

透水性基礎地盤に起因する 河川堤防の進行性破壊に関する模型実験

MODEL EXPERIMENTS FOR THE PROGRESSIVE FAILURE OF
RIVER LEVEE BY PERMEABLE FOUNDATION GROUND

倉田大輔¹・福原直樹²・森啓年³・服部敦³・吉田直人⁴・石原雅規⁴・佐々木哲也⁴
Daisuke KURATA, Naoki FUKUHARA, Hirotoishi MORI, Atsushi HATTORI,
Naoto YOSHIDA, Masanori ISHIHARA and Tetsuya SASAKI

¹正会員 国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部河川研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1)

²正会員 工修 国土交通省国土技術政策総合研究所企画部国際研究推進室 (前河川研究部河川研究室)
(同上)

³正会員 博士(工学) 工修 国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部河川研究室 (同上)

⁴正会員 工修 国立研究開発法人土木研究所地質・地盤研究グループ
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

Model experiments were carried out to observe the process of the progressive failure of a river levee caused by a permeable foundation ground. Three different stratum of foundation ground were examined in the experiments. First and second is the cases which have a single permeable layer with/without a semi-permeable cover layer. Similar processes of the progressive failures were observed. The failure began from the toe of levee due to heaving and water leakage, then cracks were developed which led major water leakage. Last is the case which has double permeable layers with different permeability with thin semi-permeable cover layer. Sand boil began soon after heaving and water leakage, then the sand boil was accelerated close to the levee toe which resulted in the sand flow-out of foundation ground and the caving of the levee body.

Key Words : river levee, progressive failure, piping, model experiment

1. はじめに

河川水位上昇に伴う堤内地側でのパイピングやそれに伴う堤体のすべり等の発生により、河川堤防の決壊や変形が生じる被災が発生している。2012年に発生した矢部川の堤防決壊は透水性基礎地盤が原因とされ、そのメカニズムとして、噴砂に伴い基礎地盤に空洞が進行的に生じることで堤防が陥没し、河川水が越流したためと推察されている。

現状では、飽和不飽和浸透流解析を用いてパイピングの発生の有無を評価している¹⁾。しかし、堤防決壊に至るプロセスや外力、地盤条件など不明なところは多い。

本研究では、最終的には堤防の破壊が進行するメカニズムを解明し、堤防が決壊に至る進行的破壊の発生する外力や地盤条件を把握することを目的に、三木ら²⁾、佐々木ら³⁾、齊藤ら⁴⁾等の過去の研究を参考に、堤防高1.0m、基礎地盤層厚0.7mの模型を作製し、河川水に起因

する間隙水圧を透水層に加える模型実験を実施した。模型は、堤内地盤に変状を誘発する弱部等を設けず、既往の実験と比べ、より大型な模型を作製し、堤防の変形に至るまで継続して外力を与えられるものとした。

2. 実験概要

(1) 実験模型

模型実験は透水層の分布状況を変えた3ケースで実施した。模型の平面形状を図-1、各ケースの横断形状は図-2~4に示す。3ケースとも、基本形状としては、高さ2.7m、幅3.8m、奥行き8.0mの土槽内に、珪砂1号(粒径1.7~4.8mm)ないし珪砂6号(粒径0.07~0.6mm)の砂からなる透水層と火山灰質粘性土(関東ローム)からなる難透水層を組み合わせ基礎地盤を作製し、その上部に難透水層と同じ材料の関東ロームを用いて、高さ1.0m、法面勾配1:2.0の堤防模型を作製した。透水層は行き止ま

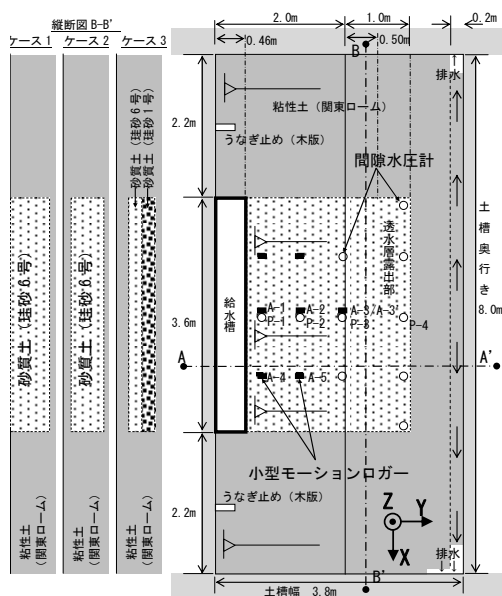


図-1 実験模型概要平面図 (ケース1～3)

