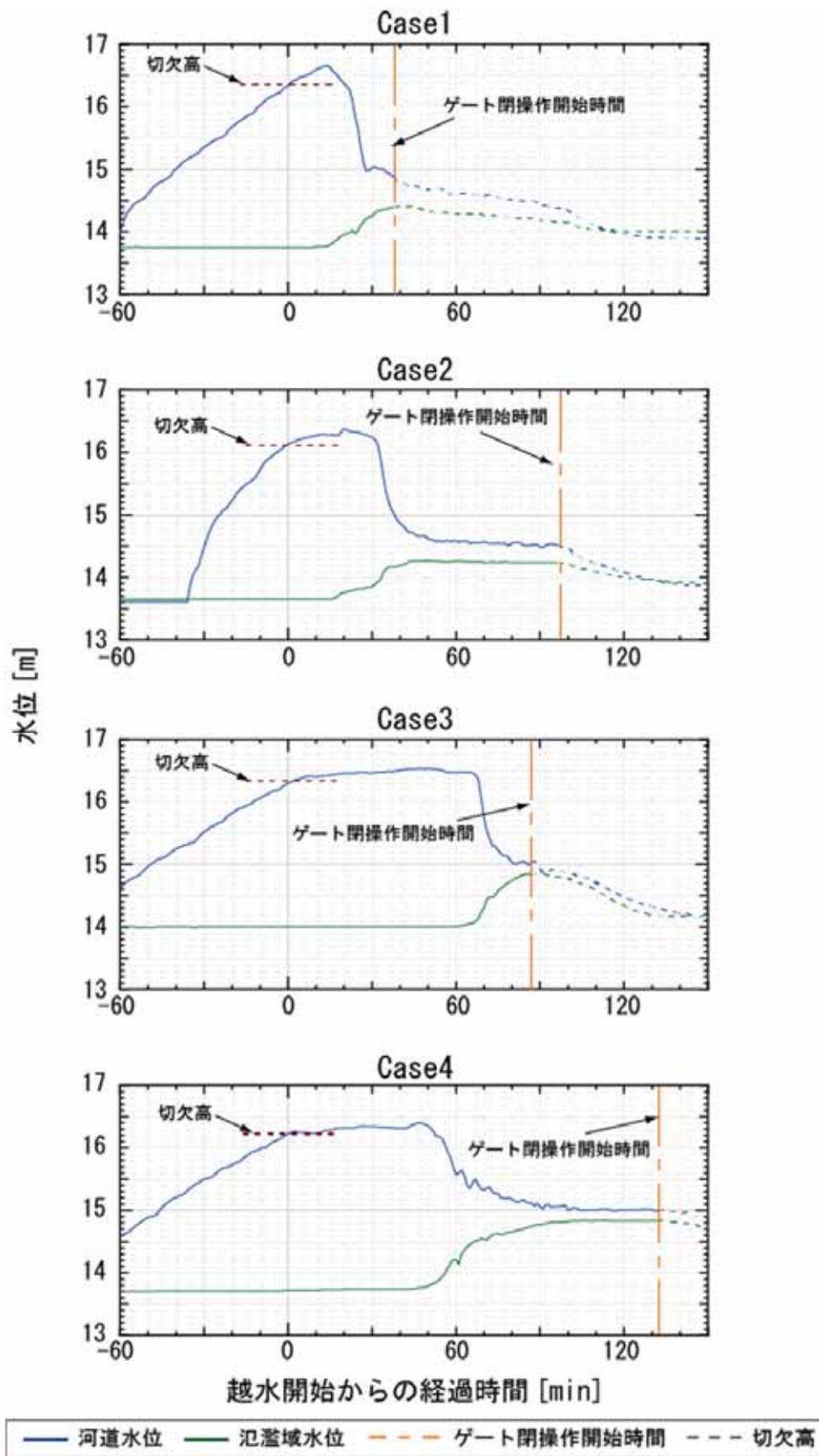


図- 58 切欠部の河道水位と氾濫域水位

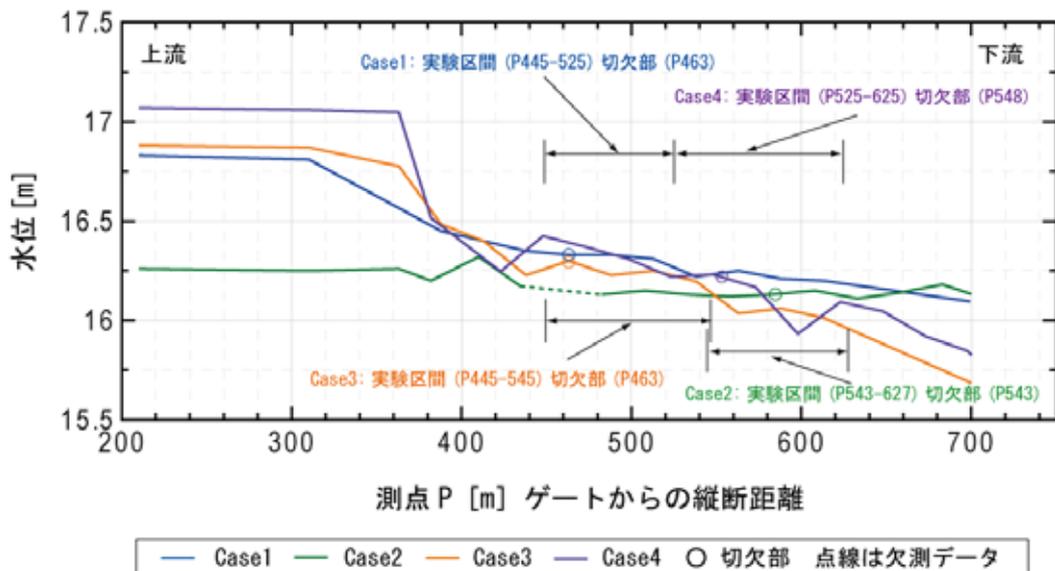


図- 59 河道縦断水位

表- 13 越水開始時の水面勾配とフルード数

	水面勾配 I	フルード数 Fr
Case1	1/1042	0.52
Case2	1/6250	0.18
Case3	1/521	0.55
Case4	1/403	0.64

図- 59 に越水開始時の河道縦断水位観測結果を示す。測点 P363～760m の間が矢板で水路幅を狭めた区間であり、この区間上流では急縮による堰上げがあるため、表- 13 の水面勾配 I は水面変動が安定した区間の平均値をとった。

Case1 では、測点 P310 までは、水路幅縮小に伴う堰上げの影響により水面勾配が小さく、切欠部(測点 P463)に向かって徐々に水位は低下し、水面勾配 I が約 1/1000 でほぼ安定している。

Case2 では、下流端の堰上げ施設によりフルード数 Fr を他のケースの半分程度としており、切欠部周辺では、水位差がほとんど見られない状況となっている。

Case3 では、Case1 と同様に、測点 P310 までは、水路幅縮小に伴う堰上げの影響により水面勾配は小さく、切欠部(測点 P463)に向かって徐々に水位は低下し、水面勾配 I が約 1/500 で、安定している。

Case4 では、Case1 と同様に、測点 P310 までは、水路幅縮小に伴う堰上げの影響により水面勾配は小さく、切欠部(測点 P548)に向かって徐々に水位は低下し、水面勾配 I が約 1/400 で安定している。

c) 流量観測結果

破堤区間の上下流の流量観測結果を図- 60 に示す。

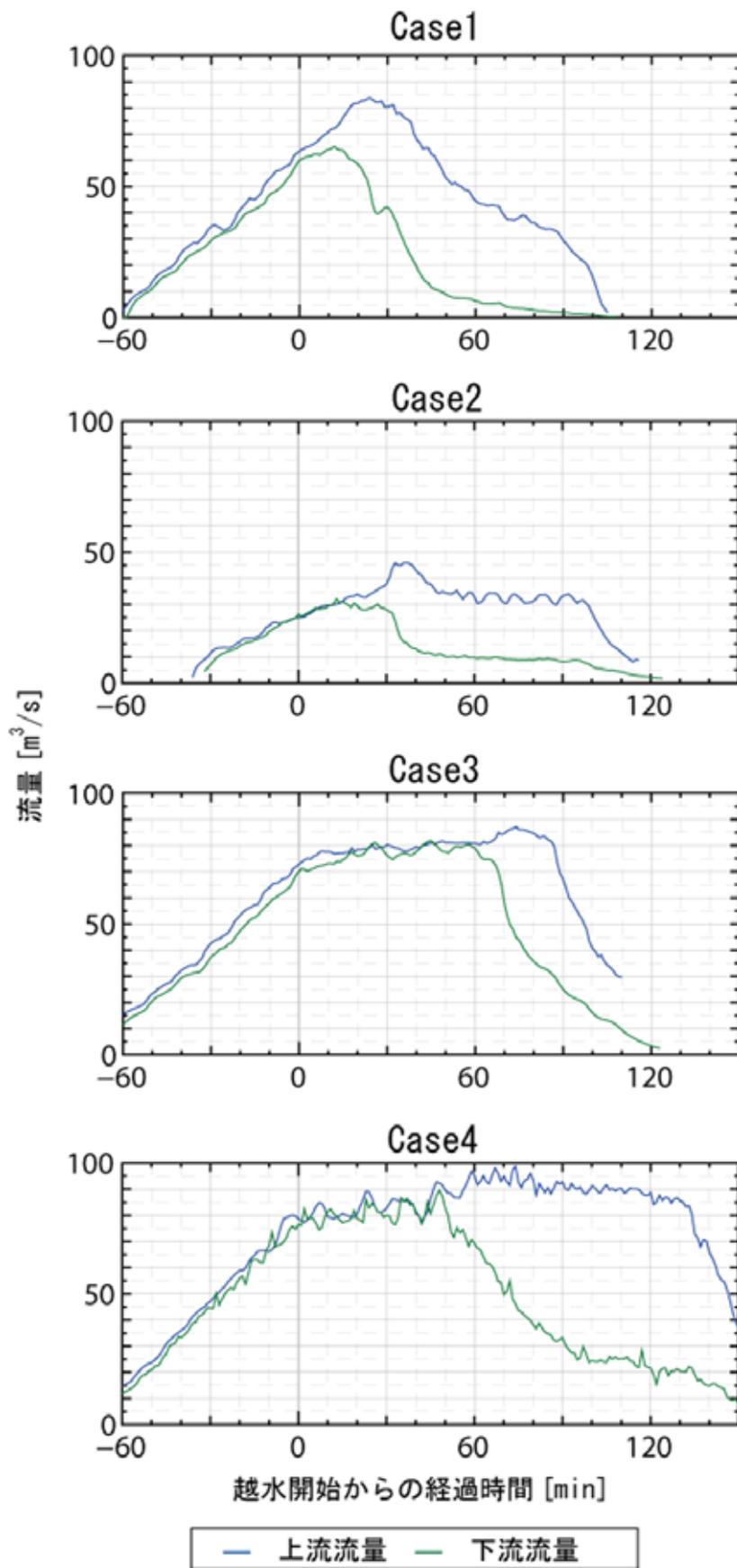


図- 60 破堤実験区間の上下流の流量

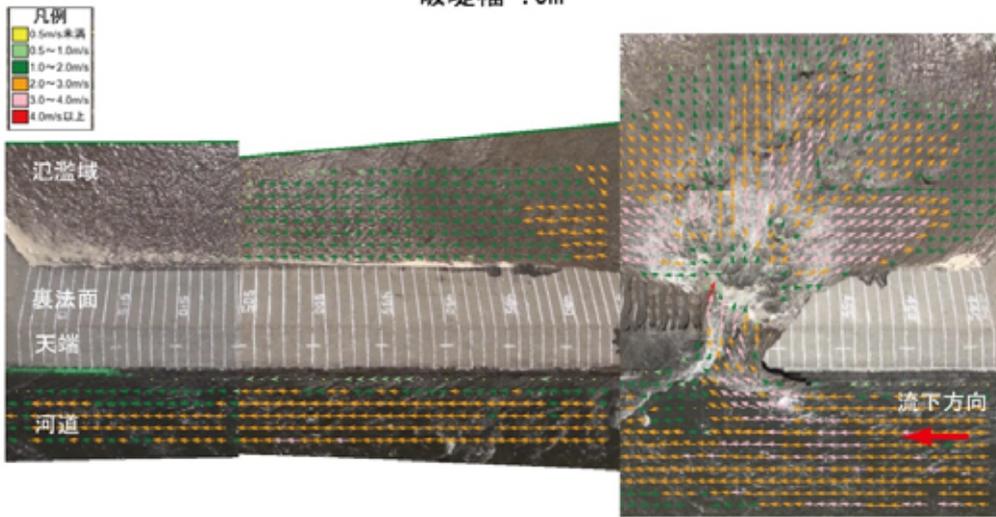
d) 流況観測結果

図- 61～図- 64 に各ケースの PIV (Particle image velocimetry) 流況観測結果を示す。すべてのケースにおいて、破堤初期では、破堤口からの氾濫流は河道流に対して大きな影響を与えることなく、破堤口のごく近傍で河道から氾濫域側に向かう流れが見られる程度である。破堤拡幅が進行すると、例えば Case1 (破堤幅 40m)、Case3 (破堤幅 17m) の流向を見てみると、河道内の流れのかなりの割合が氾濫域側に向かっている。

Case2 では、他のケースに比べて水面勾配が緩く流量・流速が小さいため、初期の破堤幅 5m 程度では、破堤口近傍の河道の上下流から氾濫域側への流れがみえ、このとき上下流方向にほぼ対称に破堤が拡幅している。

Case4 では、初期の破堤幅 5m 程度では、氾濫流が上流方向に向いているが、これは他ケースに比べて天端幅が広いいため、破堤口の下流側にぶつかった流れが上流に向くためと考えられる。

破堤幅 ≒ 5m



破堤幅 ≒ 40m

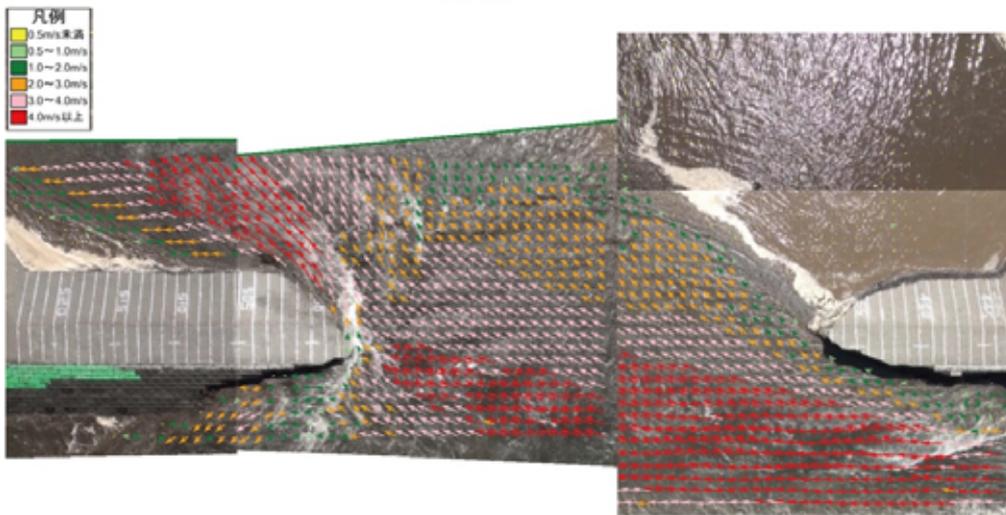
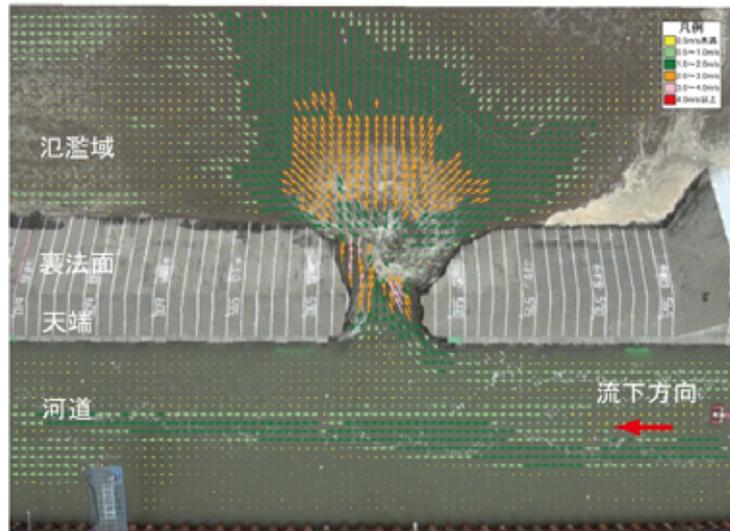


图- 61 PIV 解析結果 (Case1)

破堤幅 ≒ 5m

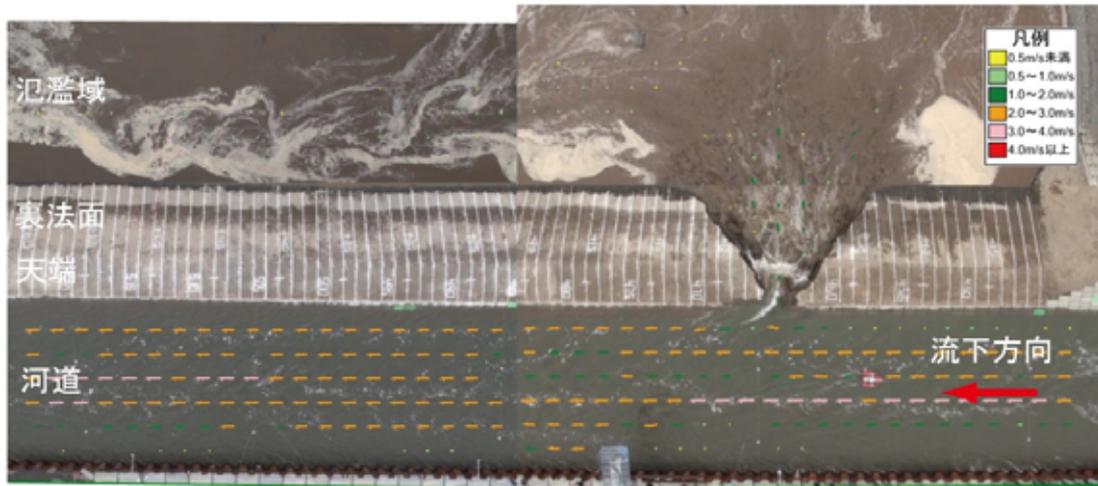


破堤幅 ≒ 25m



圖- 62 PIV 解析結果 (Case2)

破堤幅≒5m



破堤幅≒17m

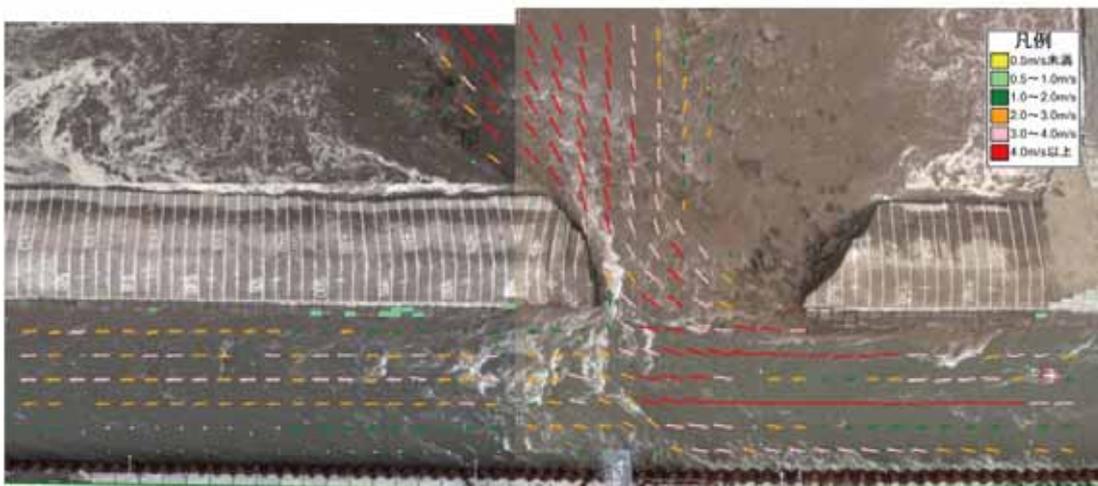
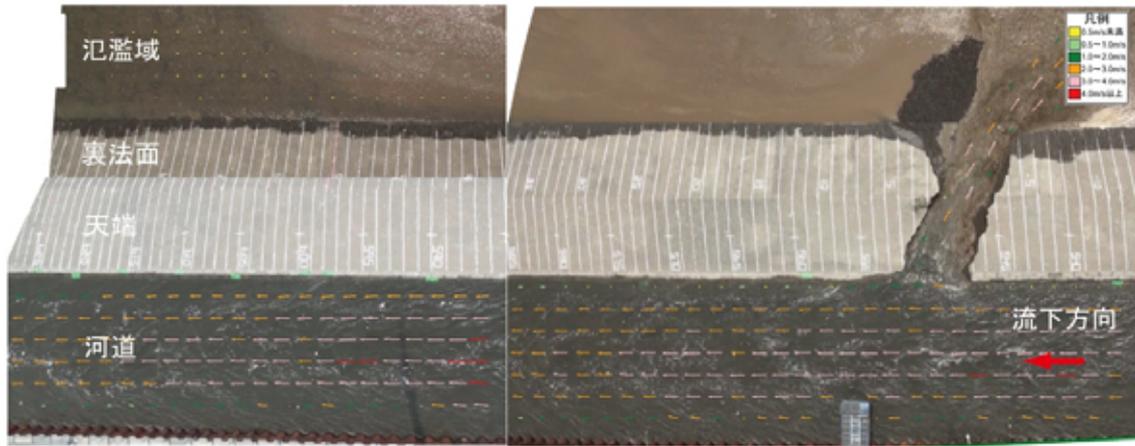


圖- 63 PIV 解析結果 (Case3)

破堤幅 ≒ 5m



破堤幅 ≒ 30m

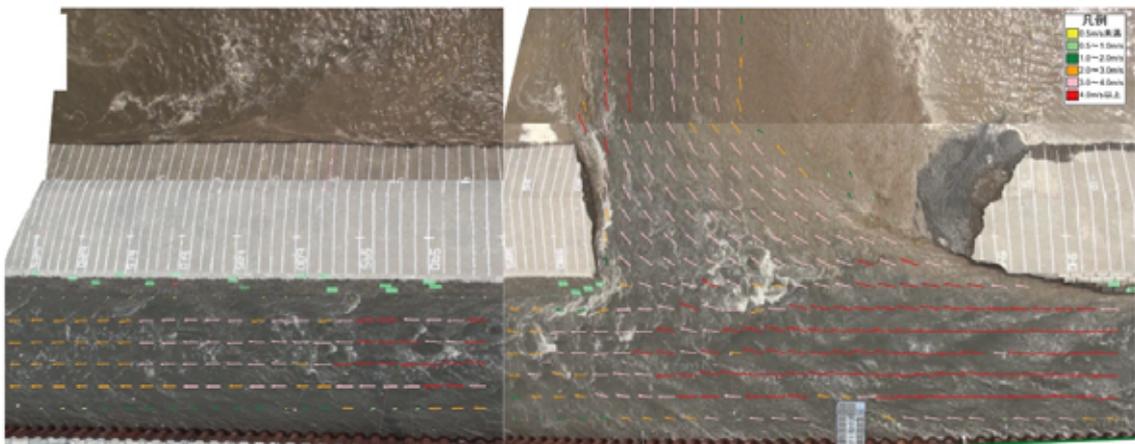


图- 64 PIV 解析結果 (Case4)

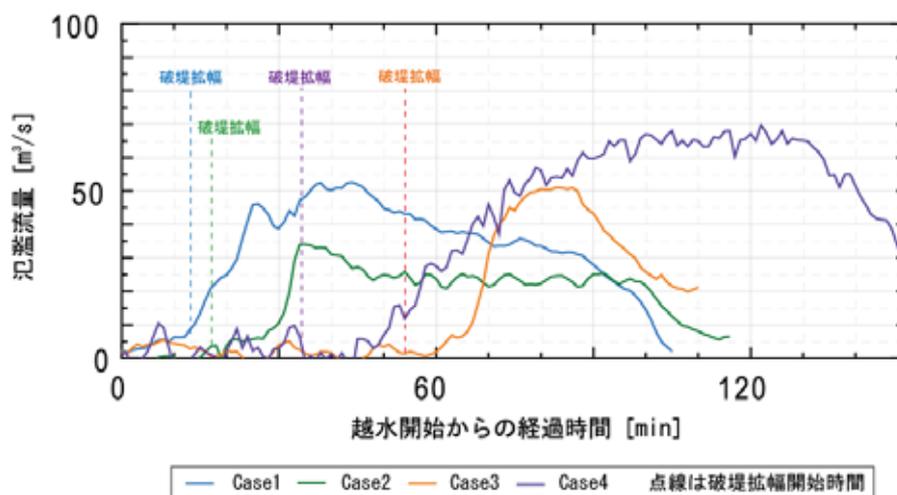


図- 65 氾濫流量

e) 氾濫流量

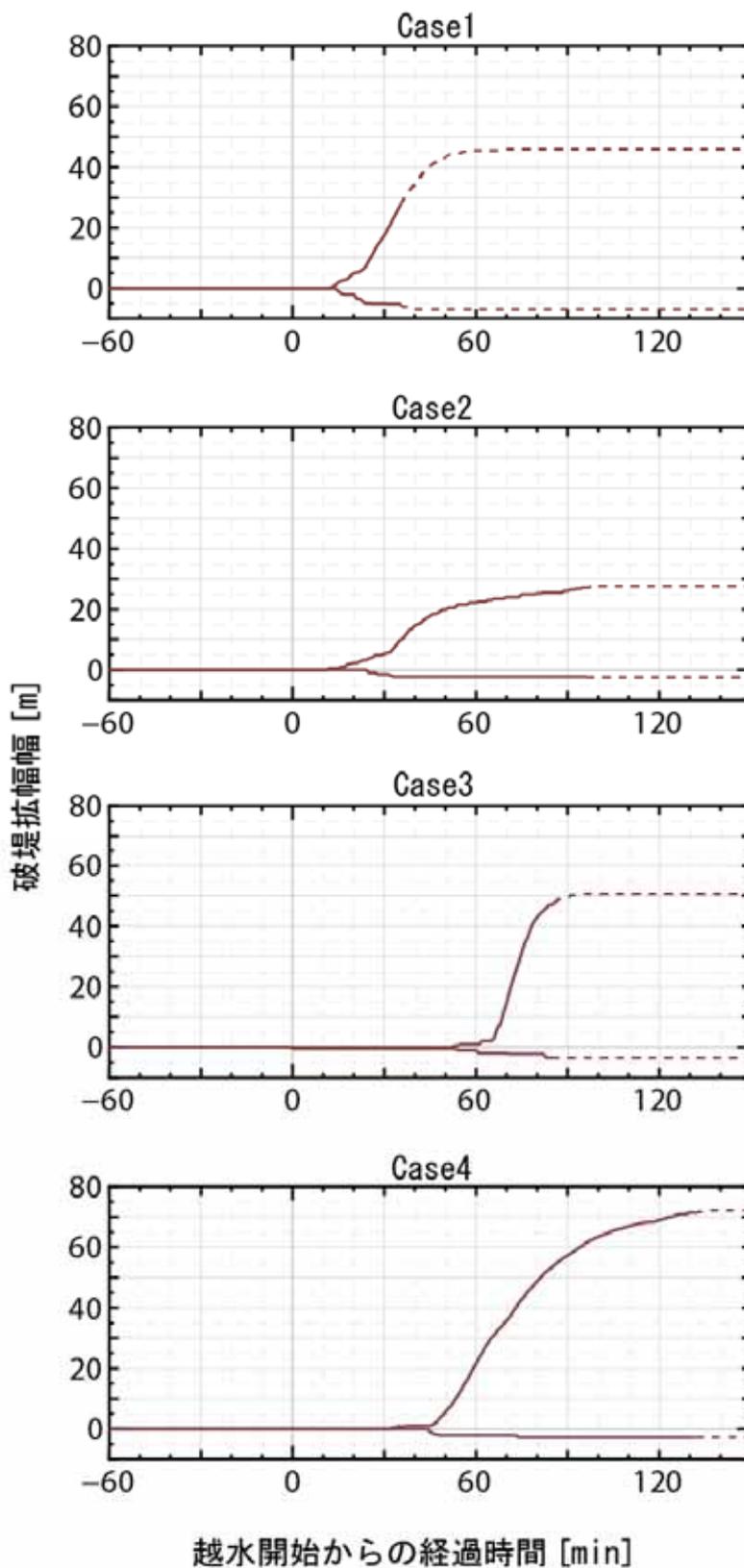
図- 65 に氾濫流量を示す。氾濫流量については、破堤区間の上下流流量及び実験区間内の河道貯留量のつり合いから算出した。これは、上下流の観測地点の距離が長く、実験ハイドロの伝播に時間差があることや、破堤後は急速に実験区間内の水位が低下し、河道貯留量の時間変化が氾濫流量に与える影響を無視できないためである。

各ケースとも越水初期段階では氾濫流量はほとんど増加していないが、破堤拡幅が始まると氾濫流量の増加が始まる。その後、氾濫流量がピークに達した後、各ケースで差はあるものの、ほぼ一定の流量を保って推移する。最後は、実験終了に伴いゲート閉操作を開始したことにより、通水量の低下が始まっている。

図- 66 に動画から求めた堤体天端の破堤拡幅幅を示す。越流開始直後は裏法面や天端の侵食が先行するため、破堤拡幅には至っていないが、一旦破堤拡幅が始まると、天端の拡幅は急速に進行することが分かる。

ここで、氾濫流量がほぼ一定で推移している間も、破堤拡幅は進行しており、この要因を以下のように推定する。

図- 67 に一例として Case3 の破堤部の流況図、図- 68 に破堤部の流況模式図を示す。流況は河道全体から開口部に向かって流れ、堤体開口部の下流端にぶつかる流れの主流幅は流速 $4\text{m}^3/\text{s}$ 以上となっており、この流れの速い幅を破堤拡幅が進行する時の主流幅と定義する。破堤幅が約 30m まで達すると、主流幅は破堤全幅の半分以下となり、破堤幅が約 50m まで達しても、主流幅はそれほど変わっていないことが見られる。これは、破堤拡幅が進行しても氾濫流が破堤口の全幅を流れるのではなく、破堤口の下流側に一定幅の主流が見られ、破堤口の上流側には流速の小さい範囲(死水域)が発生する。この主流が堤体にぶつかり、下流方向への堤体侵食と氾濫域の土砂堆積を繰り返しながら破堤が下流方向に進行する。このとき、主流幅もほぼ一定を保ちながら下流に移動するため、氾濫流量がほぼ一定に近づくと考えられる。



— 動画からの読取りによって求めた天端の破堤拡幅幅 [m] (+ は下流・- は上流)
 点線はゲート閉操作開始以降

図- 66 破堤進行過程

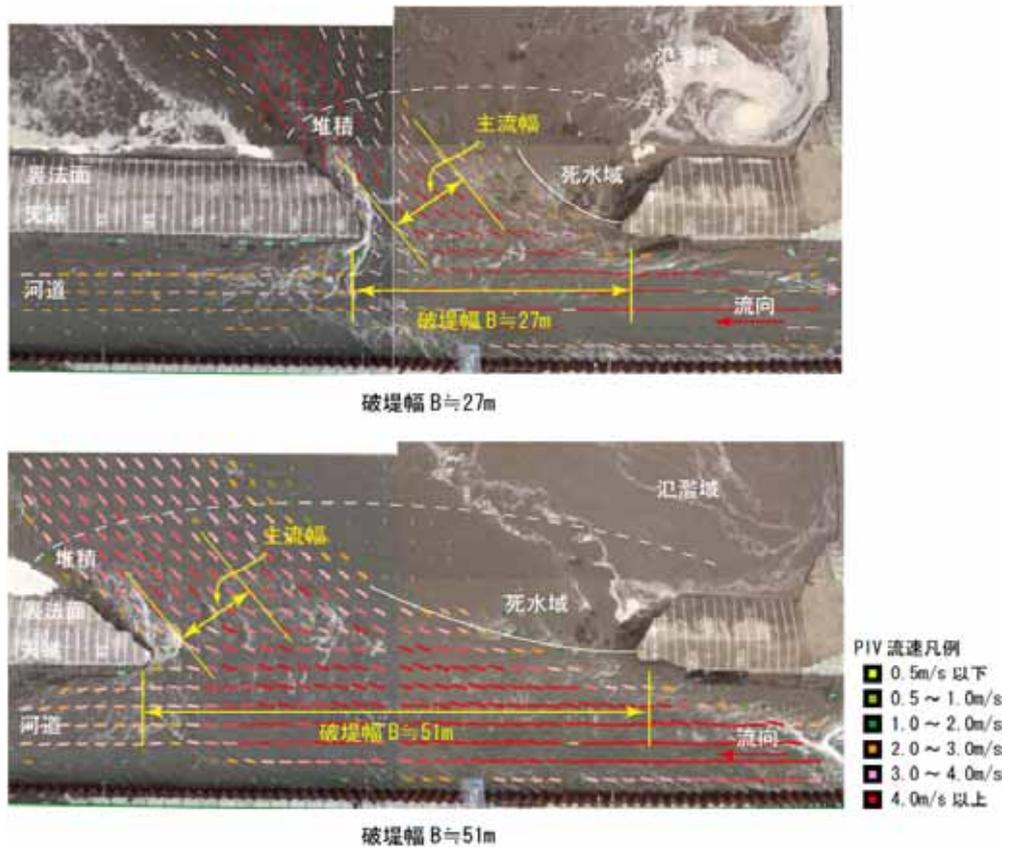


図- 67 破堤部の流況 (Case3)

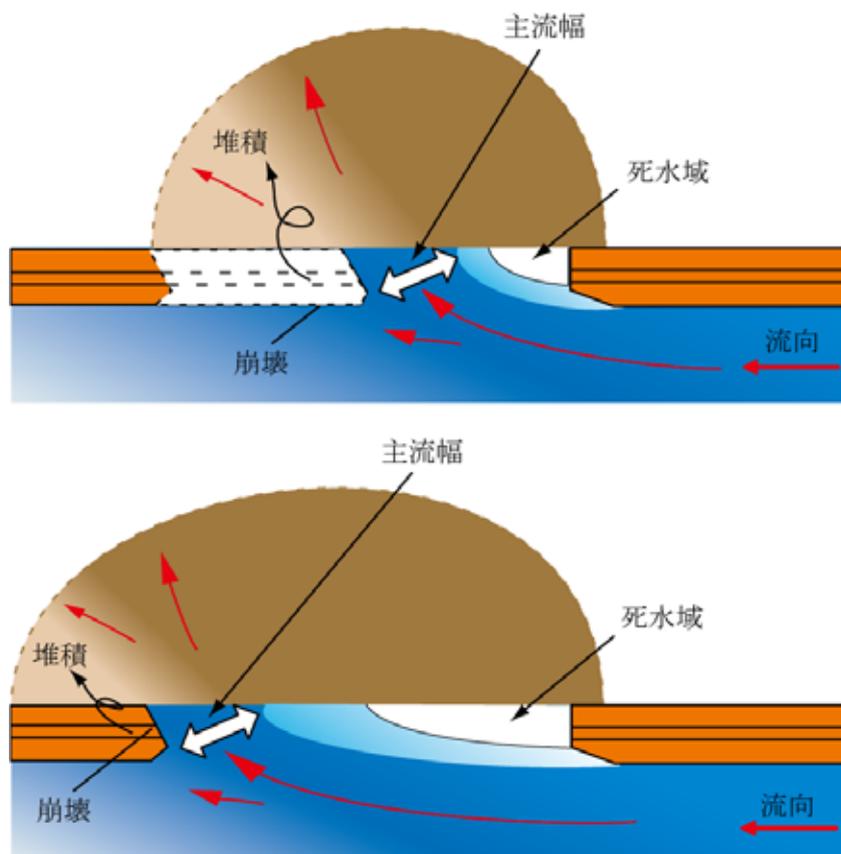


図- 68 破堤部の流況模式図

f) 破堤進行過程

・破堤拡幅開始前

図- 69～図- 76 に、加速度センサーの記録から推定した堤体横断面(切欠部)及び堤体平面における破堤進行過程を示す。どのケースにおいても越水開始後、裏法面の侵食、天端の裏法肩から表法肩へ侵食が拡大していく。そして表法肩まで侵食が進行した後、上下流方向へ破堤拡幅が始まる。この現象は第6章や第7章でも述べており、越水開始から破堤拡幅開始までは、予備実験で実施した正面越流や氾濫域が狭い横越流実験と同様の現象である。

