特集≫≫ 土工事

水理模型実験による橋台背面盛土の崩壊メカニズムと 対策工に関する検討

御厩敷 公 平・川 尻 峻 三・川 口 貴 之

2016年北海道豪雨災害では,河川増水によって橋台背面盛土が侵食・流失し,これに伴う道路陥没に 気づかずに車ごと橋台内へ落下して犠牲者が出た。本研究では,橋台周辺部を再現した模型盛土の流水下 での侵食メカニズムを考察するために開水路実験を行った。また,ジオシンセティック材料による補強土 壁型対策工を再現した模型実験では,橋台背面盛土の侵食被害の低減が確認された。 キーワード:河川増水,橋台背面盛土,侵食・流出,水理模型実験

1. はじめに

2016 年 8 月中旬に観測史上初めて 1 週間に 3 つの 台風が北海道に上陸し、8月下旬には前線と台風の接 近で、北海道の東部の広範囲で歴史的な降雨災害であ る 2016 年北海道豪雨災害が発生した^{1),2)}。この豪雨 災害において特徴的な被災として同時多発的に発生し た橋梁被害がある。鎌田ら³⁾の調査によると,上記 の豪雨災害によって北海道内で被災した橋梁は114橋 であり、特に橋台背面盛土の流出や橋台支持地盤の洗 堀による橋台の変状は50橋であり、被災橋梁の半分 程度を占めている。このような橋台背面盛土が流失し た被災事例では、背面盛土の流失に伴う道路陥没に気 づかずに橋台内へ車ごと落下し、 増水した河川に流さ れて死者2名と行方不明者1名の人的被害が発生し た。これらは一連の豪雨災害での死者・行方不明者の 半数にあたる。人的被害に加えて橋梁に水道管を併設 している場合には、橋台背面盛土の流失とともに水道 管が流失し、断水の原因となった。また、図―1に 示すような北海道清水町での被災事例では、複数個所 で橋台背面盛土が流失しており、このような場合には 避難経路の確保が困難となる。

過去の降雨災害においても橋台背面盛土の侵食・流 失は発生しており,出水時の稼働変動や流向変化など の河川工学的な検討は行われる⁴⁾。一方で,橋台背面 盛土の侵食や流失メカニズムに着目した検討事例は少 ない。このため,過去の被災事例や盛土の侵食や流失 メカニズムを反映した具体的な対策工は示されていな いのが現状である。今後の気候変動による外力規模の 増大を考えると,超過洪水に対してはある程度の変状



図-1 北海道清水町での被災事例

は許容するものの,被災時には交通地盤構造物として の最低限の性能は発揮できるような対策工の研究開発 が必要となる。

このような背景から筆者らは、橋台背面盛土の侵食・ 流失メカニズムの解明に関する基礎的な検討として、 橋台背面盛土に対する地盤調査を反映して作製した模 型盛土への開水路実験を行った⁵⁾。その結果、図一2 に示すように模型盛土の最終的な崩壊形態は被災した 実橋台と同様であり、実験の再現性を確認した。一方 で、先述した模型実験では、逆T型形式橋台を再現 した実験を行っているが、実際の被災では図一3に 示すように橋脚を一時的に橋台として利用しているピ アアバット形式の橋台においても被災が顕在している ことを確認している。

そこで本稿では,通水性能を有する壁面材を用いた 補強土壁を対策工として想定した際の実験の結果につ いて報告する。



図-2 先行実験結果と実橋台での被災事例の比較



図-3 ピアアバット形式橋台の被災事例

2. 実験概要

本実験では、河川右岸側に設置されている橋台およ び背面盛土を縮尺模型によって再現しており、もっと も単純な条件として盛土のり面と橋台側面に正面流が 作用した場合を想定して模型盛土を開水路に作製し た。また、橋台は開水路に渡した梁を介して固定して 河床洗堀や流水による橋台の変位は発生しない条件と した。この理由としては、図一1に示した2016年北 海道豪雨災害では、橋台背面盛土が侵食・流出したも のの橋台には有害な変位は発生してない事例が比較的 多く、このような事例では橋台背面盛土が全体として 最弱部となっており、対策が必要であると考えたため である。なお、本研究における模型実験では、小規模 河川上流の無堤防区間や堤外に設置された生活道路に おける小規模橋梁, さらに橋台周辺での破堤による流 向の変化等によって橋台背面盛土へ河川水が作用する 状態を想定している。