り状となる法尻から1.0mまでの土層構造とした。

基礎地盤および堤体の関東ロームは層厚0.15m毎にランマおよび突き棒で転圧し、締固め度 $D_c=85\%$ 以上を目標として施工し、確認した締固め度は平均93.8%であった。透水層は層厚20cm毎に撒き出してタンパで整地しつつ水締めで施工した。

a) ケース1

図-1および図-2に示したケース1は、透水層を地表面に露出させた土層構造とし、透水層は厚さ0.60mの珪砂6号とした。

b) ケース2

図-1および図-3に示したケース2は、透水層が難透水層に被覆された土層構造とし、透水層は厚さ0.50mの珪砂6号とし、被覆土層は厚さ0.10mの関東ロームとした。

c) ケース3

図-1および図-4に示したケース3は、齊藤ら⁵⁾の実験での土層構造を参考に、透水層はケース1,2と同一の珪砂6号と、より高い透水性を持つ珪砂1号の2層構造とし、法尻から0.5mまでを他のケースより厚く0.20mで被覆した土層構造とした。

(2) 水位条件

給水槽は高さ2.3m、幅0.46m、奥行き3.6mの合板製で、外水位が堤体に直接作用しないよう、透水層部分のみ横スリット状に開口した給水面を設けて不織布で覆い、透水層だけに浸透させた。各ケースとも、実験開始前に給水槽水位を透水層上面から0.02m低い位置で12時間以上保持し、間隙水圧計で飽和状態を確認した。

外水位は給水槽内標尺および触針式水位計にて常時確認し、給水ポンプ操作で上昇速度を一定に保った。ケース1およびケース2は毎分0.01mの速度、ケース3は毎分0.02mの速度で水位を上昇させた。

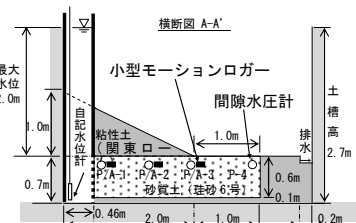


図-2 実験模型概要横断面図(ケース1)

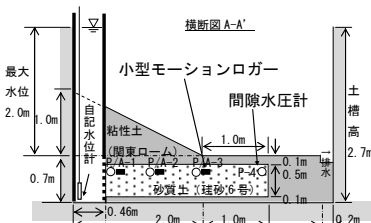


図-3 実験模型概要横断面図(ケース2)

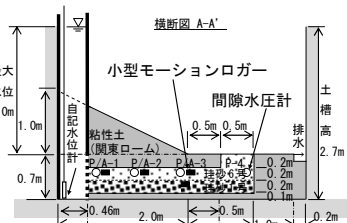


図-4 実験模型概要横断面図(ケース3)

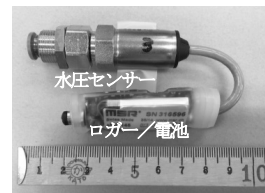


写真-1 小型モーションロガー

表-1 小型モーションロガーの主な仕様

加速度	測定可能範囲	-2 G～2 G
	設定測定間隔	2 Hz
水圧	測定可能範囲	0～300 kPa
	設定測定間隔	1 Hz
待機可能日数/計測可能日数 (上記条件)		14 days/3days

(3) 計測方法

透水層の水圧は、間隙水圧計を計10箇所に設置して1分間隔で計測した。また給水槽内の水位は、圧力式自記水位計を設置し、1秒間隔で測定した。図-1に設置状況を示す。なお、透水層の水圧および給水槽内水位は、模型脇に設置した気圧計で計測し、大気圧補正をした。

間隙水圧計に加え、飛田ら⁵⁾の既往の研究を参考に、3軸成分の加速度および水圧の計測が可能な、電池とロガー内蔵式の小型モーションロガー (MSR社製MSR145, 以下、モーションロガー、写真-1) 7台を計測に用いた。実験時は、プラスチック製の保護ケースから水圧センサーのみを露出させた状態で、測定開始時刻を事前設定して埋設した。

