

高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊メカニズムの検討

Seepage failure mechanism of river embankment on high-permeable foundation ground

崔 瑛¹, 小高 猛司², 李 圭太³, 森 三史郎⁴, 林 愛実⁴

1 名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科・cuiying@meijo-u.ac.jp

2 名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp

3 株式会社建設技術研究所・大阪本社・水工部

4 名城大学大学院・理工学研究科

概 要

近年、矢部川堤防の破堤、梯川や子吉川堤防の法すべり等、高透水性基礎地盤に起因すると思われる被災事例が目立っており、高い透水性の基礎地盤に起因する破堤や堤防変状の被災メカニズムを正確に把握することは、治水上の喫緊の課題となっている。本論文では、高い透水性を有する基礎地盤の存在に着目し、透水性が大きく異なる2層の基礎地盤を有する堤防の浸透模型実験および浸透流解析を行い、基盤漏水が堤体決壊に結びつくメカニズムについて検討をした。その結果、堤防直下に透水性が異なる2層構造の基礎地盤が存在し、特に下部の基礎地盤の透水性が非常に高い場合には、法尻近傍の基礎地盤に高い動水勾配が作用することによって噴砂が発生することが分かった。さらに、噴砂をきっかけに堤体および基礎地盤に変状が発生するが、その破壊形態は地盤構成により異なることが示された。

キーワード：河川堤防、高透水性基礎地盤、模型実験、浸透破壊、浸透流解析

1. はじめに

平成24年7月の九州北部豪雨によって、矢部川堤防（右岸7.3km）においてパイピングをきっかけとした破堤が発生した。この被災事例では、粘性土の堤体の下の基礎地盤に、堤外地と直接連通している高い透水性の砂層が、しかもその先が行き止まりの状態が存在していたという特殊な地盤条件であったが、近年発生していなかった「越水なき破堤」として、治水に携わる関係者には絶大なインパクトを与えた出水であった。また、平成25年7月には子吉川堤防において出水時に大規模な法すべりが発生した²⁾。被災地点の基礎地盤は、高い透水性を有する礫層の上に砂層が堆積しており、さらに法尻付近の地表面には薄い粘性土被覆土も確認されている。我々は基礎地盤下部の高透水性の礫層が堤体変状に強く関係していると考えている。いずれにしても、これらの被災事例においては、堤体と基礎地盤の両者を含めた地盤構造に被災要因を求める必要があり、最終的に発生する堤体変状のメカニズムを含めて、高い透水性の基礎地盤に起因する堤防の被災メカニズムを解明することは、治水上の喫緊の課題である。

本論文では、高い透水性を有する基礎地盤に着目し、透水性が異なる2層の基礎地盤を有する堤防の浸透模型実験と非定常浸透流解析によるシミュレーションを行い、堤防の被災メカニズムについて検討した結果を示す。

2. 模型実験の概要

図1に浸透模型実験装置ならびに実験堤体（半断面）の概要を示す。実験装置は透明アクリル板で製作しており、幅1500mm、高さ500mm、奥行160mmの外寸で、通水孔を有する仕切板（20mm×480mm×120mm）によって、土槽（1300mm×480mm×120mm）と水槽（120mm×480mm×120mm）に分けられている。本実験では、多層構造を有する基礎地盤の境界条件の影響を検討するため、図1に示すように、透水性の異なる地盤材料によって、領域ⅠとⅡの2つの領域に分けて基礎地盤を作製するとともに、領域Ⅲとして半断面の堤体を作製した。

本論文の浸透模型実験は、表1に示すように領域Ⅲの堤体地盤材料を変えることによって大きく3つのケースに分ける。さらに境界条件の影響を検討するため、領域Ⅰの長さxを変えることによって各ケースを更に3ケースに分けて全9ケースについての検討を行った。Case1は領域Ⅰの透水性の高い地盤に三河珪砂3号、領域Ⅱには三河珪砂6号、領域Ⅲの堤体部にも三河珪砂6号を用いた。その中でも領域Ⅰの長さxが800mmのケースをCase1-1、900mmをCase1-2、700mmをCase1-3とした。Case2は領域Ⅲの堤体を透水性の低い三河珪砂6、7、8号を重量比5:2:5で混合した地盤材料（以後、678号と呼ぶ）としたケ