・破堤拡幅開始後

図- 77 に、真上から撮影した動画から読み取った堤体天端中央の破堤拡幅幅と加速度センサーの流出時刻から求めた堤体基盤近くや地盤の破堤拡幅幅の比較を示す。これにより、堤体断面内の崩壊状況の違いを検討する。

堤体基盤や地盤近くの部分も含めた破堤拡幅進行過程について、Case1～3 は堤体の天端部分と基盤に近い部分の崩壊がほぼ同時に進行しているが、Case4 は基盤に近い部分が顕著に遅れて進行している。また、堤体断面内の侵食状況の違いについては、概ね裏法側が先行して侵食し、それに遅れる形で表法側が侵食し、破堤拡幅が進行する傾向が見られる。なお、天端幅が広いCase4については、裏法側から表法側の順に侵食するが、それに遅れる形で中央部が侵食されている。

Case1

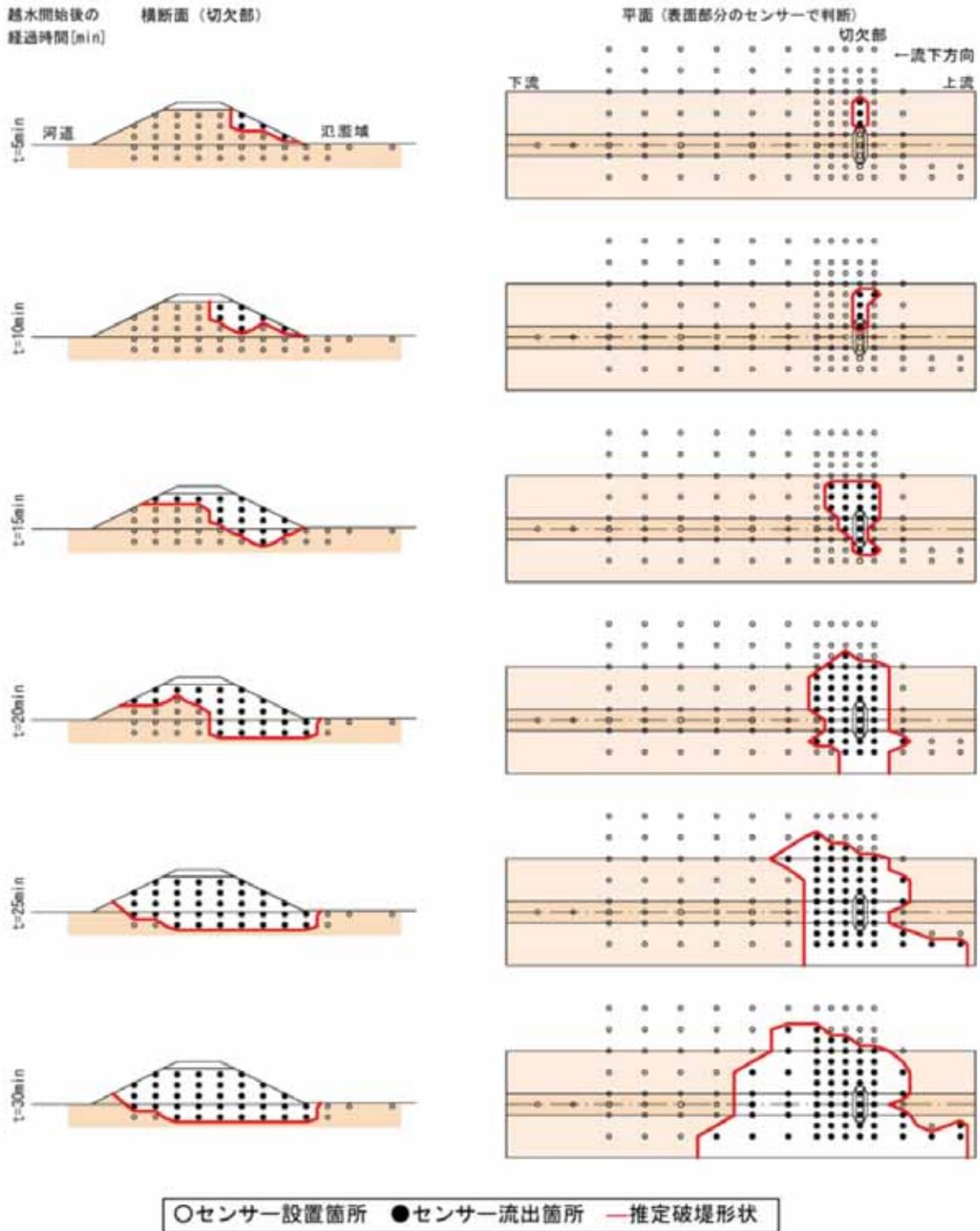


図- 69 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case1) (1)

Case1

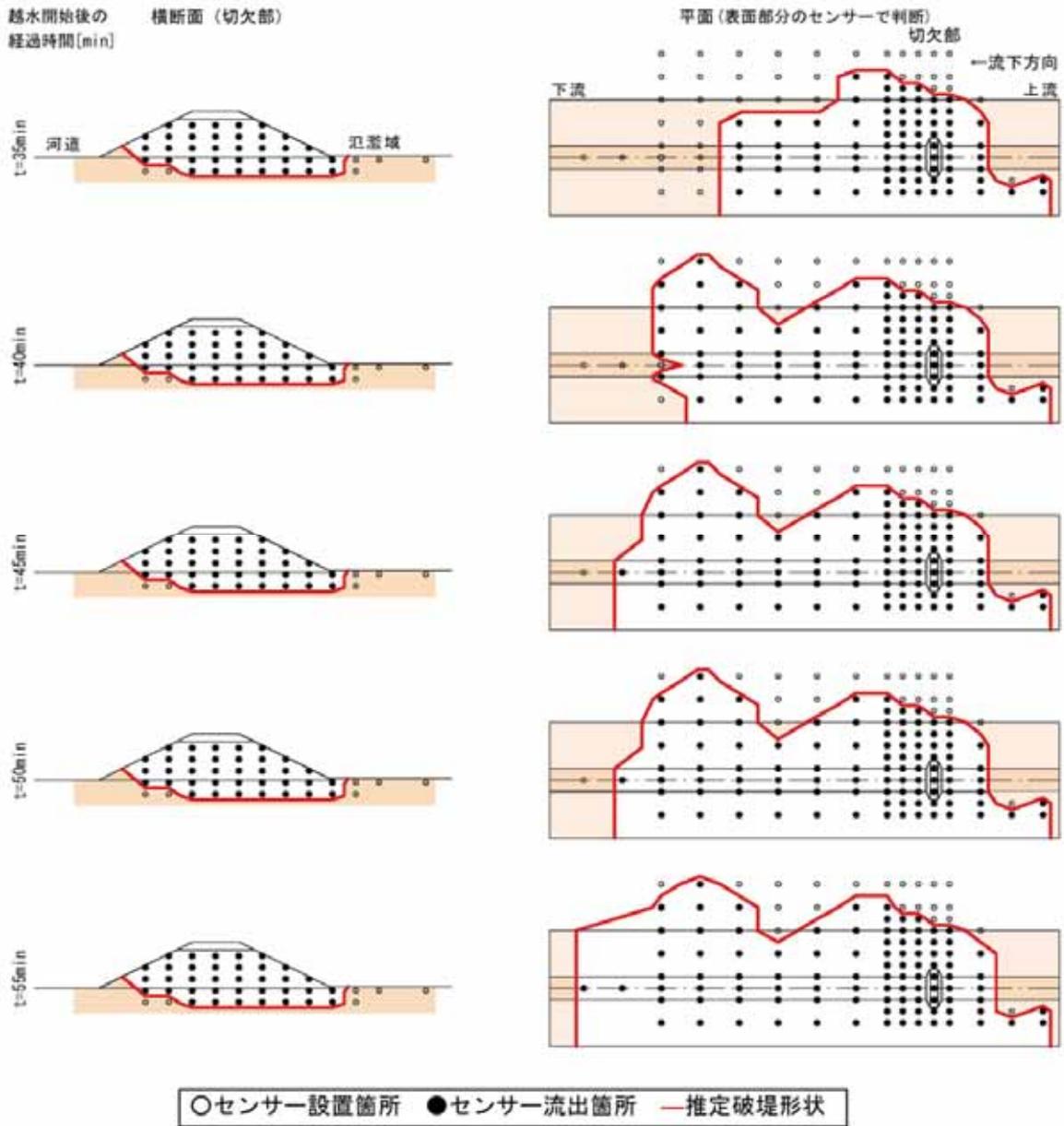


図- 70 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case1) (2)

Case2

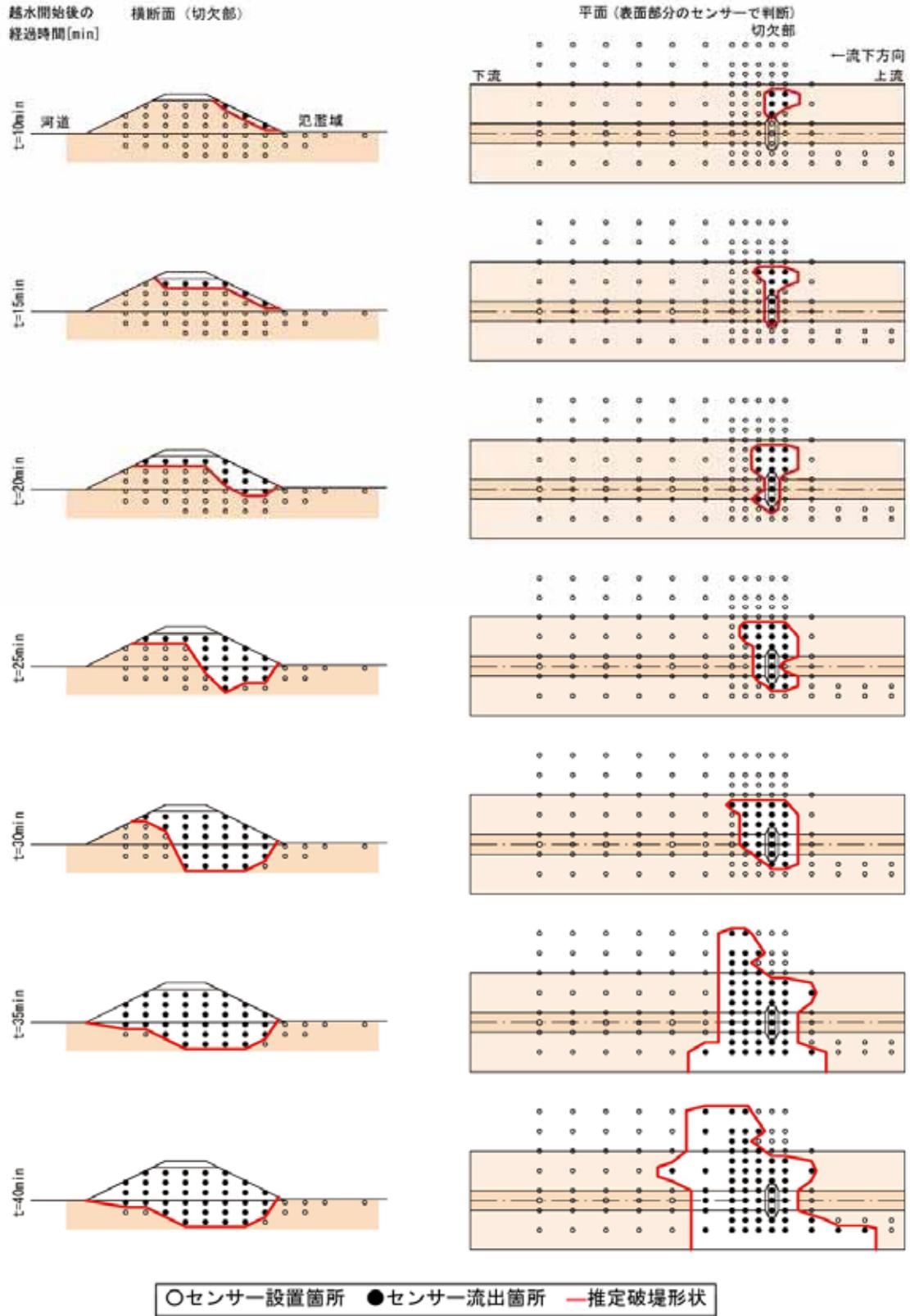


図- 71 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case2) (1)

Case2

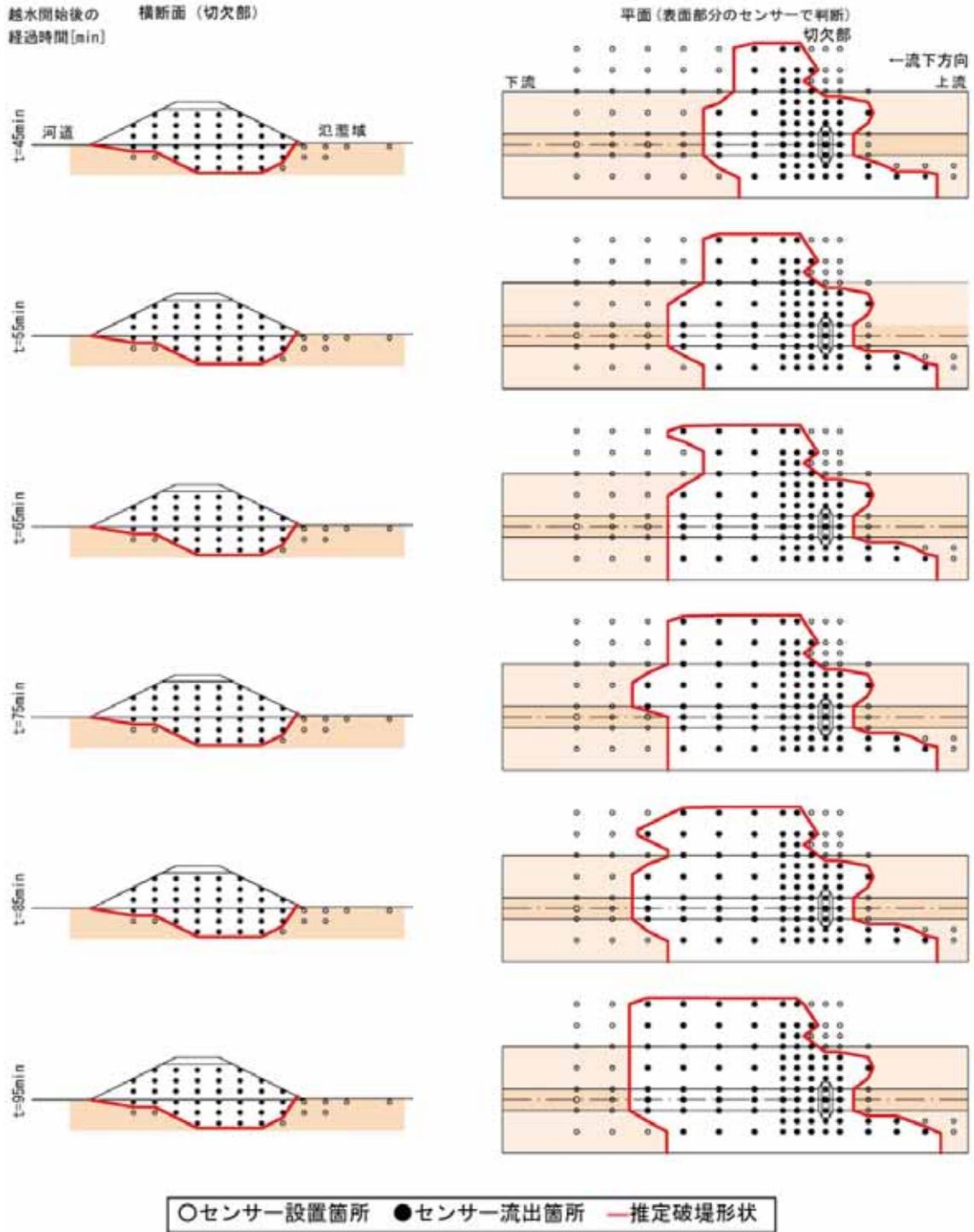


図- 72 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case2) (2)

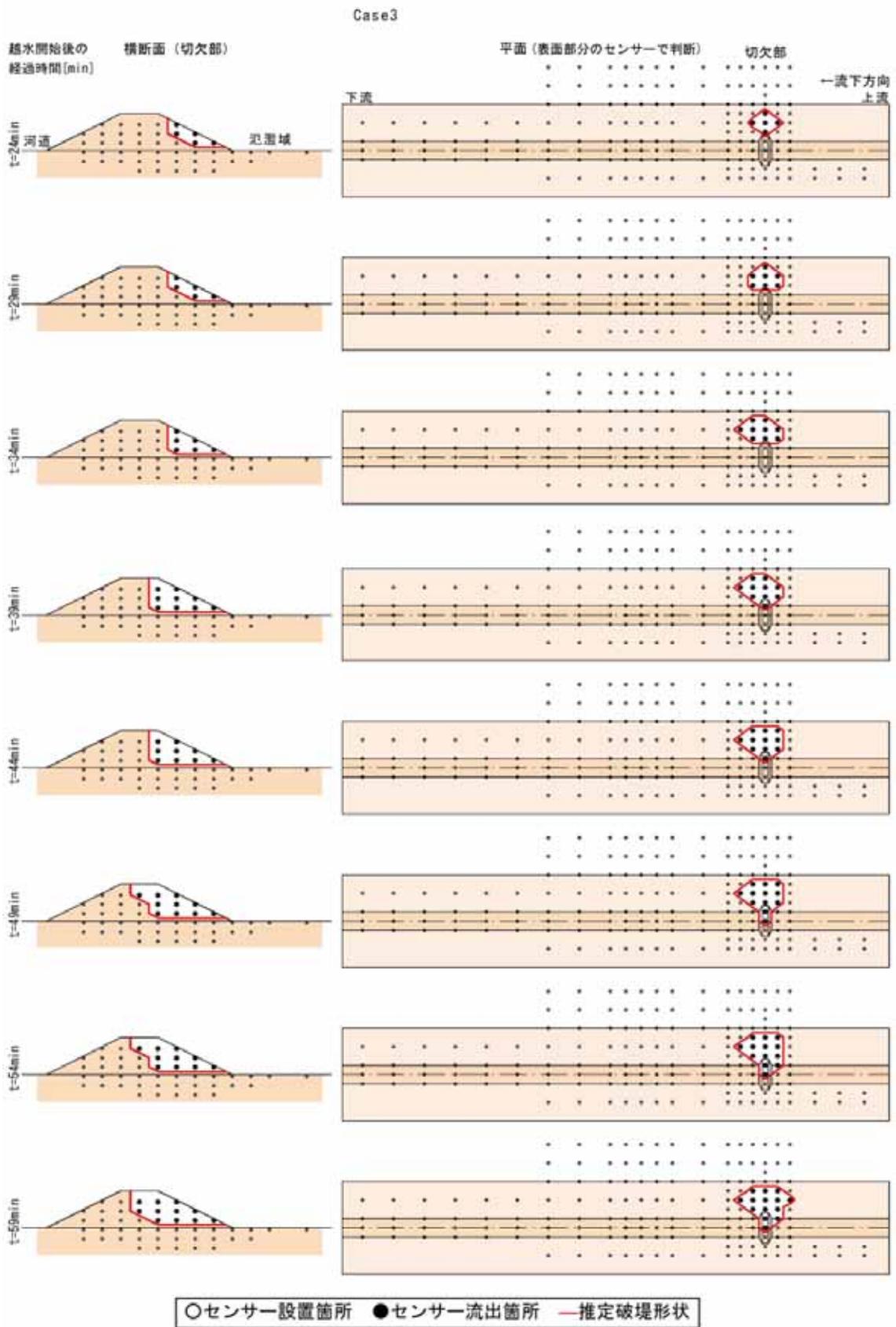


図- 73 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case3) (1)

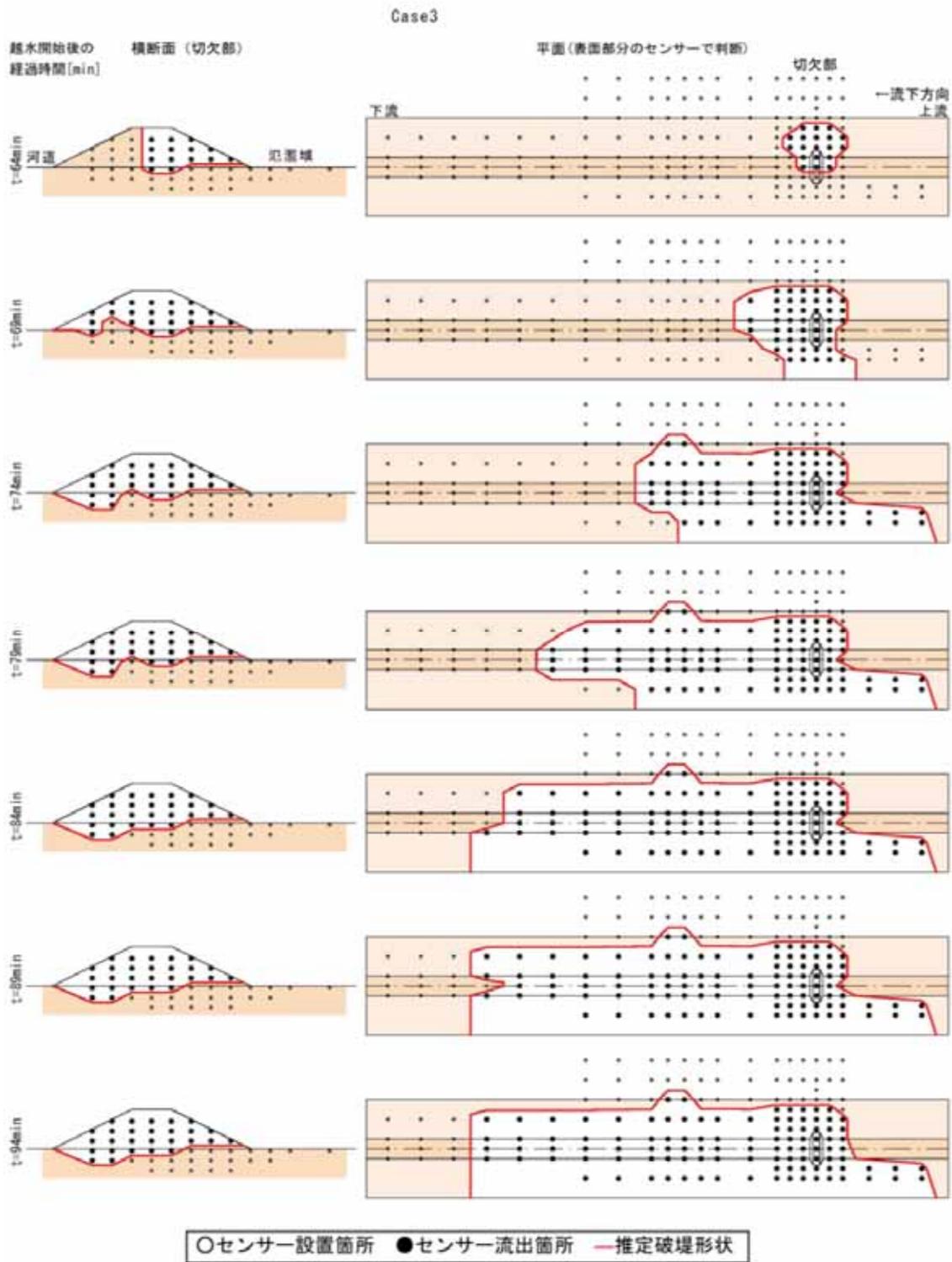


図- 74 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case3) (2)

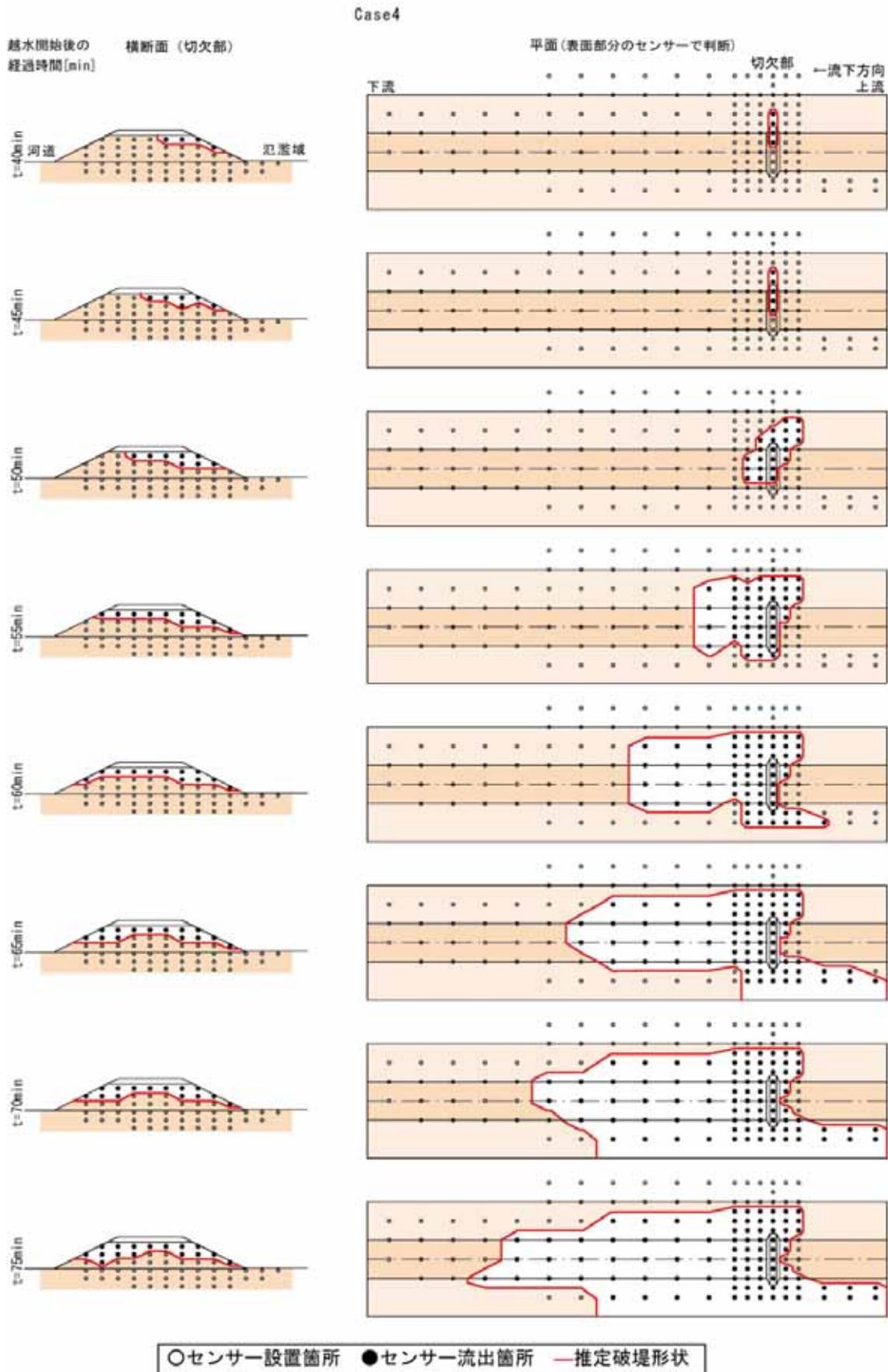


図- 75 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case4) (1)

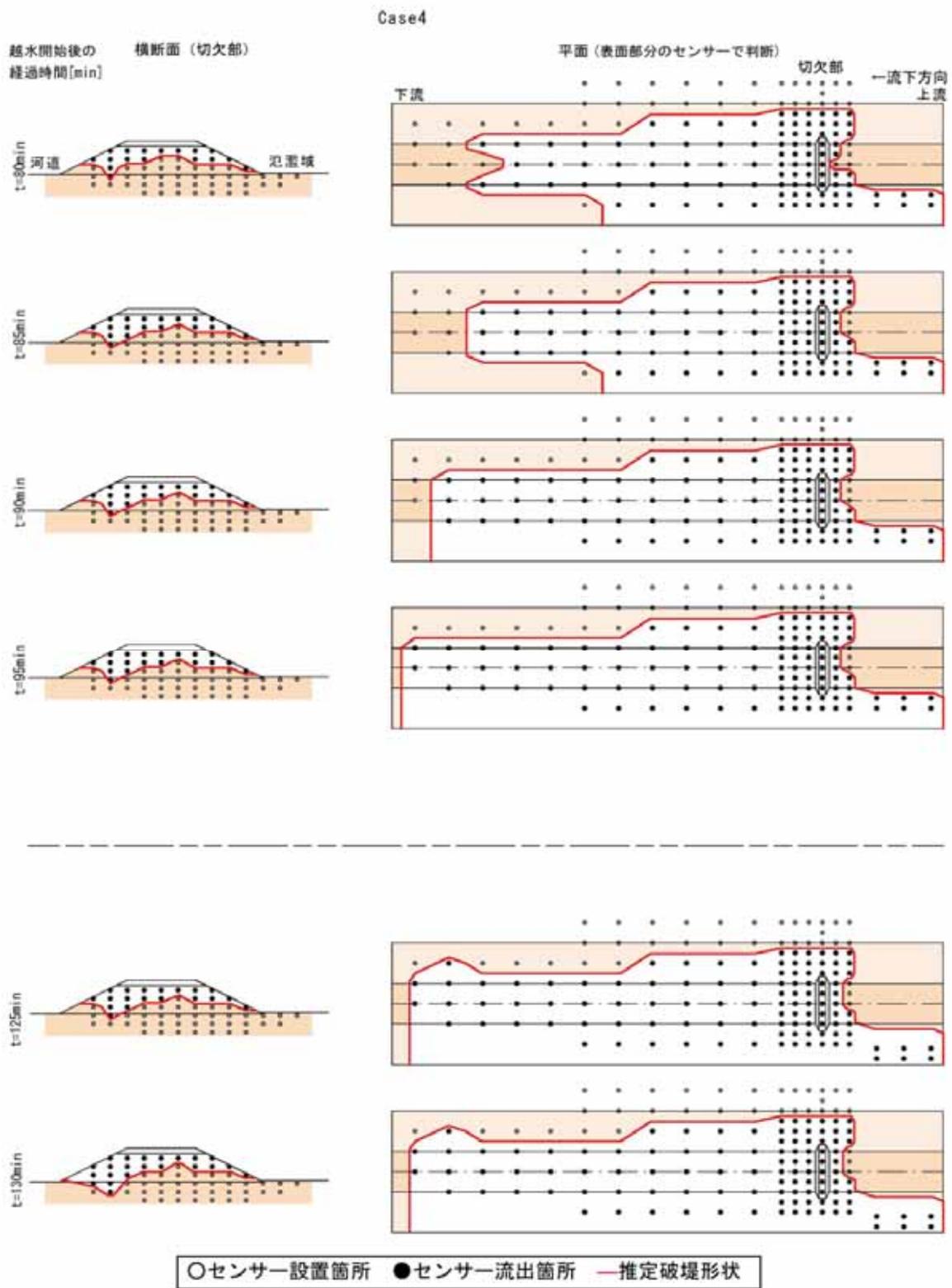
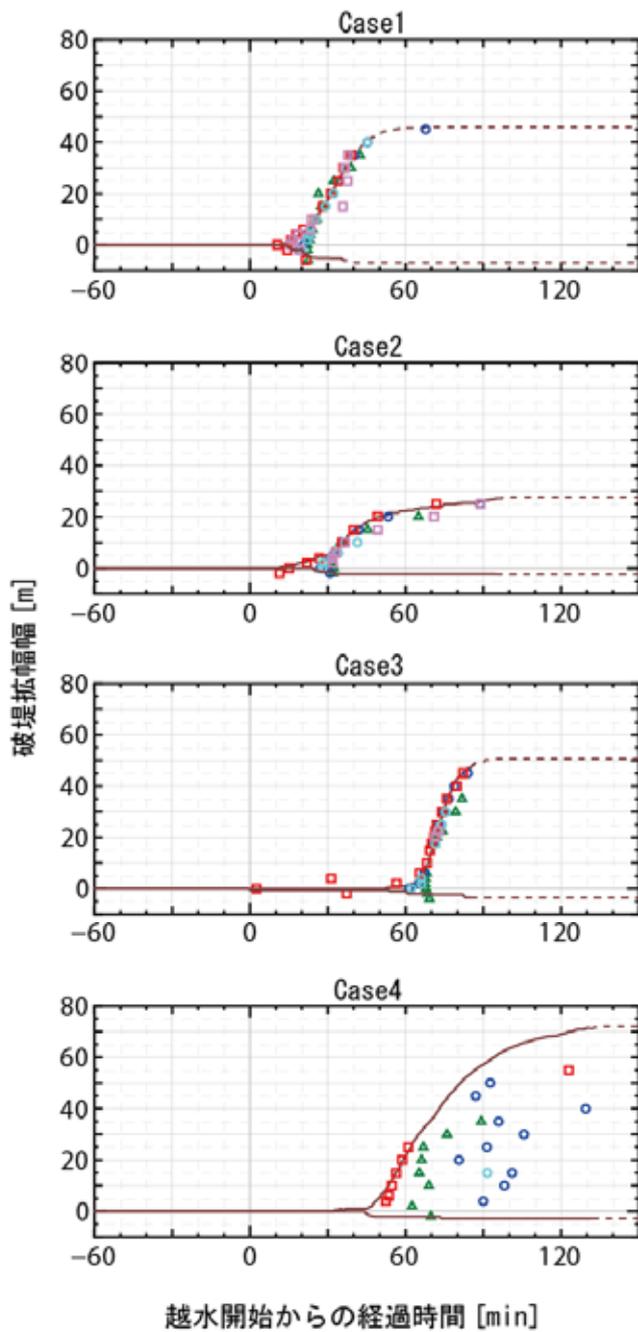
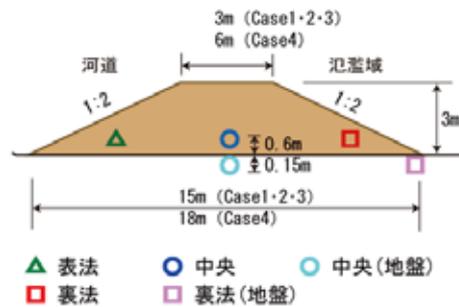


図- 76 加速度センサー記録を用いた破堤進行過程の推定 (case4) (2)



加速度センサー配置図



△○□ センサー流出時間

— 動画からの読取りによって求めた天端の破堤拡幅幅 [m] (+ は下流 ・ - は上流)

点線はゲート閉操作開始以降

図- 77 破堤拡幅進行過程

g) 通水終了後の地形

図- 78～図- 81 は通水終了後の河道・氾濫域の地形について、3次元レーザースキャナ、及び洗掘箇所 の 堪水部ではトータルステーションを用いて計測した結果である。