モーションロガーの仕様および設定を表-1に示した。間隙水圧計およびモーションロガーともに、透水層と難透水層 (堤体もしくは被覆土層) の境界面から0.05m低い位置に設置した。

堤防縦断方向をX軸成分 (図-1下方向を正)、横断方向をY軸成分 (図-1右方向、堤内側を正)、鉛直方向をZ軸成分 (図-1鉛直上方向を正) と設定した。例えば鉛直下方向にモーションロガーが動く際はZ軸成分の値が増加し、鉛直上方向に動く際には値が減少する。設置位置および3軸方向については図-1に示した。

実験開始前は、重力加速度のみを検知し、Z軸成分のみが+1Gを示す。モーションロガーに動きがあった場合は、重力加速度が他の軸成分にも分解され、X軸もしくはY軸成分の値も変化する。各軸成分が一定値を示す場合は、傾いて静止した状態と判断される。また加速度が大きな振幅を示す場合は、移動に伴う回転等の動きを示すと判断される。

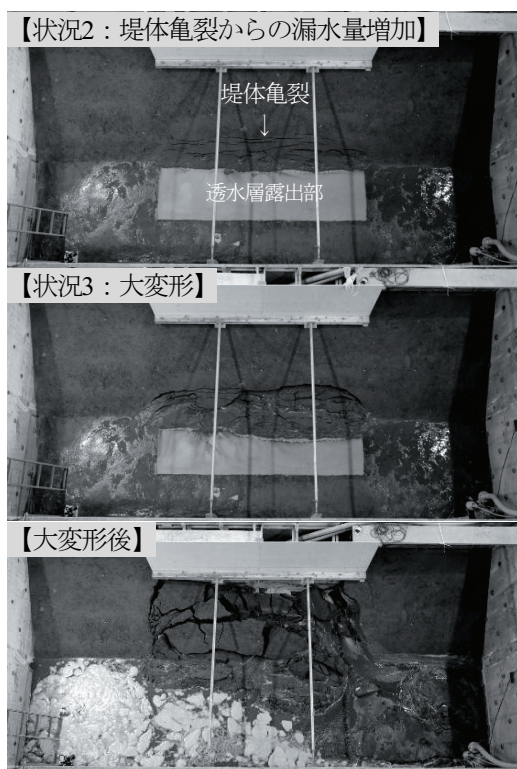


写真-2 実験経過状況 (ケース1, 状況2～大変形後)

3. 実験結果

(1) ケース1

a) 実験結果概要

ケース1は、透水層露出部（以下、露出部）からの漏水がみられ、その後法尻部に縦断亀裂が発生した。最終的に、縦断亀裂部分の土塊の水圧による側方移動で、堤防に大変形（本実験では、漏水や噴砂、法尻の側方流動等の進行性破壊によって、堤体亀裂の開口や堤体の空洞化の発生に伴って大量の水が流出する状態を、大変形と定義）が生じた。以下に詳細を述べる。

開始から15分経過後、外水位が基礎地盤上面（以下、GL）+0.10m（平均動水勾配（給水槽内水面と法尻を結んだ直線の勾配、以下 i_{ave} とする）=0.06）で砂質土層露出範囲からの水のしみ出しが確認された。外水位GL+0.35m($i_{ave}=0.23$)で砂質土層端部付近の粘性土および砂質土の一部で鉛直上方向の変状が認められた。

開始から50分経過後、外水位GL+0.45m($i_{ave}=0.29$)で法尻上方約0.10m法面に縦断方向の堤体亀裂が発生した（状況1）。外水位GL+0.48m($i_{ave}=0.31$)で堤体亀裂が3条に増加、その後亀裂が開口し、一部から水のしみ出しがみられた。外水位GL+0.59m($i_{ave}=0.38$)で堤体亀裂は砂質土層分布範囲全体に拡大し、直後に法尻部粘性土が砂質土層露出部へ流出し始めている。

開始から72分経過後、外水位GL+0.67m($i_{ave}=0.44$)で亀裂がさらに開口し、漏水量が増加した（写真-2：状況2）。外水位GL+0.75m($i_{ave}=0.49$)で堤体亀裂の一部から