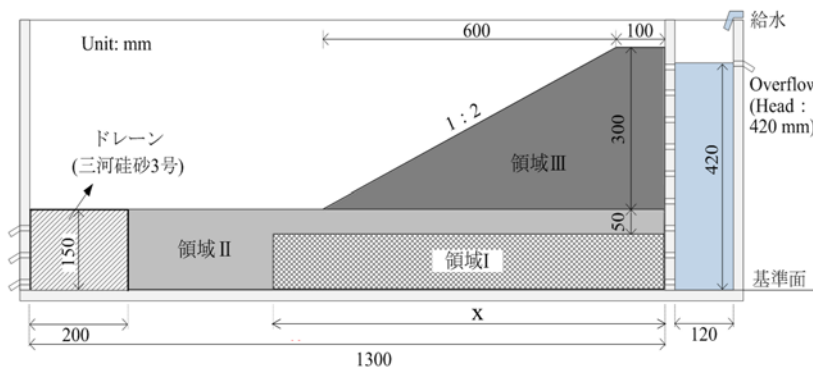


図 1 浸透模型実験装置ならびに実験堤体の概要

表 1 浸透模型実験の検討ケース

	材料(三河珪砂)			x(mm)
	領域 I	領域 II	領域 III	
Case1-1	3号	6号	6号	800mm
Case1-2	3号	6号	6号	900mm
Case1-3	3号	6号	6号	700mm
Case2-1	3号	6号	678号	800mm
Case2-2	3号	6号	678号	900mm
Case2-3	3号	6号	678号	700mm
Case3-1	3号	6号	678号カオリン	800mm
Case3-2	3号	6号	678号カオリン	900mm
Case3-3	3号	6号	678号カオリン	700mm

ースで, Case1 と同様に領域 II の長さ x によって Case2-1, Case2-2, Case2-3 に分けた。Case3 は領域 III の堤体を更に透水性の低い三河珪砂 6, 7, 8 号およびカオリンを重量比 5:2:5:5 で混合した地盤材料(以後, 678 号カオリンと呼ぶ)に置き換えたケースで, Case1, 2 と同様に領域 I の長さ x によって Case3-1, Case3-2, Case3-3 に分けた。いずれのケースでも, 装置の左端の排水境界から 200mm の領域には, ドレーン材として, 三河珪砂 3 号を置いている。また, 領域 II と領域 III の境界を明確に目視出来るように, 領域 II の三河珪砂 6 号には赤色のカラーサンドを重量比 9:1 で混合している。室内試験で求めた各地盤材料の粒度分布を図 2 に, 透水係数を表 2 に示す。三河珪砂 6 号と三河珪砂 6 号にカラーサンドを混合したものとは, 粒度分布と透水係数に大きな違いが見られないため, 混合したことによる影響は極めて小さいと考え, 同じものとして扱う。

模型地盤の作製は, 各地盤材料を含水比 4% (678 号カオリンのみ 10%) に調整し, 間隙比 1.06 (三河珪砂 3 号は 0.95, 678 号カオリンは 0.85) になるように一層 50mm ずつ締固めを行った。この際, 地盤の均一性を高めるため, 各層を水平方向 200mm ずつのブロックに区切り, 各ブロックに一定量の地盤材料を投入して締固めた。

模型地盤作製後, 水槽部に 420mm の水位を一瞬で与え, その後, その水位を一定に保持しながら実験装置の正面および上面からビデオ撮影を行いながら堤防の浸透過程の様子を観察した。本実験では, 堤体地盤に変化が見られなくなったとき, あるいは, 越流もしくは堤体内に空洞が発生するなどして大変状が発生した時点を実験終了とした。

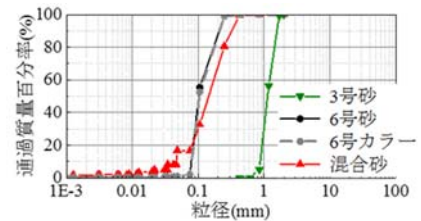


図 2 各地盤材料の粒度分布

表 2 各地盤材料の透水係数

三河珪砂	透水係数(m/s)
3号	2.67×10^{-3}
6号	3.54×10^{-4}
6号カラーサンド	3.97×10^{-4}
678号	1.04×10^{-4}
678号カオリン	5.59×10^{-7}

3. 浸透破壊過程

写真 1～3 に Case1～Case3 の各ケースにおける堤防および基礎地盤の浸透破壊過程を示す。各写真に併記した黒点線は, 実験開始前の堤体の輪郭, 青実線は水槽部の水位を表している。以下, それぞれのケースについて詳細に述べる。