各ケースとも破堤部上流の河床が大きく洗掘されているが、これは河道の流れが破堤開口部に向かって一気に流れ込むことにより、洗掘されたと考えられる。また、氾濫域の形状より、土砂が流出し、氾濫域に広く分散していることが分かる。

Case1 は、破堤部開口形状は裏法側が下流側へ斜め形状に大きく削れている。また、落ち掘れの最大洗掘深の発生箇所は、破堤開口部下流端の裏法尻近傍にある。

Case2 では、Case1 と同様に破堤部開口形状は裏法側が下流側へ斜め形状に大きく削れ、落ち掘れの最大洗掘深の発生箇所は、破堤開口部下流端の裏法尻近傍にある。

Case3・4 では、破堤部開口形状は裏法側が大きく開いた八の字をしており、落ち掘は発生していない。

図- 82～図- 85 に破堤進行中の代表的な破堤幅の時点における河道水位・氾濫域水位とともに、通水前後の河道平均河床高、堤体天端中央の縦断的な崩壊状況、実験中の最大洗掘深を示す。

実験前後における河道中央部の平均河床高は、それぞれ約 1.2m, 0.4m, 1m, 1.2m の河床低下となった。天端中央部における最大洗掘深は、それぞれ約 2.0m, 2.2m, 0.8m, 0.2m であった。

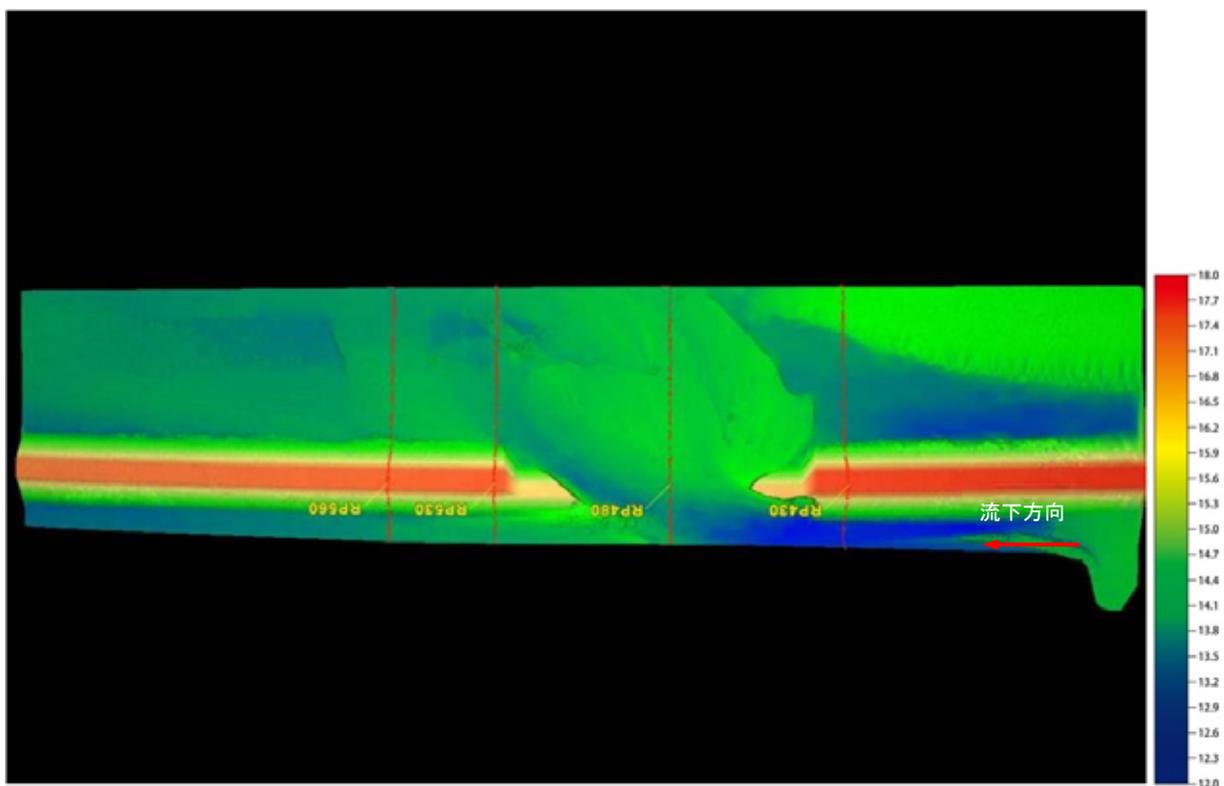
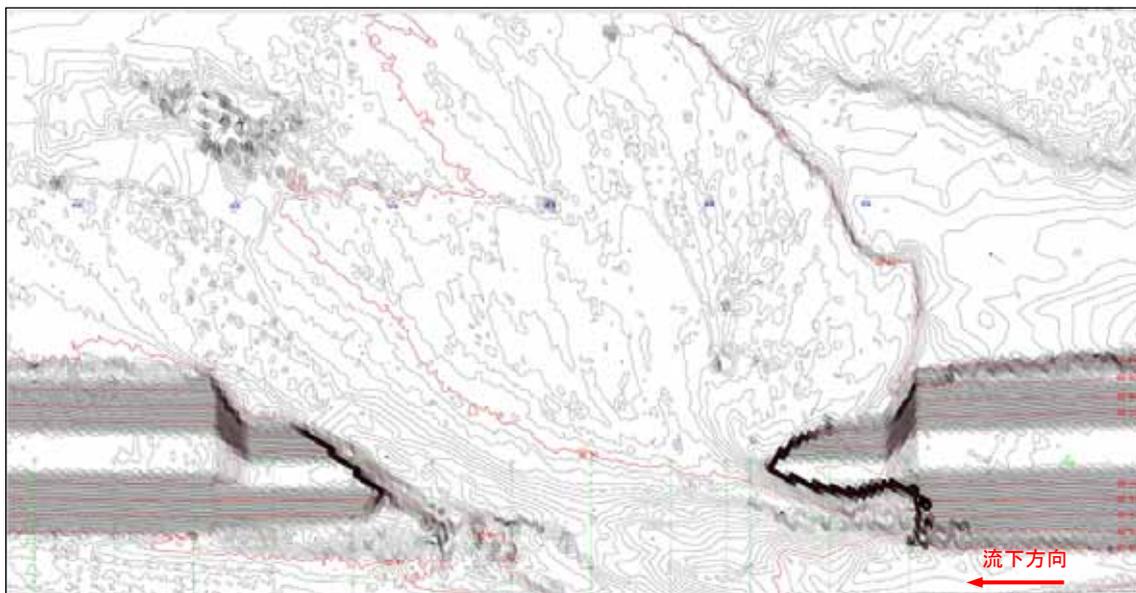


図- 78 通水終了後の河道・氾濫域の地形形状 (Case1)

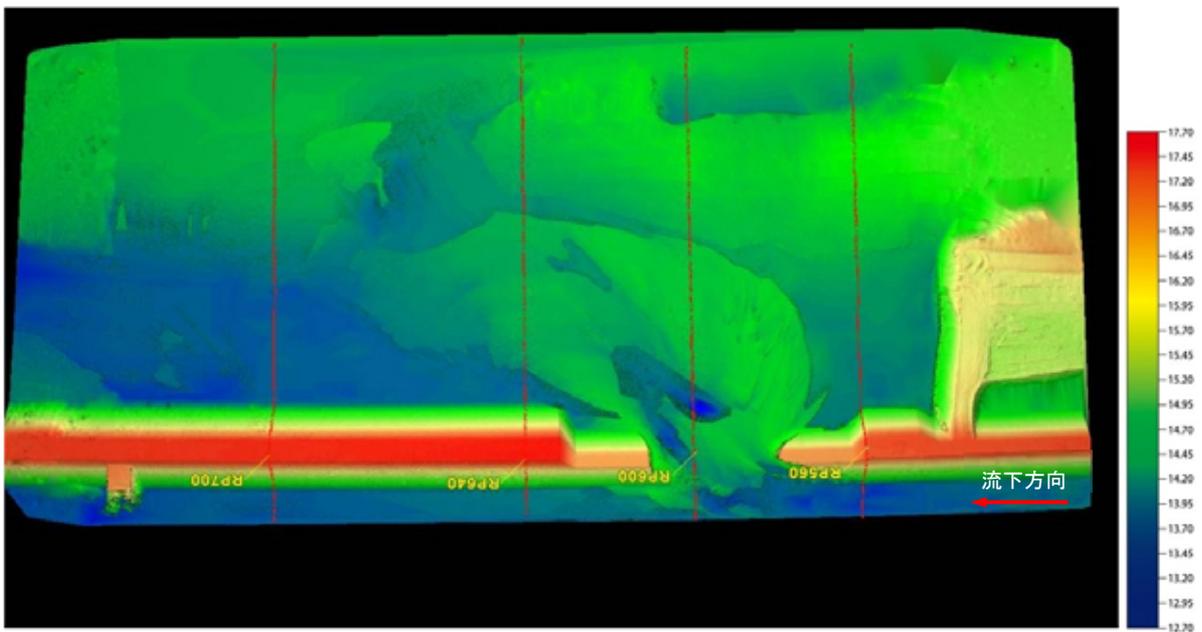
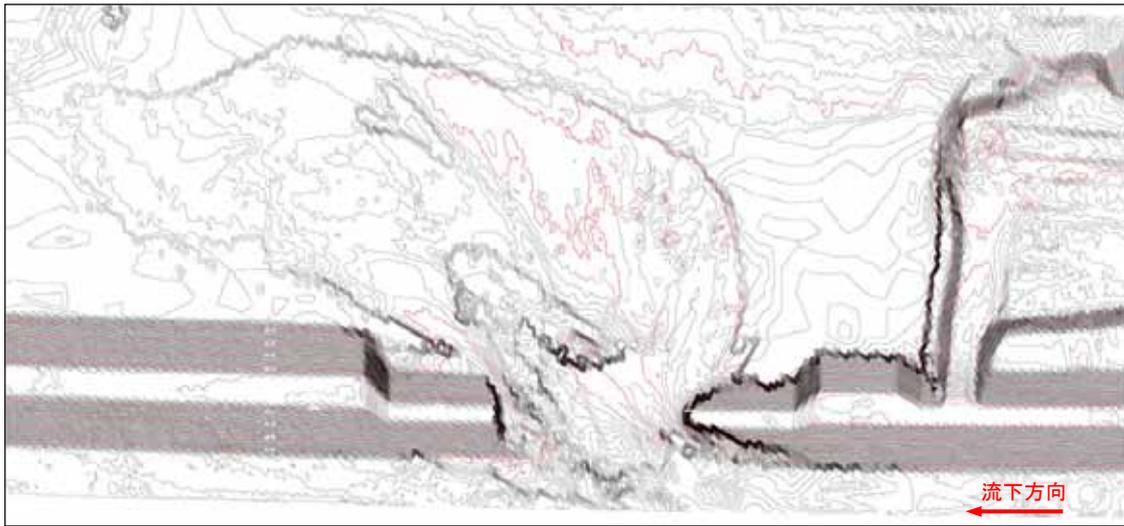


図- 79 通水終了後の河道・氾濫域の地形形状 (Case2)

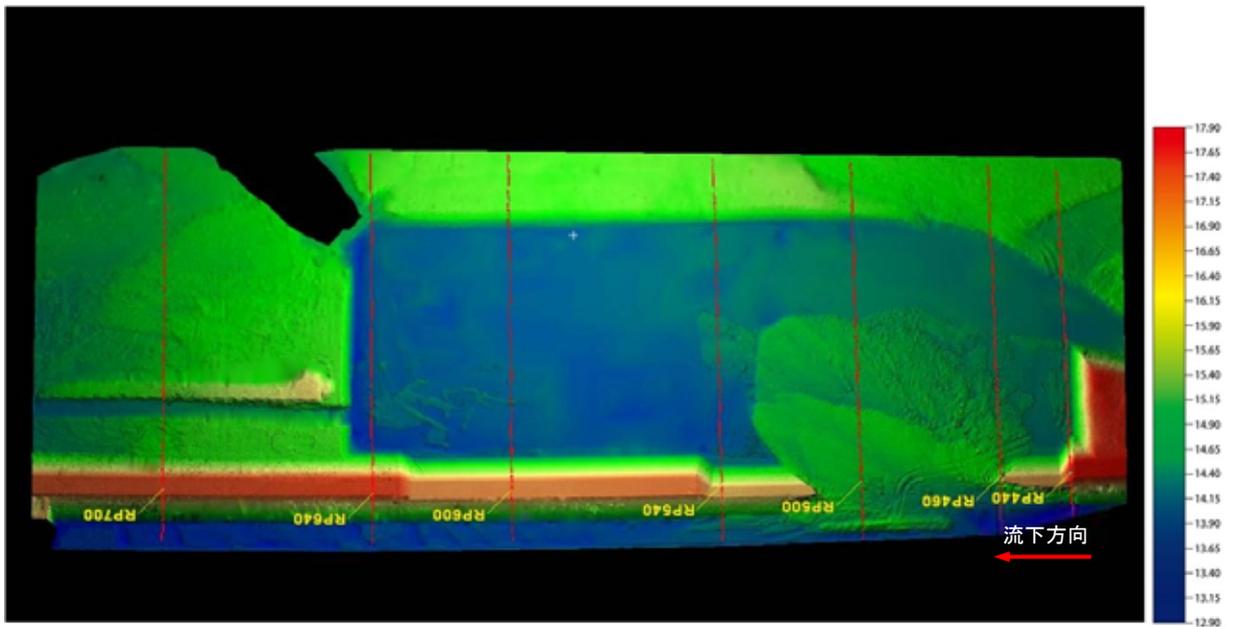
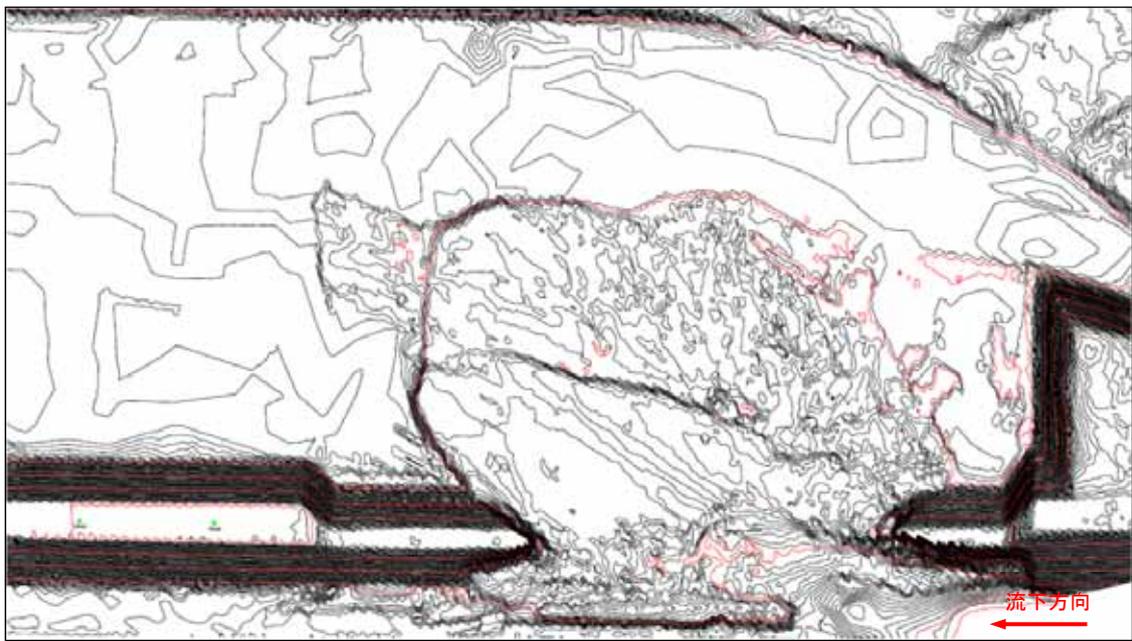


図- 80 通水終了後の河道・氾濫域の地形形状 (Case3)

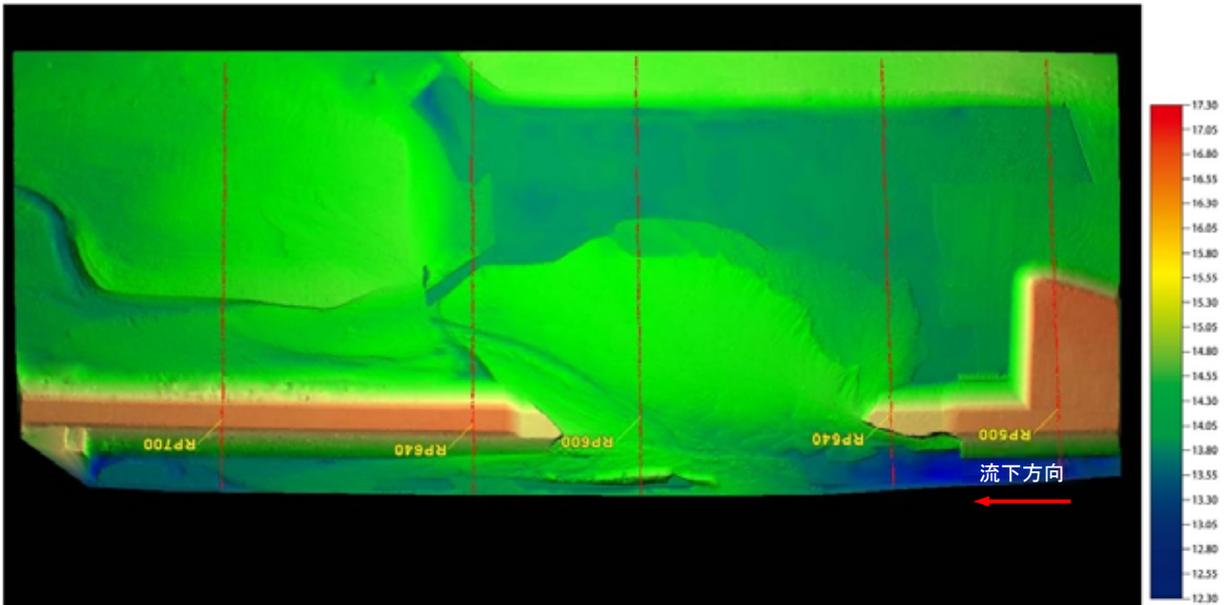
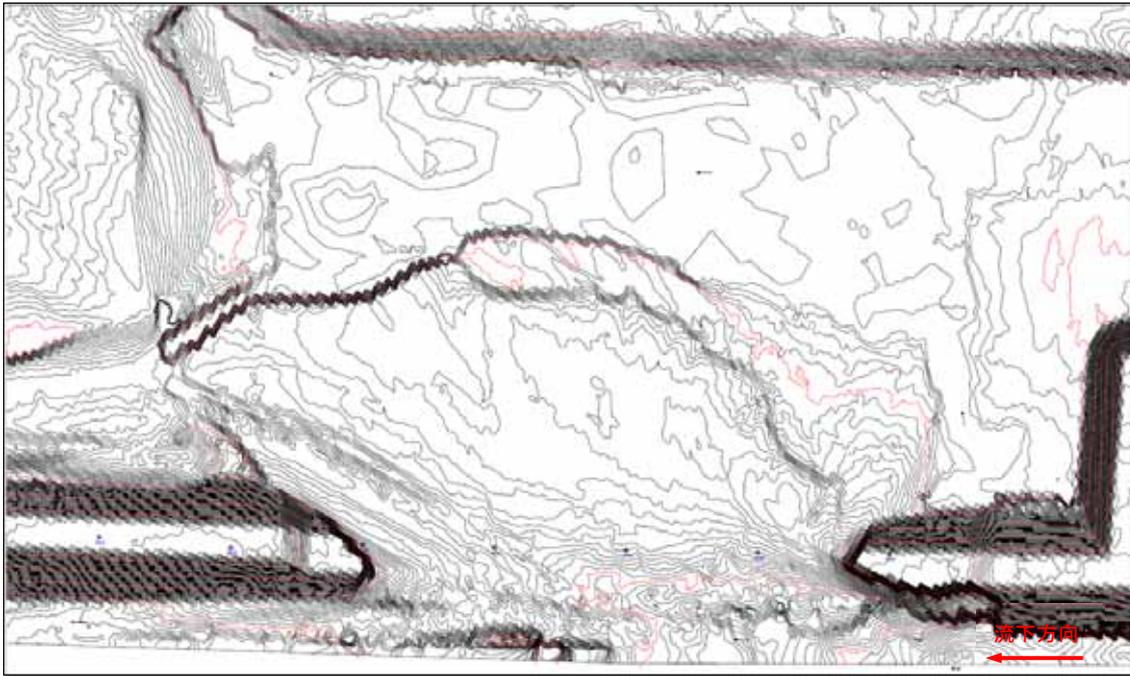
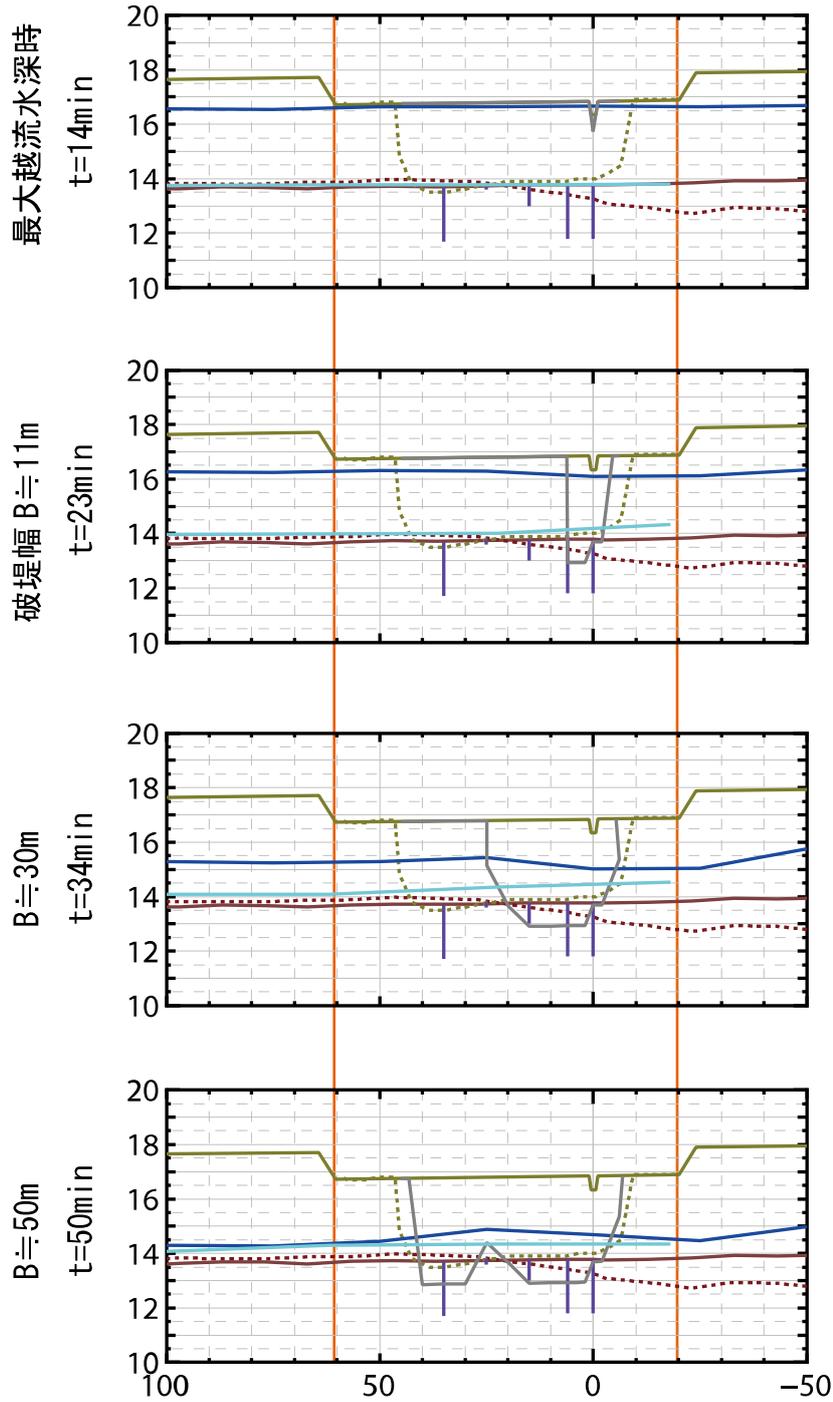


図- 81 通水終了後の河道・氾濫域の地形形状 (Case4)

Case1

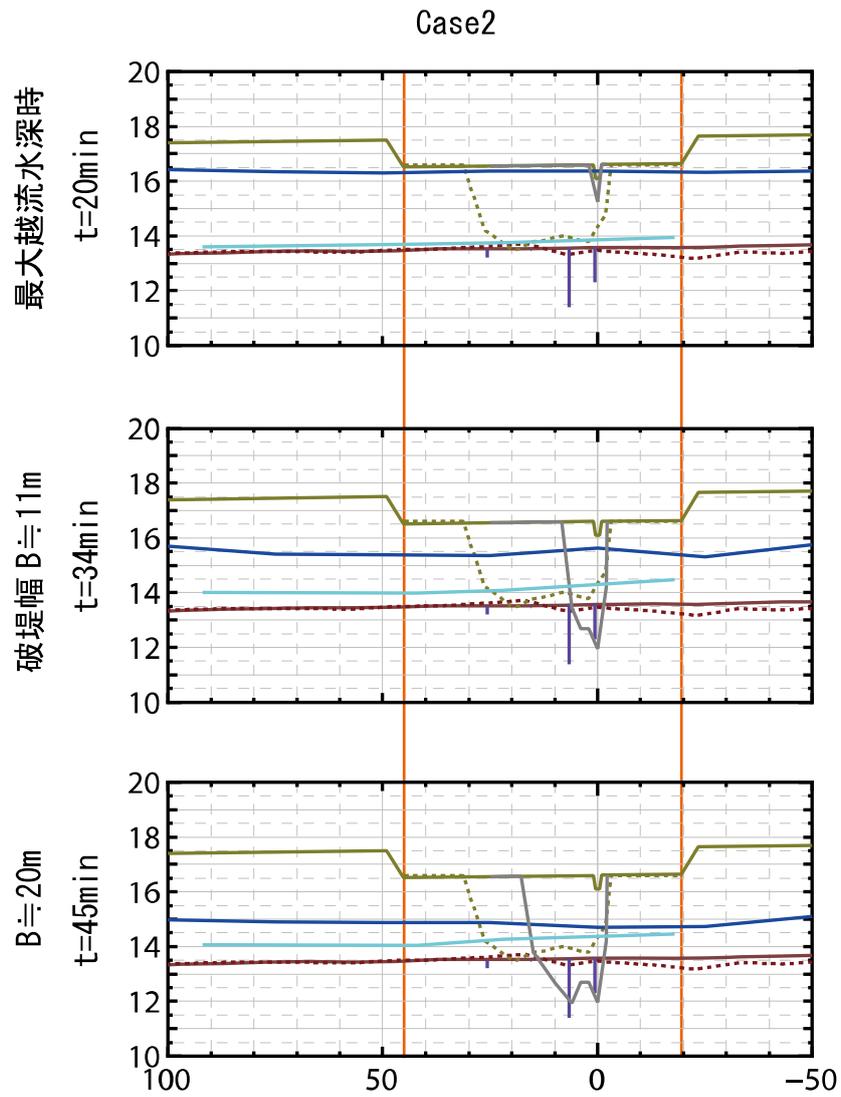


横軸；縦断距離 [m] (切欠部 0. 下流方向へプラス. 上流方向へマイナス)

縦軸；水位 [m]

- 堤体天端中央形状 (実験前)
- - 堤体天端中央形状 (実験後)
- 河道中央河床高 (実験前)
- - 河道中央河床高 (実験後)
- ┆ 堤体天端中央最大洗掘深
- 河道水位
- 堤体天端中央形状
- 氾濫域水位
- ┆ 破堤実験区間

図- 82 通水前後の縦断形状と時系列の水位・破堤形状 (case1)



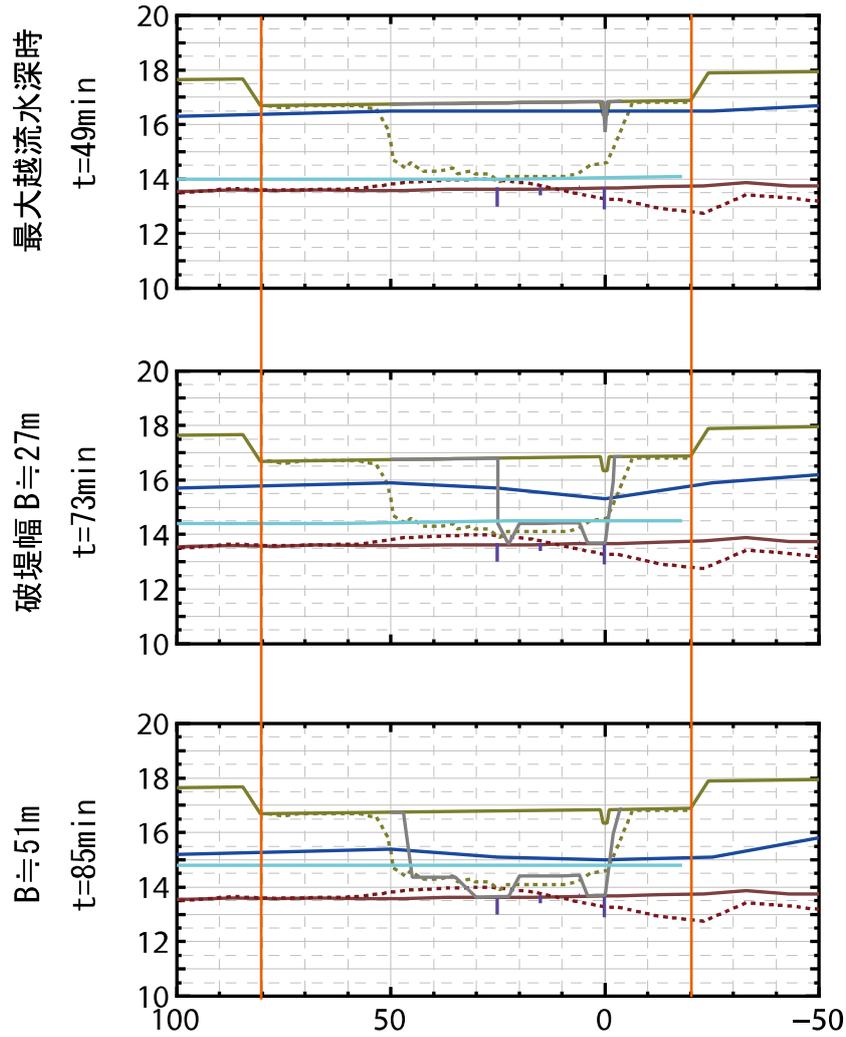
横軸；縦断距離 [m] (切欠部 0. 下流方向へプラス. 上流方向へマイナス)

縦軸；水位 [m]

- 堤体天端中央形状 (実験前) — 河道中央河床高 (実験前)
- - 堤体天端中央形状 (実験後) - - 河道中央河床高 (実験後)
- ┆ 堤体天端中央最大洗掘深 — 河道水位
- 堤体天端中央形状 — 氾濫域水位
- ┆ 破堤実験区間

図- 83 通水前後の縦断形状と時系列の水位・破堤形状 (case2)

Case3



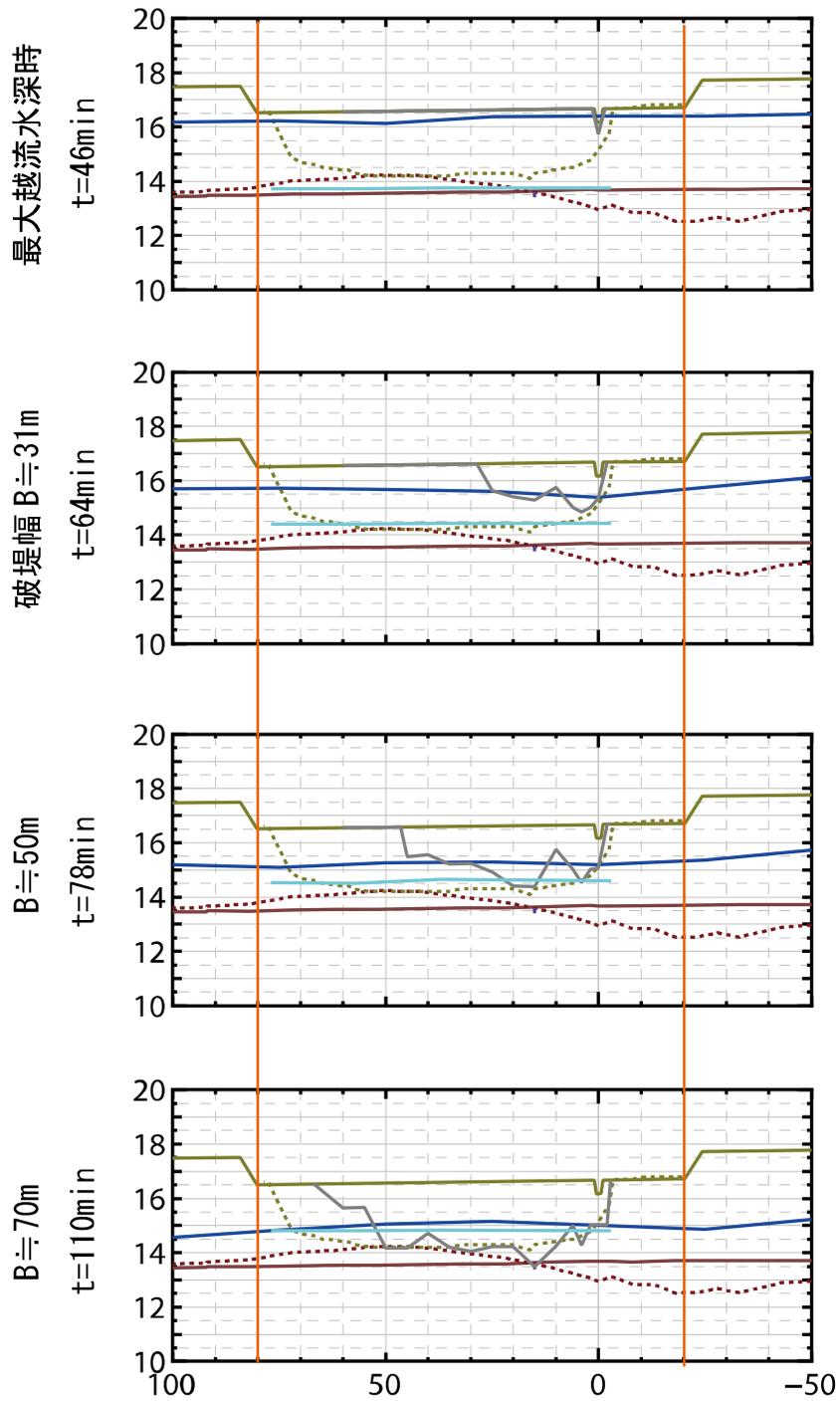
横軸；縦断距離 [m] (切欠部 0. 下流方向へプラス. 上流方向へマイナス)

縦軸；水位 [m]

- 堤体天端中央形状 (実験前)
- - 堤体天端中央形状 (実験後)
- 堤体天端中央最大洗掘深
- 堤体天端中央形状
- 破堤実験区間
- 河道中央河床高 (実験前)
- - 河道中央河床高 (実験後)
- 河道水位
- 氾濫域水位

図- 84 通水前後の縦断形状と時系列の水位・破堤形状 (case3)

