

河川洪水による橋台背面盛土周辺の河床変動と対策技術の研究

Study of river-bed change around the bridge abutment back embankment by river flood and the measures technology

(国研) 土木研究所寒地土木研究所 ○正 員 青木卓也 (Takuya Aoki)
 (国研) 土木研究所寒地土木研究所 正 員 井上卓也 (Takuya Inoue)
 (国研) 土木研究所寒地土木研究所 正 員 畠山乃 (Osamu Hatakeyama)
 (国研) 土木研究所寒地土木研究所 正 員 橋本聖 (Hijiri Hashimoto)

1. まえがき

平成 28 年 8 月北海道豪雨では、道東を中心に河川堤防からの越水や決壊による氾濫により、道路の崩壊や落橋など大惨事となった。中でも橋梁被災の復旧に要する費用と時間は莫大で、橋台背面の洗掘等による橋梁被災要因の分析と有効な対策の検討が急務、との提言¹⁾が取りまとめられた。そこで、橋台背面盛土の保全対策技術を立案することを目的に、既往研究では橋梁被災箇所の状況分析を行った²⁾。その結果、被災箇所は支川上流部に集中しており、橋梁背面盛土の被災誘因の多くは、直接的な洪水の流体力による洗掘、あるいは河川水が構造物境界に浸透することによる吸い出しであること、橋台背面盛土が被災しない場合、橋梁本体に影響しない場合があることが判明した²⁾。さらに、有効な橋梁背面盛土の保全対策として、土構造物Ⅱ（軽量剛性繊維網かご+透気防水シート）と土構造物Ⅲ（連続箱型鋼製枠+透気防水シート）を選定し、水理模型実験と数値解析により被災変状メカニズムを解明しつつ、選定した対策工技術の効果を検証した³⁾。その結果、盛土の浸透流動や吸い出しの対策としては、透気防水シートが、盛土内水位を低下させ、浸透流動や吸い出しを遅延させることが示された。また、盛土の洗掘に対しては、無対策と上記の対策工Ⅱ・Ⅲを比較した結果、現地スケール $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ の洪水に対し、最大で約 20 時間洗掘開始時刻を遅延させられることが確認された⁴⁾。そして、対策工の前面で生じる局所的な河床変動に対しても、一体性や

屈撓性を有する対策工Ⅱ・Ⅲは、沈下して追従することが確認され、柔軟性も示された。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、本研究では、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と iRIC⁵⁾を併用して実施した。

2. 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。そこで本研究では、図-1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・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²⁾。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-2)。蛇行波長と蛇行振幅は、図-3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 を用い、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-1 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

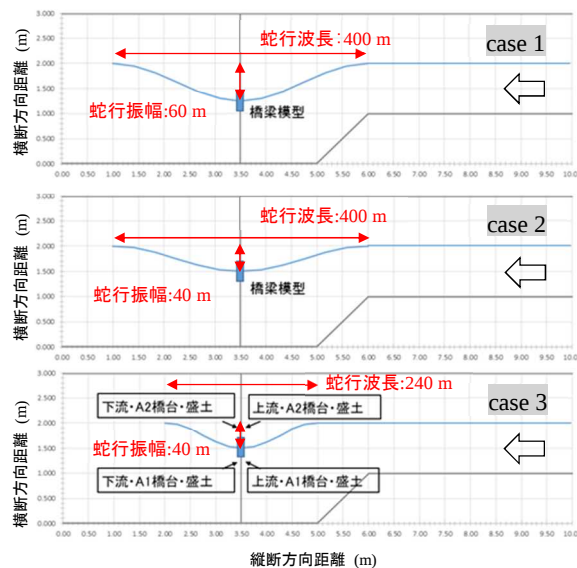


図-2 選定した実験ケースの模式図



図-3 十勝川水系小林川に架かる橋梁（図-1）の被災前の状況と河川線形

表-1 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		

表-1 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。

3. 水理模型実験

3.1 実験概要

表-2 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，粘着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

表-2 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 (t/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

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。

3.2 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-4 に示す。縦横断方向の侵食を定量的に示すため iRIC⁵⁾ 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-4 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-4 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-4 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-4 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。

3.3 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-5 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