3.1 Case1 における浸透破壊過程

写真 1 に Case1 における浸透破壊過程を示す。Case1 は領域 III の堤体に, 透水性および粒度分布が領域 II とほぼ同じ三河珪砂 6 号を用いたものである。

Case1-1 では, 実験開始から 1 分 47 秒後に法尻付近の基礎地盤から漏水が確認できた。2 分 23 秒に法尻が泥濘化し始め, 法先が浅くすべり破壊した。同時に, 基礎地盤の領域 I 左端上部から領域 III の法尻にかけての領域 II で水みちが形成され, 噴砂が確認された。その後, 2 分 58 秒, 4 分 17 秒と表層すべりは天端に向かって進行していき, 5 分 1 秒にはすべり領域が天端まで達したため, 越流が生じて破堤した。

Case1-2 では, 2 分 13 秒後に法尻付近で漏水が見られた。Case1-1 に比べて 20 秒程度遅れて漏水が発生したが, これは, 高透水性領域 I が長いことを反映したものと考えられる。その後, 法面が泥濘化し, 法尻が崩壊し始め, 2 分 46 秒には噴砂が発生した。2 分 56 秒に法面に亀裂が生じ, すべり破壊が発生した。その後, すべり破壊は天端に向かって次々と進行していき, 7 分 4 秒には天端がすべり破壊し, 越流が生じて破堤した。

Case1-3 では, 実験開始から 1 分 50 秒後で法尻が浸透し, 2 分 24 秒で法尻が泥濘化し, 法尻直下で水みちが形成された。直後, 法尻と基礎地盤の境界で噴砂が発生し, 法尻がすべり始めた。その後, 2 分 52 秒に水みちとともに噴砂の位置が堤体内部に進行し, 3 分 27 秒には法面に亀裂が生じた後ブロック状にすべり, 水みちを塞ぐことで噴砂