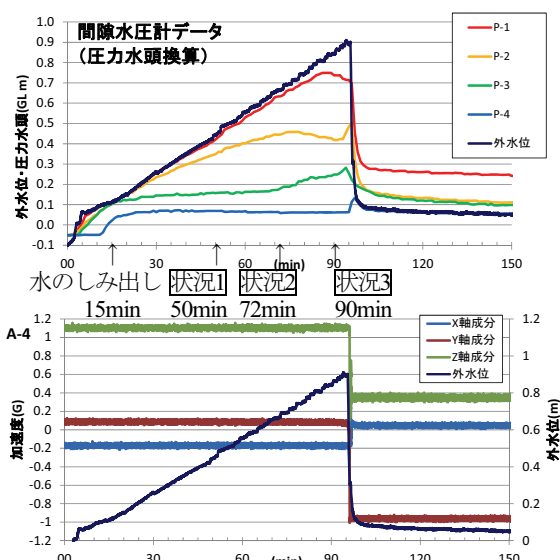


図-5 水圧水頭および加速度の経時変化 (ケース1)

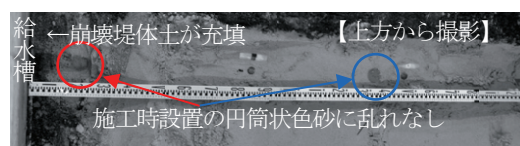


写真-3 実験後堤体土撤去後状況 (ケース1)

砂質土を含む漏水が確認された。

開始から90分経過後、外水位GL+0.85m($i_{ave}=0.55$)で堤体亀裂部分から法尻にかけ、堤体土が堤内側に側方流動する大変形が発生（写真-2：状況3）、最終的に堤体亀裂開口部から大量の水が流出した。その後、給水を継続したが、水位上昇に至らず給水を停止した（写真-2：大変形後）。

b) 水圧および加速度の経時変化

透水層の圧力水頭について、経時変化を縦断方向の中心位置で比較した（図-5）。給水槽直近の圧力水頭（P-1）は外水位と連動して推移している。法面中段直下（P-2）については、外水位がGL+0.5mを超過後、圧力水頭が外水位と乖離し、外水位GL+0.7mで圧力水頭は低下傾向を示した。これは堤体縦断亀裂からの漏水に起因すると考えられる。

加速度は大変形時に給水槽付近3箇所のみで動きが感知された。これは、大変形時に給水槽付近の透水層が堤体土塊と一緒に流出した動きを感知したと推定される。

c) 実験後開削調査

実験後、崩壊した堤体土の一部を撤去して透水層の状況を確認したところ、透水層上面は給水槽付近を除き、ほぼ水平状態で、施工時設置した円筒状色砂にも乱れはなかった（写真-3）。給水槽付近については、堤体土の大変形時に給水槽から大量の水が流出したことで給水槽前面の透水層がまとまって流出し、その後、実験後の水位低下に伴って堤体土が充填されたと判断される。

加速度の経時変化と合わせると、大変形時、給水槽付近以外、堤体土の崩壊土塊は透水層上面を堤内側へ滑動し、透水層自体の動きはほぼなかったと推測される。

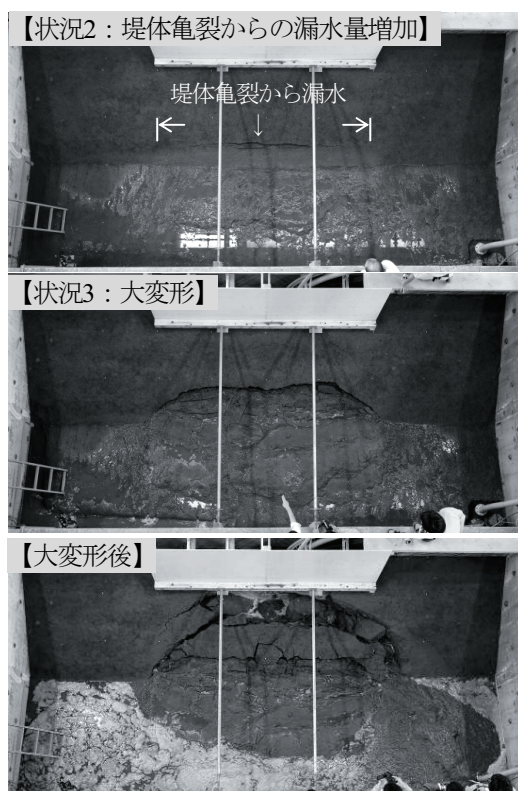


写真-4 実験経過状況 (ケース2, 状況2～大変形後)