図-4は本実験で利用した開水路の概要を示してい る。また、図-5は実験前の開水路及び模型盛土の状 況を示している。開水路は長さ 14,000 mm, 幅 16,000 mm, 高さ240 mmの幅広直線水路である。この開水 路に珪砂4号(平均直径 D₅₀ = 0.73 mm, 最大間隙比 $e_{\text{max}} = 0.77$,最小間隙比 $e_{\text{min}} = 0.52$)を相対密度 $D_{\text{r}} =$ 50% (間隙率 n = 0.39) となるように, 高さ 10 cm で 堆積させたものを河床とした。開水路の水路勾配は 1/400 とした。模型盛土については、縮尺比 1/30 とし た場合に高さ5m程度の一般的な道路・鉄道盛土を 想定し、模型盛土高さ160mm,のり面勾配1:1.5と した。また、模型盛土の地盤材料は地盤調査で、橋台 内盛土や背面盛土は細粒分の少ない砂質土もしくは風 化程度が小さい単粒径の火山灰土で構成されていた⁵⁾ ことを参考として、河床と同様の珪砂4号とD50= 0.02 mm のファインサンド(非塑性)を8:2 で混合 したものとした。模型盛土の乾燥密度 ρ d は締固め度 $D_{\rm c}$ (乾燥密度 $\rho_{\rm d}$ /最大乾燥密度 $\rho_{\rm dmax} \times 100$) = 85% を目標とした。模型盛土は最適含水比 wont に調整した



図一4 実験に用いた開水路と模型盛土の配置および計測内容



図-5 実験開始前の開水路の状況

土試料を,目標の*D*。に必要な分だけ用意し,均一に 巻き出した後に各層 20 mm として所定の模型盛土高 さに到達するまで締固めて作製した。また,道路舗装 を模擬するために天端にスプレーセメントを塗布した。

図一6は本実験で用いた模型橋台を示している。 橋台はアクリル製であり、ピアアバット形式を採用し た。逆T型形式は橋台の竪壁と上下流方向の側壁で 構成されているため、橋台内盛土は3方向を不透水性 の壁によって囲まれている。一方で、橋脚を一時的に 橋台として利用しているピアアバット形式には側壁は 無く、橋脚上部に翼壁およびパラペットが取り付けら れているのみであり、橋台内盛土は竪壁のみに接して いる。

実験条件として,水深は水理学的に河床洗堀が進行 し(無次元掃流力>限界掃流力),さらに循環ポンプ などの性能から安定した水位を確保できる水深として



図─6 実験に用いた模型橋台

2 cm (対策工無しの場合) および3 cm (対策工有り) とした。また,本稿での報告する実験ケースは4ケー スであり,ピアアバット形式を実験①,ピアアバット 形式に補強土壁を想定した対策工を施した実験を実験 ②,③,④とする。

実験中の主な計測項目は,間隙水圧計による模型内 盛土の間隙水圧,3Dレーザプロファイラ(3DLP)に よる模型盛土天端の変位の計測を行った。また,実験 終了後にレーザ砂面計を用いて河床形状を計測した。

実験結果および考察

(1) 対策工無し(実験①)

図一7はピアアバット形式の実験①において上流 側から撮影した模型盛土の経時変化を示している。河 川水が上流側の模型盛土のり面へ到達直後から盛土の り面と橋台竪壁前面部ののり面が侵食されて,流失し た。また,盛土の流失後には洗堀による河床低下が進 行した。盛土のり面の流失後は,上流から下流に向かっ て橋台竪壁に沿って盛土の侵食が急激に進行し,最終 的には橋台背面盛土には上流から下流へ向かうトンネ ル状の空洞が発生した。その後,支持力を失った舗装 面が崩壊した。

図-8は3DLPから取得した模型盛土天端における鉛直変位 d_v の分布を示している。橋台模型のパラペット上端面を基準点 $(d_v = 0 \text{ mm})$ とし,沈下を負(-)としている。t = 125分で確認できるように盛土が流失した箇所では、その上部の舗装面で局所的な沈下が確認できる。側壁が無く、竪壁のみのピアアバット形式では、下部盛土の流失に伴い、舗装面が沈下したと



図-7 実験① (ピアアバット形式) における崩壊状況



推察される。交通荷重作用時には舗装面が崩壊する可 能性があり、交通地盤構造物として危険な状態にある と言える。このような場合には、舗装面の沈下状況を 判断し、事前に道路通行止めの措置を行うなどのソフ ト対策による対応が必要となる。

