

河川災害に対応する橋梁の防災・減災技術に関する研究（1）

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 29～令 3

担当チーム：寒地地盤チーム、
寒地河川チーム

研究担当者：山梨高裕、畠山乃、林宏親、
青木卓也、野村孝志

【要旨】

平成 28 年 8 月から 9 月にかけての台風の影響により、北海道では橋梁周辺の構造物が甚大な被害を受け、当該地域は激甚災害（本激・局激）の指定を受けた。特に道路盛土については、河川増水に伴う迂回流や大規模な流路変動によって侵食をうけたケースが多く見られた。本研究では、橋台背面盛土に作用する河川流量が盛土の安定性に及ぼす影響を再現・検討することにより、橋台背面盛土の破壊メカニズムならびに土構造物に作用する外力を定量的に把握する。また、設計に必要な流体力を算定できるモデルを開発する。さらに、恒久復旧や予防保全に寄与できる対策工技術を考案するために検討した。

キーワード：橋台、堤防侵食、対策、水路実験、数値シミュレーション

1. はじめに

平成 28 年 8 月 17 日から 3 個の台風が北海道に上陸し、その後、続いて前線と台風が接近するという事態になり、歴史的で記録的な豪雨に見まわれたことで、道東をはじめとして河川堤防からの越水や決壊による氾濫（図-1）、道路の崩壊や落橋など大惨事となった。そして直ちに被害調査が行われ、土木学会や地盤工学会・地すべり学会の調査団が報告書¹⁾として、今回の気象変動の特徴や洪水および決壊した経緯、要因などが現地踏査や解析などにより報告された。そのようななかで、国土交通省北海道開発局では、『平成 28 年 8 月北海道大雨激甚災害を踏まえた水防災対策検討委員会』が設置され、その提言²⁾において気象変動を考慮した今後の水防災対策のあり方が明記されており、特に許可工作物の対応として橋台背面の洗掘等による橋梁の被災要因を分析して有効な対策の検討が急務、とある。今回の被災でもとりわけ道路交通網の被災は、地域の社会的影響が大きく日常生活にも影響を与え孤立集落を生む重大な損害となる。

よって、本研究では道路交通網における重要構造物である河川に架かる橋梁の橋台背面盛土の保全対策の構造に着目した。今回の洪水レベルに相当する河川整備基本方針における超過洪水、いわゆる自然現象の降雨に起因して発生する計画規模を超える洪水外力に対応可能な盛土構造の新技術について、平成 28 年 8 月豪雨で発生した橋梁の被災状況を分析してその被災要

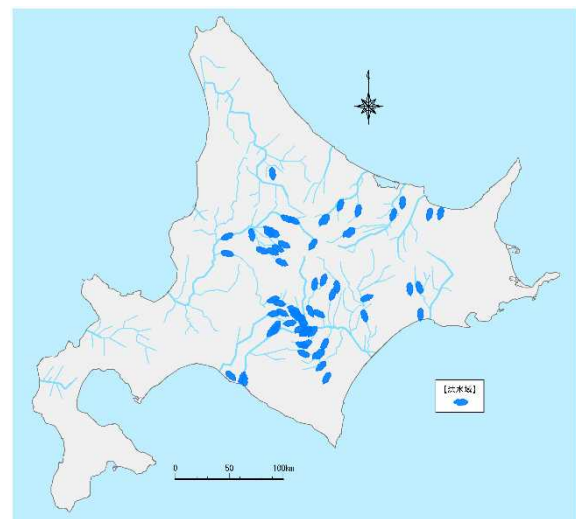


図-1 平成 28 年 8 月北海道豪雨による
河川氾濫想定図

因から変状メカニズム、恒久復旧や予防保全に寄与できる対策工技術を考案するために検討した。

2. 平成 28 年 8 月北海道豪雨で発生した橋梁被災の分布と被災形態

2.1 橋梁被災の分布

管理者聞き取り調査で、被災により改めて工事を行わなければならない橋梁は、国・道・自治体の全体で 128 箇所にあつた。小規模な維持的復旧工事を合わせるとそれ以上となる。ここでは被害が比較的大きかった四水系の石狩川水系、常呂川・湧別川水系、十

勝川水系において被災橋梁の分布を図-2に示す。ここでは河川の物理的な特徴を踏まえた区分方法として、河床勾配が同一で類似の特徴を持つ区間毎の河道を区分するセグメント区分を行い、流域として3区分とした(表-1)。

表-1 流域セグメント

区分	流域	河川勾配
セグメントⅠ	上流	1/60~1/400
セグメントⅡ	中流	1/400~1/5,000
セグメントⅢ	下流	1/5,000~概ね水平

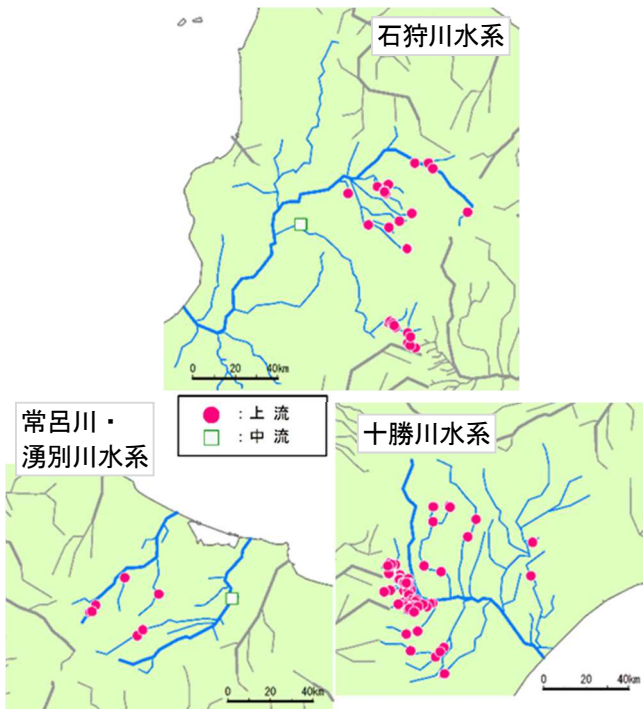


図-2 四水系における橋梁被災位置図

この図から、各水系とも被災した橋梁の多くは、上流部に集中していることが分かる。これは、中下流部の洪水流量と比較して上流部は少ないものの、上流部の河積の広さや自然堤防によるものと推察できる。

2.2 橋梁被災形態の分類

被災した128箇所の橋梁について被災形態毎に分類した(表-2)。この表から橋台背面盛土の消失が全体の58%に及びその多くは河川の上流部(セグメントⅠ)に位置していた。橋台背面盛土の被災に特化すると被災形態はほぼ3ケースで、洪水が直接あるいは橋梁上流の河岸洗掘が進行して到達したもの(図-3(a))、上流で溢水し道路が洗掘され橋台背面に達したもの(図-3(b))と橋梁付近の流木による河道閉塞で越水してその氾濫流が道路上を流下し洗掘したものであった。

現状分析では、洪水が直接あるいは河岸浸食から波及して橋台背面盛土が洗掘されて消失していることが

多く、本体が被災した橋梁の内、橋台背面盛土の消失が影響を与えたものが58%であった。つまり橋台背面盛土が洪水被害に遭わないように保全することが橋梁本体自体も保全し、被害を最小限に抑えることができる、と言える。

表-2 橋梁被災形態の分類

被災形態	基数	セグメント	基数	橋台背面盛土の消失	本体(転倒等)が変化した橋梁
橋梁護岸、根固工等の変状	38	Ⅰ	35		
		Ⅱ	3		
		Ⅲ	0		
橋梁背面盛土の流失	52	Ⅰ	50	○	
		Ⅱ	2	○	
		Ⅲ	0		
背面盛土+橋台の転倒等の変状	11	Ⅰ	11	○	○
		Ⅱ	0		
		Ⅲ	0		
橋台の転倒等の変状	6	Ⅰ	6		○
		Ⅱ	0		
		Ⅲ	0		
背面盛土+橋梁本体(上部工)の変状	11	Ⅰ	11	○	○
		Ⅱ	0		
		Ⅲ	0		
橋梁本体(上部工)の変状	10	Ⅰ	10		○
		Ⅱ	0		
		Ⅲ	0		
合計	128		128	74	38

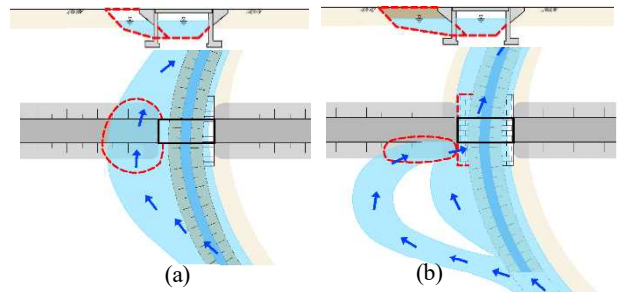


図-3 橋台背面盛土の主な被災形態

3. 橋台背面盛土の被災要因に対応する対策工の考え方

今回の被災要因は、今後、明らかにしていくが、今回の調査団の報告書¹¹⁾と過去に全国で発生した豪雨災害における各調査団の報告書⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾や研究機関の専門書等¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾から改めて図-4のように分類できる。ちなみに、これらの報告書や専門書は、堤防に関するものではあるが、堤防も橋台背面盛土も、締め固め度等の施工管理も同等であり、その要因や発生メカニズムは時間や規模の違いはあっても根本は同様であると考えられる。対策工を考えるうえで重要なことは、その要因の全てに対応できる工法でなければならない。

3.1 浸透破壊

河川水や降雨が土中に浸透し内部破壊する現象であり、従来は遮水シートなどで対応している。しかし、後述する間隙空気による破壊も近年指摘されているところである。

3.2 洗掘(侵食)・河床洗掘(河床低下)