Case4



横軸；縦断距離 [m] (切欠部 0. 下流方向へプラス. 上流方向へマイナス)

縦軸；水位 [m]

- 堤体天端中央形状 (実験前)
- - 堤体天端中央形状 (実験後)
- 河道中央河床高 (実験前)
- - 河道中央河床高 (実験後)
- 堤体天端中央最大洗掘深
- 河道水位
- 堤体天端中央形状
- 氾濫域水位
- 破堤実験区間

図- 85 通水前後の縦断形状と時系列の水位・破堤形状 (case4)

h) 氾濫域への土砂流出状況

破堤に伴い、堤体及び河道内の土砂が氾濫域に流出し、図- 86～図- 89 のように土砂の堆積が生じている。その土砂を採取し、流出土砂の性状を分析した。氾濫域への土砂堆積状況及び土砂採取箇所について、図- 90～図- 93 に示す。土砂採取は、表層の砂礫を 10cm～20cm 除き、河床深さ約 50cm、幅及び長さ約 50cm の範囲で行った。

前述したとおり、破堤部上流の河道の河床が洗掘されるとともに氾濫域には広く土砂が堆積していることが分かる。

流出土砂の粒径区分を図- 94～図- 97 に示す。Case1, 2, 4 は砂分と砂礫分が大部分を占めている。Case3 については細粒分も存在するが、これは堤体材料の半分以上が細粒分で構成されているためと考えられる。しかし、細粒分のうち、シルト分については氾濫域への堆積が見られず、これは破堤実験中に浮遊砂として氾濫域の堆積範囲の外側へ流出したものと考えられる。砂分と砂礫分の堆積範囲は明確に分かれており、破堤口から砂礫分、砂分の順に同心円状に広がっている。



図- 86 通水終了後の氾濫域の土砂堆積状況 (Case1)



図- 87 通水終了後の氾濫域の土砂堆積状況 (Case2)



図- 88 通水終了後の氾濫域の土砂堆積状況 (Case3)



図- 89 通水終了後の氾濫域の土砂堆積状況 (Case4)

Case1

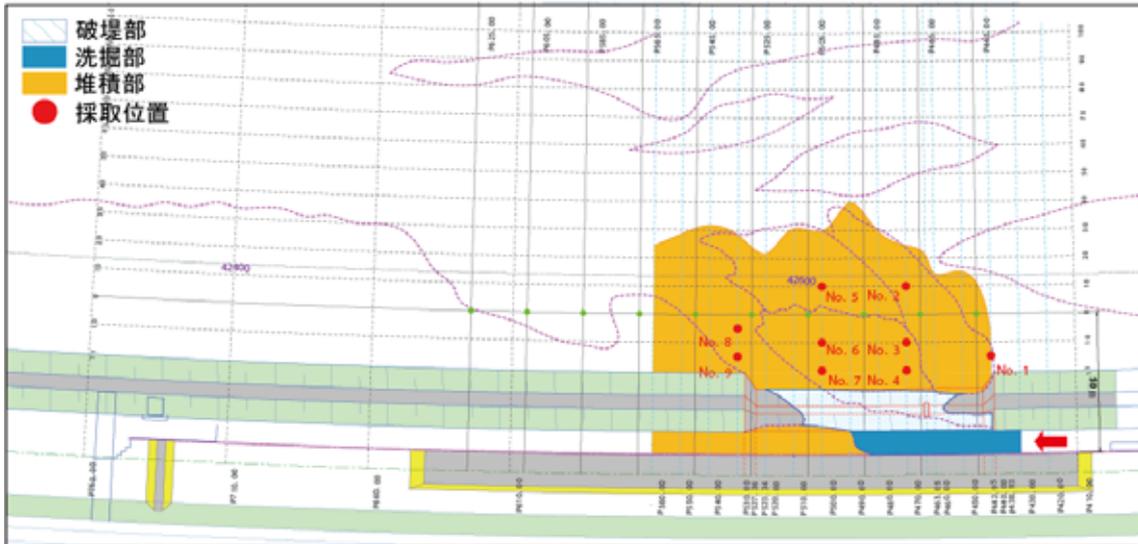


図- 90 氾濫域の堆積状況と土砂調査箇所 (Case1)

Case2

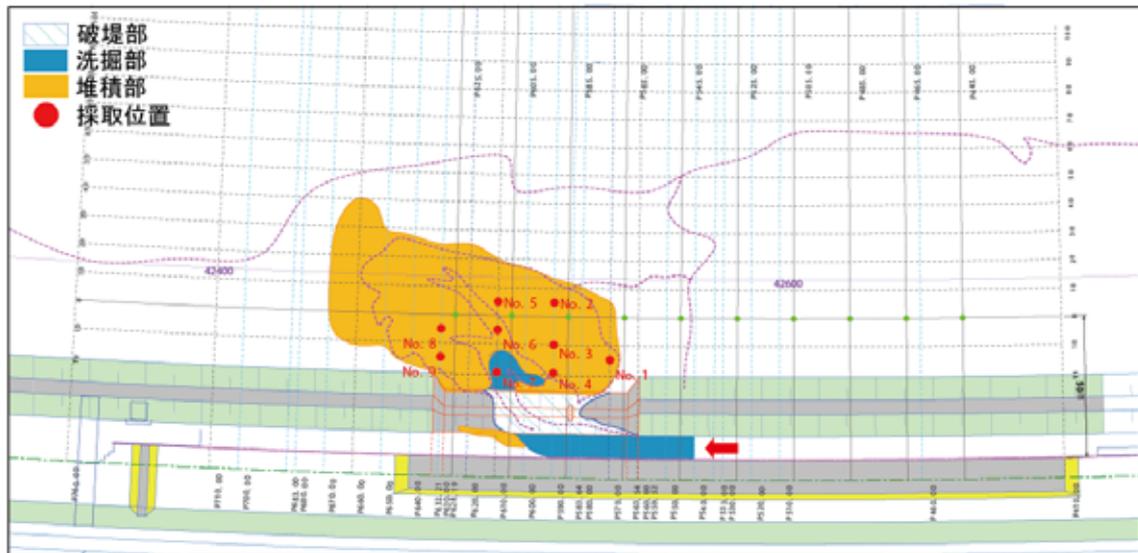


図- 91 氾濫域の堆積状況と土砂調査箇所 (Case2)

Case3

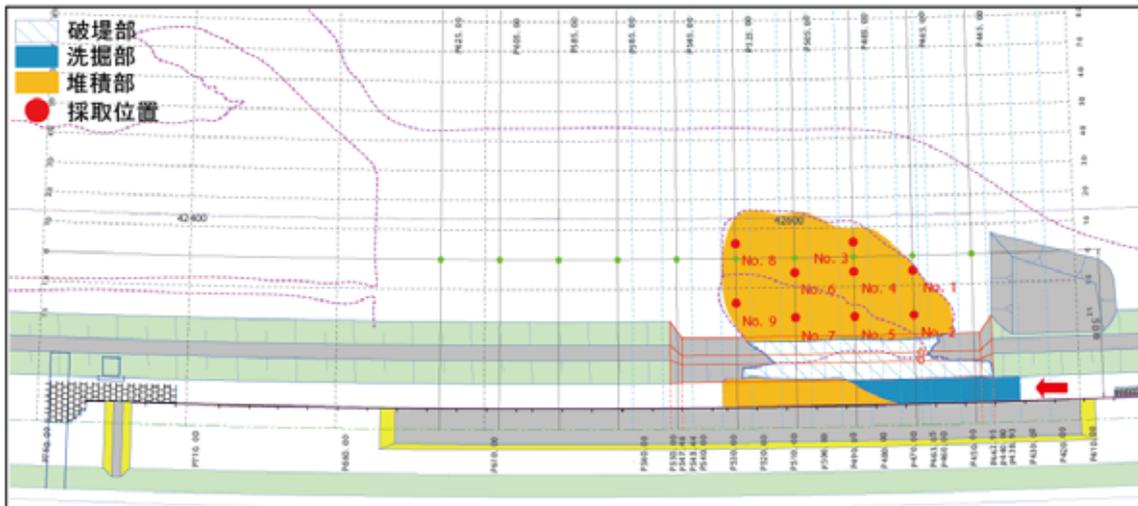


図- 92 氾濫域の堆積状況と土砂調査箇所 (Case3)

Case4

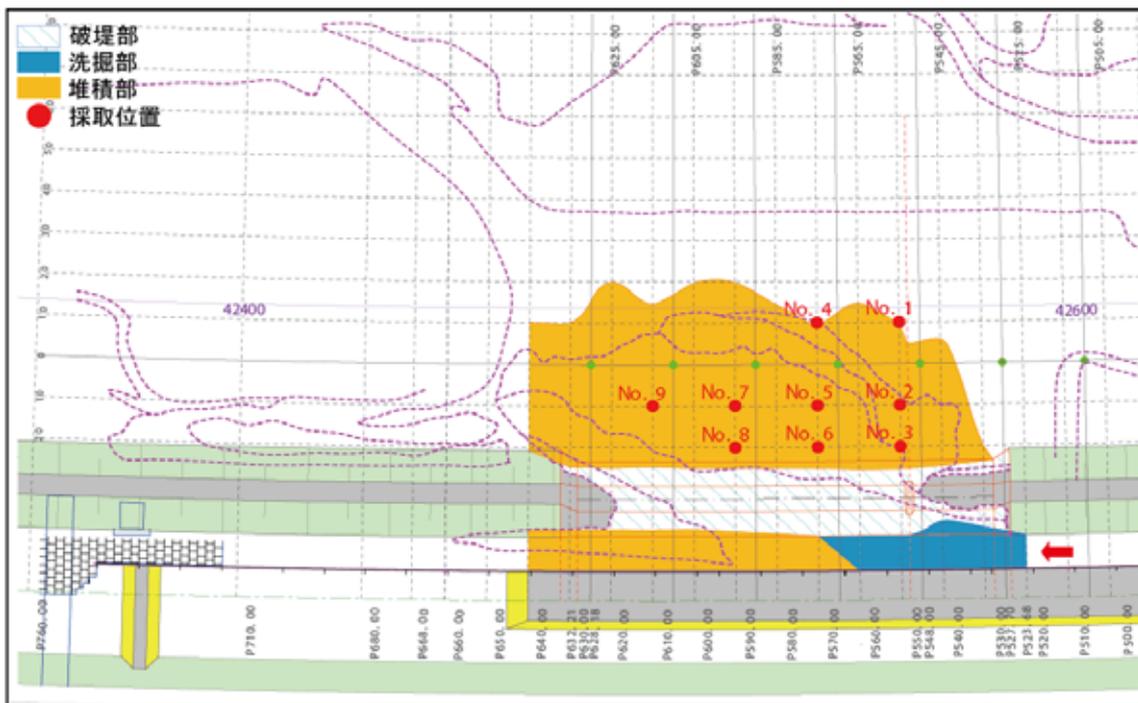


図- 93 氾濫域の堆積状況と土砂調査箇所 (Case4)

Case1

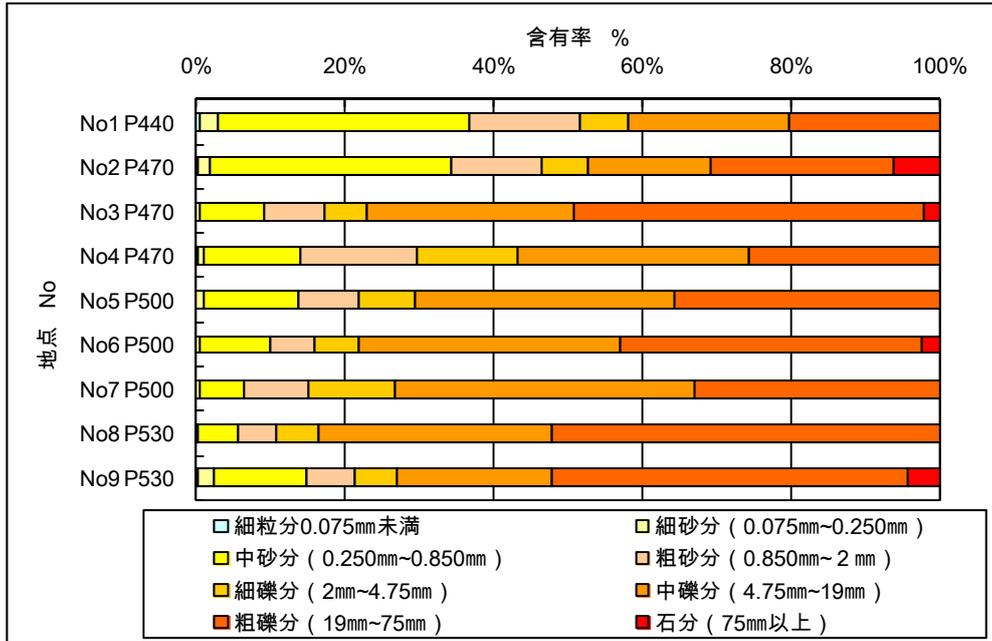


図- 94 氾濫域に堆積した土砂の粒径区分 (Case1)

Case2

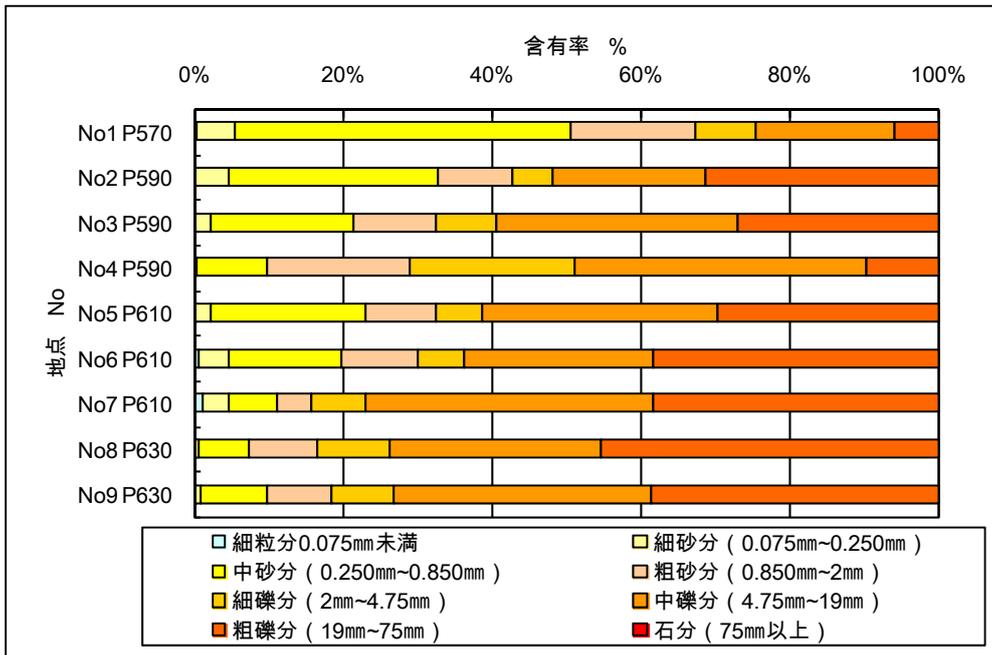


図- 95 氾濫域に堆積した土砂の粒径区分 (Case2)

Case3

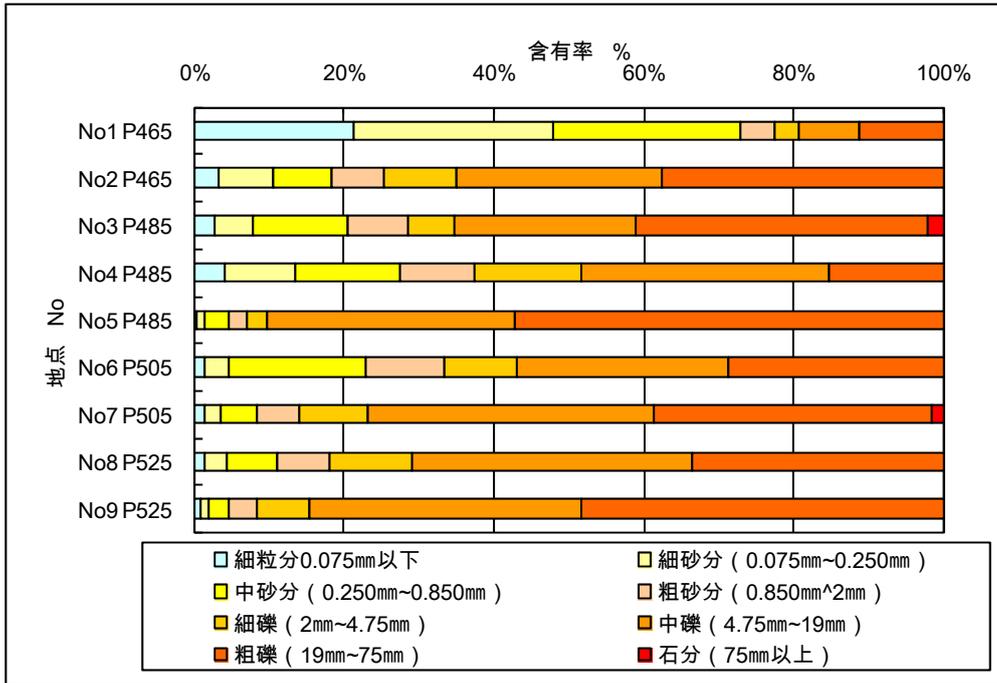


図- 96 氾濫域に堆積した土砂の粒径区分 (Case3)

Case4

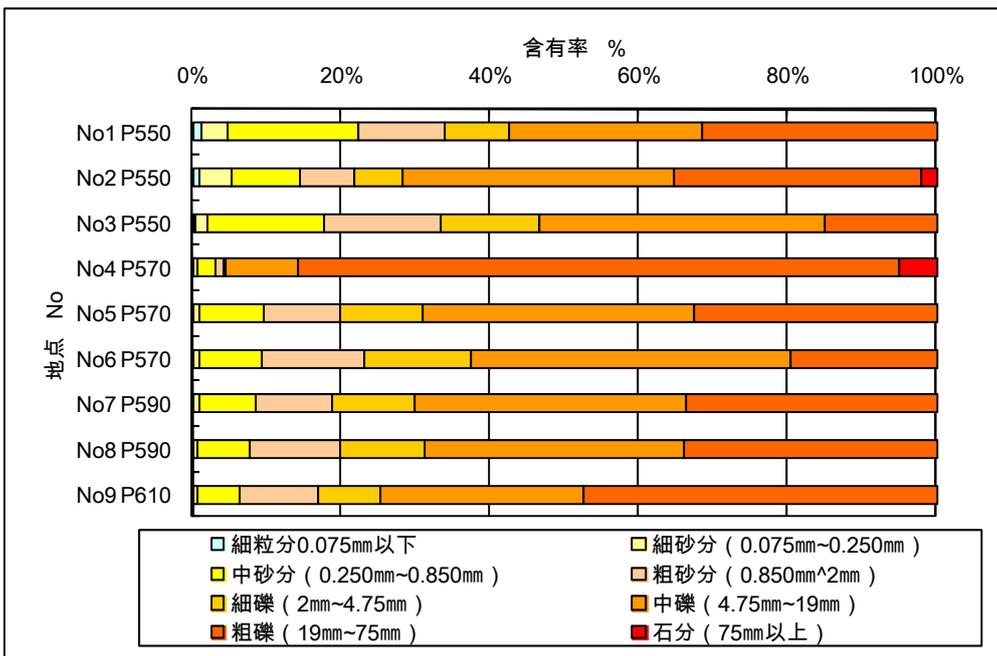


図- 97 氾濫域に堆積した土砂の粒径区分 (Case4)

i) 破堤進行過程のまとめ

これまでの結果より、破堤進行過程を以下の4つの段階(Step)に分類できる。図-98に破堤進行過程を示す。また、実験状況の時系列写真に各ステップを明示したものを図-99～図-102、各種観測結果に各ステップを明示したものを図-103・図-104に、参考として実験状況を写真-36～写真-48に示す。

以下では、段階(Step)毎にその概況を述べる。

[Step1;初期破堤段階]

越水開始後、越水部の裏法面、裏法肩が侵食される。天端は裏法肩から表法肩に向かって徐々に侵食されるが、破堤拡幅は進行せず、氾濫流量は増加しない段階である。これは、破堤拡幅に至らない段階の正面越流と共通の現象である。

なお、細粒分の多い堤体のケースと天端幅の広いケースでは、この段階の所要時間が他のケースよりも長かった。

[Step2;拡幅開始段階]

越水部の表法肩まで侵食が到達すると、急激に断面が侵食されて破堤拡幅が上下流方向に徐々に進行し、氾濫流量が増加し始める。河道から破堤口に向かう流れがわずかに見られるが、河道の流況には大きな影響を与えていない。

なお、流量が小さく水面勾配の緩いケースでは、河道の下流側からも破堤口への流れがあり、破堤拡幅は上下流にほぼ対称に進行し始めた。また、天端幅の広いケースでは、河道からの流れが破堤口下流端の堤体の河道側にぶつかり、その流れがはね返って氾濫流がやや上流に向いていた。

[Step3;拡幅加速段階]

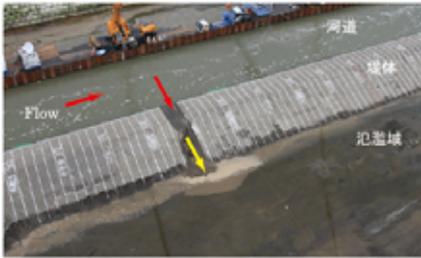
越水部の堤体断面の大半が侵食されると、破堤拡幅が急激に進行し、進行方向は主に下流側となる。河道から破堤口へと向かう流れが強くなり、その流速も大きくなる。また、氾濫流量が増加しピークを迎える。流況については、破堤口下流側の流速が大きくなり、この流れが堤体にぶつかり堤体を侵食しながら破堤が下流方向に進行する。

なお、流量が小さく水面勾配が緩いケースでは、他のケースより拡幅速度は小さかった。また、細粒分の多い堤体のケースでは、堤体が塊で崩壊する現象を繰り返しながら拡幅し、その速度は細粒分の少ない礫質土の堤体のケースに比べて速かった。天端幅の広いケースでは、他のケースに比べ、堤体の基盤に近い部分の侵食は堤体上部に比べて顕著に遅れて進行した。

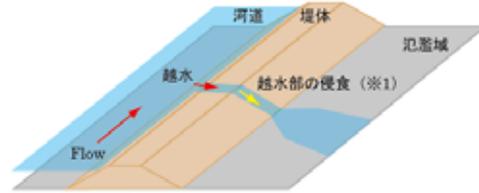
[Step4;拡幅減速段階]

下流方向への堤体侵食とそれによる氾濫域の土砂堆積を繰り返しながら、氾濫流の主流部がほぼ一定の幅で下流へ移動する。氾濫流量もほぼ一定で推移し、破堤拡幅速度は遅くなる。また、破堤口の下流端は、氾濫域側に顕著に斜めの形状となって破堤が進行する。

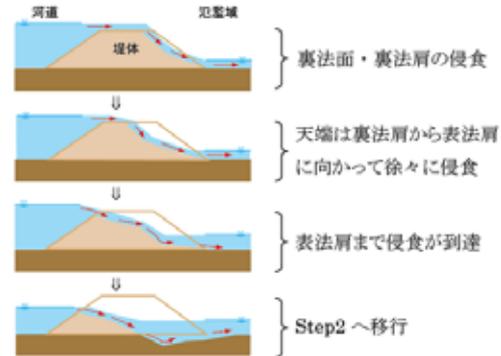
Step1 [初期破堤段階]



- 越水開始後、越水部の裏法面・裏法層が侵食される。
- 天端は裏法層から表法層に向かって徐々に侵食される。
- 氾濫流量は増加しない。



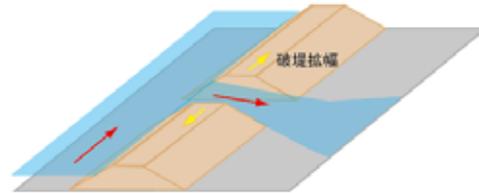
(※1) 堤体断面の侵食過程



Step2 [拡幅開始段階]



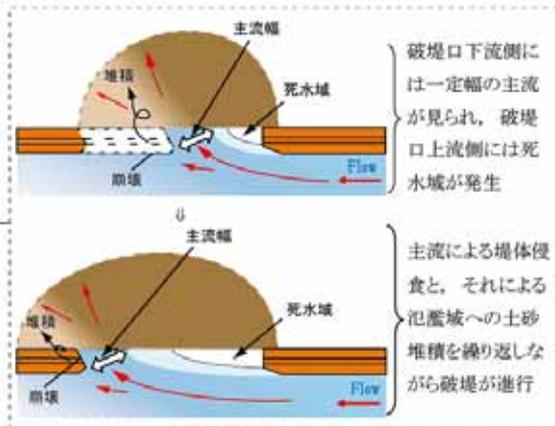
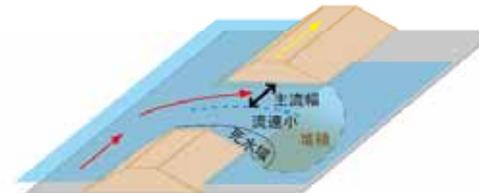
- 越水部の表法層まで侵食が到達すると、急激に断面が侵食されて、破堤拡幅が上下流方向に徐々に進行する。
- 氾濫流量が増加し始める。



Step3 [拡幅加速段階]



- 堤体断面の大半が侵食されると、破堤拡幅が急激に進行し進行方向は主に下流側となる。
- 破堤口下流の流速が早くなり、この流れが堤体にぶつかり堤体を侵食しながら破堤が下流方向に進行する。
- 氾濫流量がピークを迎える。



Step4 [拡幅減速段階]



- 下流方向への堤体侵食と氾濫域の土砂堆積を繰り返しながら、氾濫流の主流部がほぼ一定の幅で下流へ移動する。
- 氾濫流はほぼ一定で推移し、破堤拡幅速度は遅くなる。
- 破堤口の downstream 側は、氾濫域側に顕著に斜め形状となって破堤が進行する。

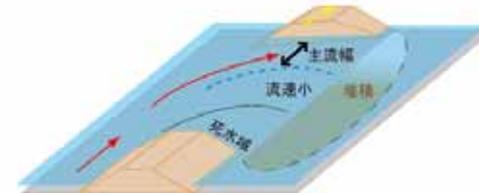


図- 98 破堤進行過程

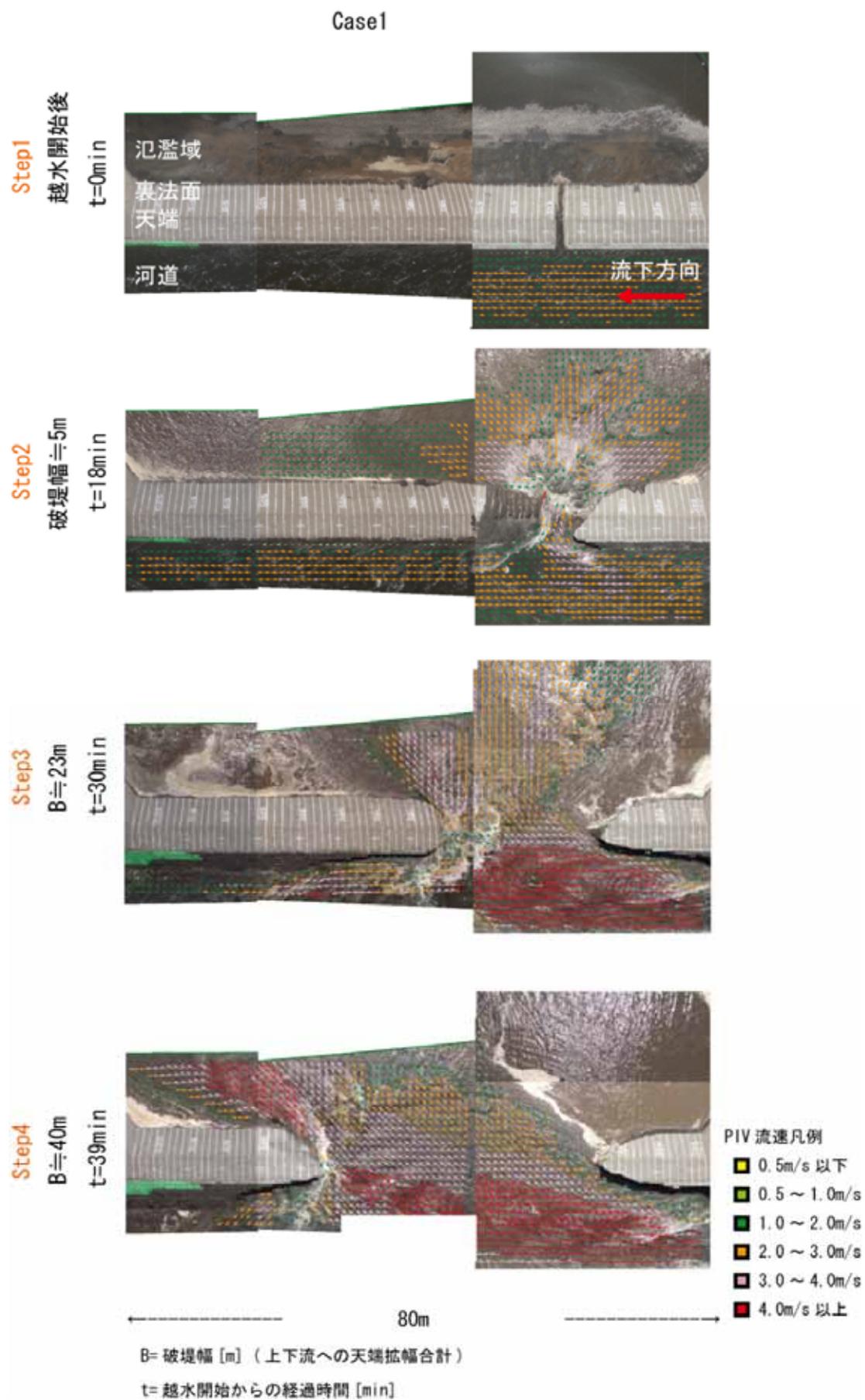


図- 99 実験状況 (case1)

Case2

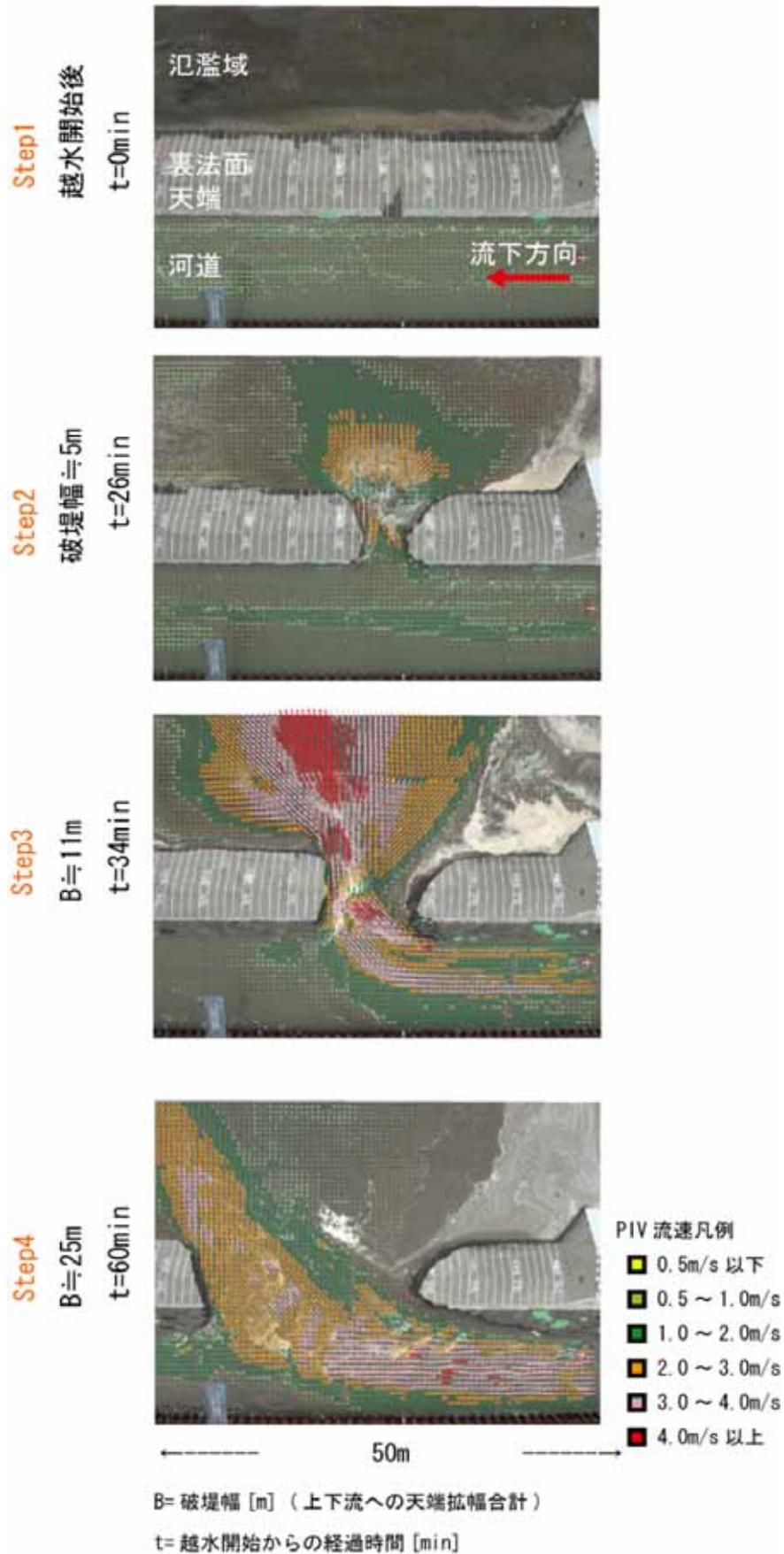


図- 100 実験状況 (case2)