図—9は圧力水頭 h_w に換算した間隙水圧計 Ch.1,2 の計測結果の経時変化である。 h_w は河床上面を基準 ($h_w = 0 \text{ cm}$)としている。Ch.1 は河床上面よりも低い 位置に設置してある。先述したように,橋台内盛土の 侵食は模型盛土と模型橋台の境界部で発生しており, Ch.2 が当該箇所付近に位置している。しかし,Ch.1, 2 の h_w (間隙水圧)は一度上昇した後には大きな増減 は確認できない。t = 59分から Ch.2 の h_w が低下して いるが,これは毛細管現象により上昇していた h_w が 橋台背面盛土の侵食・流出により低下したためと考え られる。一方,Ch.1 の h_w はt = 20分までは上昇して いるものの,その後はおおよそ $h_w = 4 \text{ cm}$ となってい



る。しかし、t = 118分からは $h_w = 3 \text{ cm} \pm \overline{c}$ 低下している。図—7のt = 109分とt = 124分の盛土の流失状況を比較すると、t = 109分では橋台背面盛土には前述した上流から下流へ向かうトンネル状の空洞が発生していないものの、t = 124分ではトンネル状の空洞が確認できる。盛土流失後のCh.1、2の h_w が一定の値となっていることから、トンネル状の空洞が発生する前は橋台内に流入した水は下流側の残留盛土により排水されにくい状態となっており、盛土の流失後は h_w が低下(実験条件の水深と同程度)したと考えられる。

図—10 は実験終了後における河床形状を示してい る。盛土が流失した橋台内部では,洗堀による河床低 下は確認できないものの,橋台内の崩壊面周辺には崩 壊土砂が堆積している。河床洗堀は,橋台模型側壁の 上流部と橋台前面から 400 mm 程度離れた領域で顕著 に発生しており,特に橋台前面については開水路下面 が露出する(洗堀深さが 10 cm 程度)ほどの洗堀が 発生した。しかし,上流側 $Y = 0 \sim 400$ mm 程度お よび下流側 $Y = 0 \sim 800$ mm 程度の範囲における盛土 のり面付近は,上流・下流ともに洗堀や目立った侵食 は発生していない。これは盛土のり面付近では止水域 となっていいたためと考えられる。

図-11 は実験中の上流側模型盛土の様子と実現象 を比較したものである。侵食被害は上流側盛土の一部 や橋台前面で顕著に発生しており,図-10,11 から



図-11 実験①と実橋台での被災事例の比較

対策工の最低限の実施範囲は上流側の構造物境界付近 と橋台前面であると考えられる。

(2) 対策工有り(実験2)

上記に示した実験から対策工の性能として,①盛土 のり面の侵食を防ぐことができる,②盛土支持地盤で ある河床洗堀を助長させない,③河床洗堀が発生した 場合でもある程度の変形を許容して盛土としての構造 安定性を確保しつつ,盛土天端の沈下を抑制して交通 地盤構造物としての性能を発揮できる等が必要である と考えられる。そこで本研究では,具体的な対策工の 提案と基本的な検討として,図―12に示すようなふ とんかごを壁面材としたギャビオン補強土壁^{6).7)}に よる対策効果を検証した。図―13はギャビオン補強



図-12 ギャビオン補強土壁の試験施工例



図-13 ギャビオン補強土壁による対策効果

している。礫材を中詰め材としたふとんかごを壁面材 としているため、河川水がふとんかご内へ流入するも のの、この際に流速が低減されることで盛土を侵食さ せる流体力の低減が期待できる。また、根入れ部につ いてもギャビオン補強土壁を用いることで河床内部の 流水を円滑に下流へ排出できるため、通常用いられる コンクリート護岸工などで発生する護岸工前面や基礎 部の洗堀とそれに伴う不安定化を軽減できると予想さ れる。外力規模が大きく、仮にギャビオン補強土壁の 基礎部が洗堀された場合には、補強土壁としての機能 を発揮できるため地盤構造物として直ちに不安定化す ることはなく、盛土天端部について交通地盤構造物と しての性能を確保できると考えられる。なお、本研究 で検証するギャビオン補強土壁については、積雪寒冷 環境における耐凍上性能や、融雪期および記録的降雨 時における安定性については図—12に示した試験施 工で別途確認済みであり^{6),7)},侵食対策のみならず記 録的な降雨に対する既設盛土の対策工としても有用で ある。