河川水が盛土の表面を徐々に削り取る現象。通常は護岸等で対策しているが、これには遮水シートだけでは対応できず、盛土前面に河川の流耐力や土石・流木などの衝撃に対応する工法を講じなければならない。

3.3 間隙空気

伊東ら¹²⁾は、盛土内への浸水で封入され圧力増大した間隙空気が地表面に噴発することで盛土の弱体化を指摘している。そこで開発されたのが透気防水シートで、その効果を長年研究し成果を出している。

3.4 有効な対策工法

以上を踏まえ、現在ある製品や工法および改良途中品から選定すると、

- ・耐浸透および間隙空気 ⇒ 透気防水シートおよびそれと同等品以上の製品
- ・耐洗掘および河床洗掘 ⇒ 連続箱型鋼製枠、落石ネットを利用した箱型根固め工（仮称）およびそれと同等品以上の製品などが個別要因に対する工法としては有効と考えられる。

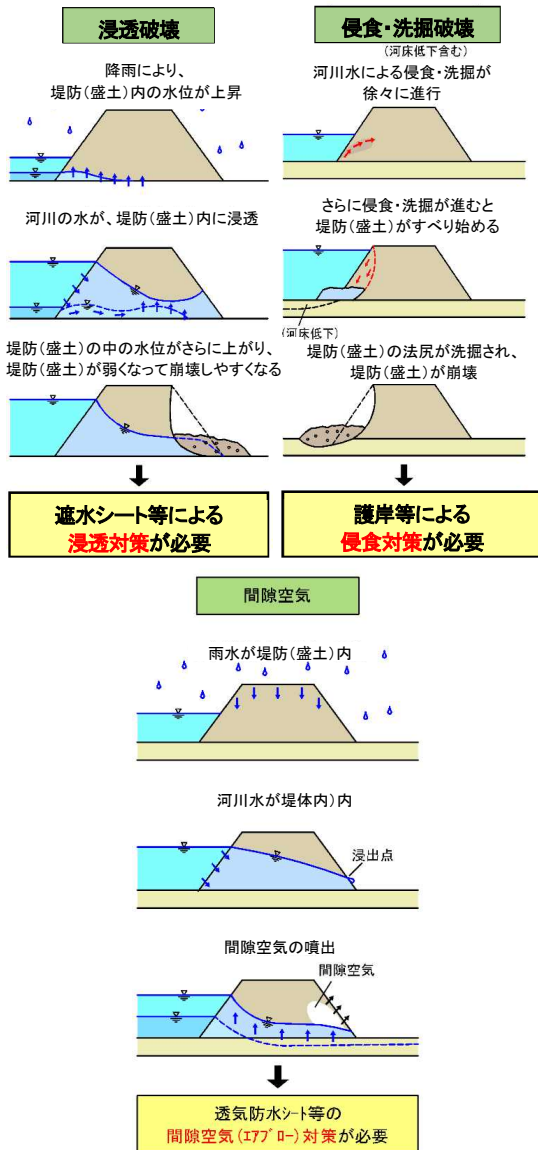


図-4 橋台背面盛土被災要因の分類

4. 対策工の検討

4.1 一次選定

恒久的な復旧を想定した対策工案を検討する。現在考えられる対策工法を表-3 に取りまとめた。コンクリート構造物や杭構造物の対策は、剛性自体は高いが、橋脚同様に河床低下には耐えられないため転倒や滑動が懸念され不安定構造物になり、簡易に補修しようがない。さらに用地の確保、予算、工期、早期の道路啓開とそれまでの応急対策、さらに全ての橋台について採用することは、ことさら困難を極める。とは言え、多くの橋梁において現状復旧や護岸の新設や延伸程度で完了としてしまうのは、再度被災するのは明らかである。これらを考慮すると、土構造物Ⅱ（透気防水シート+連続箱型鋼製枠）およびⅢ（透気防水シート+落石ネットを利用した箱型根固め工（仮称））が適した工法である、と判断される。この工法は、維持業者が簡易に施工出来、複雑な施工管理が伴わないこと（熟練された作業員しか出来ない、人数に左右されるなど）、短時間に材料が現着する市場性があること、広い施工ヤードを必要としないこと、大型機械は使用しない、短時間に施工が完了でき施工計画の立案が容易なこと、通常時の河川景観にも影響を与えない、と利点も多い。その模式図を図-5 に示す。本対策工案については、図-4 に示す被災要因の全てに対応できる工法として捉えた。また、各々の被災要因に応じた対策のみを選定することでも問題はない。

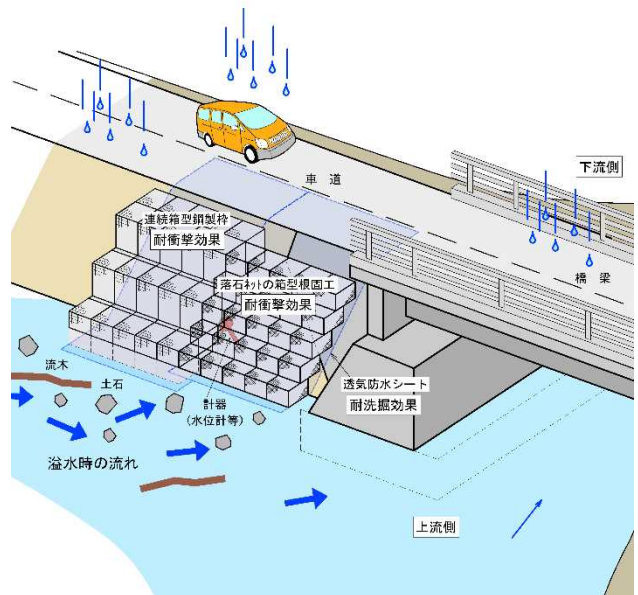


図-5 透気防水シート+連続箱型鋼製枠（図左側）および落石ネットを利用した箱型根固め工（仮称 図右側）の模式図

表-3 恒久的復旧工事あるいは予防保全工を想定した橋台背面盛土対策工（案）の比較（一次選定）

対策工程大別	コンクリート構造物	鋼構造物	土構造物Ⅰ	土構造物Ⅱ	土構造物Ⅲ	
検討項目	対策工程 検討細目	擁壁類(逆T・L型・もたれ)、ブ ロック工(積み)	鋼矢板杭構造物	土壁工(ふとん籠・耐候性大型土 のう)+透気防水シート工	土壁工(落石ネットの箱型根固め 工応用)+透気防水シート工	土壁工(連続箱型鋼製枠)+透 気防水シート工
即効性	設計	・調査と設計が必要で時間を要す ○	・調査と設計が必要で時間を要す ○	・設計が簡易 ○	・設計が簡易 ○	・設計が簡易 ○
	施工性	・複雑な施工管理や品質管理が必要 ・製作に時間を要す ・資材、材料が多い ・人工も多数必要 ・広大な施工ヤードが必要 ○	・複雑な施工管理や品質管理が必要 ・大型機械(杭打ち機など)が多数必要 ・人工も多数必要 ・広大な施工ヤードが必要 ○	・施工(袋詰め)が簡易で場所を選ばない ・特殊作業員を要さない ・機械は小型バックホウや小型クレーン ◎	・施工(箱詰め)が簡易で場所を選ばない ・特殊作業員を要さない ・機械は小型バックホウや小型クレーン(現地製作ならクレーン不要) ◎	・施工が簡易だが、別場所からのクレーン吊りは出来ない ・特殊作業員が必要 ・機械は小型バックホウや小型クレーン(現地製作ならクレーン不要) ○
	市場性	・材料(プラント、鉄筋、型枠等)が近隣にあるか ・現着の時間 ○	・材料(鋼矢板・鋼管)の入手や製作が困難 ・現着の時間 ○	各主要都市にある ○	主に札幌近郊にある ○	主に札幌近郊にある ○
	計画性	・機械配備、人的配備に時間を要す ・完成に時間を要す ・仮設を伴う ○	・機械配備、人的配備に時間を要す ・完成に時間を要す ・仮設を伴う ○	施工計画が立案し易い ○	施工計画が立案し易い ○	施工計画が立案し易い ○
	景観	河川景観性 コンクリートがむき出しだが橋台と同様 △	鉄がむき出しになる場合がある ○	黒色の土のう袋が見える ○	箱内の石が見え自然界と同化 ◎	下部に鋼製枠が向きだし(橋台の色と同色) ○
コスト削減	経済性	設計費、資材費、人件費等、時間も要し高価 ○	設計費、資材費、人件費等、時間も要し高価 ○	安価 ◎	ふとん籠や土のうと比較してやや高価 ○	ふとん籠や土のうと比較してやや高価 ○
	耐衝撃	耐水圧に強靱で洗掘しない ◎	耐水圧に強靱で洗掘しない ◎	流木や土石の衝撃に概ね対応できる △	流木や土石の衝撃に対応できる(落石衝突実験済み) ○	流木や土石の衝撃に対応できる ○
機能性	耐洗掘(浸食)	耐水圧に強靱で浸食しない ◎	耐水圧に強靱で浸食しない ◎	耐洗掘に優れている ○	耐洗掘に優れている ○	耐洗掘に優れている ○
	耐河床変動	基礎が空洞になる可能性有り ○	根入れ不足になる可能性有り ○	基礎が空洞になる可能性有り。 ○	フレキシブルに追従する ◎	底盤がないのである程度は追従する △
	耐浸透	本体からの浸透はないが端部や継ぎ目からの浸透はある ○	本体からの浸透はないが端部や継ぎ目からの浸透はある ○	本体からの浸透はないが端部や継ぎ目からの浸透はある ○	本体からの浸透はないが端部や継ぎ目からの浸透はある ○	本体からの浸透はないが端部や継ぎ目からの浸透はある ○
	耐間隙空気	表面は拘束されていないので問題なし ◎	表面は拘束されていないので問題なし ◎	透気可能 ○	透気可能 ○	透気可能 ○
	流体力	本体の洪水による耐流体力 高い ◎	高い ◎	単体で積み重ね。一体力としては低い(1袋1t) ○	単体(1箱2t)で積み重ね。横方向と積み重ね時の縦方向の剛性(繋ぎ・骨格・支柱)の工夫が必要。 ○	横方向は連続して一体性がある。積み重ね時の縦方向の剛性(繋ぎ・支柱)の工夫が必要。 ○
剛性	一体力	高い ◎	高い ◎	単体で積み重ね。一体力としては低い(1袋1t) △	単体で積み重ね。横方向と積み重ね時の縦方向の剛性(繋ぎ・骨格・支柱)の工夫が必要⇒ジョイントコイルや強繊維紐で対応可 ◎	横方向は連続して一体性がある。積み重ね時の縦方向の剛性(繋ぎ・支柱)の工夫が必要。 ○
	維持管理	部分補修 滑動・転倒等があった場合は、取り壊して再施工 ○	引き抜き必要、部分的な打ち直しは当初施工時と同様でさらに施工が困難 ○	損傷部だけの部分的補修が可能 ◎	損傷部だけの部分的補修が可能 ◎	損傷部だけの部分的補修が可能 ◎
長期耐久	恒久性 高い ◎	高い ◎	仮設の域を超えない △	箱型は高い、シート耐久性は10年単位(カタログより、再検討) ◎	鋼製枠、シート耐久性とも10年程度(カタログより、要検討) ◎	
コスト	○	○	△	◎	◎	