Case3

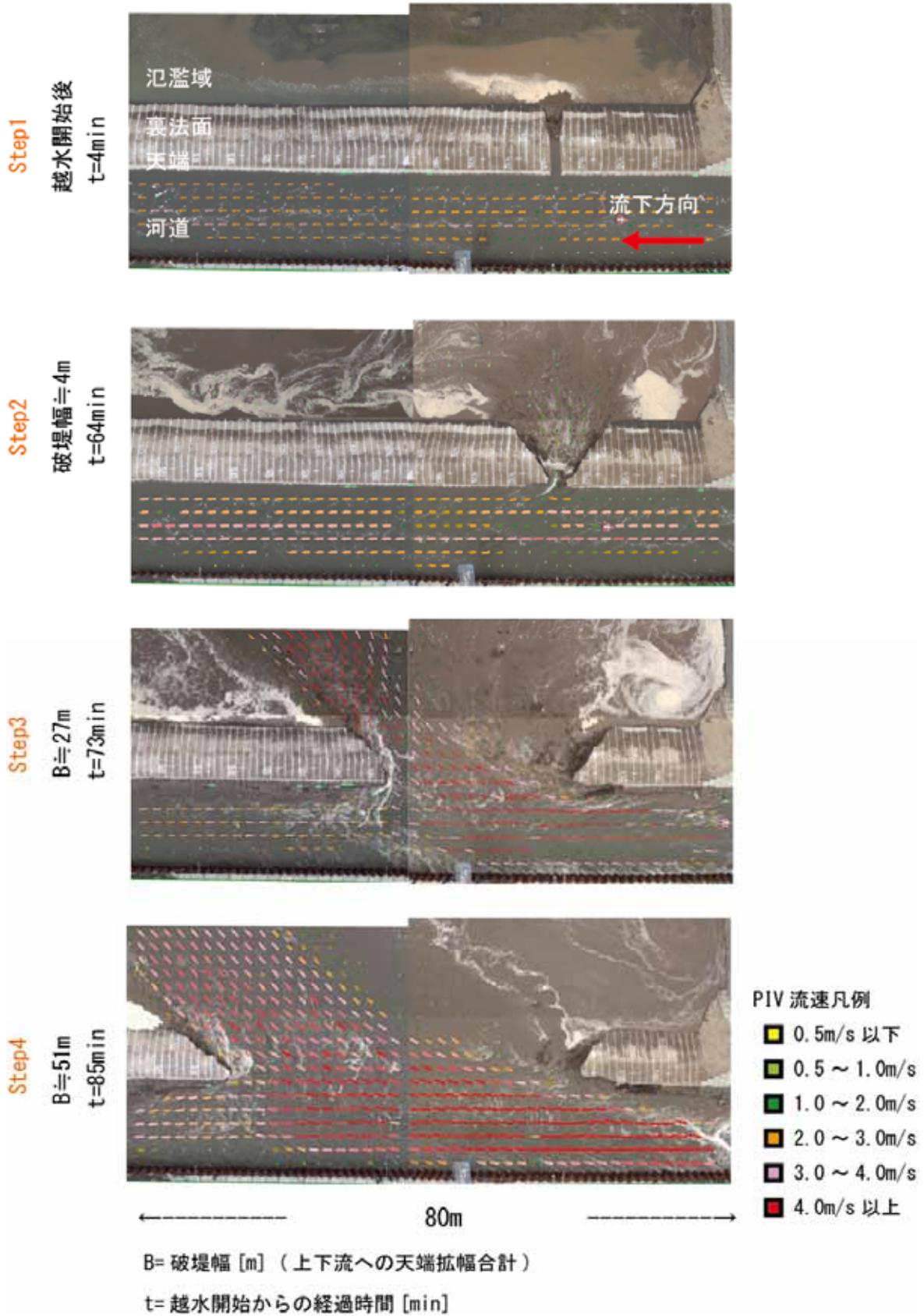


図- 101 実験状況 (case3)

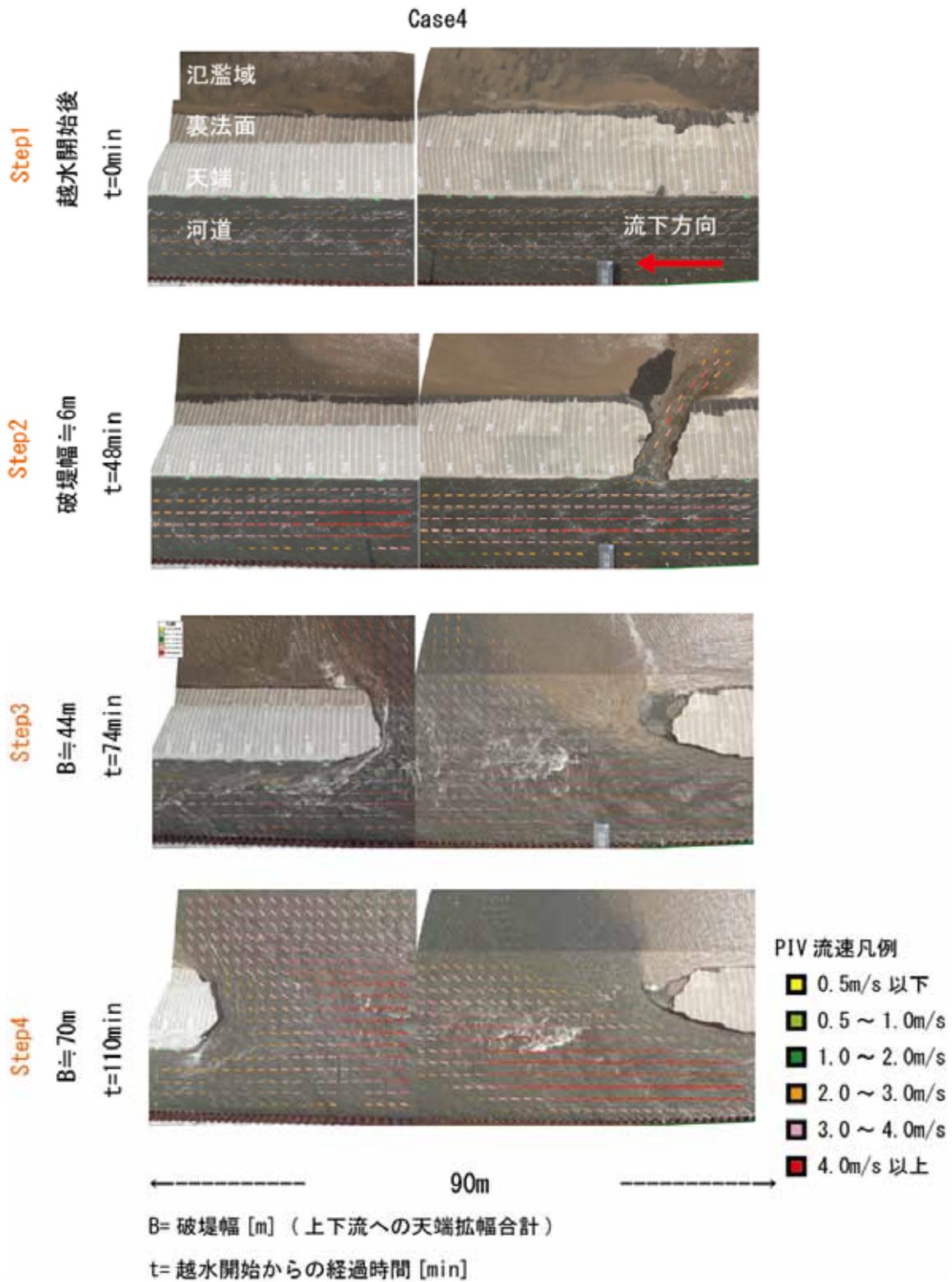


図- 102 実験状況 (case4)

横軸は越水開始からの経過時間 [min]

— ゲート表示流量 [m³/s]

— 上流流量 [m³/s]

— 下流流量 [m³/s]

— 氾濫流量 [m³/s]

— 河道水位 (切欠部) [m]

— 氾濫域水位 (切欠部) [m]

— 破壊振幅 [m]

(+ は下流 · - は上流)

△ ○ □ ■ センサー流出時間

加速度センサー配置図

河道 氾濫域

△ 表流 ○ 中央 □ 中央(地盤)

■ 裏流 ○ 裏流(地盤)

| 氾濫流量変化量 [m³/s/min]

| 破壊振幅変化量 [m/min]

(+ は下流 · - は上流)

点線はゲート閉操作開始以降

⋮ 各ステップ

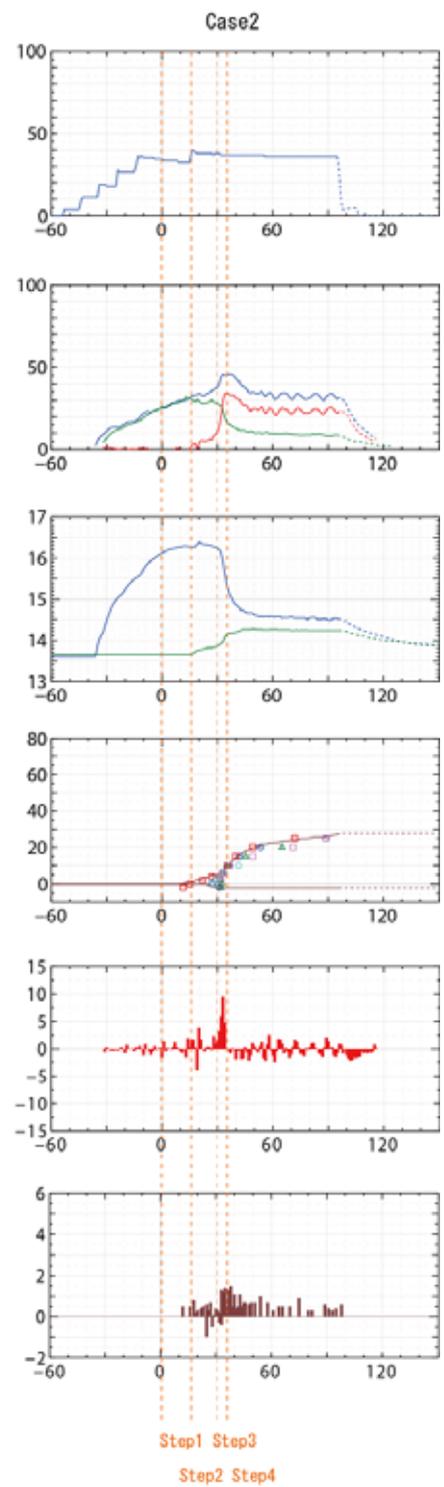
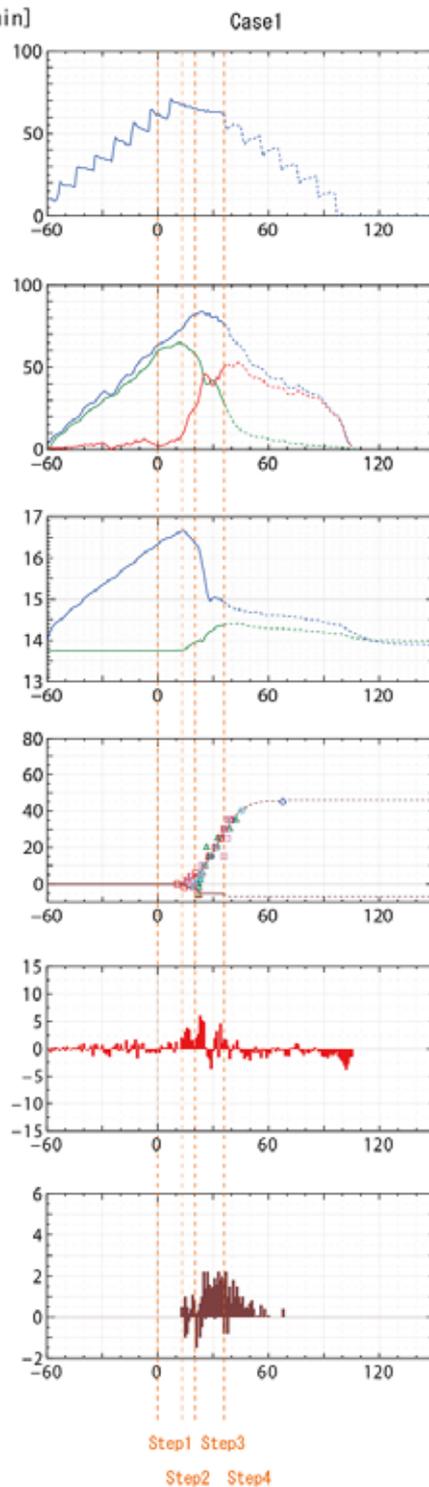


図- 103 各種観測結果 (case1・2)

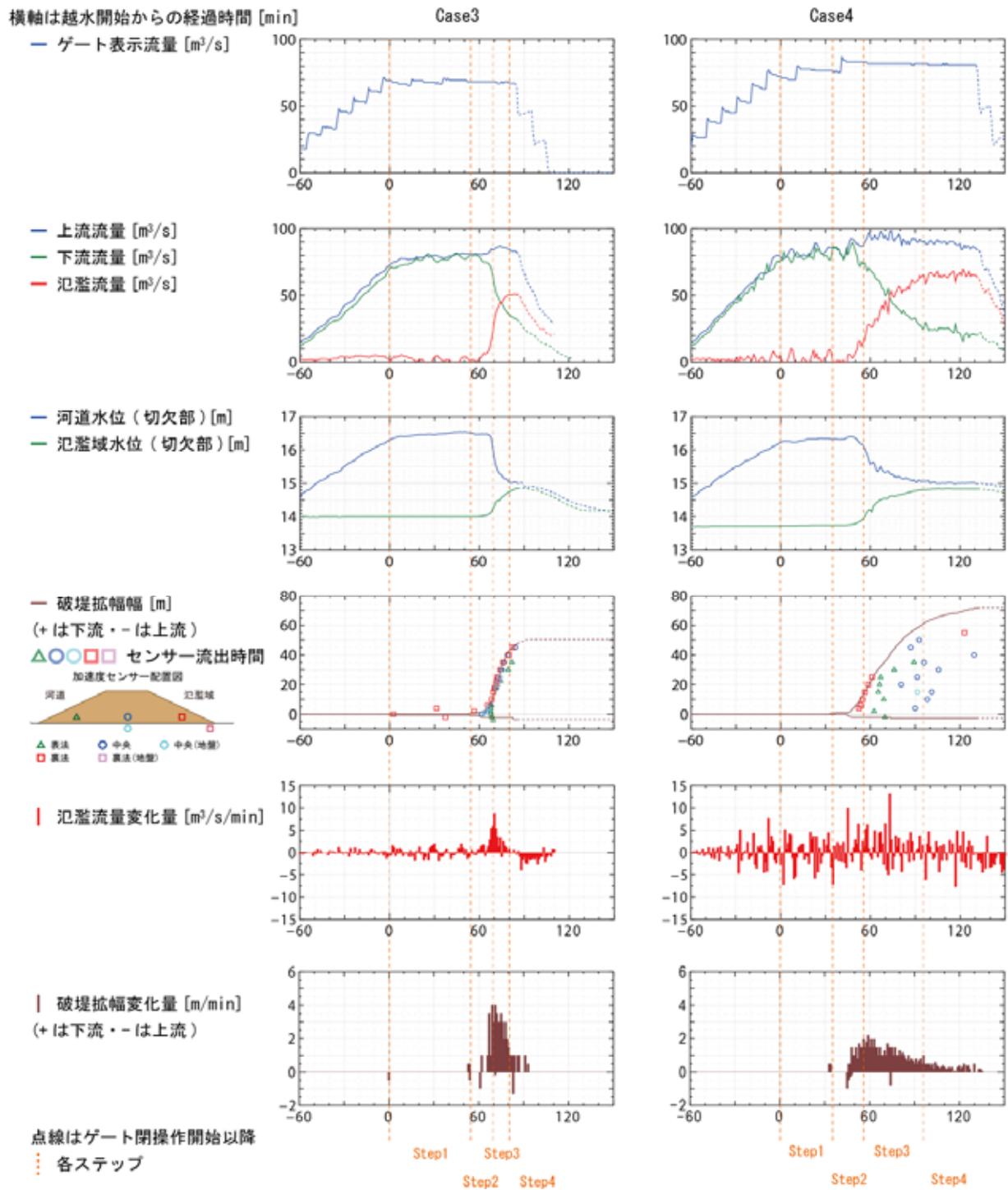


図- 104 各種観測結果 (case3・4)



実験開始前の状況



破堤進行過程 (t=11min)



破堤進行過程 (t=13min)



破堤進行過程 (t=14min)



破堤進行過程 (t=15min)



破堤進行過程 (t=16min)



破堤進行過程 (t=17min)

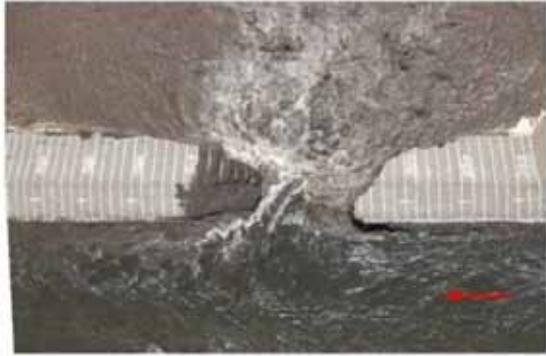


破堤進行過程 (t=18min)

写真- 36 Case1 の状況 (参考①)



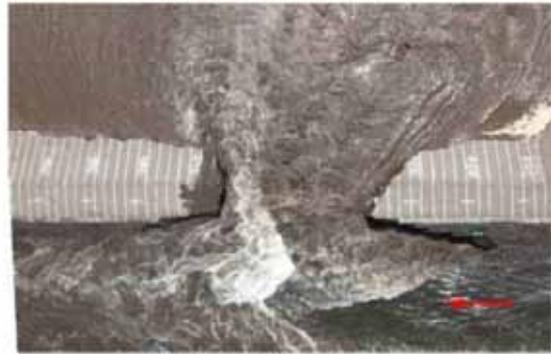
破堤進行過程 (t=20min)



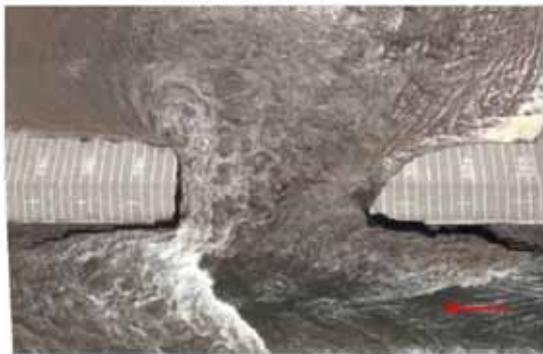
破堤進行過程 (t=22min)



破堤進行過程 (t=23min)



破堤進行過程 (t=25min)



破堤進行過程 (t=27min)



破堤進行過程 (t=29min)



破堤進行過程 (t=33min)



破堤進行過程 (t=35min)

写真- 37 Case1 の状況 (参考②)



破堤進行過程 (t=40min)



破堤進行過程 (t=45min)



通水量減少中 (t=74min)



通水量減少中 (t=77min)



通水量減少中 (t=79min)

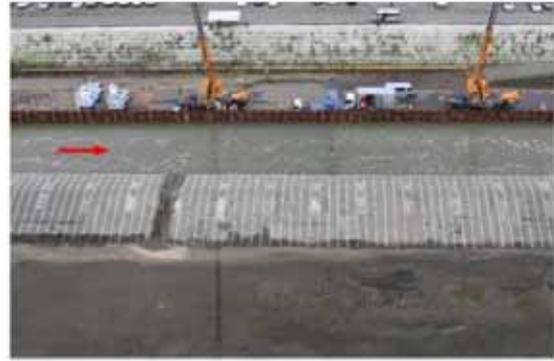


実験終了後 (t=179min)

写真- 38 Case1 の状況 (参考③)



実験開始前の状況



破堤進行過程 (t=1min)



破堤進行過程 (t=2min)



破堤進行過程 (t=11min)



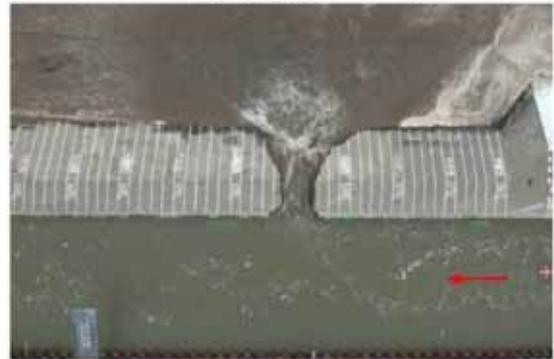
破堤進行過程 (t=16min)



破堤進行過程 (t=16min)



破堤進行過程 (t=19min)



破堤進行過程 (t=21min)

写真- 39 Case2 の状況 (参考①)



破堤進行過程 (t=23min)



破堤進行過程 (t=25min)



破堤進行過程 (t=29min)



破堤進行過程 (t=34min)



破堤進行過程 (t=35min)



破堤進行過程 (t=36min)



破堤進行過程 (t=40min)



破堤進行過程 (t=41min)

写真- 40 Case2 の状況 (参考②)



破堤進行過程 (t=52min)



破堤進行過程 (t=52min)



破堤進行過程 (t=53min)



破堤進行過程 (t=56min)



破堤進行過程 (t=56min)



破堤進行過程 (t=60min)



通水量減少中 (t=100min)



実験終了後の状況 (t=205min)

写真- 41 Case2 の状況 (参考③)



実験開始前の状況



破堤進行過程 (t=5min)



破堤進行過程 (t=6min)



破堤進行過程 (t=9min)



破堤進行過程 (t=22min)



破堤進行過程 (t=24min)



破堤進行過程 (t=27min)



破堤進行過程 (t=28min)

写真- 42 Case3 の状況 (参考①)



破堤進行過程 (t=31min)



破堤進行過程 (t=50min)



破堤進行過程 (t=51min)



破堤進行過程 (t=53min)



破堤進行過程 (t=56min)



破堤進行過程 (t=60min)



破堤進行過程 (t=67min)



破堤進行過程 (t=68min)

写真- 43 Case3 の状況 (参考②)



破堤進行過程 (t=69min)



破堤進行過程 (t=70min)



破堤進行過程 (t=72min)



破堤進行過程 (t=74min)



破堤進行過程 (t=80min)



破堤進行過程 (t=83min)



通水量減少中 (t=88min)



実験終了後 (t=180min)

写真- 44 Case3 の状況 (参考③)



破堤進行過程 (t=29min)



破堤進行過程 (t=65min)



破堤進行過程 (t=65min)



破堤進行過程 (t=67min)



破堤進行過程 (t=69min)



破堤進行過程 (t=70min)



破堤進行過程 (t=71min)



破堤進行過程 (t=78min)

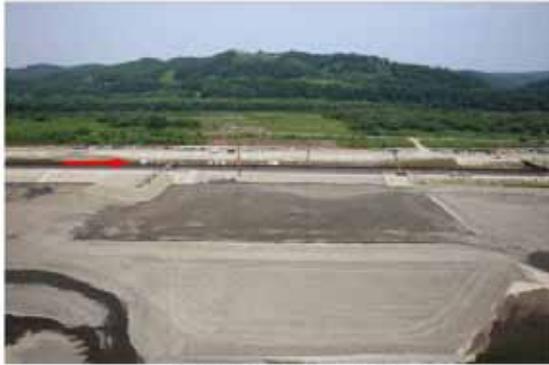
写真- 45 Case3 の状況 (参考④)



実験開始前



破堤進行過程 (t=10min)



破堤進行過程 (t=10min)



破堤進行過程 (t=20min)



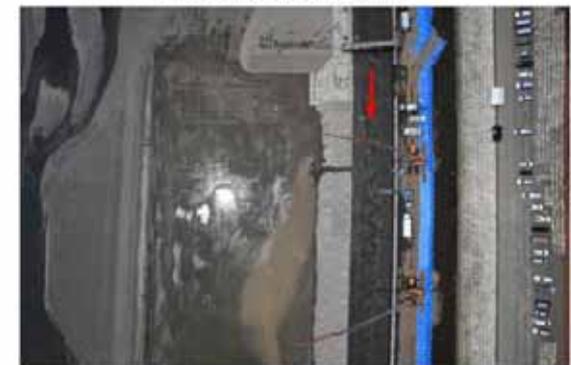
破堤進行過程 (t=28min)



破堤進行過程 (t=30min)



破堤進行過程 (t=30min)



破堤進行過程 (t=32min)

写真- 46 Case4 の状況 (参考①)



破堤進行過程 (t=46min)



破堤進行過程 (t=47min)



破堤進行過程 (t=48min)



破堤進行過程 (t=50min)



破堤進行過程 (t=52min)



破堤進行過程 (t=54min)



破堤進行過程 (t=57min)



破堤進行過程 (t=58min)

写真- 47 Case4 の状況 (参考②)



破堤進行過程 (t=64min)



破堤進行過程 (t=66min)



破堤進行過程 (t=69min)



破堤進行過程 (t=73min)



破堤進行過程 (t=76min)



通水量減少中 (t=101min)



通水量減少中 (t=104min)



実験終了後 (t=229min)

写真- 48 Case4 の状況 (参考③)

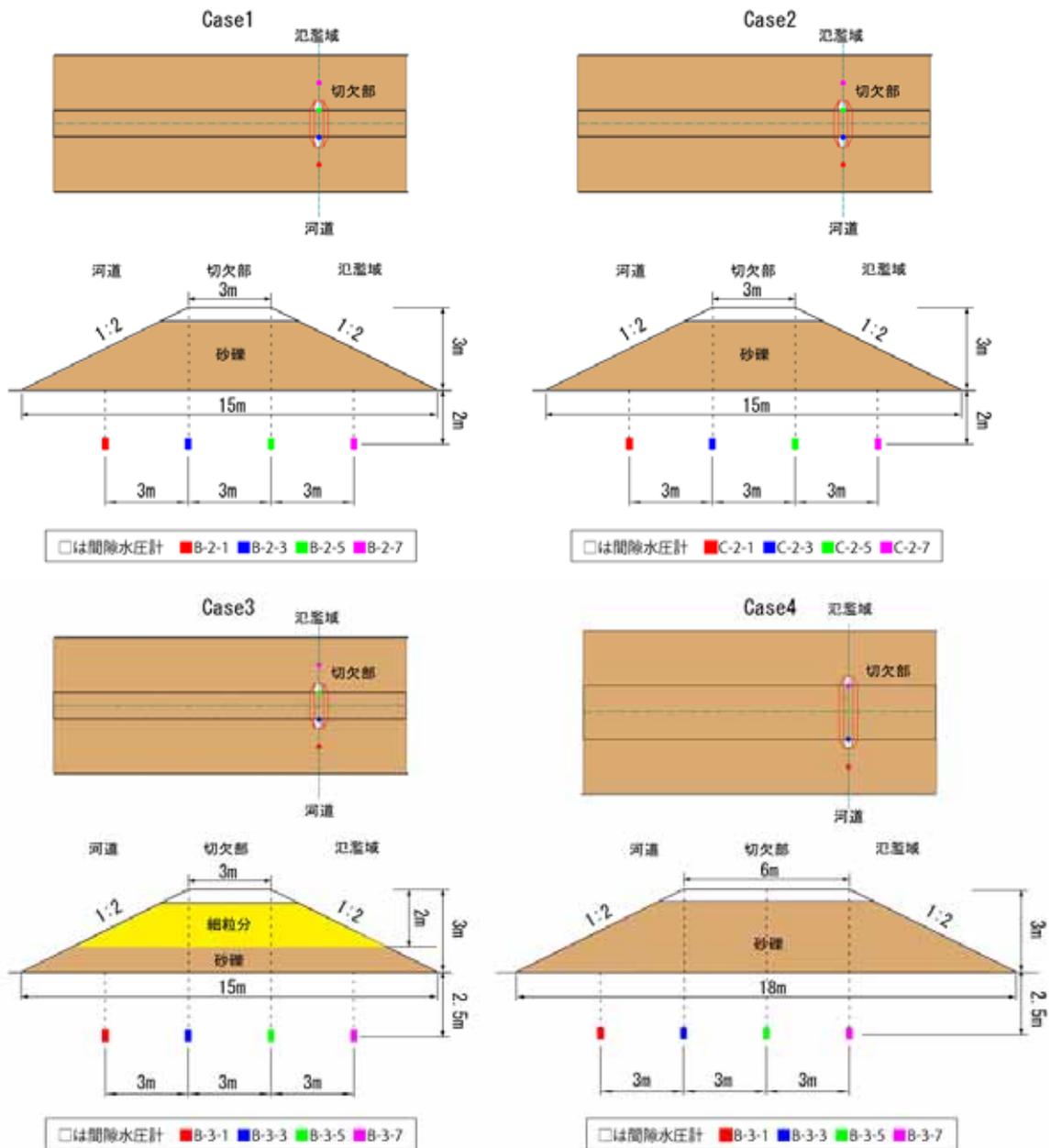


図- 105 間隙水圧計配置図

j) 堤体の浸透状況

図- 105 に示すように、切欠部の横断線上の堤体基礎地盤にワイヤレス式間隙水圧計を設置し、基礎内の間隙水圧を測定することで、通水中の堤体内水位を推定した。Case1・2は、基礎地盤より深さ2mの位置に、横断線方向へ3m間隔で4台設置した。Case3・4は、Case1の実験中に間隙水圧計が破堤時の河床洗掘によって流失したことを踏まえ、深さ2.5mの位置に変更し、横断線方向へ3m間隔で4台設置した。

結果を図- 106～図- 109に示す。縦軸は間隙水圧計より推定した堤体基礎面からの堤体内水位、横軸は越水開始からの経過時間を示す。また、切欠測線上の電波式水位計による河道水位を併記し、堤体内水位と比較した。なお、Case2のC-2-3地点の間隙水圧計は、機器異常により動

作しなかったため、水位を記載していない。図- 110 は通水開始時と越水開始直前の堤体内の推定水位を示す。

各ケースとも通水開始時から越水開始時に至るまで、河道内水位とともに、堤体内水位についても、河道側から氾濫域側にかけて徐々に上がっていくことが分かる。越水開始後は、破堤進行に伴い河道水位と堤体内水位が徐々に下がっている。一方、Case3 は細粒分の多い材料の堤体であり、透水係数が他ケースに比べて低く、堤体内水位の上昇が他ケースより小さい。また、越水開始直前においても、細粒分の材料まで水位が達していないことが分かる。天端幅が他ケースより広い Case4 については、他ケースに比べて、河道側から氾濫域側への水位が上昇する速度が遅くなっている。なお、Case1 の B-2-7 地点の間隙水圧変化が、他の地点の水位変化と全く異なり、越水開始 25 分頃に急激に低下しているが、これは、前述のとおり、この地点の間隙水圧計が、破堤時の河床洗掘によって流失したためである。

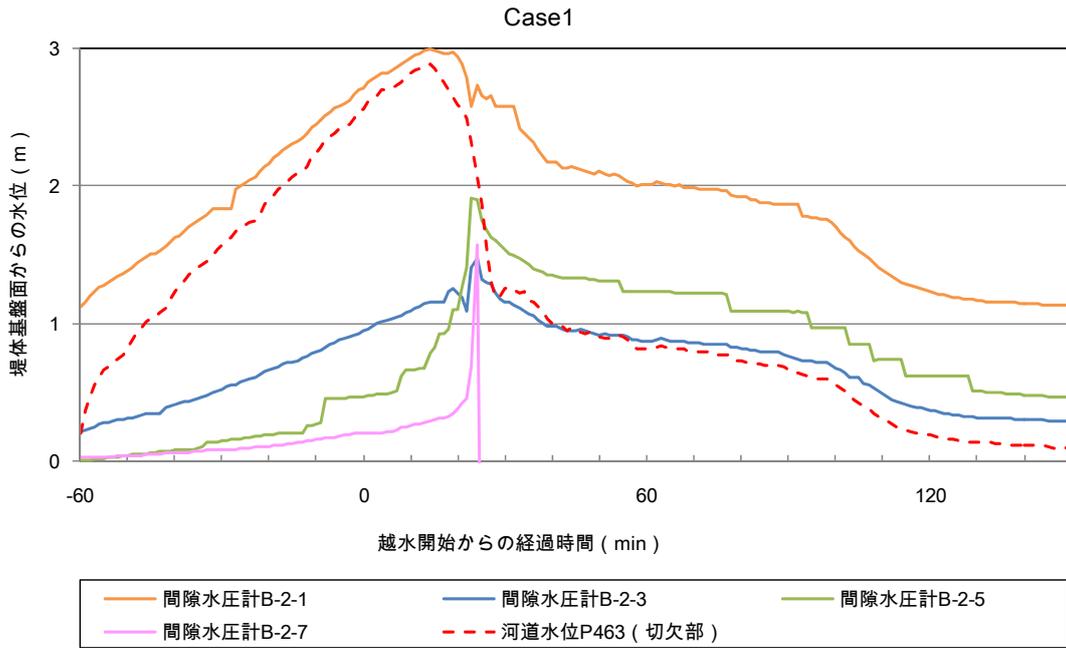


図- 106 間隙水圧計により推定した堤体内水位 (Case1)

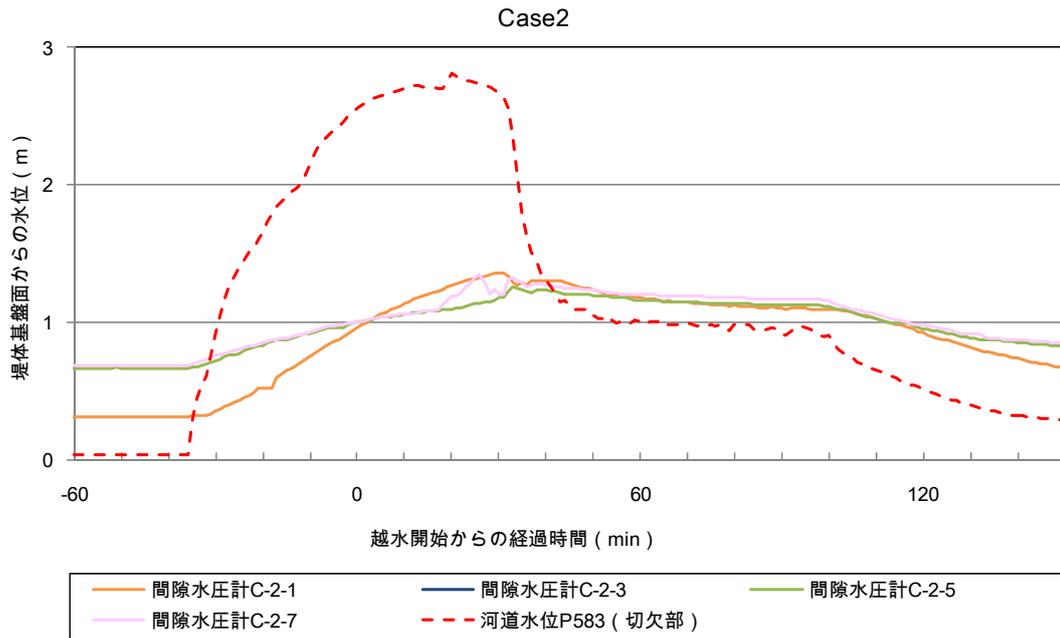


図- 107 間隙水圧計により推定した堤体内水位 (Case2)

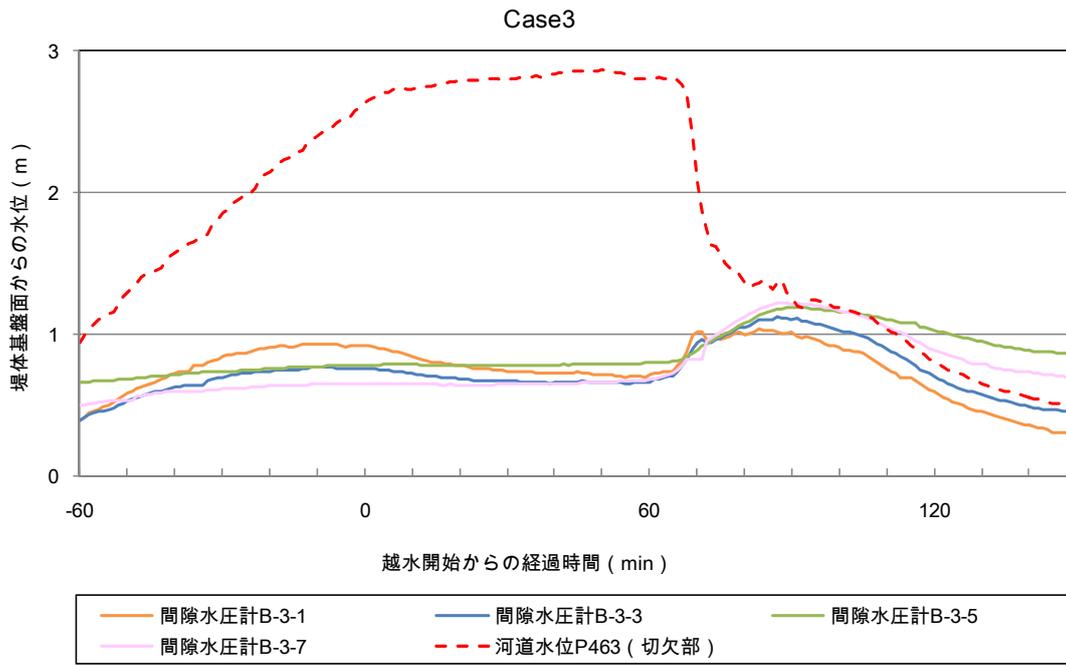


図- 108 間隙水圧計により推定した堤体内水位 (Case3)