(2) ケース2

a) 実験結果概要

ケース2は、基礎地盤の被覆土の盤膨れやそれに伴う漏水がみられ、それらの進行に従い、法尻部に縦断亀裂が発生した。その縦断亀裂から漏水し、最終的に堤防に大変形が生じた。以下に詳細を述べる。

開始から11分経過後、給水ポンプによる毎時給水量が過多となってしまい、外水位 $GL+0.24m(i_{ave}=0.16)$ で、法尻から水のしみ出しが確認されたことから、給水を一時停止した。給水再開まで、透水層端部からの水のしみ出しおよび砂層分布範囲の盤膨れが確認された。給水再開後は、盤膨れが進行し、盤膨れに伴う透水層端部付近の亀裂が堤防縦断方向に拡大し始めた。

開始から83分経過後、外水位 $+0.62m(i_{ave}=0.40)$ で、法尻上方約0.15mの位置の法面にて縦断方向の堤体亀裂が生じた(状況1)。

外水位 $+0.65m(i_{ave}=0.42)$ で堤体亀裂が2条となり、開口し始め、亀裂長さは砂層分布範囲に達した。その後、外水位 $+0.70m(i_{ave}=0.45)$ で堤体亀裂内に水面が現れたのち漏水し始め、水位の上昇に従って漏水量は増加した(写真-4：状況2)。

基礎地盤では継続的にしみ出しが見られていたが、外水位 $+0.75m(i_{ave}=0.49)$ で透水層端部から漏水が確認され、その後漏水範囲は拡大した。外水位 $+0.85m(i_{ave}=0.55)$ に達した際、透水層端部からの漏水は減少し、堤体亀裂からの漏水が増加、外水位 $+0.90m(i_{ave}=0.58)$ で堤体亀裂からの漏水に濁りが確認された。

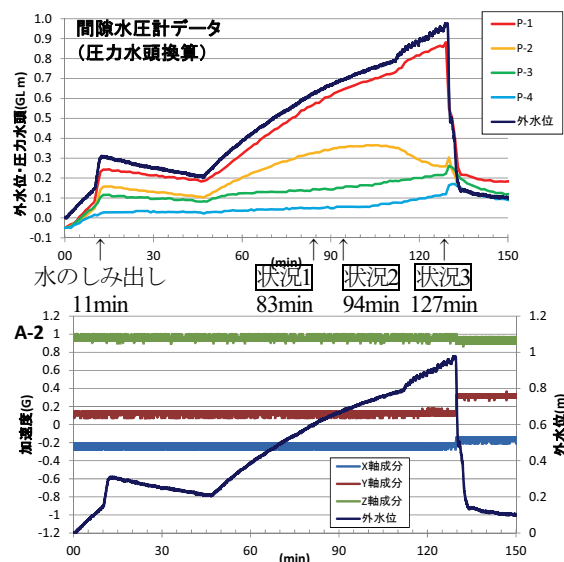


図-6 水圧水頭および加速度の経時変化 (ケース2)

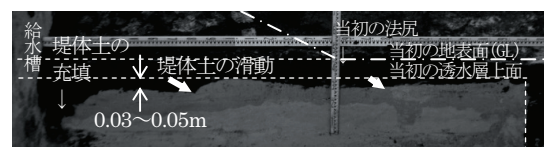


写真-5 実験後横断面開削状況 (ケース2)

水位 $+0.95m(i_{ave}=0.62)$ で水槽付近に新たな縦断方向の堤体亀裂が発生、その後堤体土が堤内側に側方流動する大変形が発生、堤体亀裂開口部から大量の水が流出した(写真-4：状況3)。その後、給水を継続したが、水位上昇に至らず給水を停止した(写真-4：大変形後)。

b) 水圧および加速度の経時変化

透水層の圧力水頭について、経時変化を縦断方向の中心位置で比較した(図-6)。外水位の上昇に伴って全体的に上昇するが、法尻部(P-3)は外水位の1~2割程度、堤内側(P-4)は1割以下の上昇量となっている。法面中段直下(P-2)では外水位 $GL+0.40m$ を越えた後、圧力水頭が外水位と乖離し始め、その後、外水位 $GL+0.70m$ で堤体亀裂から漏水し始めた後に圧力水頭は低下した。