表-4 恒久的復旧工事あるいは予防保全工を想定した橋台背面盛土対策工（案）の比較（二次選定）

対策工程大別 検討項目	コンクリート構造物		鋼構造物		土構造物 I		土構造物 II		土構造物 III	
	対策工程 検討細目	擁壁類(逆T型・もたれ)、ブロック工(積み、根固め)	鋼矢板杭構造物	鋼管杭	土壁工(フロンかご・耐水性大型土のう)+透気防水シート工	土壁工(軽量剛性繊維網かご)+透気防水シート工	土壁工(連続箱型鋼製枠)+透気防水シート工	土壁工(連続箱型鋼製枠)+透気防水シート工	土壁工(連続箱型鋼製枠)+透気防水シート工	土壁工(連続箱型鋼製枠)+透気防水シート工
屈撓性	なし	なし	なし	なし	一体的にもく変形する	一体的に対応する	一体的に対応する	◎	◎	◎
再利用	欠損したら不能	変形したら不能	変形したら不能	変形したら不能	変形したら不能	散乱しても再生可能	散乱しても再生可能	◎	◎	◎
耐塩害	腐食・劣化	表面劣化する	腐食する	腐食する	金網部劣化する	繊維のため劣化しない	繊維のため劣化しない	◎	◎	◎
特殊な箇所への形状の自在性	現地に合わせ可能だが、型枠から製作するので時間を要する	現地に合わせ可能だが、全ての工程で時間を要する	現地に合わせ可能だが、全ての工程で時間を要する	現地に合わせ可能だが、全ての工程で時間を要する	ほぼ可能	◎	◎	◎	◎	◎
早期の道路啓開への適応性	不適	不適	不適	不適	被災規模にもよるが概ね適当	適当	◎	◎	◎	◎
今後の総合的な課題	設計・施工の迅速さ、河床低下への対応、コスト	設計・施工の迅速さ、打込み機械が大型のため現場ヤードの問題、河床低下への対応、コスト	設計・施工の迅速さ、打込み機械が大型のため現場ヤードの問題、河床低下への対応、コスト	設計・施工の迅速さ、打込み機械が大型のため現場ヤードの問題、河床低下への対応、コスト	応急対策に留まり、新たな恒久対策を必要とする、一体性がない、剛性が低い	◎	◎	◎	◎	◎
仕様上の注意	各地にブロック類のストックがあれば有効だが、ほぼストックはない	鋼管杭は市場性が低く施工も高度のため省いている、河床低下した場合は根入れ不足となる、先端支持力形式なら可	鋼管杭は市場性が低く施工も高度のため省いている、河床低下した場合は根入れ不足となる、先端支持力形式なら可	鋼管杭は市場性が低く施工も高度のため省いている、河床低下した場合は根入れ不足となる、先端支持力形式なら可	土のうは熊本地震以降恒久対策として扱えるがその条件・仕様未定	◎	◎	◎	◎	◎
総合評価	(焦点)耐洗掘・耐河床変動、恒久対策、迅速さ	地すべりなど恒久対策として選定される工法が、河床低下に対応できない、全ての工程に時間を要する	地すべりなど恒久対策として選定される工法(アンカー併用等)か、河床低下に対応できない、全ての工程に時間を要する	地すべりなど恒久対策として選定される工法(アンカー併用等)か、河床低下に対応できない、全ての工程に時間を要する	恒久対策の前段階の応急対策か、剛性が低い、河床低下に対応できない	◎	◎	◎	◎	◎
本研究に最適な工法(最終的に上位2案まで)		△	△	△	△	◎	◎	◎	◎	◎

4.2 二次選定

一次選定より、耐塩害、再利用などを評価項目として追加し、最終的な2次選定を行った。(表-4) 土構造物II(以下、土IIと記す)は、追加した屈撓性、再利用等においても評価が高く、土構造物III(以下、土IIIと記す)は屈撓性において評価された。しかし、焦点は耐洗掘・河床変動追従・恒久性・迅速性であることから、総合評価では土IIに加え土IIIも高い評価となった。そこで、この2工法の効果を検証するために水理模型実験を行った。

5. 水理模型実験①

5.1 実験概要

図-6に示す十勝川水系小林川に架かる橋梁の被災をモデルとして被災メカニズムの把握および対策工(土IIと土III)を講じた場合の被災軽減効果の検証を目的に水理模型実験を行った(図-7)。表-5に実験諸元を示す。実験縮尺は現地の1/80とし、基盤面積37m²、水路延長13.75m、水路幅1.5-2.0m、水路こう配1/60、初期河床には幅1.5-2.0m、深さ0.15mの低水路を模した水路を整形した。河床材料および給砂材料は、4号珪砂(0.77mm)単一粒径とし、粘着性は考慮していない。

表-5 水理モデル実験諸元一覧

項目	現地	実験水路	備考
全体縮尺	1.00	1/80	
川幅(B)	m	0.125	Q=50m ³ /s相当の三分筋幅
河床こう配	1/60	1/60	現地調査
マンングの粗度係数	0.029	0.014	マンングストリッカー式で算出
河床材料粒径(d)	mm	0.77	現地代表粒径、4号珪砂
無次元限界掃流力(τ _{ac})	0.050	0.035	実験水路では砂礫が動き易い



図-6 平成28年8月北海道豪雨による十勝川水系小林川に架かる橋梁被災状況

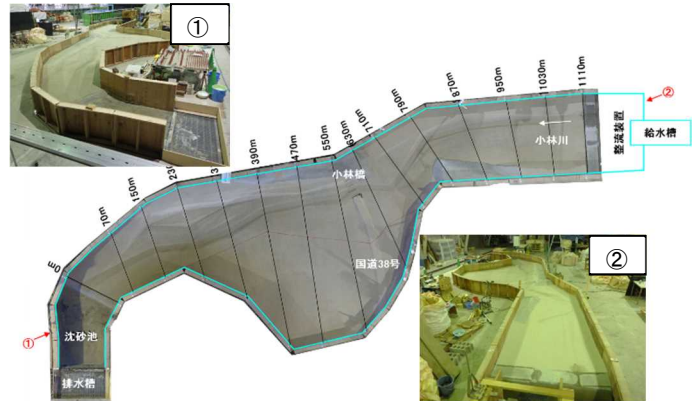


図-7 水理モデル実験装置全景

実験流量は、流域がほぼ同程度で既に解析されている近隣河川の数値をもとに洪水初期（前期）と洪水後期の2段階で設定した。また、定常状態とし、低水路満杯程度 $40\text{m}^3/\text{s}$ （洪水前期）から洪水後期平均程度 $150\text{m}^3/\text{s}$ に推移させた。実験流量としては、 $0.007\sim 2.6\ell/\text{s}$ となる。また、事前実験でリップルの発生が無い事も確認した。計測は、表-6 に示すとおり、通水後、レーザースキャナーを用いて河床形状を計測した。計測区間は上流端から $0\text{m}\sim 14\text{m}$ の 14m 区間とし、計測幅は横断方向に約 2.7m の範囲とした。察記録では、河岸洗掘、砂州形成、橋台背面盛土の浸透・洗掘・消失の時間的な変状を写真や簡易計測を用いて記録した。また、浸透（にじみ出し）を確認するため、橋台背面盛土の上流部に青色の塗料を、下流部に黄色の塗料を埋設し、その出色過程を観察した。実験条件を表-7 に示す。

case1 では、被災メカニズムを再確認することを目的に対策工無しで実施した。case2 では、対策工（土Ⅲ）を橋台背面盛土延長分設置した。case3 では、さらに対策工を道路幅員分延伸させて実施した（土Ⅱ+土Ⅲ）。case4 では、対策工基礎の深掘れ対策として根固め必要幅を算出¹³⁾して土Ⅱ（1段・ $W=6\text{m}$ ）を対策工の前面に設置した。case5 では case4 の根固め範囲を平坦幅（1段・ $W=2\text{m}$ ）として実施した（図-8）。なお、透気防水シートは、case1 以外の全ケースで使用した。