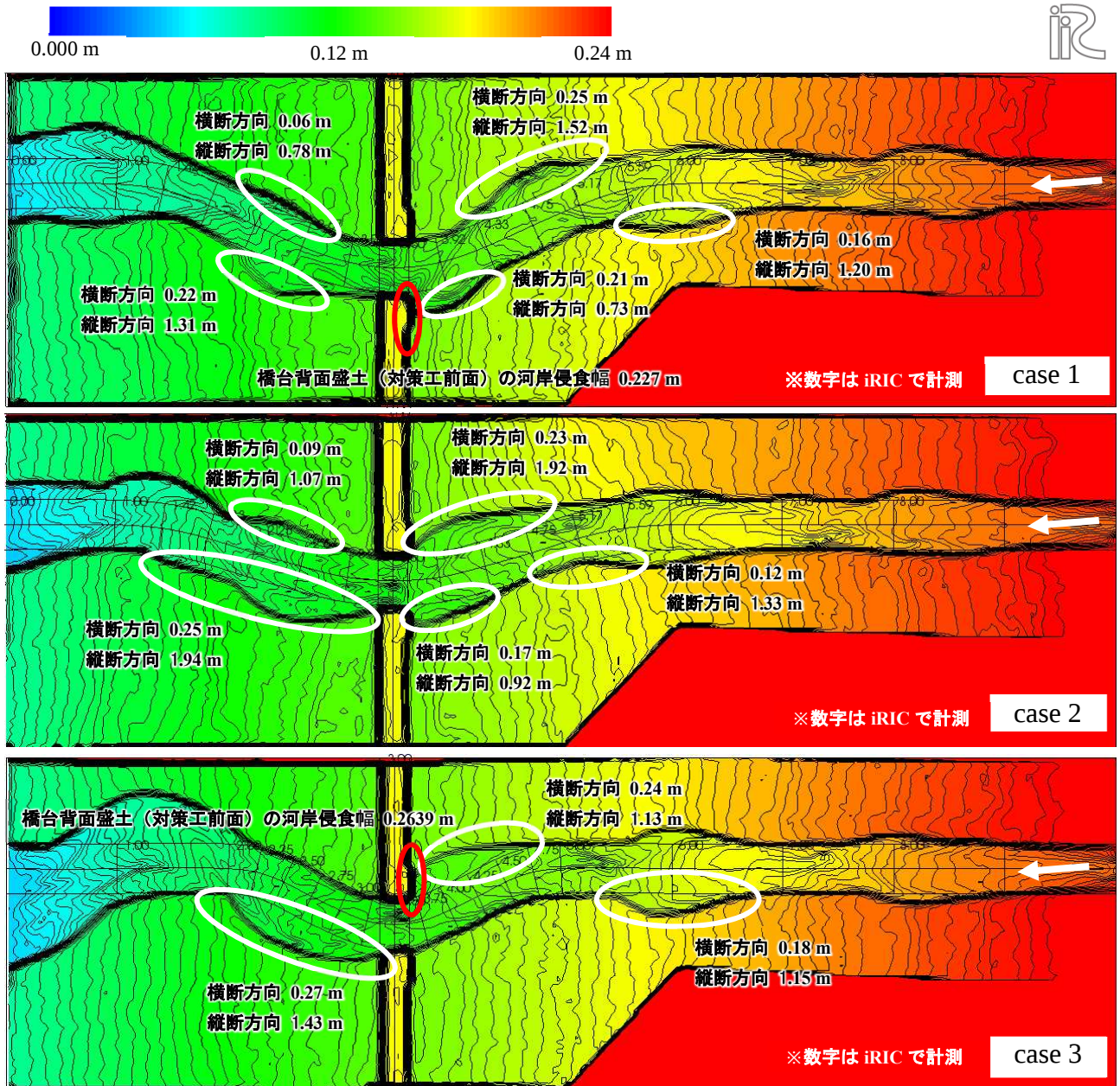


図-4 通水後の河床形状コンタ図

高さとし水路の河床高さ、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 (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た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-5 下段には、case3 の通水前後の模型橋梁付近全景と通水後の A2 橋台前 (右岸) 対策工底面高さの位置 (写真) と断面図を示す。case3 A2 橋台前 (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 case1 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。

4. 模型実験による河床変動と今後の研究

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 21.11m、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