図一14 は上述したギャビオン補強土壁による対策 工を再現した実験②の状況を示している。模型盛土の 縮尺比1/30 に合わせてギャビオンを作製した。また, 中詰め材は粒径40~80 mm 程度の礫材を想定し, 縮 尺比に合わせて粒度調整した地盤材料を用いた。対策 範囲は3.(1) に示した実験結果を参考に上流側の構 造物境界付近と橋台前面とした。

図―15 は実験②において上流側から撮影した模型 盛土の経時変化を示している。t = 38 分でギャビオン 補強土壁背面の盛土の流失により最上段のギャビオン の沈下が確認できる。隅角部の洗堀の進行によりt = 65 分で確認できるように,三角柱状のギャビオンと 連結したギャビオンが崩壊した。その後も洗堀が進行 し実験後の写真に示すように支持力を失ったギャビオ ンが崩壊したものの,実験①よりも盛土の侵食と流失 の被害は低減されている。 図一 16 は 圧力 水 頭 h_w に 換算 した 間隙 水 圧計 Ch.1, 2 の計測結果の経時変化である。全体的な傾向 は 図一 9 に示した実験①(無対策)の結果と同様で ある。しかし、盛土の流出は低減されたため、図一 9 のような h_w の低下は発生しなかった。これらの結果 は対策工として盛土を侵食させる流体力をギャビオン によって低減させた影響が大きいことを示唆してい る。

図— 17 は 3DLP から取得した模型盛土天端における鉛直変位 d_v の分布を示している。t = 50 分に局所的な沈下が発生した後, t = 60 分にクラックが発生した。しかし図— 7,8 に示したような橋台内盛土の





図-14 実験②における模型対策工の状況



図-15 実験②(ギャビオン補強土壁)における崩壊状況



侵食と流失、それに伴う舗装部の崩落は発生していな い。このことから、ギャビオン補強土壁は対策工とし て有用であると言える。

図一18は圧力水頭 h_wに換算した実験①, ②の間 隙水圧計 Ch.2 の計測結果と、Ch.2 の直上の模型盛土 天端における鉛直変位 d_vの時間変化を示している。 実験①は橋台内盛土の侵食と流失、それに伴う舗装部 の崩落が発生しているものの、実験①、②の圧力水頭 h_wの経時変化に大きな違いは見られない。一方,鉛 直変位 d, は実験②がより沈下を示していることや, 圧力水頭 h_wと鉛直変位 d_vの変化に関係性がないこと から、実験中に確認した崩壊挙動は、いわゆる地盤工 学的な間隙水圧・空気圧の変化による有効応力の増減 は支配的な要因ではなく、河川工学的な流体力に対す る侵食抵抗が支配的であると推察される。

(3) 対策工有り(実験3, 4)

実験②で対策工として用いたギャビオン補強土壁の 補強材の有無による耐力や対策効果の比較・検討を目 的とし、補強材のない通常のふとんかごを対策工とし て用いた実験を行った。また、対策工をより上流側に 施した実験(実験③)、対策工を橋台近傍に施した実 験(実験④)を行い、対策工と橋台の距離が変化した 場合の盛土の侵食・流失過程の変化を確認した。図-19は実験②と実験③,④に用いたギャビオン補強土



図-18 実験実験①と実験②の圧力水頭 h, と鉛直変位 d, の比較



図-19 実験②と実験③,④に使用した対策工の模型



図-20 実験③における模型対策工の状況



図-21 実験④における模型対策工の状況

壁とふとんかごを再現した模型である。図―20,21 は実験③,④の実験前の様子を示したものである。な お、実験④では盛土ふとんかごの境界部には、蛇籠に よるすりつけ工を再現するため、ネットにつめた砕石 を敷設した。

図-22,23 は実験③、④において上流側から撮影 した模型盛土の経時変化を示している。図-16(実 験②)のt = 65分と図-22(実験③)のt = 63分の 盛土の様子を比較すると、実験③はふとんかごの崩壊 とそれに伴う上流側盛土のり面の流失がより進行して いることがうかがえる。また、図-16と図-22の 実験後の様子の比較から補強材のない通常のふとんか ごを用いた実験③のほうが盛土の侵食と流失の被害が 大きいと言える。