表-7 実験条件一覧

項目	case	単位	現地	case1 再現	case2 対策Ⅲ	case3 対策Ⅱ+Ⅲ	case4 対策Ⅱ+Ⅲ	case5 対策Ⅱ+Ⅲ	備考
流量 (Q)		m^3/s	40 150			0.007 0.026			H28洪水前期流量 H28洪水後期流量
水深 (H)		m	0.49 0.97			0.006 0.017			B=30mとした場合 B=45mとした場合
流速 (V)		m/s	2.75 3.43			0.31 0.38			
フルード数 (Fr)			1.26 1.11			1.26 1.11			射流
無次元掃流力 (τ)			0.082 0.165			0.082 0.165			無次元限界掃流力以上
給砂量		ℓ/min				0.1~1.0			平衡流砂量
流況						定常流			
通水時間		h				40 m^3/s → 150 m^3/s →	1:10 1:10		
固定床		式				あり			高速道路部
橋梁模型 (A1・A2・P・上部)		基				アクリル製			旧橋再現
背面盛土対策工案			なし	なし	土Ⅲ		土Ⅱ+Ⅲ		工法定表参照
対策工前面に河床低下対策			なし	なし	なし	なし	W=6m W=2m		軽量剛性繊維網かご
対策工延長			なし	なし	背面盛土		橋台背面盛土+道路幅員		

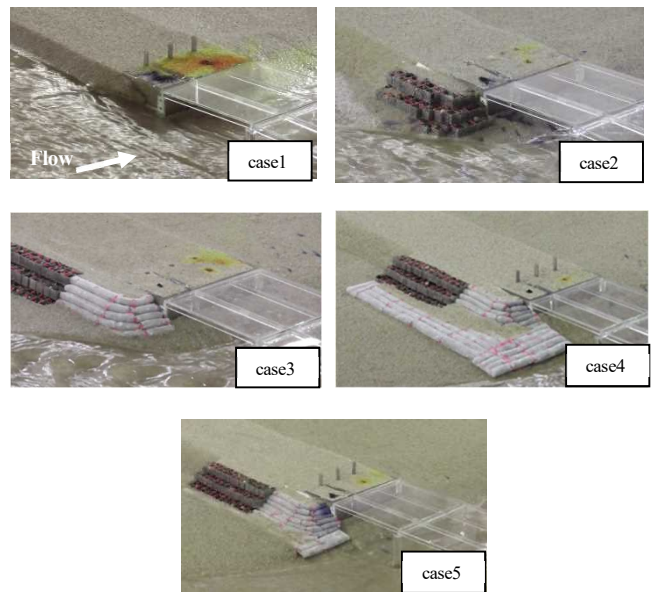


図-8 各ケース（各対策工）初期状態の橋台背面盛土部全景

表-6 計測仕様一覧

項目	タイミング	位置・範囲	備考
レーザースキャナー	実験前後	全体	
水位・河床縦断	通水中1時間毎	流心5点	SP230・SP390・SP550・SP710・SP870
垂直写真1	5分毎	橋梁付近	一眼レフカメラ
垂直写真2	通水前後30分毎	全体	CP777カメラの多点撮影によるAR化
録画	通水中連続	A1橋台上下流	録画機2台
PIV	河岸侵食進行時	橋梁付近	5分間程度、各ケース1回
状況写真	随時	橋台	デジタルカメラ
トレーサー	通水1時間毎	全体	色素
侵食状況	1~5分毎	全体	デジタルカメラ
浸透状況	随時	全体	デジタルカメラ

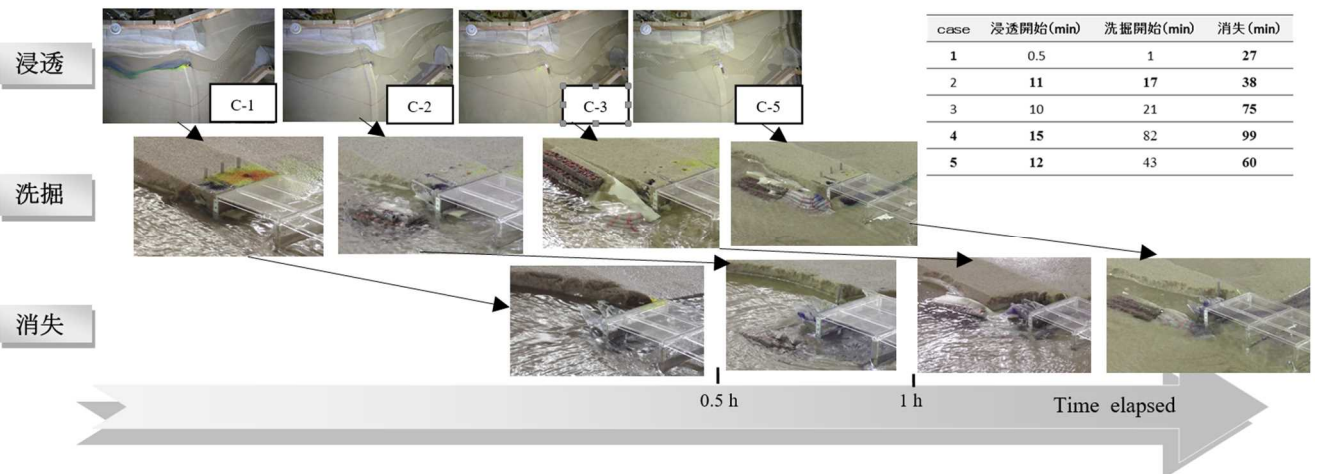


図-9 各ケース（各対策工）における橋台背面盛土の変状時系列と各現象の開始時間

5.2 橋台背面盛土部への浸透と透気防水シートの効果

図-9（上段）より黄色塗料がにじんだ時間は、case1で約0.5分後、case2（土Ⅲ）で約11分後、case3（土Ⅱ+土Ⅲ）で約10分後、case5（土Ⅱ+土Ⅲ+根固め工2m）で約12分後だった。case4（土Ⅱ+土Ⅲ+根固め工6m）の浸透時系列を図-10に示す。何れのケースでも黄色塗料のにじみ出しから始まり、青色塗料がにじみ出して河川に流出していく過程が確認された。その流出後、上流の橋台ウイング内部に穴が出現した（図-10下右）。ウイング内部に河川流は接触していないため、流れのせん断力による洗掘が要因ではなく、浸透流動による破壊か、河川流と盛土内浸透流の流速差による土砂の吸い出しが要因と想定される。また、盛土内水位の計測結果から、シートがある場合は水位の低下が認められた。

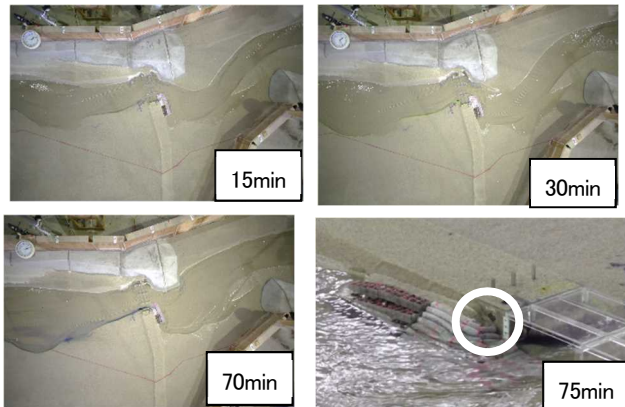


図-10 case4 浸透状況と橋台ウイング部に出現した穴

5.3 橋台背面盛土部の洗掘と消失

図-9（中段・下段）に示す橋台背面盛土の河川流による洗掘と消失の時系列から、対策工の無い case1 では1分後に上流側の橋台背面盛土部から洗掘が開始され、その後、のり尻付近の深掘れによる河岸崩落も始まり、27分後に道路の消失に至った。対策を実施した場合の洗掘開始と道路消失の時刻は、case2で17分と38分、case3で21分と75分、case4で82分と99分（図-11）、case5で43分と60分となり、何れも無体策に比べ遅くなった。道路盛土の洗掘開始箇所は、ケース毎に異なり、河川流の盛土への浸入路に応じて変化した。河川水が対策工を越水する場合は、越水箇所から洗掘され始め、河川流が対策工の終点背面から廻って浸入してくる場合は、そこから洗掘された。しかし、どの箇所から洗掘開始しても最初に道路が消失する箇所は、盛土と橋台の構造物境界付近であった。この要

因として、浸透流動や吸出しによって、構造物境界付近の土が脆弱になっており、流水の作用で侵食されやすかったこと、構造物周辺で生じた河川流の渦が侵食を助長したことなどが考えられる。その後、道路の消失は、構造物境界から橋梁の無い道路側へ拡大した。

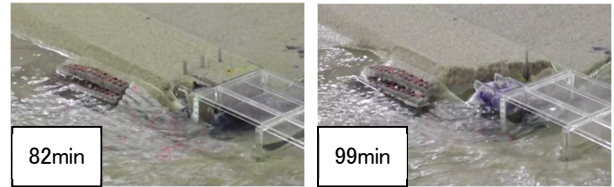


図-11 case4 洗掘開始・消失状況

5.4 対策工前面の河床低下に対する屈撓性と追従性

河川流が盛土に衝突する付近では、河床が局所的に低下するため、設置した対策工が沈下した。各実験後の河床低下高を計測し、現地スケールに換算したところ、初期河床に対し0.5m～1.7mの範囲で深掘れ（対策工基礎の地盤低下のこと）をしていた（表-8）。しかし、全ケースにおいて、河床低下に対して本対策工の屈撓性が確認された（図-12左）。また、土Ⅱ・Ⅲとも構造物が一体的に深掘れに追従したことが確認され（図-12右）、何れも流体力による構造物が破壊、分裂することなく最終的にはその近隣に留まっていた。特に土Ⅱは、回収可能な材料・形状であり、再利用も十分可能である。