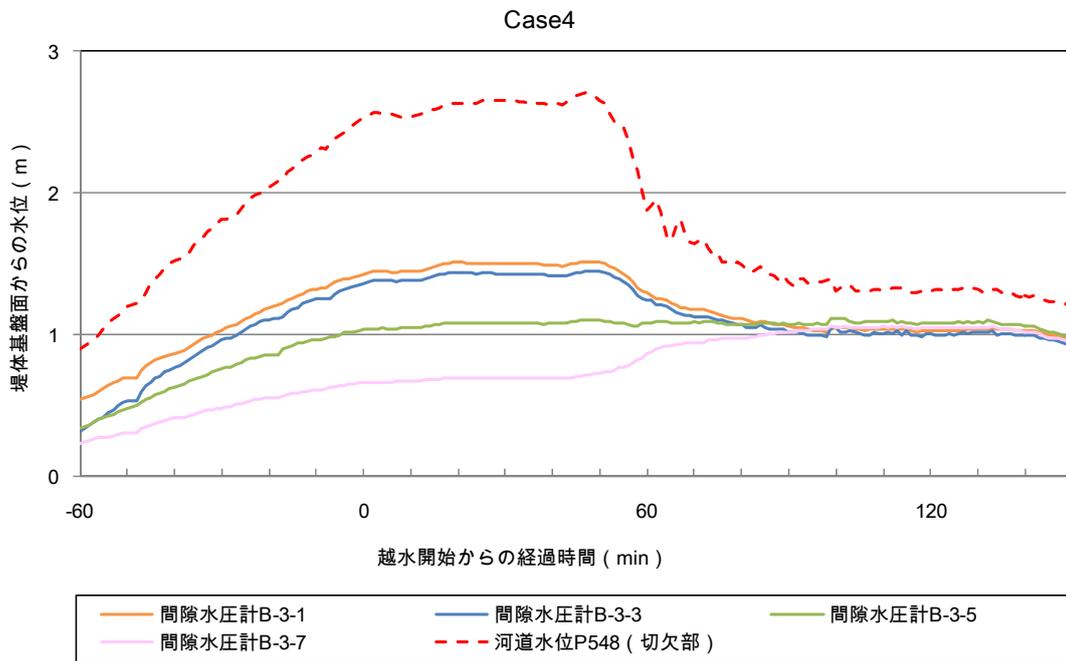


図- 109 間隙水圧計により推定した堤体内水位 (Case4)

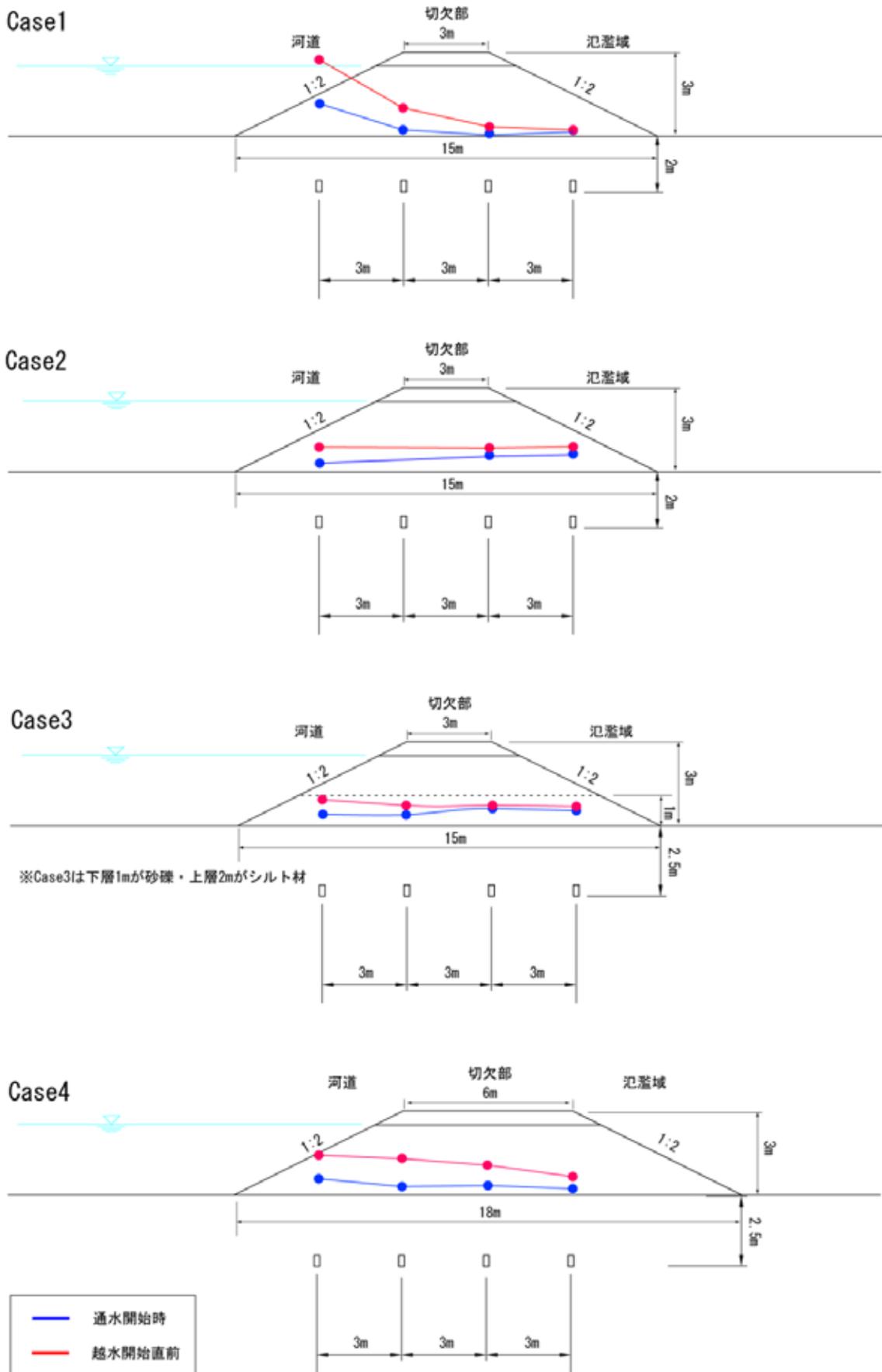


図- 110 間隙水圧計により推定した堤体断面内の水位

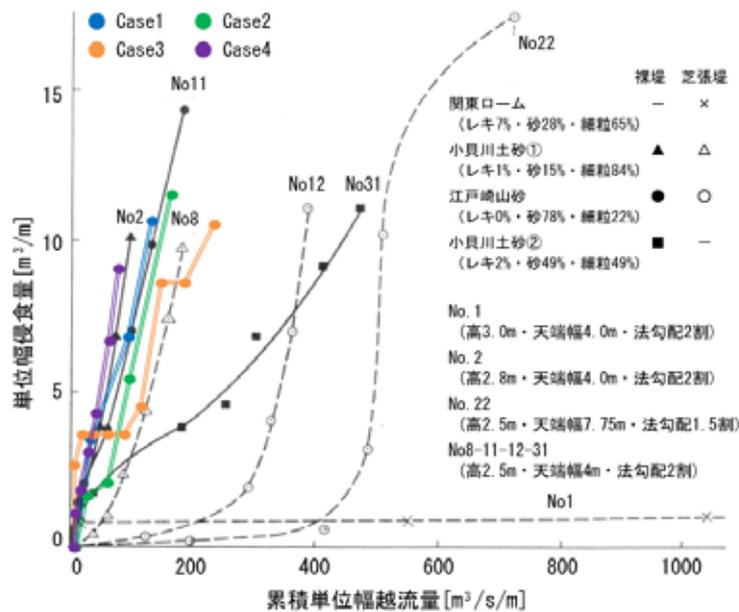


図- 111 単位幅侵食量と累積単位幅越流量⁷⁾

(3) 破堤進行過程と水理量の関係

破堤拡幅開始以前と破堤拡幅の開始以降に分類して、破堤の進行と水理量に関する検討を行った。

a) 破堤拡幅開始以前

前述したとおり、今回の横越流の実験結果より、初期破堤段階は、破堤拡幅に至らない正面越流と共通の現象であることが改めて確認された。そこで、建設省土木研究所(現(独)土木研究所つくば中央研究所)による正面越流実験結果に関する報告²⁾と、本実験結果を比較することとした。報告²⁾によると、堤体の侵食状況を表す指標として単位幅侵食量を、外力の指標として累積単位幅越流量を用いた評価を行っており、今回の実験でも同様の評価を行う。

単位幅侵食量は図- 69～図- 76 に示したように、加速度センサーの結果から推定した横断面(切欠部)での堤体崩壊量を用いた。破堤初期段階の越流量(氾濫流量)は切欠部上下流の流量の差から推定するのは困難であるが、破堤拡幅を伴わない正面越流に近い現象であることから、堤体からの越流水深を用いて本間の越流公式²²⁾により算出した。

図- 111 は正面越流実験結果に関する報告²⁾に、今回の実験結果を重ね合わせたものである。土質や堤体形状の条件が異なっているものの、今回の実験の4ケースとも、既往の実験結果と概ね同様の傾向を示しており、裸堤であるNo. 2やNo. 11と概ね一致している。なお、No. 31も裸堤ではあるが侵食速度が遅い理由について、報告²⁾によると、No.31は例外的にかなりよく締固まった粘性土に近い材料で構成されていたためであり、裸堤の条件で実施された他の多くの実験はNo. 11に近い傾向であったとのことである。

以上により、初期破堤段階については、今回のような横越流の破堤実験においても、堤体侵食量と氾濫流量の関係が、既往の正面越流実験結果と概ね同様の傾向となった。

b) 破堤拡幅開始以降

破堤拡幅現象について、水理量を用いた定量的な評価手法の検討を行った。

まず、破堤拡幅過程における侵食量の定量化を試みる。既往の研究で泉ら²³⁾は、堤体天端上の侵食量は掃流力のべき乗に比例すると仮定して、堤体侵食速度を定量化し、破堤プロセスの再現を試みている²³⁾。今回は、泉らの手法²³⁾を参考に、堤体の崩壊量と掃流力について整理を行った。堤体崩壊は氾濫流による堤体土塊の掃流現象として表せるものと考え、堤体崩壊量を掃流砂量として、堤体に作用する無次元掃流力との関係で整理することとした。

掃流砂量と無次元掃流力は、*Meyer・Peter-Müller* の(2)式を用いることが多い。

$$q_B = 8(\tau_* - \tau_{*c})^{1.5} \sqrt{sgd^3} \quad (2)$$

ここで、 q_B : 単位幅当たりの掃流砂量、 τ_* : 無次元掃流力、 τ_{*c} : 無次元限界掃流力、 s : 砂粒の水中比重、 g : 重力加速度、 d : 砂粒の粒径を示す。

(2)式を参考に無次元堤体崩壊量 q_* を(3)式で与えることとした。

$$q_* = \frac{q_B}{\sqrt{sgd^3}} = \alpha_* (\tau_* - \tau_{*c})^{\beta_*} \quad (3)$$

ここで、 q_* : 無次元堤体崩壊量、 $\alpha_* \cdot \beta_*$: 係数を示す。

次に、実験の結果より求めた堤体崩壊量から(4)式のとおり無次元堤体崩壊量を求める。

$$q_* = \frac{dV}{d_t} \frac{1}{(\sqrt{sgd_{50}^3 B_m})} (1 - \lambda) \quad (4)$$

ここで、 q_* : 無次元堤体崩壊量、 V : 堤体崩壊量、 t : 時間、 s : 砂粒の水中比重、 g : 重力加速度、 d_{50} : 砂粒の50%通過粒径、 B_m : 堤体下幅、 λ : 空隙率とする。なお、 B_m は、本来は堤体近傍の氾濫流の主流部の幅で定義されるべきであるが、以下の理由により、ここでは堤体下幅を用いることとした。本実験の流況観察結果でも述べたとおり、破堤拡幅がある程度進行すると、主流幅は概ね一定となり、今回の実験では、その幅は数 m ～ 十数 m であった(図- 67・図- 68 参照)。しかし、実河川を念頭に置くと、氾濫流の主流部の幅は流量や川幅に応じて変化するうえ、堤体形状も様々であるため、主流幅を事前に推定するのは困難である。そこで今回は、実験でも主流幅とほぼ同じスケールであることが確認されており、堤体を代表するスケールでもある堤体下幅を、主流幅の代わりに用いることとした。

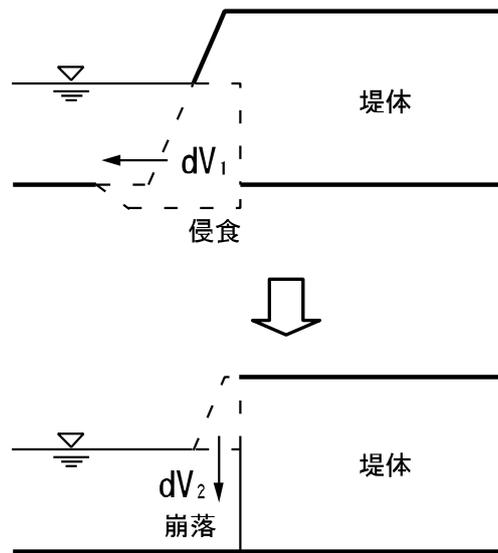


図- 112 堤体崩壊量の算出

(3) 式と(4) 式から(5) 式を得る. Case1~4 の実験結果から無次元堤体崩壊量と無次元掃流力を求めて(5) 式に適用し, 係数 $\alpha^* \cdot \beta^*$ を求める.

$$\frac{dV}{dt} \frac{1}{\left(\sqrt{sgd_{50}^3 B_m}\right)} (1 - \lambda) = \alpha^* (\tau_* - \tau_{*c})^{\beta^*} \quad (5)$$

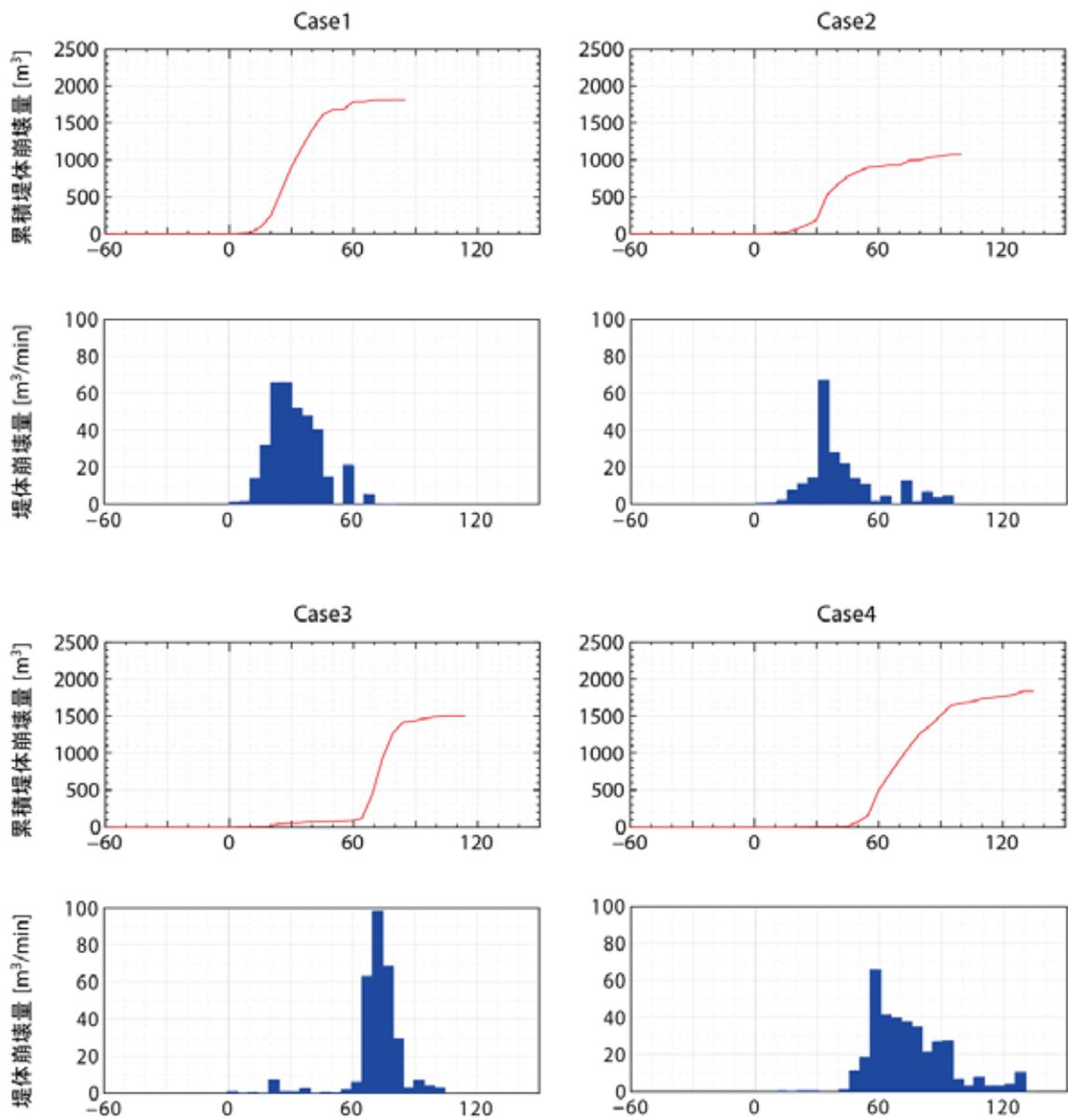
・ 堤体崩壊量の算出

前述したとおり, 堤体上部と下部で破堤進行過程が違う場合があることが分かったが, ここでは破堤開口部を通過する氾濫流により, どれだけの土砂が堤体から流出したか, 堤体崩壊量を用いて評価を行うこととする.

堤体の崩壊過程は, 図- 112 に示すように, 堤体下部に流れがあたり侵食される dV_1 と, 堤体下部が侵食されることにより支持力を失った堤体上部が崩落する dV_2 に分類される. これを整理すると次式(6) で表される.

$$\frac{dV}{dt} = \frac{dV_1}{dt} + \frac{dV_2}{dt} \quad (6)$$

今回の実験の堤体崩壊量について, 堤体内や地盤に設置した加速度センサーの記録結果を用いて, 基礎地盤を含む堤体崩壊量の算出を行った. その結果を図- 113 に示す. 前述した破堤進行過程の各段階のとおり, 越水直後の堤体崩壊量はわずかであるが, その後, 破堤幅の進行にあわせて急激に崩壊量が増大し, ピークに達したのち減少するという過程を経ることが分かる.



横軸は越水開始からの経過時間 [min]

図- 113 堤体崩壊量

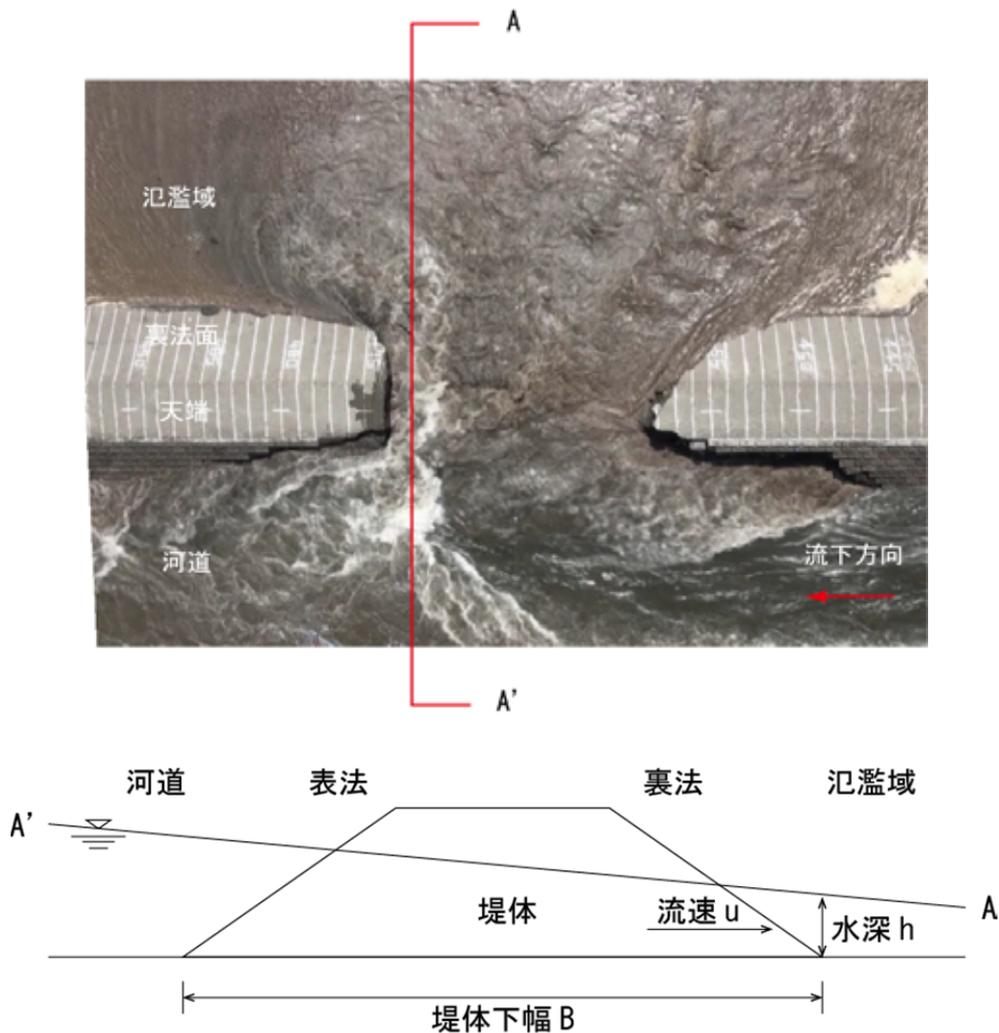


図- 114 破堤部水理量の算出

・破堤部水理量の算出

破堤拡幅の進行は、前節で述べたとおり、開口部下流端の堤体に流れがぶつかりながら進行している。よって、破堤拡幅現象の評価にあたっては、破堤開口部近傍の水理量を用いることが望ましいと考えられる。

図- 114 に破堤開口部付近の水理量の設定を示す。ここで、破堤拡幅進行中は、実験では特に裏法が先行して侵食されていることから、水理量は裏法付近の水理量と堤体下幅を用いることとする。

次に、堤体開口部に作用する無次元掃流力 τ_* は (7) 式より求めることができる。

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{sgd} = \frac{hi_e}{sd} \quad (7)$$

ここで、 u_* : 摩擦速度、 s : 砂粒の水中比重、 g : 重力加速度、 d : 粒径、 h : 水深(ここでは、破堤開口部の水深 h)、 i_e : エネルギー勾配を示す。

破堤開口部の裏法近傍の流速 u と実験水路の粗度係数 n についてManningの(8)式を適用し、これを整理すると(9)式となる。

$$u = \frac{1}{n} h^{\frac{2}{3}} i_e^{\frac{1}{2}} \quad (8)$$

$$i_e = \frac{u^2 n^2}{h^{\frac{4}{3}}} \quad (9)$$

ここで、 u :流速(PIV 画像解析により求めた平均流速値)、 n :粗度係数(ここでは実験水路の値0.023)、 h :水深(3D画像解析により求めた水深)を示す。流速 u は、破堤開口部の裏法近傍におけるPIV画像解析より求めた表面流速の平均値とした。水深 h は、3D画像解析による水面形状より通水前の河床高を基準として求めた。

PIV画像解析と3D画像解析による水面形状のデータ取得時間が一致するのは各ケースで数回であり、その時のデータを用いて水面形状と流速を整理したものを図-115に示す。

次に、(9)式を(7)式に適用して求めた(10)式より無次元掃流力 τ_* を算出した。

$$\tau_* = \frac{n^2 u^2}{s d_{50} h^{\frac{1}{3}}} \quad (10)$$

ここで、 d_{50} :砂粒の50%通過粒径を示す。なお、Case3については堤体の上部と下部で材料が異なるが、ここでは上部の粒径を採用している。

次に、限界無次元掃流力 τ_{*c} を求める。まず、限界摩擦速度 u_{*c} を平均粒径から岩垣の式(11)を用いて求める。

$$\begin{aligned} d \geq 0.303\text{cm} : u_{*c}^2 &= 80.9d \\ 0.118 \leq d \leq 0.303\text{cm} : u_{*c}^2 &= 134.6d^{31/32} \\ 0.565 \leq d \leq 0.118\text{cm} : u_{*c}^2 &= 55.0d \\ 0.0065 \leq d \leq 0.0565\text{cm} : u_{*c}^2 &= 8.41d^{11/32} \\ d \leq 0.0065\text{cm} : u_{*c}^2 &= 226d \end{aligned} \quad (\text{cm} - \text{sec} \text{ 単位}) \quad (11)$$

(11)式で求めた限界摩擦速度 u_{*c} から限界無次元掃流力 τ_{*c} を、(12)より求める。

$$\tau_{*c} = \frac{u_{*c}^2}{sgd} \quad (12)$$

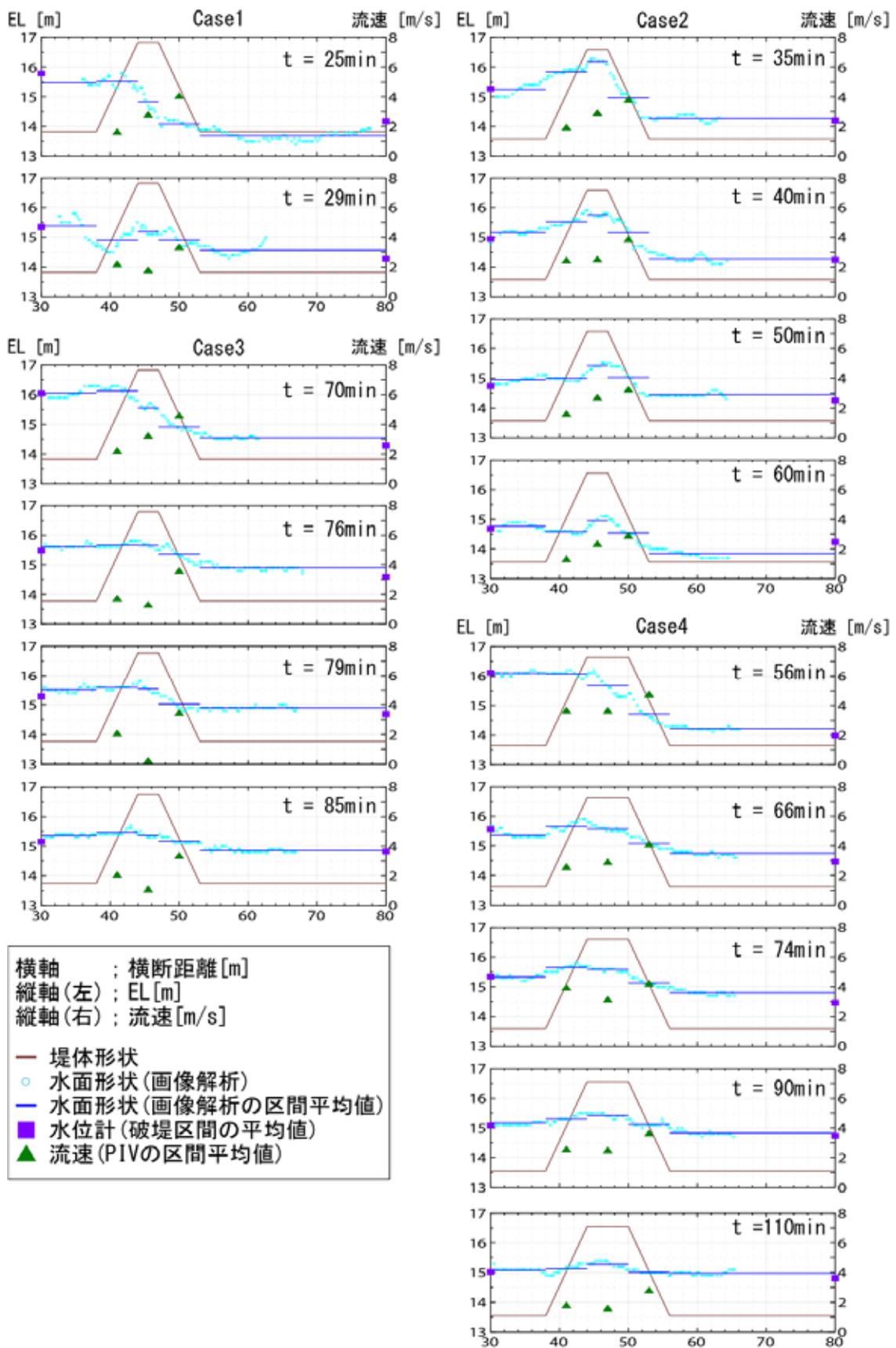


図- 115 開口部下流端近傍の水面形状と流速

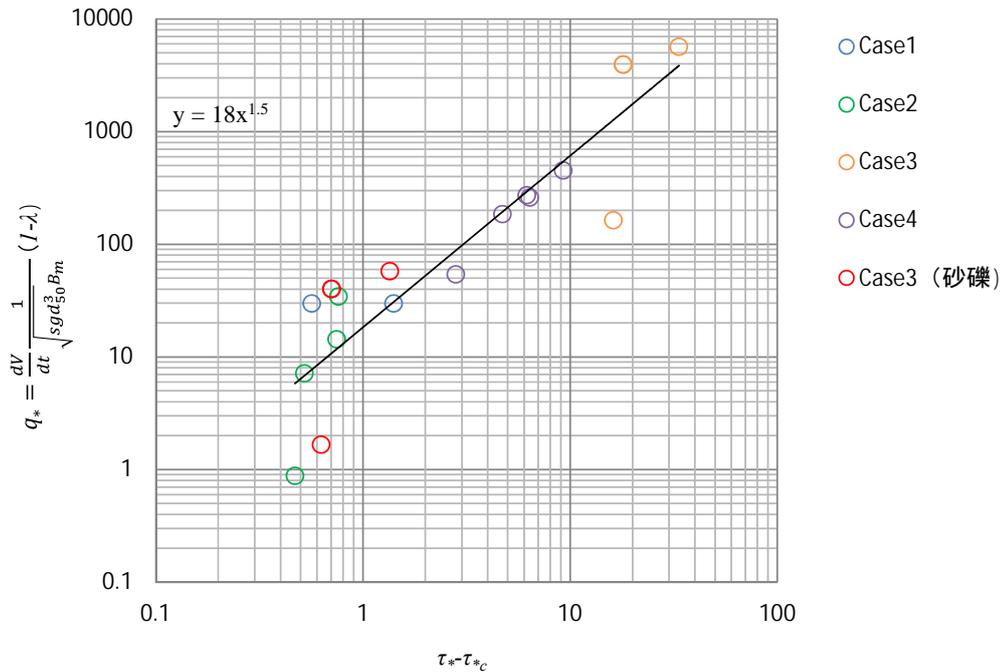


図- 116 無次元堤体崩壊量と堤体に作用する無次元掃流力

・ 堤体崩壊量の定量化

(4), (10), (12)式を用いて破堤拡幅開始以降の実験結果をプロットし, 図- 116 に示す.

堤体特性や土質は各ケースで異なるものの, プロットした結果は相関性があることが分かった. なお, Case3 については, 粒径は堤体上部 2m 部分に用いた細粒分が多い材料による評価に加え, 参考として, Case3 の下部 1m 部分に用いた砂礫の多い堤体材料により整理した結果をプロットしたところ, Case1~4 と大きく傾向は外れていない.

掃流砂量式において, 無次元掃流砂量は無次元掃流力の 3/2 乗に比例すると言われているが, プロットした結果より相関を求めたところ, (5)式の係数 β_* についても約 3/2 乗となり, 掃流砂量式に近い結果となった.

以上より, 堤体崩壊は氾濫流による堤体土塊の掃流現象として捉えられ, 無次元堤体崩壊量と破堤開口部周辺の無次元掃流力の関係が掃流砂量式に近い形で表されることが分かった.

今後, 堤体崩壊量と無次元掃流力の関係を用いることにより, 破堤拡幅現象のモデル化や将来的な減災対策の技術開発の基礎となることが期待できる.