加速度は大変形時に堤体直下6箇所で動きが感知された。これは、大変形時に給水槽付近の透水層が堤体土塊と一緒に流出した動きを感知したと推定される。

c) 実験後開削調査

実験後、崩壊した堤体土の一部を撤去して透水層の状況を確認したところ、透水層上面に不陸が確認されたため、横断面に開削して状況を確認した。写真-5に示すように、給水槽付近はケース1と同様に、堤体土の大変形時に大量の水の流出によって給水槽前面の透水層がまとまって流出、実験後の水位低下に伴って堤体土が充填されたと判断される。

加速度の経時変化と合わせると、大変形時、給水槽付近以外は、堤体土の崩壊土塊は透水層上面に0.03~0.05mくらい込むように堤内側へ滑動したものと推定される。

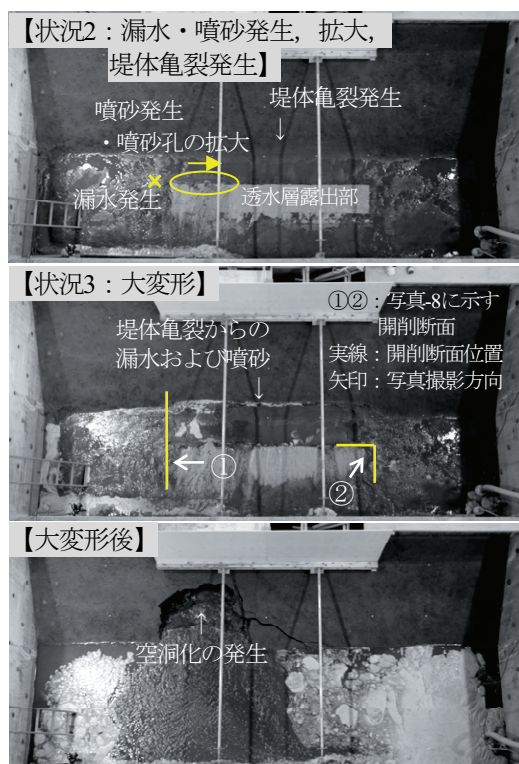


写真-6 実験経過状況 (ケース3, 状況2～大変形後)

(3) ケース3

a) 実験結果概要

ケース3は、露出部との境界付近の難透水層部および露出部から大量の漏水とそれに伴う2層の透水層が混合した噴砂が発生し、噴砂孔は透水層と難透水層の境界部分に沿って拡大し、模型中央部分を除く露出部境界の多くの部分で噴砂が生じた。最終的に、法尻部に生じた縦断堤体亀裂から大量の漏水および噴砂が発生し、それに伴い堤体土塊が流出、空洞化する様子が観察された。以下に詳細を述べる。

開始から20分経過後、外水位GL+0.10m($i_{ave}=0.06$)で露出部から漏水、盤膨れが見られ、その後、外水位GL+0.23m($i_{ave}=0.15$)で露出部からの漏水が増加、法尻付近の浸潤が確認された。

開始から36分経過後、外水位GL+0.38m($i_{ave}=0.23$)に達し、模型中央から縦断方向1.9m位置にて、露出部境界付近の難透水層部に亀裂が発生、直後に亀裂から漏水と噴砂が発生した。続いて近傍の露出部隅角部で漏水と噴砂が発生、噴砂孔が境界に沿って中央側へ約70cm拡大、噴砂に珪砂1号が混合する状況が確認された(状況1)。漏水が発生した後、水位低下を防ぐため給水量を増加させた結果、水位上昇量が増加した(状況1～状況2)。

開始から38分経過後、外水位GL+0.60m($i_{ave}=0.39$)法尻付近法面に堤体亀裂が発生、亀裂から漏水と噴砂が発生した(写真-6：状況2)。その後、写真右側の露出部境界付近の難透水層部において盤膨れと亀裂が発生し、直後に漏水と噴砂が確認された。続いて近傍の露出部で噴砂発生、最初の噴砂と同様、噴砂孔が境界に沿って中