表-8 対策工基礎の深掘れ値

case	河床GH(m)	備考
初期値	169.00	低水路中央部
2	168.50	上流側・対策工前面
3	168.26	同上
4	167.62	同上
5	167.30	同上



図-12 case3 河床低下に対応する屈撓性(左)と追従性(右)の状況

5.5 対策工効果の考察

本研究では対策工の効果を、より大きな流体力により長い時間耐えられるかという観点で評価する。具体的には、洗掘が開始される時間と消失してしまう時間の差について、無対策工の case1 を基準とし、case3、

case5 とで比較した (図-9、13)。変状時間を示す図-13 から、case3 における洗掘に至る時間差は $x=20$ 分、消失に至っては $y=48$ 分だった。case5 では洗掘に至る時間差は $x'=42$ 分で消失に至っては $y'=33$ 分と計測された。

ここで開始直後の実験流量 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ は河川整備計画の 30 年確率規模に相当する。この結果を現地スケールに換算すると前者で約 5 時間、後者では約 11 時間の洗掘開始の遅れが確認された。この場合の時間縮尺は、フルード則を基に算定しており、 $15.73(Q=40\text{m}^3/\text{s}$ 通水時)、 $10.79(Q=150\text{m}^3/\text{s}$ 通水時)である。

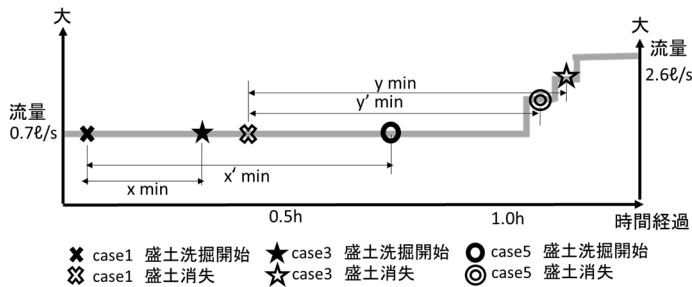


図-13 case1・3・5 の橋台背面盛土の変状過程

河川洪水は、大きな流体力で河岸や河床を多様に変動させる。図-14 に示すように、最適な対策工として選定した土構造物Ⅱ、Ⅲについて、時間軸でその効果を検証した。最終的には大きな流体力が長時間発生することで背面盛土は消失してしまったが、case5 の場合で 30 年確率規模の洪水流量で最大 11 時間、洗掘を遅延させることができた。消失してしまっただけとは言え、この結果は、大きな成果と思われる。なぜなら 30 年確率規模の流量が 10 時間以上計測されるのは非常にまれだからである。

以上、選定した本対策工の適応性が認められた。しかし現場では、沈下した対策工を復旧するために維持作業が必要となる。この作業を極力減らし、変位も最小限に抑えるためには、根入れを設けることが必要と考えられる。そこで、対策工前面の河床変動の挙動を予測し、根入れの設計に反映することを目的に再び水理模型実験と iRIC¹⁴⁾ を活用した平面二次元解析を実施することとした。

6. 水理模型実験②

6.1 実験モデルの選定と実験ケースの考え方

自然界には様々な河川線形が存在し、線形の違いによって河床変動の仕方も変化する。そこで、図-6 に示す十勝川水系小林川に架かる橋梁周辺の洪水前の河川線形をモデルケースとし、これをベースに蛇行波長・

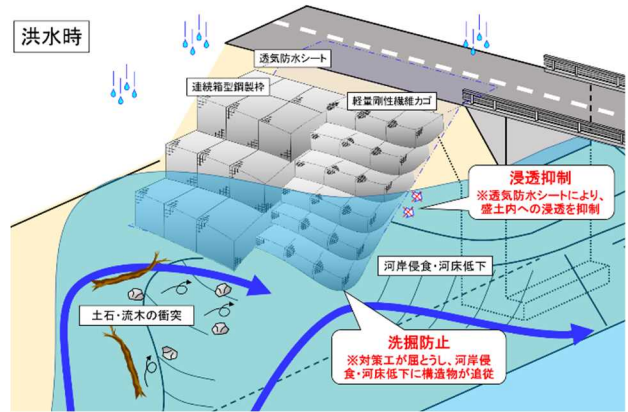


図-14 洪水時に発生する河床変動に対する対策工の機能

蛇行振幅を変化させ、それに対する対策工前面の河床変動を実験により把握した。なお、小林川の本地域はセグメント 1 に属し、被害も大きく、今回の代表的な被災例である。実験で用いる河川の線形は、既往の蛇行実験でもよく用いられているサインカーブ形状とした (図-15)。蛇行波長と蛇行振幅は、図-16 に示す洪水前の実際の河道状況を参考に設定し、case 1 では橋梁周辺の蛇行波長 400m と蛇行振幅 60m を使い、case 2 では蛇行が発達していない場合を想定し、case 1 の蛇行波長を変えずに蛇行振幅を 40m に減少させた。case 3 では橋梁の下流側の蛇行波長 240m と蛇行振幅 40m を用いた。

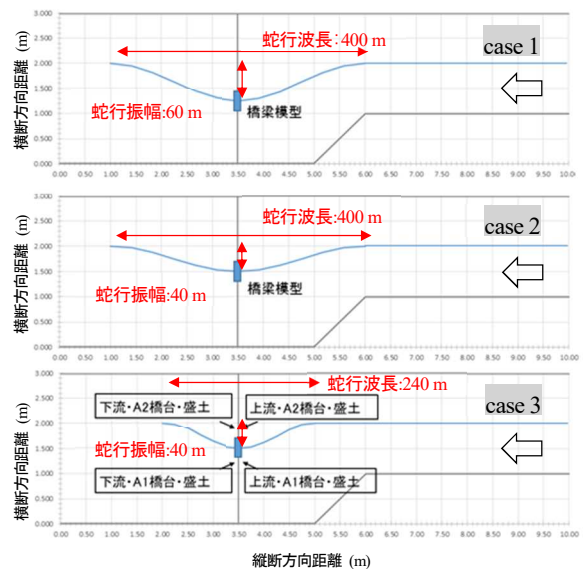


図-15 選定した実験ケースの模式図



図-16 十勝川水系小林川に架かる橋梁（図-6）の被災前の状況と河川線形

表-9の実験ケース一覧に示すように、case 1 と case 2 の比較により蛇行振幅の影響を、case 2 と case 3 の比較により蛇行波長の影響をそれぞれ確認する仕様となっている。また、case 1 と case 3 は蛇行角がほぼ同じな相似形となっており、蛇行スケールの影響を把握することを目的としている。

表-9 実験ケース条件一覧

実験条件	case 1	case 2	case 3
蛇行波長	400 m	400 m	240 m
蛇行振幅	60 m	40 m	40 m
蛇行角	25.1 度	17.4 度	27.5 度
通水時間		1.5 hrs	
対策工		土Ⅱ，根入れ1 m	

6.2 実験概要

表-10 に実験水路の諸元と実験条件を示す。実験縮尺は現地の 1/80 とし、基盤面積 26 m²、水路延長 10 m、水路幅 2-3m、水路こう配 1/60、初期河床には上幅 0.44m、下幅 0.125m、深さ 0.035m の複断面水路を整形した。河床材料および給砂材料は、4 号珪砂 (0.77mm) 単一粒径とし、粘性性は考慮していない。実験流量は、流域がほぼ同程度で既に解析されている近隣河川の数値をもとに洪水初期（前期）で定常状態とし、低水路満杯程度 40m³/s とした。実験流量としては、0.0007m³/s となる。また、事前実験でリップルの発生が無い事も確認した。全てのケースで対策工（土Ⅱ、軽量剛性繊維網かご）を橋台背面盛土延長分+道路幅員分（H30 実験成果の被災想定範囲）に設置し、その底面を地盤面より現地スケールで 1m 下げ、根入れとしている。透気防水シートも、全ケースで使用している。計測項目と計測方法は、通水後、レーザースキャナーを用いて河床形状を計測した。計測区間は、上流端から 0m～10m の 10m 区間とし、計測幅は横断方向に約 2.7m の範囲とした。観察記録では、河岸洗掘、砂州形成、橋

台背面盛土の浸透・洗掘・消失の時間的な変状を写真や簡易計測を用いて記録した。洪水による河床変動の実測では、橋台底面高さや低水路河床高さ、参考に橋脚底面高さとの関係性にも注視し、比較する。

表-10 実験水路諸元および実験条件

	現地	実験
縮尺	1	1/80
川幅 (m)	10	0.125
河床勾配	1/60	1/60
河床材料 (mm)	61.7	0.77
流量 (m ³ /s)	40	7×10 ⁻⁴
水深 (m)	0.49	0.006
流速 (m/s)	2.75	0.31
シールズ数	0.082	0.082
フルード数	1.26	1.26
給砂量 (l/m)	—	0.13
橋梁模型	—	アクリル製
対策工延長	—	背面盛土+道路幅員

6.3 河岸侵食の影響

水路実験結果である各ケースの通水前後の河床変動および河岸侵食の計測結果を図-17 に示す。縦横断方向の侵食を定量的に示すため iRIC¹⁴⁾による計測で標高を示した。

蛇行振幅の大小による影響を確認するために、case 1 と case 2 を比較する（図-17 上段と中段の白枠）。この場合、振幅が小さいほど流れの蛇行が弱くなるため、縦断方向の侵食幅が大きくなることが分かった。なお、横断方向の侵食幅は大きく変わらなかった。

同様に、case 2 と case 3 を比較し、蛇行波長の長短による影響を確認した（図-17 中段と下段の白枠）。この場合、波長が短いほど道路盛土の上流右岸（A2 橋台側）の河岸侵食が大きかった。逆に、波長が長い場合に生じていた道路盛土の上流左岸（A1 橋台側）の河岸侵食はかなり小さくなっていった。

case 1 と case 3 を比較し、蛇行角がほぼ同じな相似形による蛇行スケールの影響を確認した（図-17 上段と下段の白枠）。これを見ると、蛇行スケールの大きい case 1 では左岸側の道路盛土が侵食されるのに対し、case 3 では右岸側が侵食される結果となった。