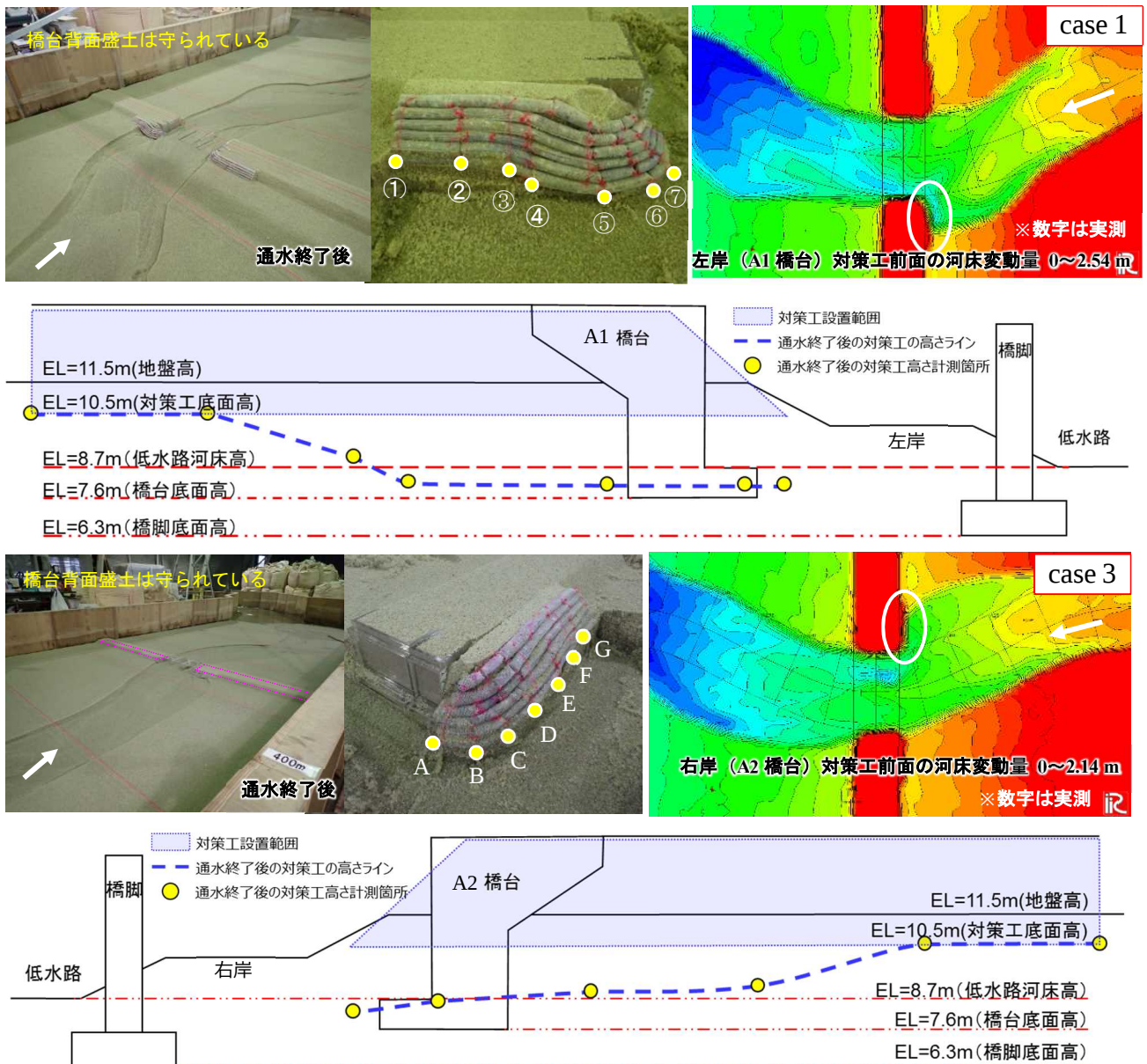


図-5 通水後の河床形状コンタ図と断面図 (上段: case1, 下段: case3)

効果により浸透流動や吸い出しは認められなかった。

このことは、既設橋台背面盛土の保全対策設計などを行う際、事前に予測して対策工と施工規模を決定することができるだけでなく、橋台・橋脚基礎の洗掘による空洞対策への応用や河床変動予測による道路盛土の危険箇所の抽出手法等維持管理技術への提案にも繋げられることを示唆している。

5. まとめ

以上、水理模型実験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。

参考文献

- 1) 北海道開発局 HP : <http://www.hkd.mlit.go.jp/>, 河川。
- 2) 青木ら, 河川の超過洪水に対応する橋台背面盛土の保全対策技術の検討, 第73回年次学術講演会(札幌), III-262, pp885-886, 2018。
- 3) 青木ら, 河川の超過洪水に対応する橋台背面盛土の保全対策技術の検討: 寒地土木技術研究, 月報, No.781, pp12-16, 2018。
- 4) 青木, 井上ら, 河川洪水で消失する橋台背面盛土の保全対策技術の実験的研究, 平成30年度年次技術研究発表会(苫小牧), 第75号, A-11, 2019。
- 5) <http://i-ric.org/ja/>