ふとんかごを橋台近傍に配置した実験④では図—23 のt = 24分に示したように実験②,実験③よりも早 い段階で橋台内盛土が侵食被害を受け,t = 32分に 示すように背面支持力を失ったふとんかごが橋台内へ 倒れこむように崩壊した。その後も侵食と流失は進行 しt = 61分では橋台竪壁に沿うようにトンネル状の 空洞が形成され,舗装面はオーバーハング状態となっ ていることがうかがえる。最終的にはt = 105分に示 すように支持力を失った舗装面が崩壊した。

図-24,25は3DLPから取得した模型盛土天端に おける鉛直変位 d_vの分布を示している。図-24の結 果からわかるように実験③では天端に目立った沈下や 変状は発生していない。しかし、上流側盛土の一部が 流失していることや図-22(実験③)の実験後の様



図-22 実験③(ふとんかごを上流側に配置)における崩壊状況



図-23 実験④(ふとんかごを④橋台近傍に配置)における崩壊状況

子が図-23 (実験④) の *t* = 32 分の様子と類似して いることから,下部盛土の侵食,流失の進行に伴い舗 装面がオーバーハング状態となる可能性がある。実験 の結果から,被災時に避難経路として利用した際に, 舗装面の沈下が確認されない場合でも車などの交通荷 重が作用すると容易に崩壊する恐れがあり, 危険な状 態と言える。

図-25の結果から t = 20 分~100 分にかけて上流 側舗装面で徐々に沈下が確認できる。また, t = 100 分では下流側のり面の崩壊も確認できる。





図-25 実験④における模型盛土天端の状況と鉛直変位分布の経時変化

4. おわりに

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- 実験①では盛土の侵食は橋台と盛土の境界部で ある構造物境界部で進行し、橋台内盛土へと進 行した。この結果から、対策工の実施範囲は上 流側の構造物境界付近と橋台前面に限定できる と考えられる。
- 2)対策工として,壁面材に通水性能を有するギャ ビオン補強土壁を用いた実験②では補強土壁部 が部分的に崩壊するものの舗装面が崩壊に至る ような橋台内盛土の流失は発生せず,対策工と しての有用性を確認できた。
- 3)対策工として、補強材のない通常のふとんかご を用いた実験③、④ではふとんかごの崩壊や盛 土の侵食、流失被害が実験②よりも顕著だった ことから、補強材はふとんかごの耐力を高める うえで効果的であり、盛土の侵食、流失被害の 低減にもつながると考えられる。

今回の実験結果から,対策工支持地盤の洗堀を抑制 することが対策工の耐力を高めることにつながると言 える。今後は,より効果的に洗堀を抑制できるような 対策や,対策工の耐力を高める方法の検討を行ってい く。

JCMA

- (公社) 土木学会 2016 年 8 月北海道豪雨災害調査団: 2016 年 8 月北 海道豪雨災害調査団報告書, 2017.
- 2) (公社) 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団: 平成28年8月北海道豪雨による地盤災害調査報告書,2017.
- 3)鎌田啓市,宮森保紀,渡邊康玄,川口貴之,川尻峻三,三上修一: 2016年北海道豪雨による橋梁の被災状況と被災メカニズムの基礎的 検討,土木学会第72回年次学術講演会講演概要集,CS6-004, 2017.
- 上野鉄男,石垣泰輔:足羽川山地地域における 2004 年水害について、 京都大学防災研究所年報,Vol.48B, pp.657-671, 2005.
- 5) 川尻峻三,川口貴之,渡邊康玄,宮森保紀,川俣さくら,御厩敷公平, 金子大輝,高橋大樹:橋台背面盛土の地盤工学的な性状把握と水理模 型実験による侵食過程の観察,土木学会論文集 B1 (水工学)), Vol.74 (水工学論文 集), pp.1273-1278, 2018.
- 6) 川俣さくら、川口貴之、中村大、倉知禎直、林啓二、川尻峻三、山下 聡:透水性断熱材を用いたギャビオン補強土壁の積雪寒冷環境におけ る性能評価、ジオシンセティックス論文集、Vol.31、pp.119-126、 2016.
- 7)川俣さくら、川口貴之、川尻峻三、中村大、倉知禎直、林啓二、山下 聡:積雪寒冷環境におけるギャビオン補強土壁の適用性に関する研 究、ジオシンセティックス論文集、Vol.32、pp.109-116, 2017.

[筆者紹介]



御厩敷 公平(おんまやしき こうへい) 北見工業大学大学院 工学研究科 社会環境工学専攻 前期1年

川尻 峻三(かわじり しゅんぞう) 北見工業大学 助教



川口 貴之(かわぐち たかゆき) 北見工業大学 准教授