通水後の橋台面盛土部前面（対策工前面）の河岸侵食幅（図-17 上段と下段の赤枠）は、case 1 の左岸（A1 橋台側）で 0.227m、case 3 の右岸（A2 橋台側）で 0.2639m となった。これを現地スケール（1/80）で換算すると前者で 18.20m、後者で 21.11m の河岸侵食が発生したこととなる。このことは、蛇行スケールによって河岸侵食の位置や侵食幅が変わることを示唆している。

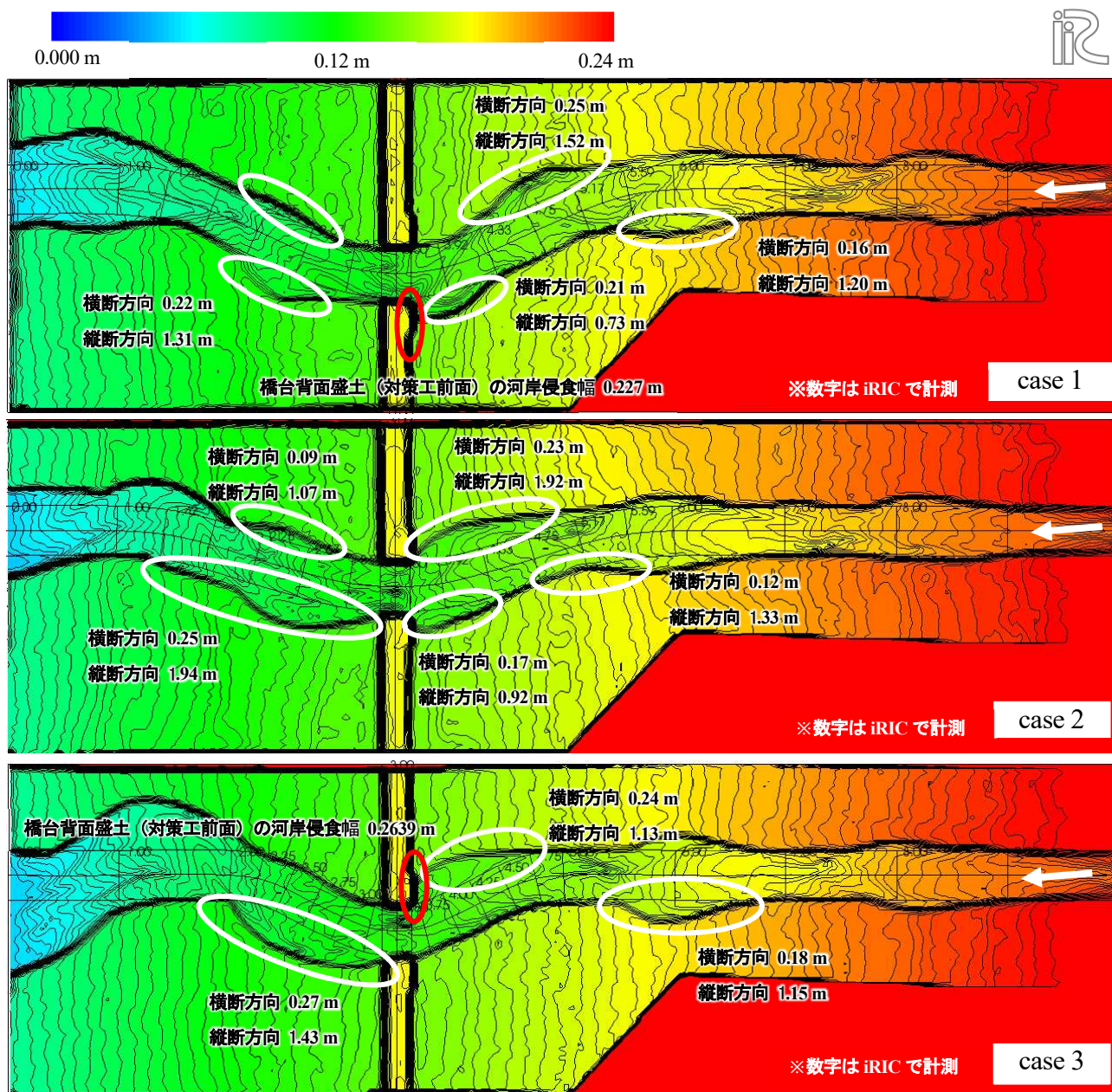


図-17 通水後の河床形状コンタ図

6.4 橋台背面盛土周辺の河床変動の影響

河床変動では、各 case の上流側の橋台背面盛土前面に在る対策工底面 (左岸 A1、右岸 A2) 高さに着目し、通水前の対策工底面高さが通水後にどれだけ河床変動により低下するか、を計測した。ここでは、前項で河岸侵食の大きかった case 1 の左岸 (A1 橋台側) と case 3 の右岸 (A2 橋台側) の計測結果について示す。

図-18 上段に、case 1 の通水後の A1 橋台前面 (左岸) 対策工底面高さの位置 (写真) を示し、断面図には、その高さと低水路の河床高さ、橋脚の底面高さの位置関係を表した。この結果、case 1 の A1 橋台前面 (左岸)

対策工底面は、現地スケールで 0.00~2.54m と低水路側に向かって部分的な河床低下を示した。これは、流れが速く、せん断応力の高い側の河床や盛土の洗掘が大きいことが要因と考えられ、そして、洗掘後の底面高は、通水前の低水路の河床高とほぼ一致していた。

同様に図-18 下段には、case 3 の通水前後の模型橋梁付近全景と通水後の A2 橋台前面 (右岸) 対策工底面高さの位置 (写真) と断面図を示す。case 3 A2 橋台前面 (左岸) 対策工底面は、現地スケールで 0.00~2.14m の低下を示し、河床低下の位置は case 1 とは逆に、A1 橋台側 (右岸) よりも A2 橋台側 (左岸) の方が大きい結

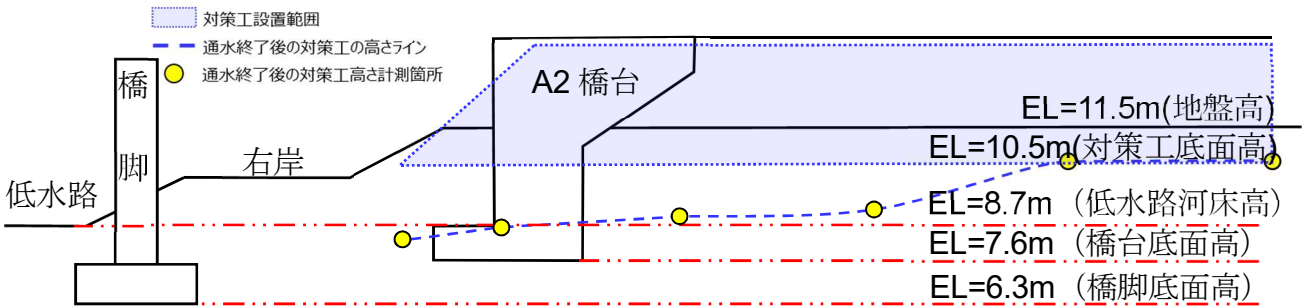
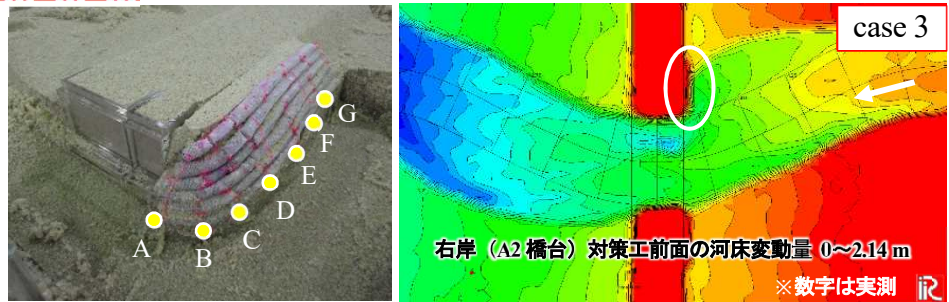
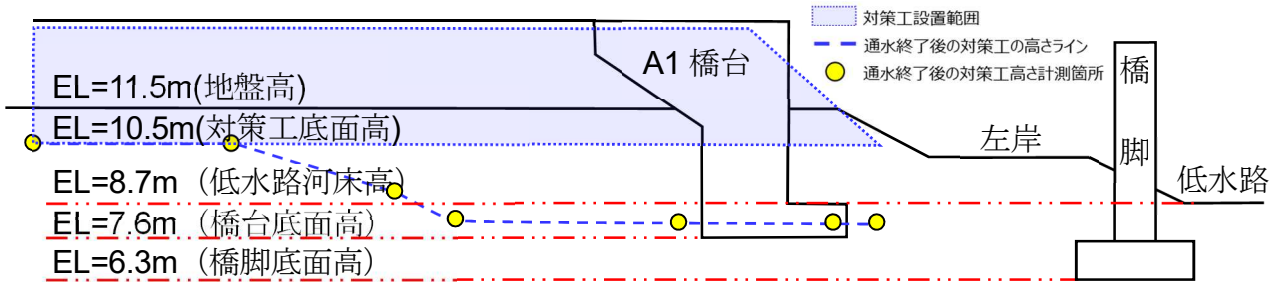


図-18 通水後の河床形状コンタ図と断面図 (上段: case1, 下段: case3)