(4) 本実験のまとめ

前章までに述べた予備実験で得られた計測手法や条件設定等に関する知見を踏まえて、千代田実験水路において、広い氾濫域を設定した横越流の破堤実験を行った。実験は、河道流量(フルード数)、堤体材料、堤体形状(天端幅)の違いによる4ケースを実施した。

実験結果より、主に次のことが分かった。

- 破堤進行過程に関し、以下の4つの段階(Step)に分類できる(図-98参照)。

[Step1;初期破堤段階]

越水開始後、越水部の裏法面、裏法肩が侵食される。天端は裏法肩から表法肩に向かって徐々に侵食されるが、破堤拡幅は進行せず、氾濫流量は増加しない段階であり、破堤拡幅を伴わない正面越流の場合の破堤に近い状態である。

なお、細粒分の多い堤体のケースと天端幅の広いケースでは、この段階の所要時間が他のケースよりも長かった。

[Step2;拡幅開始段階]

越水部の表法肩まで侵食が到達すると、急激に断面が侵食されて破堤拡幅が上下流方向に徐々に進行し、氾濫流量が増加し始める。河道から破堤口に向かう流れがわずかに見られるが、河道の流況には大きな影響を与えていない。

なお、流量が小さく水面勾配の緩いケースでは、河道の下流側からも破堤口への流れがあり、破堤拡幅は上下流にほぼ対称に進行し始めた。また、天端幅の広いケースでは、河道からの流れが破堤口下流端の堤体の河道側にぶつかり、その流れがはね返って氾濫流がやや上流に向いていた。

[Step3;拡幅加速段階]

越水部の堤体断面の大半が侵食されると、破堤拡幅が急激に進行し、進行方向は主に下流側となる。河道流から破堤口へと向かう流れが強くなり、その流速も大きくなる。また、氾濫流量が増加しピークを迎える。流況については、破堤口下流側の流速が大きくなり、この流れが堤体にぶつかり堤体を侵食しながら破堤が下流方向に進行する。

なお、流量が小さく水面勾配が緩いケースでは、他のケースより拡幅速度は小さかった。また、細粒分の多い堤体のケースでは、堤体が塊で崩壊する現象を繰り返しながら拡幅し、その速度は細粒分の少ない礫質土の堤体のケースに比べて速かった。天端幅の広いケースでは、他のケースに比べ、堤体の基盤に近い部分の侵食は堤体上部に比べて顕著に遅れて進行した。

[Step4;拡幅減速段階]

下流方向への堤体侵食とそれによる氾濫域の土砂堆積を繰り返しながら、氾濫流の主流

部がほぼ一定の幅で下流へ移動する。氾濫流量もほぼ一定で推移し、破堤拡幅速度は遅くなる。また、破堤口の下流端は、氾濫域側に顕著に斜めの形状となって破堤が進行する。

- 破堤氾濫終了後の状況や堤体内の水位の状況について、以下のことが確認された。
 - ・ 破堤に伴い、破堤部上流の河道の河床洗掘や、堤体や河道内の土砂の氾濫域への流出が生じるが、氾濫終了後の氾濫域の土砂の堆積状況は、破堤口に近い方から砂礫分、砂分といった粒径の大きなものから順に同心円状に拡散する傾向が見られた。なお、細粒分の多い堤体のケースでは、他のケースではほとんど見られなかった粘性土の堆積も見られるなど、堤体材料により堆積土砂の状況(粒径分布)に違いがあった。
 - ・ 地盤に間隙水圧計を設置し堤体内の水位を推定した結果、堤体から越水する前の河道内水位の上昇中には、堤体内水位も河道側から氾濫域側にかけて徐々に上昇していくことが推測された。なお、細粒分の多い堤体のケースでは、他のケースに比べて透水係数が低く、堤体内水位の上昇が小さいなど、実験条件によりその状況に違いがあった。

- 破堤進行過程と水理量の関係について、千代田実験水路の限られた条件下ではあるが、以下のことが分かった。
 - ・ 初期破堤段階(破堤拡幅開始以前)においては、今回のような横越流の破堤実験においても、堤体侵食量と氾濫流量の関係が既往の正面越流実験結果に関する報告²⁾と概ね同様の傾向となった。
 - ・ 破堤拡幅が開始過程においては、堤体崩壊は氾濫流による堤体土塊の掃流現象として捉えられ、無次元堤体崩壊量と破堤開口部周辺の無次元掃流力の関係が掃流砂量式に近い形で表された。

第Ⅲ部 縮尺模型実験による再現性の検証

第Ⅲ部では、縮尺模型実験による千代田実験水路における越水破堤実験の再現性の検証について述べる。

第9章 縮尺模型実験

千代田実験水路で実験を行うにあたり、基本的な流況や破堤状況を確認する目的で、つくば市の国土交通省国土技術政策総合研究所にある河川水理実験施設において縮尺模型実験を実施している。ここでは、千代田実験水路で行った越水破堤実験と縮尺模型を比較することで、今回の実験における破堤状況に関する再現性を検証した。

(1) 縮尺模型実験概要

a) 水路形状・実験条件

縮尺模型規模は、写真- 49, 図- 117, 図- 118 に示すように、現地(千代田実験水路)の縮尺 1/20, 再現範囲は転倒ゲートから実験水路及び新水路合流部下流まで合計 84m 区間とし、実験水路と氾濫域は移動床とした。現地と縮尺模型のスケール換算にあたって、表- 14 に示すようにフルードの相似則を適用した。ここで、実験水路と氾濫域に敷き均す河床材の粒径については、図- 119 に示すように、千代田実験水路の浮遊成分である 2.38mm 以下をカットした粒径加積曲線をフルード相似則に従い 1/20 にした粒径加積曲線になるような混合砂を用いた。

縮尺模型における堤体材料は、掃流力の相似性に着目した縮尺粒径を用いる手法²⁴⁾もあるが、現地の堤体は、シルト分を 15%程度含んだ若干粘着性がある土質であるため、既往研究¹¹⁾を参考にあらかじめ実施した実験結果より、河床材料にベントナイトを堤体の体積に対して 10%配合したものを使用する。

なお、現地で用いた鋼矢板については、縮尺模型においては凹凸状況を再現した木製で製作し、縮尺模型実験水路内の粗度係数はフルード相似則に合うように調整した。

表- 15 に実験ケースを示す。縮尺模型実験は現地(千代田実験水路)で行った実験条件と同じ条件を複数回実施した。なお、細粒分の多い堤体材料を用いた現地 Case3 については、土質の縮尺再現が困難であるため実験条件から外した。

b) 計測方法

主な観測項目・観測箇所は図- 120 に示す通りである。



写真- 49 縮尺模型全景

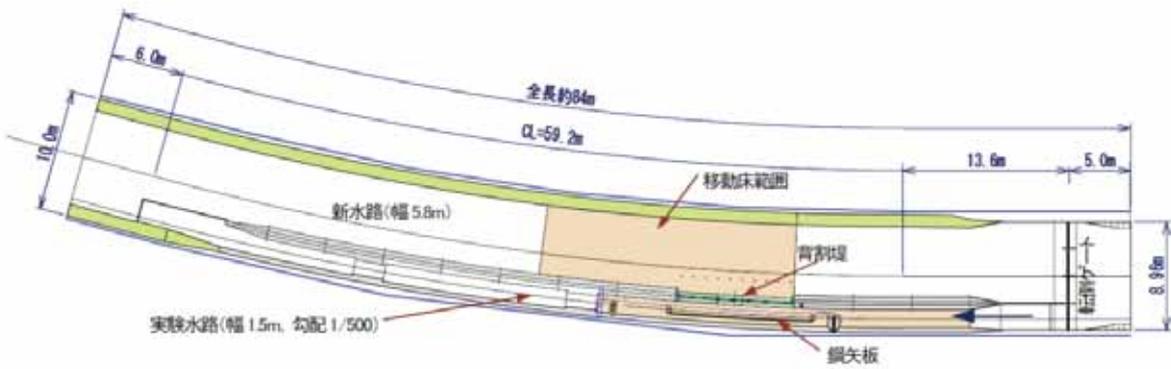


図- 117 縮尺模型平面図

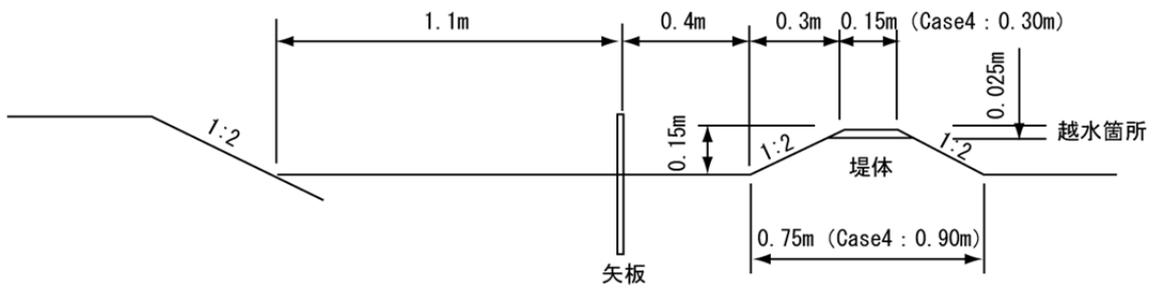


図- 118 縮尺模型断面図

表- 14 フルド相似則

物理量	千代田 実験水路	縮尺 (S=20)	縮尺模型	備考
全長(m)	1680	1/S	84	縮尺模型の実験で用いた浮遊分 カット後の粒径は0.9mm
川幅(m)	200	1/S	10	
河床材料 d_{50} (mm)	11	1/S	0.55	
給水量(m^3/s)	70	$1/S^{5/2}$	0.039	
河床粗度(m)	0.023	$1/S^{1/6}$	0.014	
時間(分)	100	$1/S^{1/2}$	22.36	

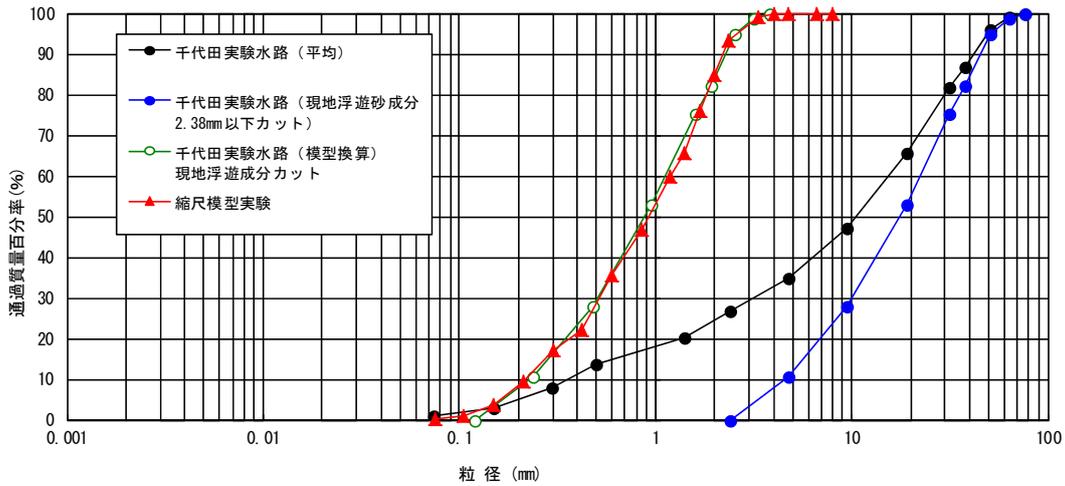
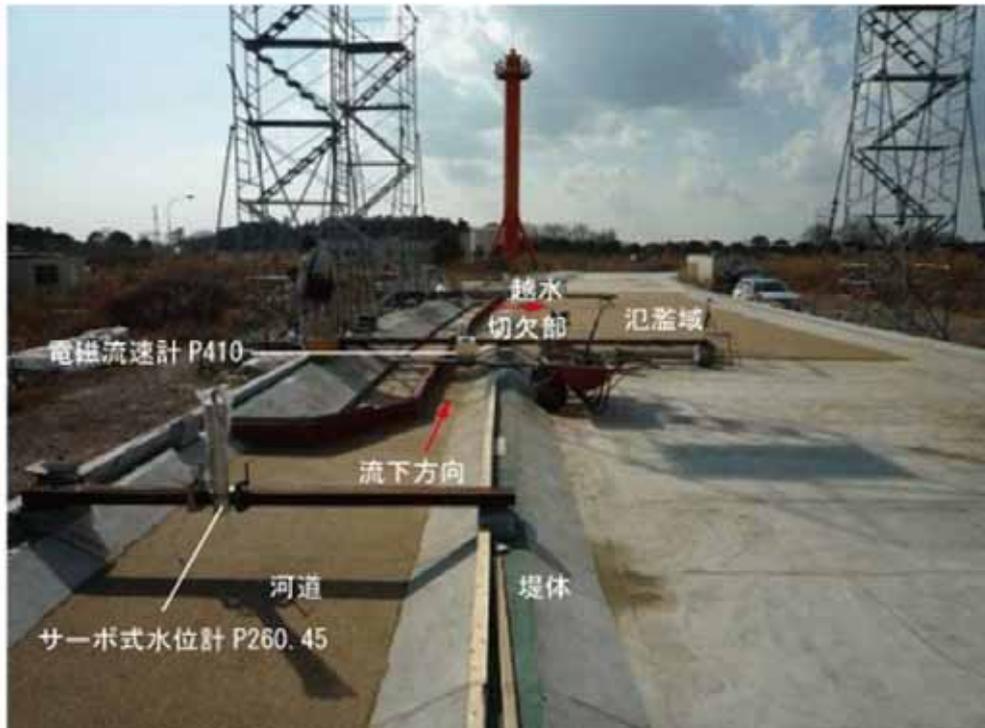


図- 119 河床材料の粒径加積曲線図

表- 15 実験条件

現地実験 ケース	模型実験 ケース	堤体・水路形状						備考
		高さ (m)	天端幅 (m)	法勾配	水路幅 (m)	水面勾配 (目標)	通水流量 (目標) (m^3/s)	
Case1	C1-1	0.15 (3)	0.15 (3)	1:2 (1:2)	0.4 (8)	1/500 (1/500)	0.039 (70)	
	C1-2							
	C1-3							
Case2	C2-1	0.15 (3)	0.15 (3)	1:2 (1:2)	0.4 (8)	1/3500 (1/3500)	0.020 (35)	流量変化
	C2-2							
Case4	C4-1	0.15 (3)	0.3 (6)	1:2 (1:2)	0.4 (8)	1/500 (1/500)	0.039 (70)	天端幅変化
	C4-2							

()は千代田実験水路の値



観測時期	観測項目	観測箇所・手法
通水中	水路内水位	●サーボ式水位計：4基（1分ピッチ） ◆マンメーター（鋼矢板沿い）：6点
	氾濫域水位	●サーボ式水位計：1基（1分ピッチ）
	流量観測	■電磁流速計（実験水路内切欠部より上流50m）：1基（1分ピッチ） 氾濫量（上流給水量-下流流量）はH-Q式より算出
	流況観測	PIVによる水面流況
	破堤形状 実験状況	カメラ・ビデオ撮影 カメラ・ビデオ撮影
通水後	河床高	水平糸からの下がり量・局所洗掘はレベル測量（初期河床高からの変動量）
	破堤形状	カメラ・ビデオ撮影

図- 120 観測手法

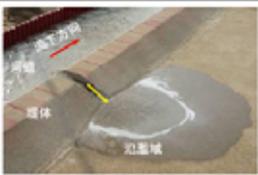
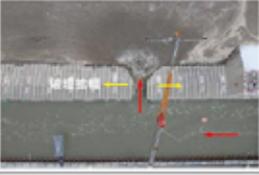
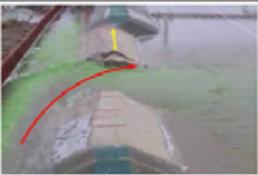
	現地 Case2	縮尺模型 C2-1	現地の破堤進行過程	縮尺模型の再現性
Step1			越水開始後、越水部の裏法面・表法肩が侵食される。また、天端は裏法肩から表法肩に向かって徐々に侵食される。	裏法面、裏法肩の侵食形状は概ね一致する。
Step2			越水部の表法肩まで侵食が到達すると、急激に断面が侵食されて、破堤拡幅が上下流方向に徐々に進行する。	破堤口の上下流対称の形状は概ね一致する。
Step3			堤体断面の大半が侵食されると、破堤拡幅が急激に進行し、進行方向は主に下流側となる。	破堤口の下流端が流れに対して比較的直角となる形状は概ね一致する。
Step4			破堤口の下流端は、氾濫域側に顕著に斜め形状となって破堤が進行する。	破堤口下流端の斜め形状は概ね一致する。

図- 121 現地（千代田実験水路）と縮尺模型の破堤状況の比較

(2) 再現性の検証

a) 破堤進行過程の再現性

図- 121 に示すように、縮尺模型における破堤進行過程についても、越水開始から破堤終了まで現地（千代田実験水路）と同様の 4 つのステップが観察された。以下に、Case2 を例に、縮尺模型実験の再現性について整理した。

Step1 は、越水開始後、越水部の裏法面・裏法肩が侵食される。また、天端は裏法肩から表法肩に向かって徐々に侵食される。現地と縮尺模型で、裏法面・裏法肩の侵食形状は概ね一致している。

Step2 は、越水部の表法肩まで侵食が到達すると、急激に断面が侵食されて、破堤拡幅が上下流方向に徐々に進行する。現地と縮尺模型で、破堤口の上下流対称の形状は概ね一致している。

Step3 は、堤体断面の大半が侵食されると、破堤拡幅が急激に進行し、進行方向は主に下流側となる。現地と縮尺模型で、破堤口下流端の堤体形状が流れに対して比較的直角となる形状は概ね一致している。

Step4 は、破堤口の下流端は、氾濫域側に顕著に斜め形状となって破堤が進行する。現地と縮尺模型で、破堤口下流端の斜め形状は概ね一致している。

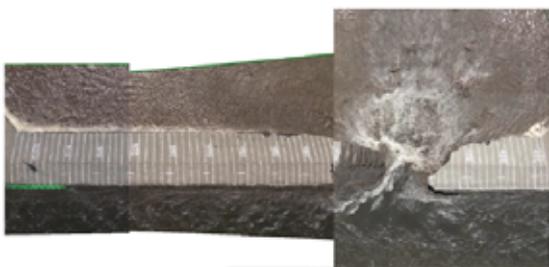
写真- 50～写真- 56 に、各ケースの破堤状況について、現地と縮尺模型を同じ破堤幅で比較したものを示す。破堤進行に要する時間は異なるものの、現地と縮尺模型で、破堤進行過程は概ね一致することが確認できる。

現地 Case1

越水開始後 (t=0min)



破堤幅 ≒ 7m (t=20min)



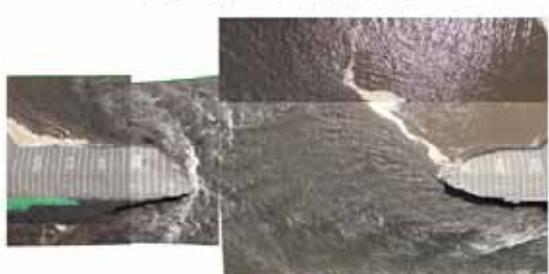
破堤幅 ≒ 20m (t=28min)



破堤幅 ≒ 30m (t=34min)



破堤幅 ≒ 40m (t=39min)



模型 C1-1

越水開始後 (t=0min)



破堤幅 ≒ 7m (t=78min)



破堤幅 ≒ 21m (t=96min)



破堤幅 ≒ 32m (t=105min)



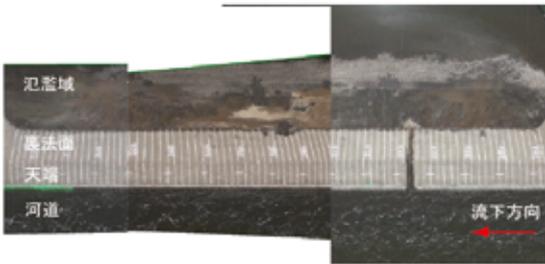
破堤幅 ≒ 41m (t=114min)



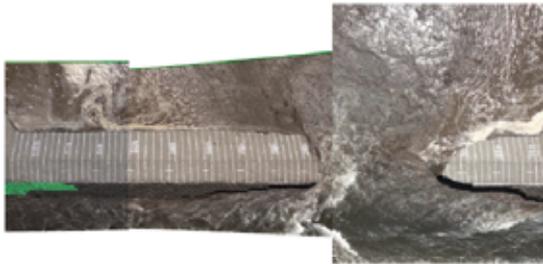
写真- 50 破堤状況 (模型 C1-1)

現地 Case1

越水開始後 (t=0min)



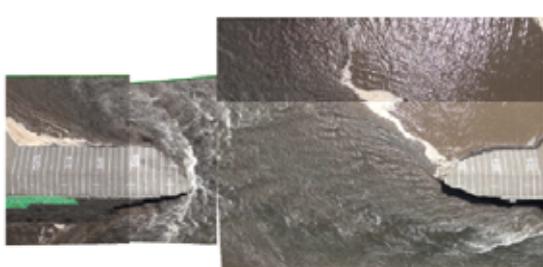
破堤幅 ≒ 20m (t=28min)



破堤幅 ≒ 30m (t=34min)



破堤幅 ≒ 40m (t=39min)



模型 C1-2

越水開始後 (t=0min)



破堤幅 ≒ 19m (t=34min)



破堤幅 ≒ 30m (t=45min)



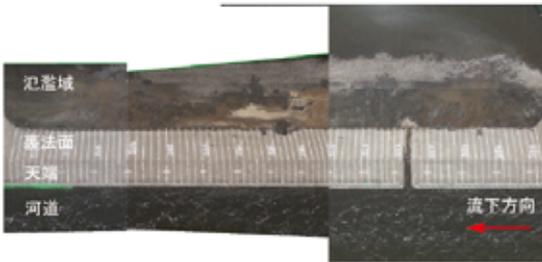
破堤幅 ≒ 39m (t=56min)



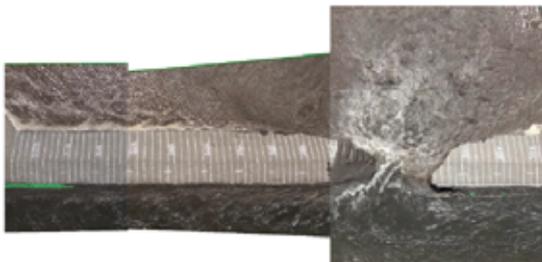
写真- 51 破堤状況 (模型 C1-2)

現地 Case1

越水開始後 (t=0min)



破堤幅 \approx 9m (t=6min)



破堤幅 \approx 12m (t=8min)



破堤幅 \approx 20m (t=28min)



破堤幅 \approx 52m (t=56min)



模型 C1-3

越水開始後 (t=0min)



破堤幅 \approx 9m (t \approx 58min)



破堤幅 \approx 12m (t \approx 63min)



破堤幅 \approx 21m (t \approx 72min)



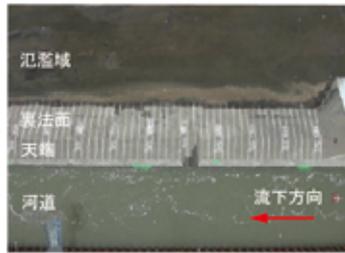
破堤幅 \approx 54m (t \approx 105min)



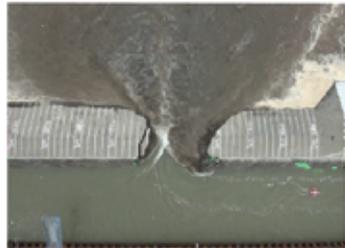
写真- 52 破堤状況 (模型 C1-3)

現地 Case2

越水開始後 (t=0min)



破堤幅 ≒ 9m (t=33min)



破堤幅 ≒ 14m (t=37min)



破堤幅 ≒ 22m (t=49min)

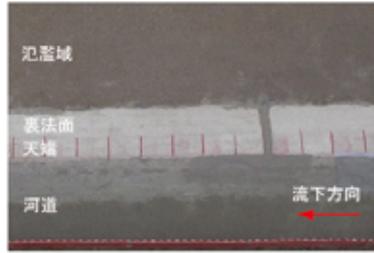


破堤幅 ≒ 29m (t=93min)



模型 C2-1

越水開始後 (t=0min)



破堤幅 ≒ 9m (t=38min)



破堤幅 ≒ 14m (t=43min)



破堤幅 ≒ 22m (t=54min)



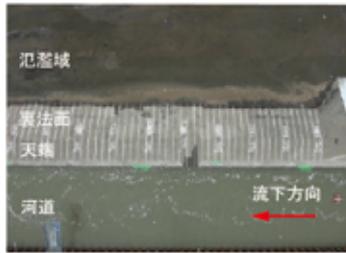
破堤幅 ≒ 29m (t=125min)



写真- 53 破堤状況 (模型 C2-1)

現地 Case2

越水開始後 (t=0min)



破堤幅 \approx 9m (t=33min)



破堤幅 \approx 16m (t=39min)

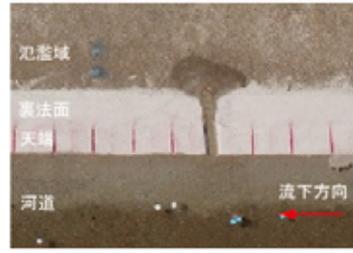


破堤幅 \approx 25m (t=64min)



模型 C2-2

越水開始後 (t=0min)



破堤幅 \approx 9m (t \approx 38min)



破堤幅 \approx 16m (t \approx 42min)



破堤幅 \approx 25m (t \approx 47min)



写真- 54 破堤状況 (C2-2)

現地 Case4

越水開始後 (t=0min)



破堤幅 \approx 13m (t=54min)



破堤幅 \approx 20m (t=58min)



破堤幅 \approx 41m (t=72min)

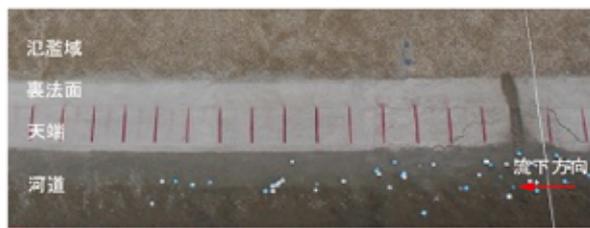


破堤幅 \approx 49m (t=78min)



模型 C4-1

越水開始後 (t=0min)



破堤幅 \approx 12m (t=10min)



破堤幅 \approx 22m (t=36min)



破堤幅 \approx 43m (t=63min)



破堤幅 \approx 53m (t=96min)



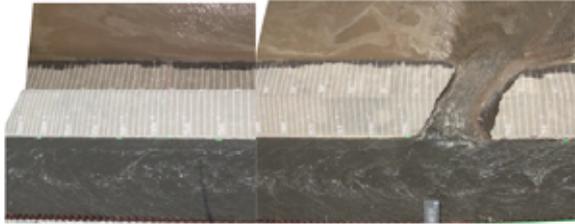
写真- 55 破堤状況 (C4-1)

現地 Case4

越水開始後 (t=0min)



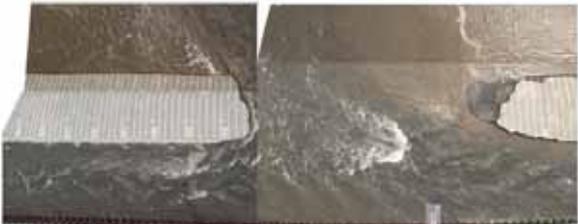
破堤幅≒10m (t=52min)



破堤幅≒20m (t=58min)



破堤幅≒41m (t=72min)



破堤幅≒49m (t=78min)

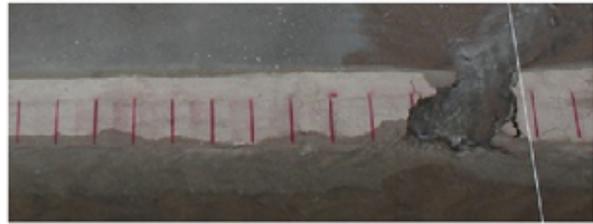


模型 C4-2

越水開始後 (t=0min)



破堤幅≒11m (t≒145min)



破堤幅≒22m (t≒161min)



破堤幅≒42m (t≒174min)



破堤幅≒53m (t≒183min)



写真- 56 破堤状況 (C4-2)

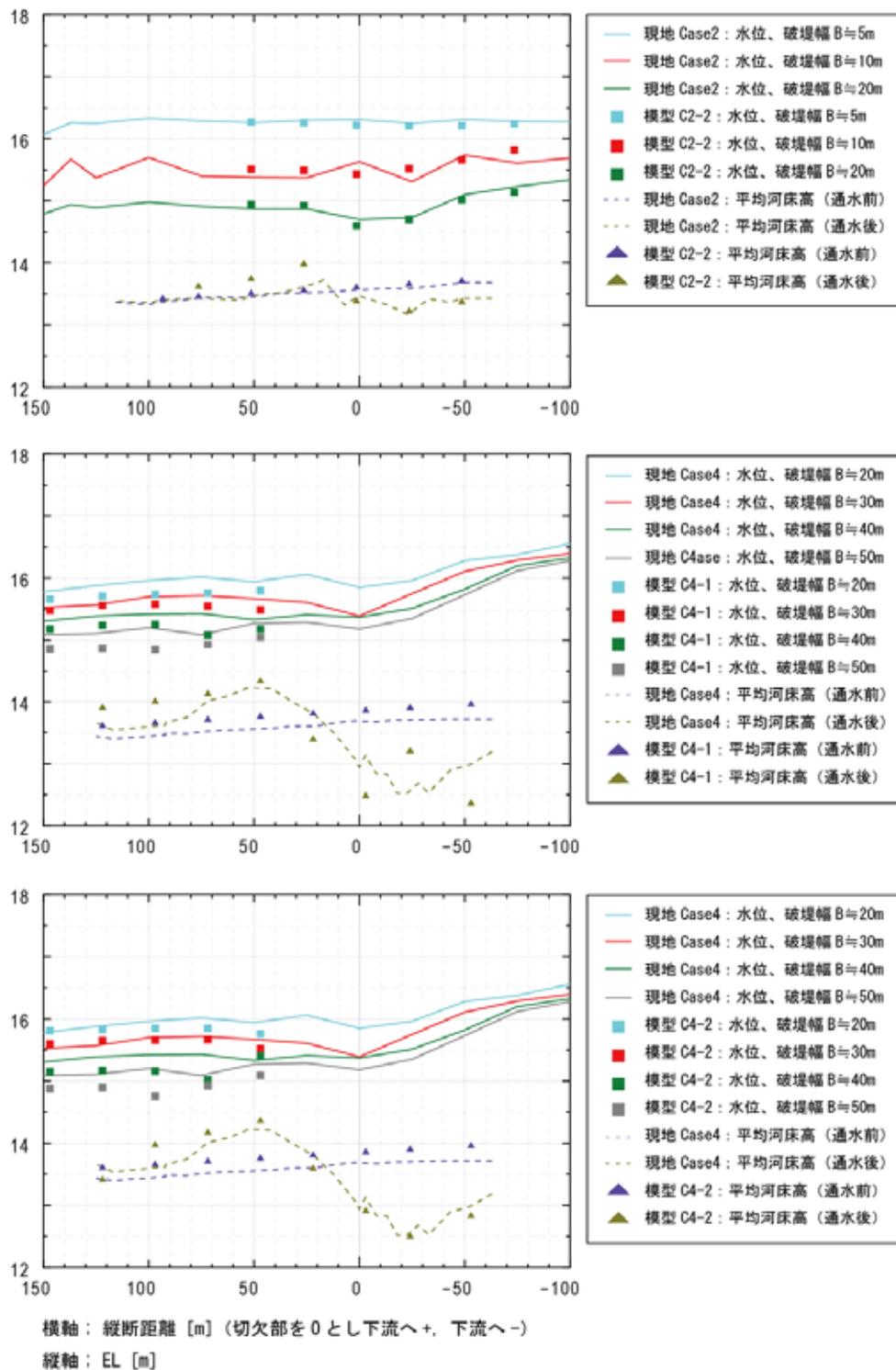


図- 122 通水前後の縦断形状と水位

b) 水位と河床高の再現性

河道内の水位と河床高について、Case2 と Case4 を例に、現地と縮尺模型実験の結果を比較したものを図- 122 に示す。なお、縮尺模型実験の結果は現地スケールに換算してある。水位は概ね一致しており、平均河床高についても、C2-2 や C4-1 で最大 0.5m 程度のばらつきはあるものの、概ね傾向は一致している。

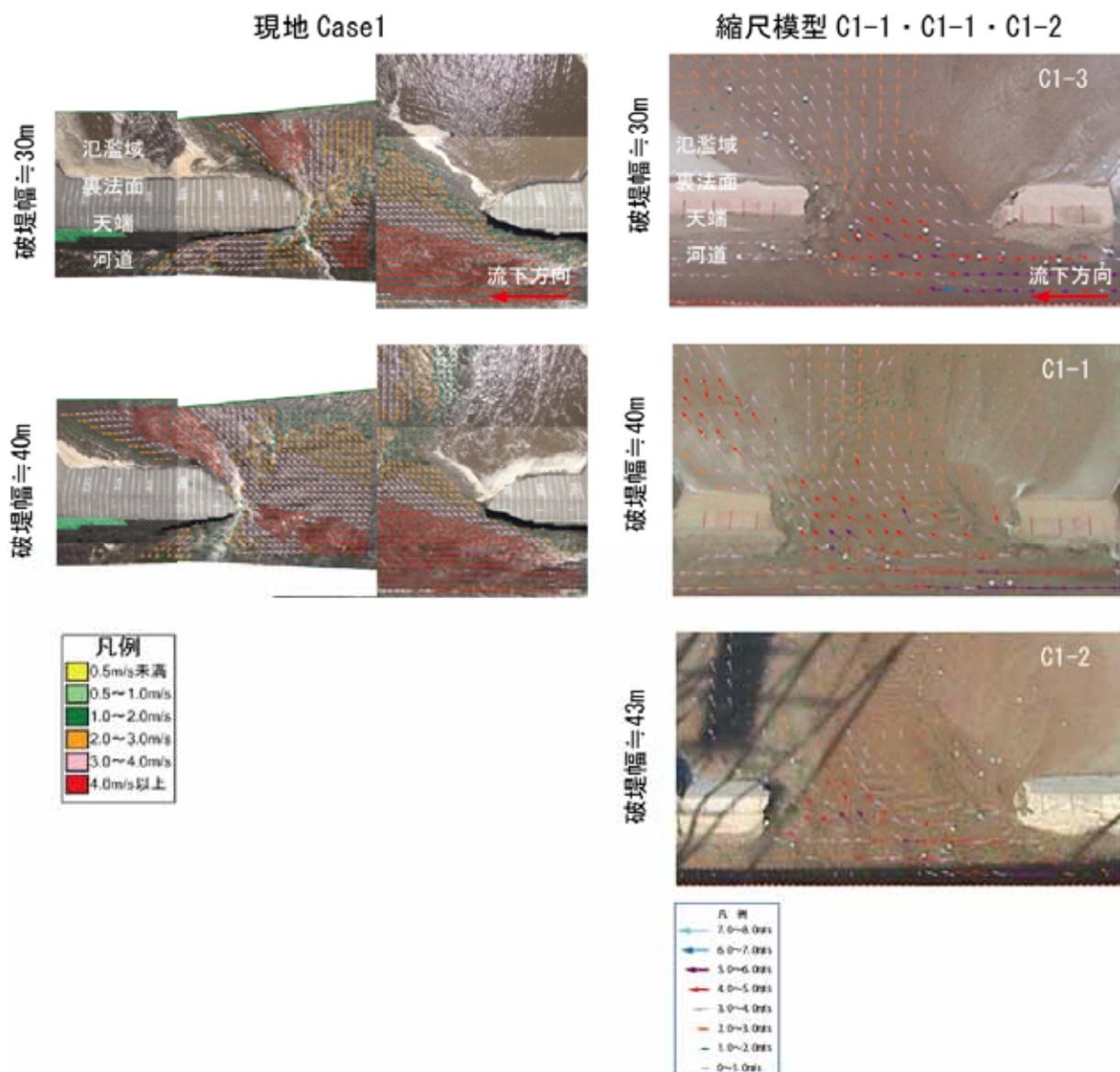


図- 123 PIV 解析結果 (Case1)

c) 流況の再現性

破堤時の表面流速の PIV 解析結果について、破堤幅が同じ時の現地と縮尺模型実験の比較を図- 123～図- 125 に示す。なお、縮尺模型の値をフルード相似則により現地スケールに換算している。

破堤口における流速及び流向は、各ケースとも概ね傾向は一致していることが確認できる。

現地 Case2

縮尺模型 C2-2

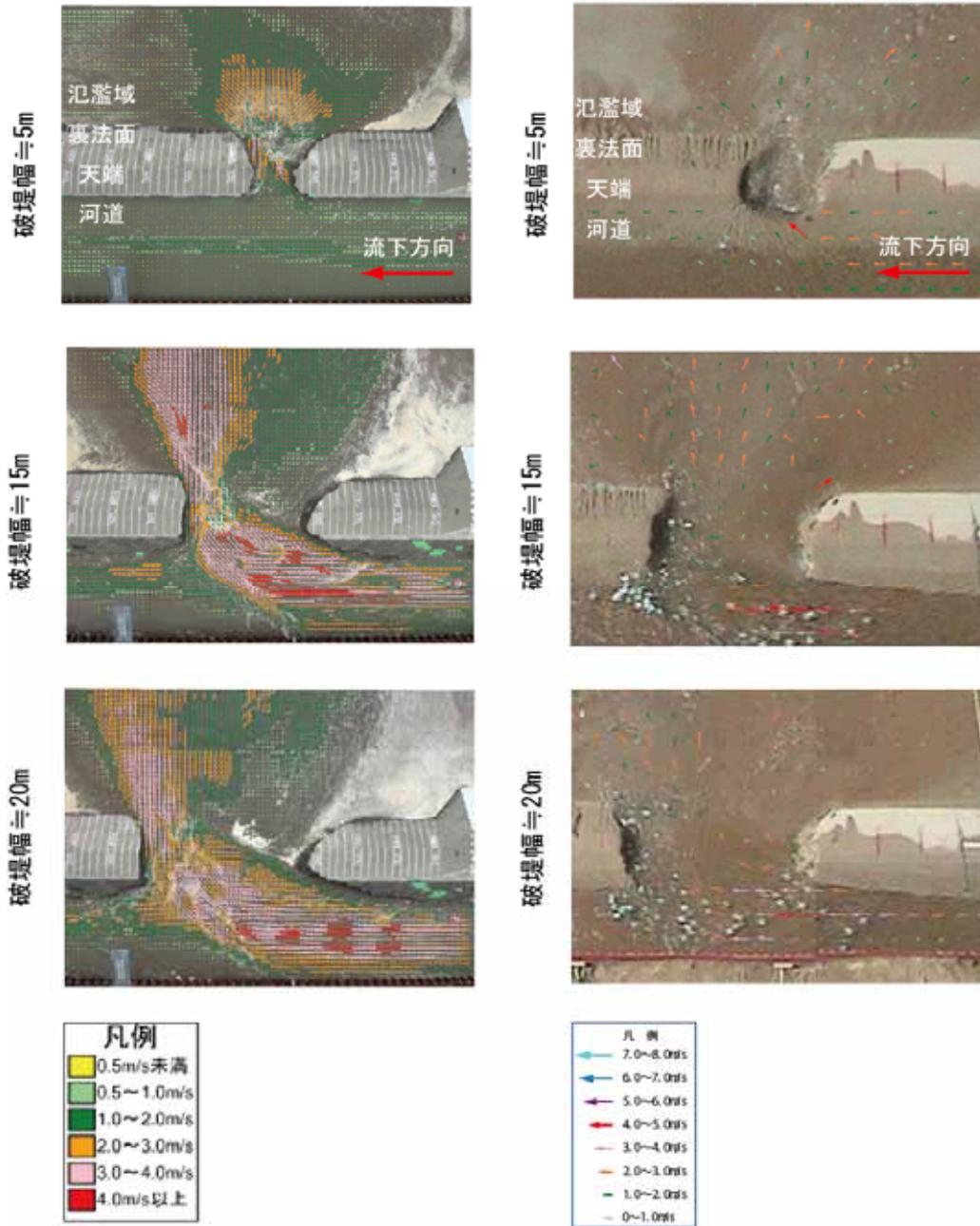


圖- 124 PIV 解析結果 (Case2)