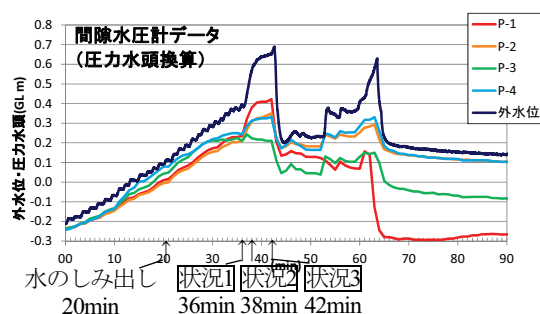


図-7 水圧水頭の経時変化 (ケース3)

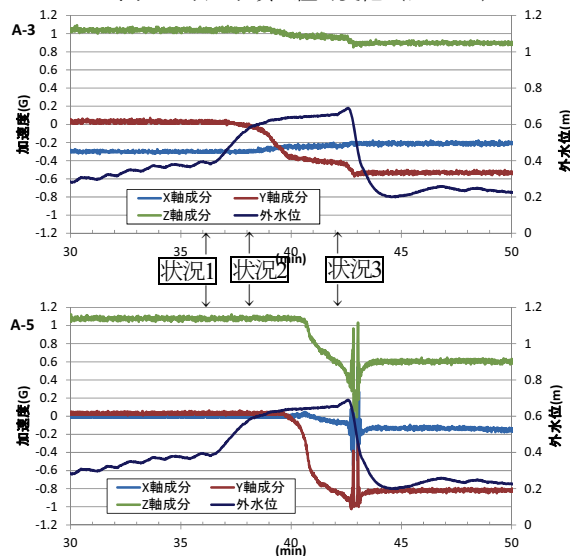


図-8 加速度の経時変化 (ケース3, 状況1～3)

央側へ約50cm拡大した。中央部分を除いた法尻側境界の大部分に噴砂孔が拡大し噴砂は継続した。

開始から42分経過後、外水位+0.67m($i_{ave}=0.44$)で堤体亀裂の写真左側から漏水が増加し、また新たな堤体亀裂が発生した(写真-6：状況3)。最終的に、堤体亀裂箇所から堤体土塊が流出し、空洞化が発生する様子が観察された(写真-6：大変形後)。

b) 水圧および加速度の経時変化

透水層の圧力水頭について、経時変化を縦断方向の中心位置で比較した(図-7)。給水槽直近(P-1)は圧力水頭は外水位より低い。法面中段直下(P-2)は噴砂後も圧力水頭はほぼ低下していない。また、法尻付近(P-3)は外水位GL+0.64mで圧力水頭低下が確認されたが、これは噴砂に起因と推定される。

埋設したモーションロガーのうち、噴砂～堤体亀裂からの漏水発生時に加速度の変化が見られたA-3およびA-5における堤体土塊の流出・空洞化発生までの経時変化を図-8に示した。他地点では同時期に変化が見られなかった。

噴砂発生直後、A-3での加速度Y軸成分が減少していることから、噴砂に伴い、透水層が堤内側方向に動いたと判断される。2分後に噴砂孔が拡大し、そのおよそ3分後、A-5でも加速度Y軸成分の減少が見られた。

A-5よりA-3の方が早い段階で加速度が変化していることから、A-3およびA-5周辺では、露出部に近い透水層が

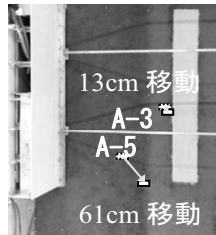


写真-7 モーションロガー移動距離

先に動いたと推測される。

その後、堤体亀裂から砂を含む漏水が発生した際、特にA-5では加速度が大きく変化した。堤体亀裂発生箇所のうち、A-5付近が他の箇所に比べ漏水量が多く、亀裂直下の透水層により大きな動きが生じたと推測される。

また、モーションロガーは、A-5は直線距離で61cm、A-3は直線距離で13cm、当初位置から移動したことを開削調査時に確認した(写真-7)。一方、加速度のX軸成分およびY軸成分と時間の関係から移動距離を修正オイラー法で試算し、直線距離に合成すると、A-3で約140cm、A-5で約196cmとなり、実距離と乖離した結果となった。