果となった。これも、case1 同様、流れが速く、せん断応力の高い側の河床や盛土の洗掘が大きく、洗掘後の底面高は、通水前の低水路河床高とほぼ一致していた。何れのケースでも前項で示した河岸侵食の大きい側の河床低下が大きいことが示された。このことは、河岸侵食同様に蛇行スケールによって河床低下の深さが変わることを示唆している。

6.5 対策工効果の考察

本実験における実験流量 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ は河川整備計画の30年確率規模に相当する。これを90分間流下した。現地スケールに換算すると約23.6時間となる。時間縮尺は、フルード則を基にした算定で、15.73($Q=40\text{m}^3/\text{s}$ 通水時)である。

この結果、何れのケースでも橋台背面盛土は守られた結果となったが、対策工前面での河岸侵食延長は、最大で約21.1m、河床低下量は、-2.54m程度の値が認められた。この洗掘後の底面高は、通水前の低水路河床高とほぼ同等の位置だった。また、何れも透気防水シートの効果により浸透流動や吸い出しは認められなかった。

しかし現場では、沈下した対策工を復旧するために維持作業が必要となる。この作業を極力減らし、変位も最小限に抑えるためには、さらに根入れを深く設けることが必要と考えられる。そこで、対策工前面の河床変動の挙動を予測し、根入れの設計に反映することを目的に水理模型実験③を実施した。

7. 水理模型実験③

7.1 実験ケース

蛇行波長と蛇行振幅は、**図-16** に示す洪水前実際の河道状況を参考に設定し、case 1 では橋梁周辺の蛇行波長 400m と蛇行振幅 60m を用い（6. 水理模型実験②case1 と同じ）、case 2 では蛇行が発達していない場合を想定し、橋梁の下流側の蛇行波長 240m と蛇行振幅 40m を用いた（6. 水理模型実験②case3 と同じ）（**図-19**）。実験流量は、流域がほぼ同程度で既に解析されている近隣河川の数値をもとに洪水初期（低水路満杯程度 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ ）から洪水後期（洪水後期平均程度 $Q=150\text{m}^3/\text{s}$ ）へ推移させた。実験流量としては、 $0.0007\sim 0.0026\text{m}^3/\text{s}$ となる。実験流量 $40\text{m}^3/\text{s}$ を 70 分（現地スケールで約 18 時間）、 $150\text{m}^3/\text{s}$ を 70 分（現地スケールで約 13 時間）流下した。時間縮尺はフルード則を基にした算定で、15.73（ $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ 通水時）および 10.79（ $Q=150\text{m}^3/\text{s}$ 通水時）である。また、事前実験でリップルの発生が無いことも確認した。

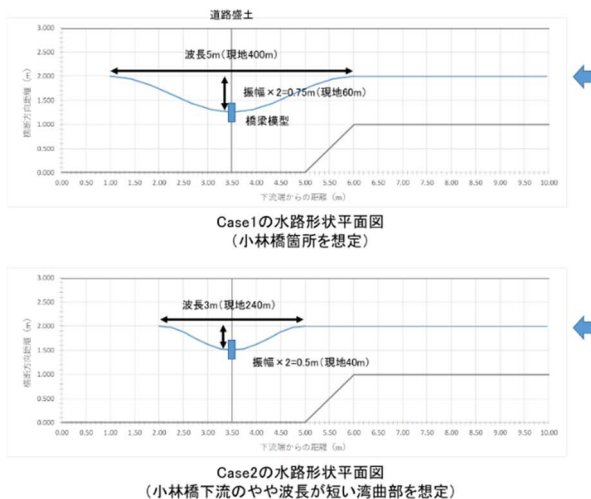


図-19 選定した実験ケースの模式図

7.2 実験概要

実験水路の諸元は6. 水理模型実験②と同様とした（表-10）。対策工の設置範囲は現地スケールで橋梁上流側は兩岸に20.0m程度、下流側は兩岸に10.0m程度、根入れは地盤高から3.0m程度（河床高程度）、天端は道路路肩高さとした。計測項目と計測方法は、通水後、レーザースキャナーを用いて河床形状を計測した。観察記録では、河岸洗掘、砂州形成、橋台背面盛土の状況を写真や簡易計測を用いて記録した。

7.3 橋台背面盛土周辺の河岸侵食の影響

実験結果である各ケースの通水後の橋梁付近の河岸侵食の計測結果を**図-20**に示す。case1 と case2 を比較

し蛇行スケールの影響を確認した。 $40\text{m}^3/\text{s}$ 通水後の橋台背面盛土対策工前面の河岸侵食幅の最大は、case1 では、上流左岸部（A1 橋台側）で $L=5.65\text{m}$ （現地スケール）、河床高さの最深は上流左岸部で $EL=10.28\text{m}$ 、case2 では、上流右岸部（A2 橋台側）で $L=7.08\text{m}$ 、河床高さの最深は上流右岸部で $EL=10.19\text{m}$ を示した。

$150\text{m}^3/\text{s}$ 通水後の橋台背面盛土対策工前面の河岸侵食幅の最大は、case1 では、上流右岸部（A2 橋台側）で $L=40.96\text{m}$ 、河床高さの最深は上流右岸部で $EL=9.06\text{m}$ 、case2 でも、上流右岸部（A2 橋台側）で $L=35.35\text{m}$ 、河床高さの最深は上流右岸部で $EL=9.24\text{m}$ を示した。これらは、 $40\text{m}^3/\text{s}$ 通水後では、何れのケースでも蛇行スケールの違いにより河岸侵食の大きい側の河床低下が大きいことが示された。 $150\text{m}^3/\text{s}$ 通水後では、何れのケースでも湾曲部内岸側の対策工前面で侵食幅・河床低下が大きいことが示された。

7.4 模型実験による河床変動と対策工の効果

各ケースの橋台背面盛土前面にある対策工の底面高さに着目し、通水後の局所洗掘深さを計測した。ここでは各ケースで最も低下した、case1 の上流左岸側（A1 橋台側）と case2 の上流右岸側（A2 橋台側）の計測結果について示す。**図-21** 上段に case1 の上流左岸側（A1 橋台側）対策工底面高さの位置（写真）を示し、断面図には、その高さと低水路の河床高さ、橋脚の底面高さの位置関係を表した。この結果、case1 の上流左岸側（A1 橋台側）対策工底面は、現地スケールで $0.00\sim -1.72\text{m}$ と低水路側に向かって河床低下を示した。同様に**図-21** 下段には、case2 の上流右岸側（A2 橋台側）対策工底面高さの位置（写真）を示し、断面図には、その高さと低水路の河床高さ、橋脚の底面高さの位置関係を表した。この結果、case2 の上流右岸側（A2 橋台側）の対策工底面は、現地スケールで $0.00\sim -1.75\text{m}$ の低下を示し、河床低下の位置は case1 とは逆に左岸側より右岸側の方が大きい結果となった。

この結果、何れのケースでも橋台背面盛土は守られた結果となったが、対策工前面での河岸侵食延長は最大で約 41m、対策工前面での河床低下量は最大で -1.75m 程度の値が認められた。また、何れも透気防水シートの効果により浸透流動や吸い出しは認められなかった。このように本対策工法は、災害後の応急対策と恒久対策を兼ねて施工できることや既設の橋台背面盛土の保全対策として有効である。