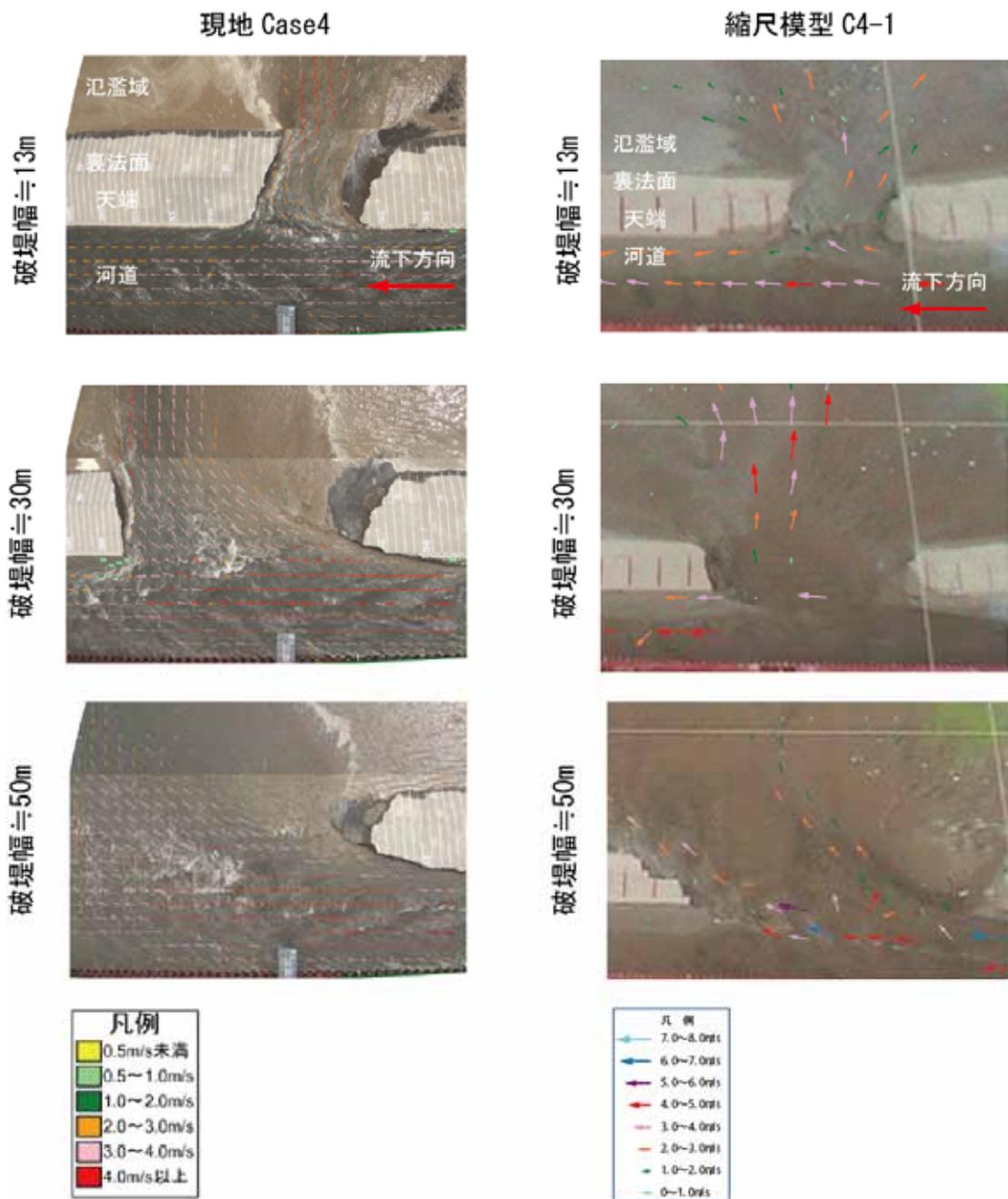


圖- 125 PIV 解析結果 (Case4)

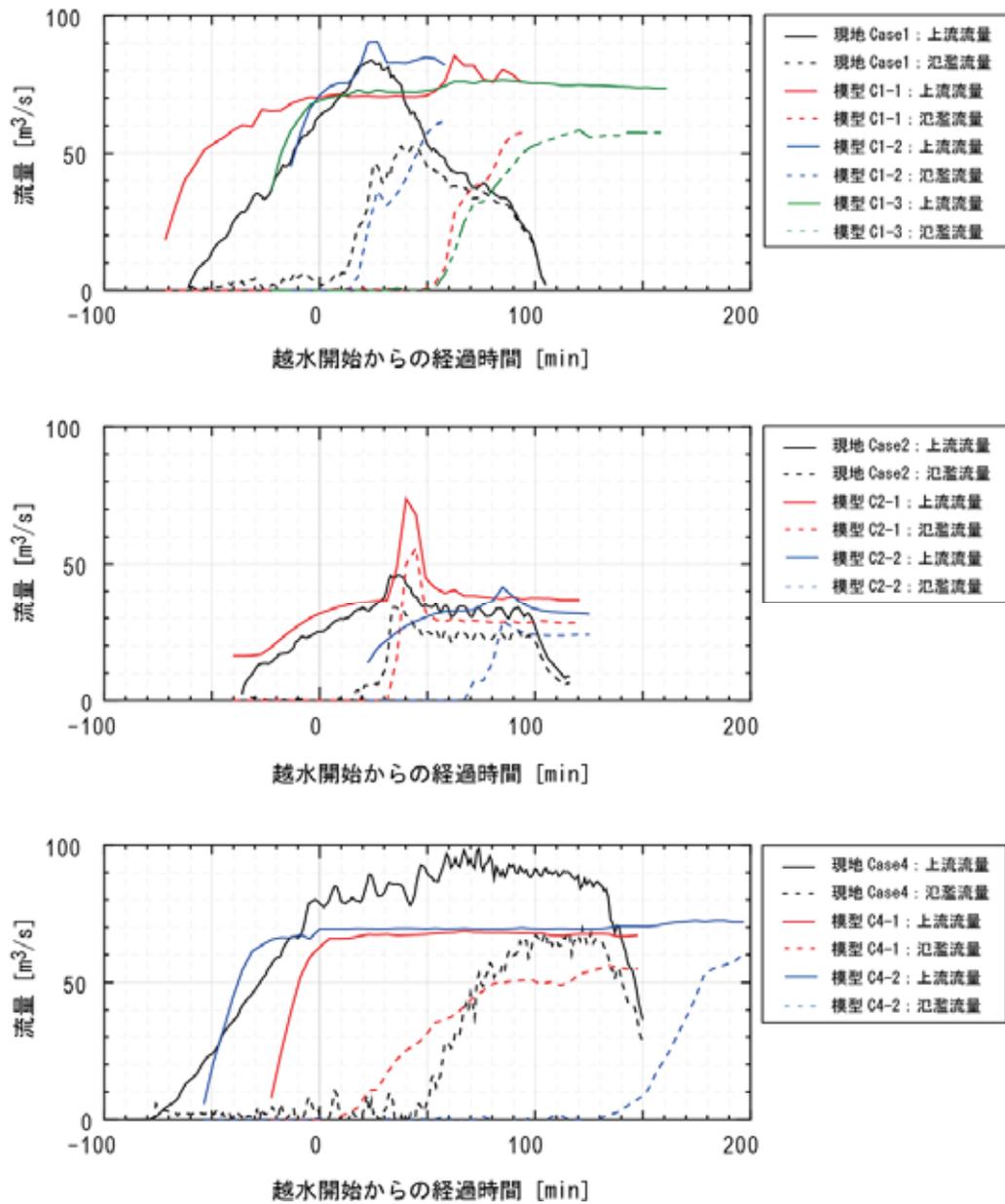


図- 126 上流流量と氾濫流量

d) 氾濫流量の再現性

図- 126 に示すように、上流流量と氾濫流量について、ケース毎に現地と縮尺模型実験の結果を比較した。

各ケースとも、上流流量は異なるものの、氾濫流量の増加や、氾濫流量がピークに達した後にほぼ一定の流量を保持して推移する傾向は概ね一致する。

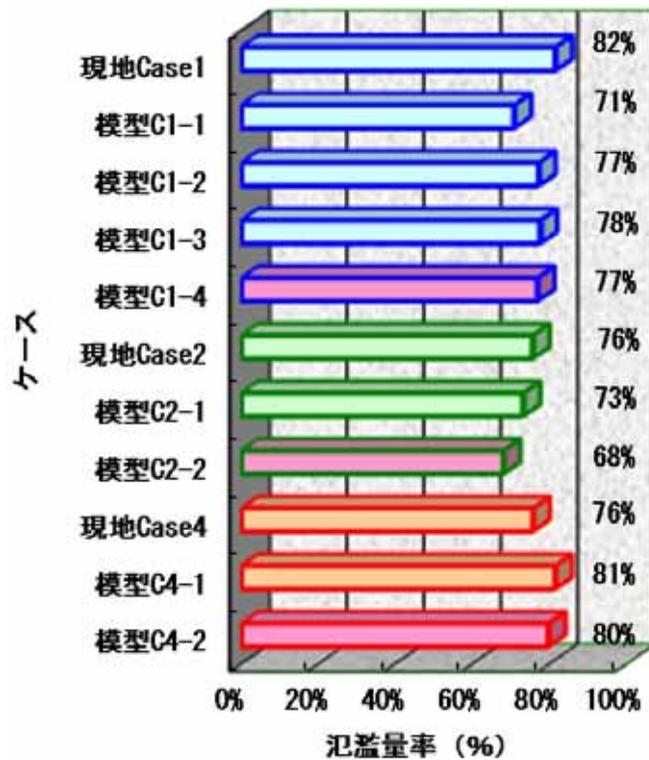


図- 127 氾濫量率

次に、破堤区間の上流流量と氾濫流量を用いて、(13)式より求めた氾濫量率を図- 127 に整理した。

$$\text{氾濫量率}(\%) = Q_{out} / Q_{in} \quad (13)$$

ここで、 Q_{out} :氾濫流量、 Q_{in} :上流流量である。氾濫量率(%)は、氾濫流量が一定となる時点で算出した。ただし、現地 Case1 及び C1-1・C1-2・C4-2 のように、氾濫流量が安定する前にゲートを閉じ始めた場合は、氾濫流量がピーク時点で算出した。

氾濫量率は、現地と縮尺模型実験の全ケースで約 70%～80%の範囲にあり、概ね同じ値となった。

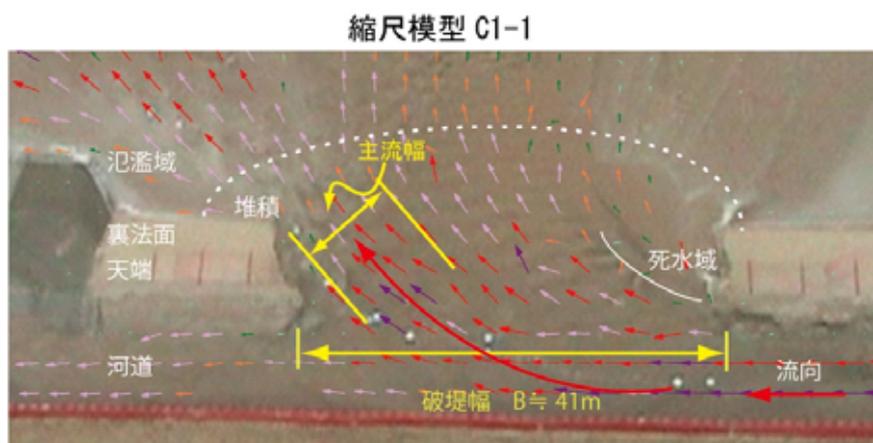
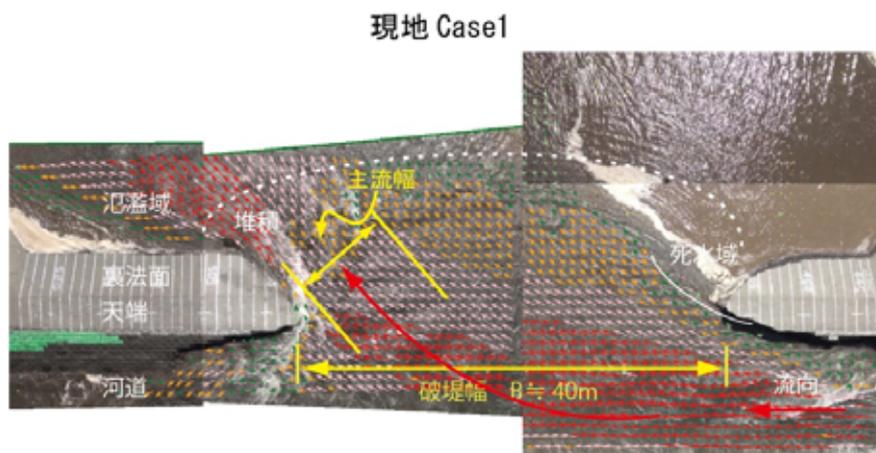


図- 128 破堤部の流況図

第Ⅱ部で述べたとおり、破堤拡幅が進行しても氾濫流が破堤口の全幅を流れるのではなく、下流側にほぼ一定幅の主流が見られ、破堤口上流側には流速の小さい範囲(死水域)が発生する。この主流が堤体にぶつかりながら破堤が下流方向に進行し、主流幅もほぼ一定を保ちながら下流に移動するため、氾濫流量もほぼ一定に近づくと考えられる。

図- 128 に現地と縮尺模型実験の破堤口部における流況比較の一例を示す。両者の傾向は概ね一致している。

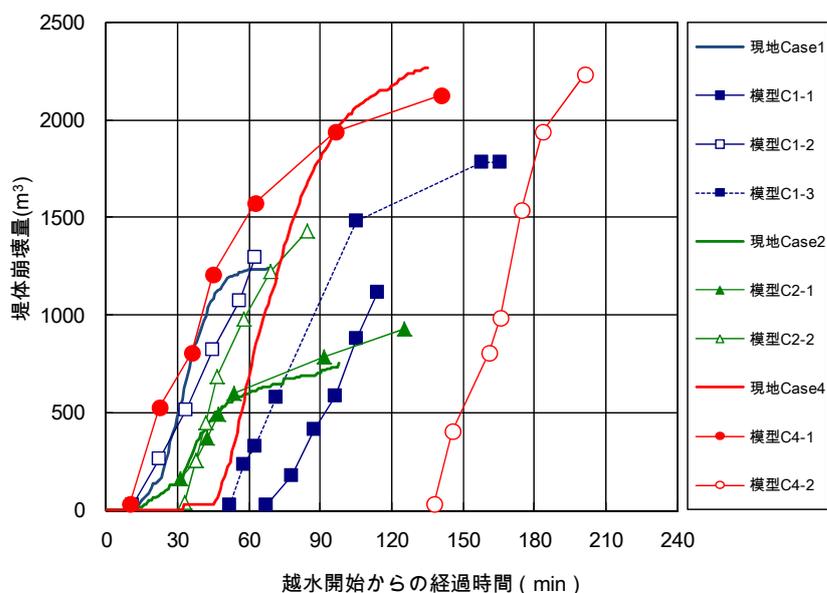


図- 129 堤体崩壊量の時間変化

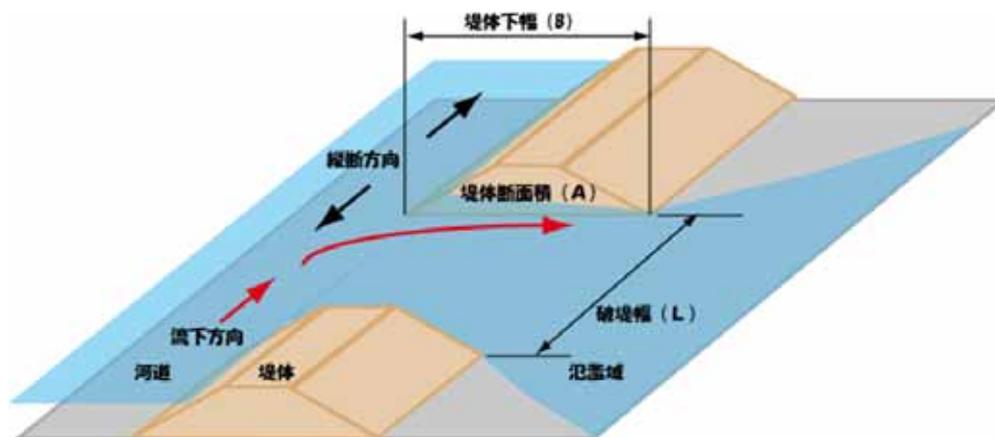


図- 130 堤体崩壊量の算出

e) 堤体崩壊量の再現性

図- 129 に破堤拡幅開始以降を対象として、越水開始からの時間と堤体崩壊量の関係を整理した。ここで、縮尺模型はフルードの相似則で現地換算した。堤体崩壊量 V は、図- 130 に示すように、堤体断面積 A に破堤箇所の縦断方向の開口長さ(破堤幅) L を乗じて求めた。なお、実際の堤体崩壊量は、厳密には堤体下部の基礎地盤の洗掘量も考慮する必要があるが、ここでは概ねの傾向として、基盤より上部の堤体のみ流失するものとして整理した。

現地と縮尺模型を比較すると、破堤拡幅開始後の堤体崩壊速度は C2-2 を除き、概ね同様の傾向を示しているが、破堤拡幅開始までの所要時間は異なっている。

ここで、縮尺模型の実験条件はフルードの相似則を適用しているが、破堤現象は移動床に類似することから、時間縮尺については、流砂の相似則を適用する必要がある。そのため、流砂の相似による時間縮尺の補正を試みた。

流砂の相似については、堤体崩壊量を流砂量に見立てて、その相似比が縮尺比の 3 乗になるとして求めた。ここで流砂量は、*Meyer・Peter-Müller* の式から求めた単位幅当たり掃流砂量に、時間 T と堤体下幅 B を乗じて、次式(14)で表される。

$$\left[\frac{1}{s}\right]^3 = \frac{8(\tau_{*m} - \tau_{*cm})^{1.5} \sqrt{sgd_m^3 T_m B_m}}{8(\tau_{*p} - \tau_{*cp})^{1.5} \sqrt{sgd_p^3 T_p B_p}} \quad (14)$$

ここで、 S :現地と縮尺模型の長さ L の比 ($S=20$)、 τ_* :無次元掃流力、 τ_{*c} :限界無次元掃流力、 s :砂粒の水中比重、 g :重力加速度、 d :砂粒の粒径、 T :時間、 B :堤体下幅である。また、添字の p, m はそれぞれ現地と縮尺模型を表す。

これを整理すると、以下の相似則(15)式が成り立つ。

$$T_r = \left[\frac{1}{s}\right]^{0.5} \left[s^{1.5} d_r^{-1.5} (\tau_* - \tau_{*c})^{1.5} \right] \quad (15)$$

ここで、添字 r は現地と縮尺模型の比を表す。

[]内がフルード則の時間縮尺からの補正值となる。次に補正值を求める。計算条件は表- 16 に整理した。まず、摩擦速度 u_* を(16)式にて求める。

$$u_* = \sqrt{gh i_e} \quad (16)$$

ここで、 h :水深、 i_e :エネルギー勾配である。ここでは、エネルギー勾配の代わりに河床勾配 i を用いて算出した。破堤口横断方向の水路勾配 i_* を適用する考えもあるが、 i_* は時々刻々変化するので、ここでは適さないと考えた。縮尺模型の水深 h は破堤前の水深を適用した。

表- 16 計算条件・結果

ケース	水深 h(m)	河床勾配 i	水中比重 s	粒 径 d50(m)	補正值 Tr
現地Case1	2.46	0.002	1.69	0.00535	-
模型C1-1	0.14		1.65	0.00090	0.93
模型C1-2	0.14				0.88
模型C1-3	0.13				1.01
現地Case2	2.55		1.69	0.00492	-
模型C2-1	0.14		1.65	0.00090	1.02
模型C2-2	0.13				1.16
現地Case4	2.47		1.67	0.00074	-
模型C4-1	0.13		1.65	0.00090	1.24
模型C4-2	0.14				1.15

次に、限界摩擦速度 u_{*c} を岩垣の式 (17) より求める。

$$\begin{aligned}
 d \geq 0.303\text{cm} : u_{*c}^2 &= 80.9d \\
 0.118 \leq d \leq 0.303\text{cm} : u_{*c}^2 &= 134.6d^{31/32} \\
 0.565 \leq d \leq 0.118\text{cm} : u_{*c}^2 &= 55.0d \\
 0.0065 \leq d \leq 0.0565\text{cm} : u_{*c}^2 &= 8.41d^{11/32} \\
 d \leq 0.0065\text{cm} : u_{*c}^2 &= 226d
 \end{aligned} \tag{17}$$

(cm - sec 単位)

摩擦速度 u_* 及び限界摩擦速度 u_{*c} から無次元掃流力 τ_* 及び限界無次元掃流力 τ_{*c} を、おのこの次式 (18), (19) より求めることができる。

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{sgd} = \frac{hi}{sd} \tag{18}$$

$$\tau_{*c} = \frac{u_{*c}^2}{sgd} \tag{19}$$

各ケースにおける補正值の計算結果を表- 16 に示す。

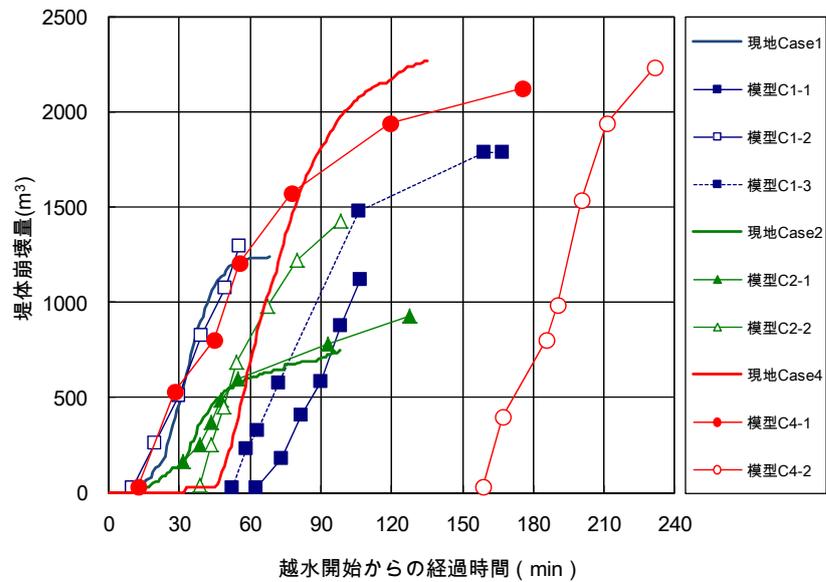


図- 131 堤体崩壊量の時間変化（補正後）

表- 16 に示す補正係数を乗じた堤体崩壊量の時間変化を図- 131 に示す。補正前と同様に現地と縮尺模型では、越水開始から破堤拡幅開始までの時間にバラツキはあるが、破堤拡幅がほぼ一定の速度で進行している間の堤体崩壊速度について、一部を除き、概ね同様の傾向を示している。

以上、流砂の相似則により時間縮尺の補正を試みた。わずかに現地と縮尺模型の状況が近づいたが、補正前と比べてそれほど変わらない結果となった。

(3) 縮尺模型実験のまとめ

千代田実験水路における越水破堤実験と同じ条件で行った縮尺模型実験について、千代田実験水路における実験と比較し、破堤状況の再現性を検証した。河道や氾濫域の流況、破堤幅の進行過程などについて、概ね千代田実験水路による実験の再現性が確認できた。今後、千代田実験水路における大規模な実験や調査等を補足するため、様々な条件で縮尺模型実験を活用できることが期待される。

まとめ

国内最大規模の実物大河川実験水路である千代田実験水路において、越水破堤実験を行い、河川堤防の越水破堤現象のうち、特に破堤拡幅機構について検討を行った。実験に先立ち、破堤実験に必要な各種計測手法の確認や基本的な破堤進行過程の把握を目的とした予備実験を行った。また、別途行った縮尺模型実験による再現性の検証も行った。

1. 予備実験

破堤実験を実施するにあたり、破堤進行中の堤体内部の崩壊状況を時系列で計測する必要があるが、その手法については実績がない。このため、実験に先立ち、計測センサーの選定や室内実験による検証を行い、堤体内部の破堤進行過程の計測手法の確立を図った。

千代田実験水路における越水破堤実験は、規模が大きく観測が広範囲にわたり、計測項目が多岐にわたるなど、前例のないスケールの実験である。このため、まず計測範囲・項目等の確認と基本的な破堤進行過程の把握を目的に、千代田実験水路において予備実験を実施した。

予備実験は、水路に横断方向に設置した堤防からの正面越流の破堤実験とともに、実河川と同じように水路に縦断方向に設置した堤防からの横越流による破堤実験を実施した。なお、横越流の予備実験については、堤体材料が異なる2ケース実施した。

主な結果を以下に示す。

- 破堤進行中の堤体崩壊過程を時系列に計測する手法として、堤体内部に加速度センサーを設置して、センサーの流出より堤体崩壊状況を検知する手法を確立した。また、電波式流速計や ADCP を用いて、より正確な時系列の流量観測手法を適用するなど、各種計測手法の確立を図った。
- 基本的な破堤進行過程に関して、破堤の初期段階では、堤体の越水部の裏法面侵食が主で、まだ破堤の拡幅は始まらず、これは正面越流の場合と共通の現象であった。その後、表法肩に侵食が達して堤体断面の大半が崩壊すると、正面越流では左右横断方向に、横越流では下流側に破堤拡幅が進行した。また、細粒分を多く含む堤体の実験ケースでは、砂礫分を多く含む堤体に比べ、越水開始から破堤拡幅が始まるまでの所要時間が長いなど、堤体材料により破堤状況に違いがあった。

2. 本実験

予備実験で得られた計測手法や条件設定等に関する知見を踏まえて、千代田実験水路において、広い氾濫域を設定した横越流の破堤実験を行った。実験は、河道流量(フルード数)、堤体材料、堤体形状(天端幅)の違いによる4ケースを実施した。

主な結果を以下に示す。

- 基本的な破堤進行過程に関しては、以下の4つの段階(Step)に分類できることが分かった(図-98参照)。

[Step1;初期破堤段階]

越水開始後、越水部の裏法面、裏法肩が侵食される。天端は裏法肩から表法肩に向かって徐々に侵食されるが、破堤拡幅は進行せず、氾濫流量は増加しない段階である。

なお、細粒分の多い堤体のケースと天端幅の広いケースでは、この段階の所要時間が他のケースよりも長かった。

[Step2;拡幅開始段階]

越水部の表法肩まで侵食が到達すると、急激に断面が侵食されて破堤拡幅が上下流方向に徐々に進行し、氾濫流量が増加し始める。河道から破堤口に向かう流れがわずかに見られるが、河道の流況には大きな影響を与えていない。

なお、流量が小さく水面勾配の緩いケースでは、河道の下流側からも破堤口への流れがあり、破堤拡幅は上下流にほぼ対称に進行し始めた。また、天端幅の広いケースでは、河道からの流れが破堤口下流側の堤体の河道側にぶつかり、その流れがはね返って氾濫流がやや上流に向いていた。

[Step3;拡幅加速段階]

越水部の堤体断面の大半が侵食されると、破堤拡幅が急激に進行し、進行方向は主に下流側となる。河道流から破堤口へと向かう流れが強くなり、その流速も大きくなる。また、氾濫流量が増加しピークを迎える。流況については、破堤口下流側の流速が大きくなり、この流れが堤体にぶつかり堤体を侵食しながら破堤が下流方向に進行する。

なお、流量が小さく水面勾配が緩いケースでは、他のケースより拡幅速度は小さかった。また、細粒分の多い堤体のケースでは、堤体が塊で崩壊する現象を繰り返しながら拡幅し、その速度は細粒分の少ない礫質土の堤体のケースに比べて速かった。天端幅の広いケースでは、他のケースに比べ、堤体の基盤に近い部分の侵食は堤体上部に比べて顕著に遅れて進行した。

[Step4;拡幅減速段階]

下流方向への堤体侵食とそれによる氾濫域の土砂堆積を繰り返しながら、氾濫流の主

流部がほぼ一定の幅で下流へ移動する。氾濫流量もほぼ一定で推移し、破堤拡幅速度は遅くなる。また、破堤口の下流端は、氾濫域側に顕著に斜めの形状となって破堤が進行する。

- ▶ 破堤進行過程と水理量の関係について、以下のことが分かった。
 - ・ 初期破堤段階(破堤拡幅開始以前)においては、今回のような横越流の破堤実験においても、堤体侵食量と氾濫流量の関係が既往の正面越流実験結果に関する報告²⁾と概ね同様の傾向となった。
 - ・ 破堤拡幅が開始過程においては、堤体崩壊は氾濫流による堤体土塊の掃流現象として捉えられ、無次元堤体崩壊量と破堤開口部周辺の無次元掃流力の関係が掃流砂量式に近い形で表された。

なお、今回の実験では、堤体は裸堤(芝を張らない土堤)とし、設定した箇所から破堤拡幅が始まるように堤体に切欠部を設けている。また、通水流量に限界があるため河道幅に制約があるなど、条件を限定して行った実験の結果である。

3. 縮尺模型実験による再現性

千代田実験水路における越水破堤実験と同じ条件で行った縮尺模型実験について、千代田実験水路における実験と比較し、破堤状況の再現性を検証した。河道や氾濫域の流況、破堤拡幅の進行過などについて、概ね千代田実験水路による実験の再現性が確認できた。今後、千代田実験水路における大規模な実験や調査等を補足するため、様々な条件で縮尺模型実験を活用できることが期待される。

おわりに

本報告書は、国内最大規模の実物大河川実験水路である千代田実験水路において破堤実験を行い、河川堤防の越水破堤現象のうち、特に破堤拡幅機構について検討した結果を取りまとめたものである。今回の実験を通じて、破堤進行過程や水量との関係などについて知見が得られた。今回の実験は、千代田実験水路に限られた条件の結果であり、今後の更なる調査研究とあわせて、破堤時の減災対策など、今後の河川防災に関する技術向上に資することを期待するものである。

今回の実験を行うにあたって、十勝川千代田実験水路検討委員会より、実験実施計画の策定や実験研究の方法等について、数多くの御指導や御助言を頂いた。また、十勝川千代田実験水路アドバイザー委員会においては、実験研究を円滑に進めるための御指導や御助言を頂いた。ここに御協力いただいた各委員に深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 吉川勝秀:河川堤防学, 技報堂出版, pp. 98, 2008.
- 2) 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.
- 3) 例えば, 北川明・宇多高明・福岡捷二・竹本典道・服部敦・浜口憲一郎:一関遊水地における越流小堤の耐侵食力に関する現地実験, 水工学論文集, 第 39 卷, pp. 489-494, 1995.
- 4) 例えば, 藤田光一・末次忠司・諏訪義雄・東高德・白土正美・郡司篤・最上谷吉則:透水性(排気性)材料を用いた堤防裏法越水強化工法の水理的評価と技術的位置づけについて, 河川技術論文集, 第 7 卷, pp. 109-114, 2001.
- 5) 例えば, 石川忠晴:越水堤防調査, 建設省技術研究会報告(直技), pp. 802-809, 1982.
- 6) 例えば, 木村勝行・重野輝貴・成田国朝:越流に伴う堤体の破壊現象に関する研究, ダム工学会誌, Vol.9, No3, pp. 215-223. 1999.
- 7) 例えば, 藤田裕一郎・村本嘉雄: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講演概要集第 2 部, 第 42 回, pp. 559-560, 1987.
- 8) 例えば, 奥田浩司・高橋迪夫・山崎僚・小澤徳雄・三浦剛:排水機能を持つ堤防裏法尻保護工に関する実験的検討, 水工学論文集, 第 51 卷, pp. 751-756. 2007.
- 9) 例えば, 田中祐一朗・梶野浩司・中谷剛:越流による河川堤防の一次元破壊, 土木学会年次学術講演会講演概要集第 2 部, 第 50 回, pp. 482-483, 1995.
- 10) 例えば, 重枝未玲・秋山壽一朗: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, 会河川技術論文集, 第 11 卷, pp. 169-174, 2005.
- 11) 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.
- 12) 例えば, 黄光偉・渡辺正明・泉宮尊司:都市域における洪水氾濫に関する実験的研究, 河川技術論文集, 第 10 卷, pp. 227-232, 2004.
- 13) 例えば, 辻本哲郎・鷺見哲也・北村忠紀:矢作川及び境川流域における 2000 年 9 月豪雨災害, 河川技術論文集, 第 7 卷, pp. 71-76, 2001.
- 14) 例えば, 藤田一郎・日野友尋:ヘリ画像を利用した新川洪水流の画像計測, 河川技術論文集, 第 7 卷, pp. 31-34, 2001.
- 15) 例えば, 辻本哲郎・鷺見哲也・寺本敦子・前田和:破堤拡大過程と河川特性の関係について, 河川技術論文集, 第 11 卷, pp. 121-126, 2005.
- 16) 例えば, 後藤仁志・林稔・織田晃司・酒井哲郎:越流水による河川堤防侵食過程のグリッドレス解析, 水工学論文集, 第 46 卷, pp. 439-444, 2002.
- 17) 例えば, 廣部英一・田安正茂・榎田真也・宇治橋康行・玉井信行:平成 16 年 7 月福井豪雨におけ

る足羽川の洪水災害と洪水流解析について, 河川技術論文集, 第 11 巻, pp. 133-138, 2005.

- 18) 十勝川千代田実験水路, URL : <http://www.ob.hkd.mlit.go.jp/hp/riveroffice/chiyoda/zi/zi0.htm>
- 19) 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, 水工学論文集, 第 53 巻, pp. 871-876, 2009.
- 20) 横山勝英・金子祐・高島創太郎:温度計測に基づく感潮河道の底泥浸食過程に関する研究, 水工学論文集, 第 51 巻, pp. 877-882, 2007.
- 21) 稲垣達弘・島田友典・横山洋・三宅洋:十勝川千代田実験水路における各手法別の流量観測, 河川技術論文集, 第 17 巻, pp. 371-376, 2011.
- 22) 例えば, 水理公式集(平成 11 年度版), 土木学会, pp132-133, 1999.
- 23) 例えば, 宮脇幸大・泉典洋:越水による破堤プロセス, 土木学会北海道支部, 第 67 号, B-10, 2011.
- 24) 渡邊康玄・山本昌慧・早川博・島田友典:縮尺の違いによる越流堤実験の再現性の検討, 水工学論文集, 第 56 巻, 2012