本試算は、加速度の変化をすべて積算した試算であり、実距離との乖離は、回転等の動きの評価に加え、測定ノイズ等の評価ができていないこと等に起因すると考える。

c)実験後開削調査

最初に噴砂が発生した写真-6の①における開削横断面では、難透水層と透水層の境界鉛直面付近で粘性土と砂質土の混合状態が開削調査で確認された(写真-8)。噴砂が発生しなかった中央部では混合状態は確認されていない。一方、被覆土層下端に施工時敷設した水平面の色砂は、大きな変化がなかったことから、噴砂発生時には、特に境界鉛直面付近が影響を受けやすいと推測される。

また、写真-6の②隅角部では、難透水層の噴砂孔と露出部の噴砂孔が水平亀裂で繋がっているのが確認されたことから、各噴砂が連続した事象であると推測される(写真-8)。

4. まとめ

ケース1,2では透水層に起因するしみ出し、盤膨れは平均動水勾配 $i_{ave}=0.1$ 前後、堤体亀裂、漏水は $i_{ave}=0.4$ 程度で見られ、それらに伴う法尻部の側方流動を含む進行的変状により、 $i_{ave}=0.5$ 前後で堤防の大変形に至った。

一方、ケース3では同様のしみ出し、盤膨れは $i_{ave}=0.1$ 以下で見られた後、 $i_{ave}=0.23$ で噴砂が発生し、 $i_{ave}=0.44$ で堤体土塊の流出・空洞化の発生に至った。外水位上昇に伴い、透水層内での間隙水圧分布が平面的にも大きく変化し、法尻部より先に露出部付近で噴砂が発生する水圧水頭に達したと考えられる。また、噴砂孔から約1.9m離

写真-6 左側
①
横断面

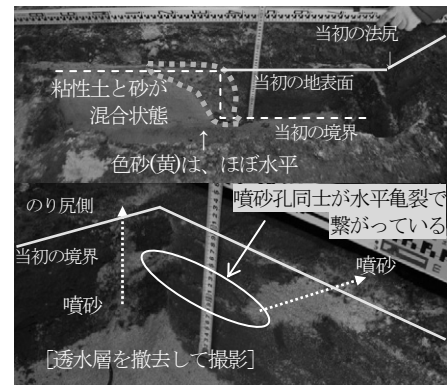


写真-6 右側
②
隅角部

写真-8 実験後横断面開削状況 (ケース3)

れた法尻直下においても加速度の変化が検知されたことから、噴砂や亀裂からの漏水等の局所的な変化により、透水層での変位の発生や間隙水圧の変化等、広い範囲へ影響が及ぶと推測される。

この変形モードの違いは堤防法尻部の難透水層厚に起因すると考えられる。ケース1,2のように難透水層がないもしくは薄い場合には法尻部の変状から堤防の破壊に至る傾向、ケース3のように厚い場合には基礎地盤の変状から堤防の破壊に至る傾向があることが示唆される。

また3ケースから、平均動水勾配が0.2を超えると漏水や噴砂のような基礎地盤内の間隙水圧が大きく変化する変状の発生、0.4を超えると法尻の側方流動のような堤防破壊に至る変状の発生の傾向があることが示唆される。

法尻部の側方流動を含む堤防の進行的変状の評価方法、および、加速度計測による進行的変状時の基礎地盤の移動量等の定量的把握は、引き続き検討していきたい。

参考文献

- 1) 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, 2012.
- 2) 三木博史, 山田哲也, 藤井厚企, 野口典孝, 佐藤正博：堤防基礎地盤のバイピング破壊に関する模型実験, 土木研究所資料 第3399号, 1996.
- 3) 佐々木哲也, 増山博之, 齋藤由紀子, 石原雅規, 森啓年, 平林学, 吉田直人：大型模型を使用した河川堤防の盤膨れ対策に関する研究, 土木研究所資料 第4167号, 2014.
- 4) 齊藤啓, 前田健一, 李兆卿, 山口敦志：透水性基盤のバイピングとすべりに着目した河川堤防の安定性, 第2 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, pp.23-26, 2014.
- 5) 飛田大輔, 柿沼孝治, 横山洋, 武田淳史：千代田実験水路における破堤拡幅抑制工実験, 河川技術論文集 第20巻, pp.515-520, 2014.

(2015. 4. 3受付)