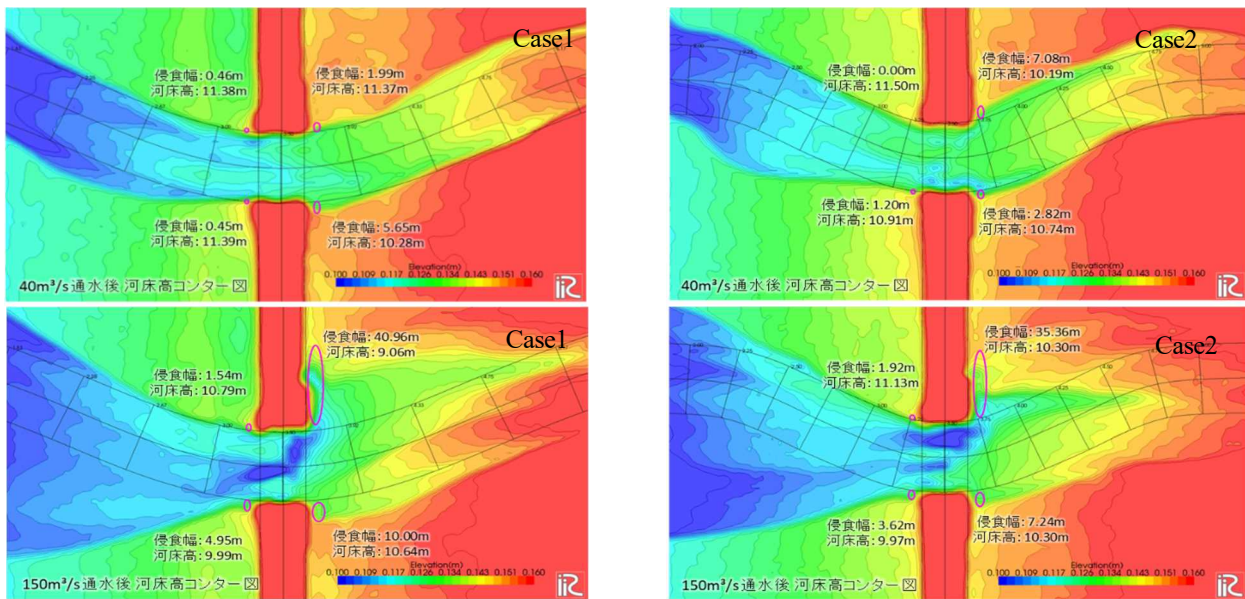


図-20 対策工付近の河岸侵食コンター図

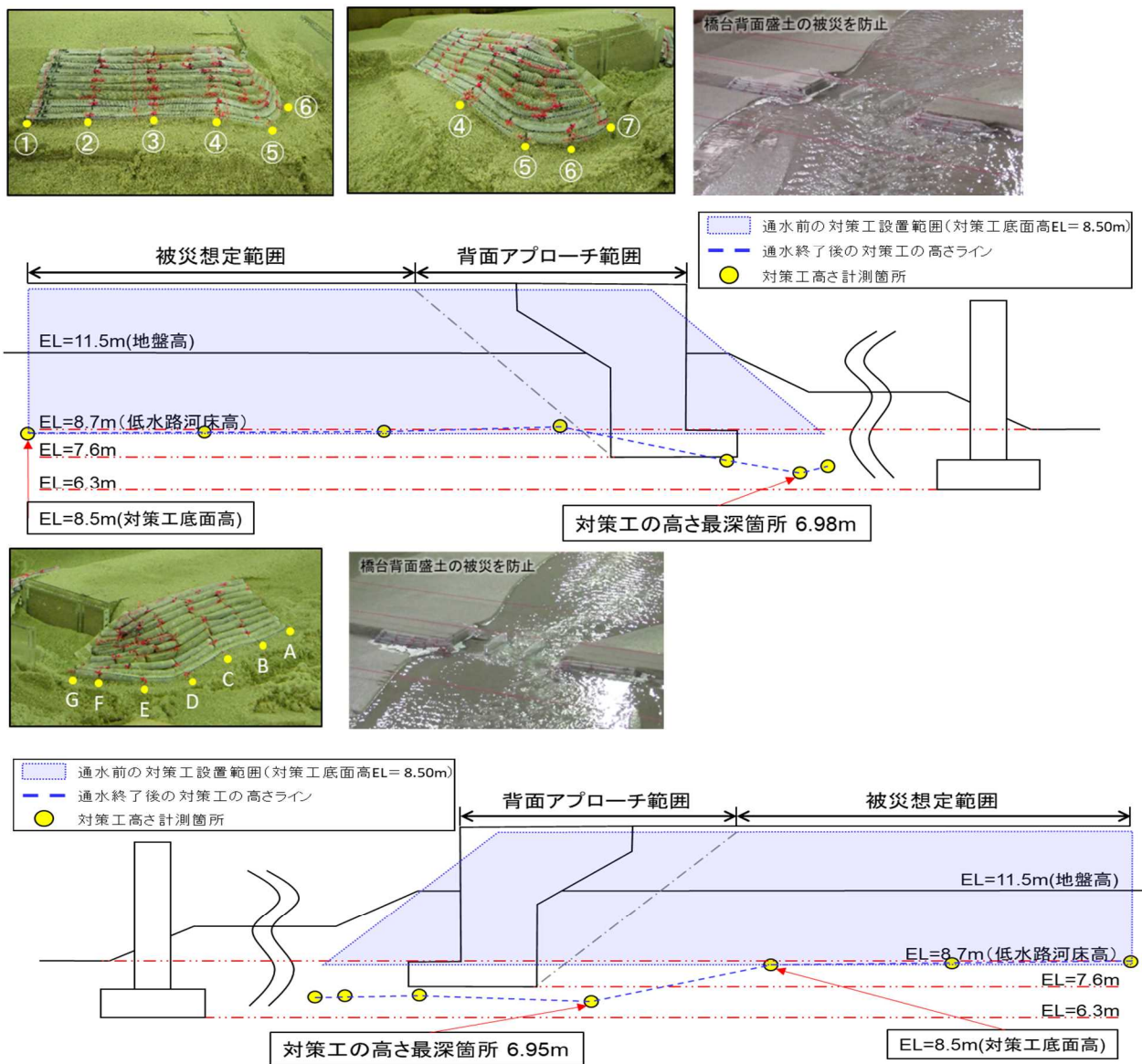


図-21 通水後の対策工前面断面図 (上段: case1, 下段: case2)

8. まとめ

・平成 28 年 8 月北海道豪雨災害による橋梁被災は道路交通網の遮断には致命的であり、それは支流の上流部で多く起こっていた。

・平成 28 年 8 月北海道豪雨の橋梁被災では橋台背面盛土の消失が起因となり橋梁上下部に影響するケースが多かった。

・橋台背面盛土が保全出来れば、橋梁本体への影響も少なく被害規模が小さくなる。

・橋台背面盛土へ洪水の影響に耐えられる対策工種を検討した結果、土構造物Ⅱ（透気防水シート＋軽量剛性繊維網かご）およびⅢ（透気防水シート＋連続箱型鋼製枠）が効果的な対策工と考えた。

水理模型実験①より以下のようにまとめられる。

・浸透流動や吸い出しは盛土を被災させる主要因では無いが、盛土を緩ませ河川流による洗掘を助長させる可能性が示唆された。これに対し、透気防水シートは、盛土内水位を低下させ、浸透流動や吸い出しを遅延する効果が確認された。

・対策工Ⅱ・Ⅲは、現地スケール $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ の洪水に対し、case3 で約 5 時間、case4 で約 20 時間、case5 で約 11 時間、洗掘開始時刻を遅延させることが確認された。

・対策工前面では局所的な河床低下が生じるが、対策工Ⅱ・Ⅲは一体性や屈撓性を有しているため、沈下しても河床に追従することが確認された。

・case4、5 で設置した根固め工は、河床低下発生箇所を誘導させることで、対策工本体の沈下を遅延させることが確認された。

・水理模型実験から、橋台背面盛土を防護するためには、洪水の流体力に耐えられ、河床変動に追従する対策が必要であることが改めて確認された。

水理模型実験②から以下のようにまとめられる。

・現地被災付近の河川線形から抽出した河川条件で、30 年確率規模の流量 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ を約 1 日流下させた結果、橋台背面盛土の対策工前面の河岸侵食延長は最大 21.11m、河床変動は、-2.54m 程度認められ、それは蛇行スケールによって変化する。

・その河床変動後の対策工底面高は、通水前の低水路河床高とはほぼ同等の値だった。

・透気防水シートの設置により、浸透流動や吸い出しは認められなかった。

水理模型実験③から以下のようにまとめられる。

・現地被災付近の河川線形から抽出した河川条件で水理実験を行い、現地スケール換算で $Q=40\sim 150\text{m}^3/\text{s}$ を

約 1 日流下させた結果、対策工の前面で河岸侵食延長は最大約 41m、河床低下量は-1.75m 程度認められたが、橋台背面盛土の変状は無く対策工の有効性が確認された。

参考文献

1) 公益社団法人土木学会：2016 年 8 月北海道豪雨土木学会調査団報告書、2017.

HP：<https://committees.jsce.or.jp/report/node/144>.

2) 公益社団法人地盤工学会：平成 28 年 8 月北海道豪雨による地盤災害調査報告書、2017.

HP：https://www.jiban.or.jp/wpcontent/uploads/2017/08/final_report_ver0.12s.pdf.

3) 北海道開発局：平成 28 年 8 月北海道大雨激甚災害を踏まえた水防災対策検討委員会

HP：https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/kn/kawa_kei/ud49g7000000f010.html.

4) 土木学会平成 23 年台風 12 号土砂災害現地調査団：土木学会平成 23 年台風 12 号土砂災害調査報告書、pp.37-41、2014.

HP：<https://committees.jsce.or.jp/report/system/files/h23taifoon12.pdf>.

5) 合同四国水害調査団：2014 年台風 12 号及び 11 号緊急災害調査、pp.23-27、2014.

6) 東北大学災害科学国際研究所：平成 26 年 7 月山形豪雨・土砂災害緊急調査報告。

7) 公益社団法人土木学会、公益社団法人地盤工学会：平成 26 年広島豪雨災害合同緊急調査報告書、pp.33-51、2014.

8) 鬼怒川堤防調査委員会：鬼怒川堤防調査報告書、pp.3-1-37、2015.

9) 平成 28 年台風第 10 号水害土木学会・地盤工学会合同調査団：平成 28 年台風第 10 号による岩手県災害調査報告書、pp.30-35、2016.

10) 財団法人北海道河川防災研究センター：河川堤防の漏水対策技術、2004.

11) 財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）、2012.

12) 伊東侑毅、神谷浩二、佐藤拓也、川岸靖、小島悠揮：河川堤防の浸透強化対策のための透気防水シートの有効性：第 52 回地盤工学研究発表会（名古屋）、pp.885-886、2017.

13) (財)国土技術研究センター編：護岸の力学設計法、第 5 章設計外力の算定と護岸諸元の安定照査、pp.100-116、2007.

14) iRIC HP：<https://i-ric.org/ja/>

RESEARCH ON DISASTER PREVENTION AND MITIGATION TECHNOLOGIES FOR BRIDGES TO COPE WITH RIVER DISASTERS (GEOTECHNICAL RESEARCH TEAM)

Research Period: FY2018-2021

Research Team: Geotechnical Research Team,
Cold-Region Construction Engineering
Research Group
River Engineering Research Team,
Cold-Region Hydraulic and Aquatic
Environment Engineering Research Group

Author: YAMANASHI Yamanashi
HATAKEYAMA Osamu
HAYASHI Hirochika
AOKI Takuya
NOMURA Takashi

Abstract: Due to the typhoon in August and September 2008, structures around bridges in Hokkaido were severely damaged, and the area was designated as a severe disaster. In particular, many road embankments were eroded by diverted flows and large-scale channel changes caused by rising rivers.

In this study, the effects of river flow on the stability of the embankment are reproduced and investigated to quantitatively understand the failure mechanism of the embankment and the external forces acting on the soil structure. In addition, a model will be developed to calculate the hydrodynamic forces necessary for the design.

We also studied to devise countermeasure construction techniques that can contribute to permanent restoration and preventive maintenance.

Keywords: Abutment, Bank erosion, Counter measure, Flume experiment, Numerical simulation