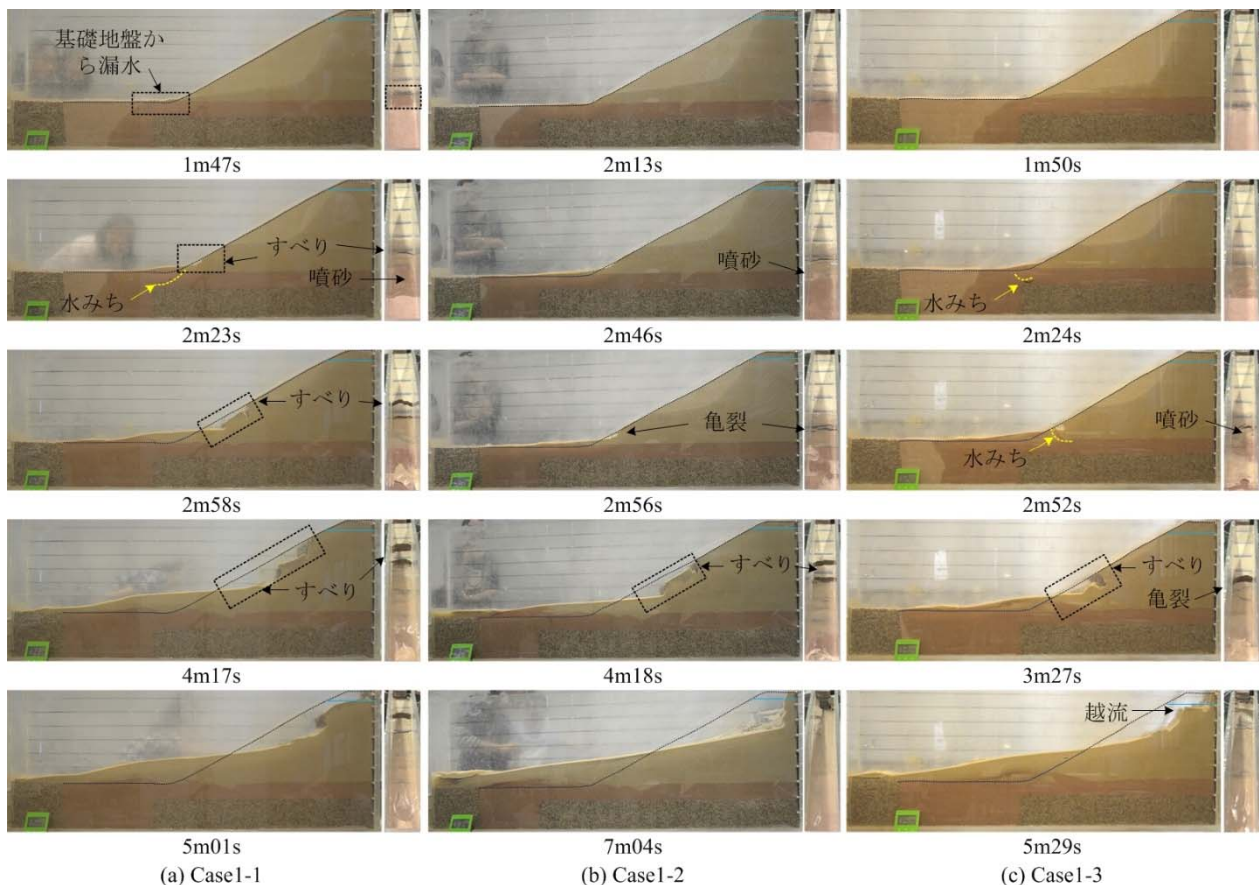


写真 1 Case1における浸透破壊過程

が止まった。その後も法面に亀裂を生じさせながらすべりの領域を天端方向へと拡大し、5分29秒に破堤した。

Case1 においては、領域Ⅰの長さ x 、すなわち高透水性基礎地盤の行き止まりの位置によって、法尻で漏水が発生しはじめる時刻は異なるが、すべてのケースにおいて法尻付近で噴砂・噴水が発生し、それをきっかけに法面が次々とすべり破壊する現象が見られた。透水性の異なる2層構造の基礎地盤においては、高透水性基礎地盤の領域での水頭のロスが小さく、その一方で低透水性基礎地盤内の過剰間隙水圧は増加する。法尻付近の領域Ⅱにおいて過剰間隙水圧が有効上載圧を上回り、有効応力が喪失する。この現象は、広義の液状化と考えることができ、本論文でも液状化と呼ぶ。以上をまとめると、領域Ⅱの比較的透水性の低い基礎地盤の液状化に伴って、基礎地盤の支持力が低下することにより法先が崩壊し、それをきっかけに法面全体にすべり破壊が進行的に伝播していくのが Case1 で観察された典型的な破壊パターンである。

3.2 Case2における浸透破壊過程

写真 2 に、Case2 における浸透開始から破壊までの様子を示す。Case2 は領域Ⅲの堤体地盤を Case1 よりも若干透水性の低い混合砂に変化させた実験ケースである。

Case2-1 では、基礎地盤から漏水が発生し、法尻が泥濘化していき、2分28秒に法尻の先端部に亀裂が入り、ブロック状に沈下した。沈下後、沈下したブロック部分と堤体

との間に新たな水みちが形成された。3分16秒には、新たに亀裂が入り、堤体ブロックが基礎地盤に深く沈み込んだ。この際、最初の沈下と同様に沈下したブロック部分と堤体との間に新しい水みちが観察された。その後、法面に亀裂は入らず、領域Ⅲ全体が基礎地盤にめり込み沈下をして、越流が発生したことにより破堤した。この堤体のめり込み沈下は、Case1 と同様に領域Ⅱの基礎地盤が液状化したことにより支持力を急激に失ったために発生したと考えられる。Case2-1 では Case1 と比べて堤体材料の透水性が低いため、堤体の浸潤が早く進行する Case1 とは異なり、基礎地盤の液状化が発生した時点においても堤体内に不飽和領域が多く存在する。そのため、サクシオンによる見かけの粘性を発揮することによって、比較的大きなブロック状での崩壊が発生したと考えられる。

領域Ⅰの行き止まりの位置が法尻から最も離れている Case2-2 では、3分50秒後に法尻が泥濘化しながら崩れ始め、さらに領域Ⅰの左端上部付近の領域Ⅱで噴砂が発生した。4分28秒後には法尻が崩壊しはじめ、それをきっかけに5分11秒に法面に亀裂が入り、ブロック状にすべり落ちながら沈下した。沈下は天端へと伝播し、6分27秒での沈下は基礎地盤を引っ張るような状態も見られた。その後、天端方向に破壊が進展し、9分38秒に越流が生じて破堤した。

Case2-3 では、1分50秒に法尻付近が浸透し、2分6秒後に漏水とともに泥濘化が発生した。その後、法面に亀裂

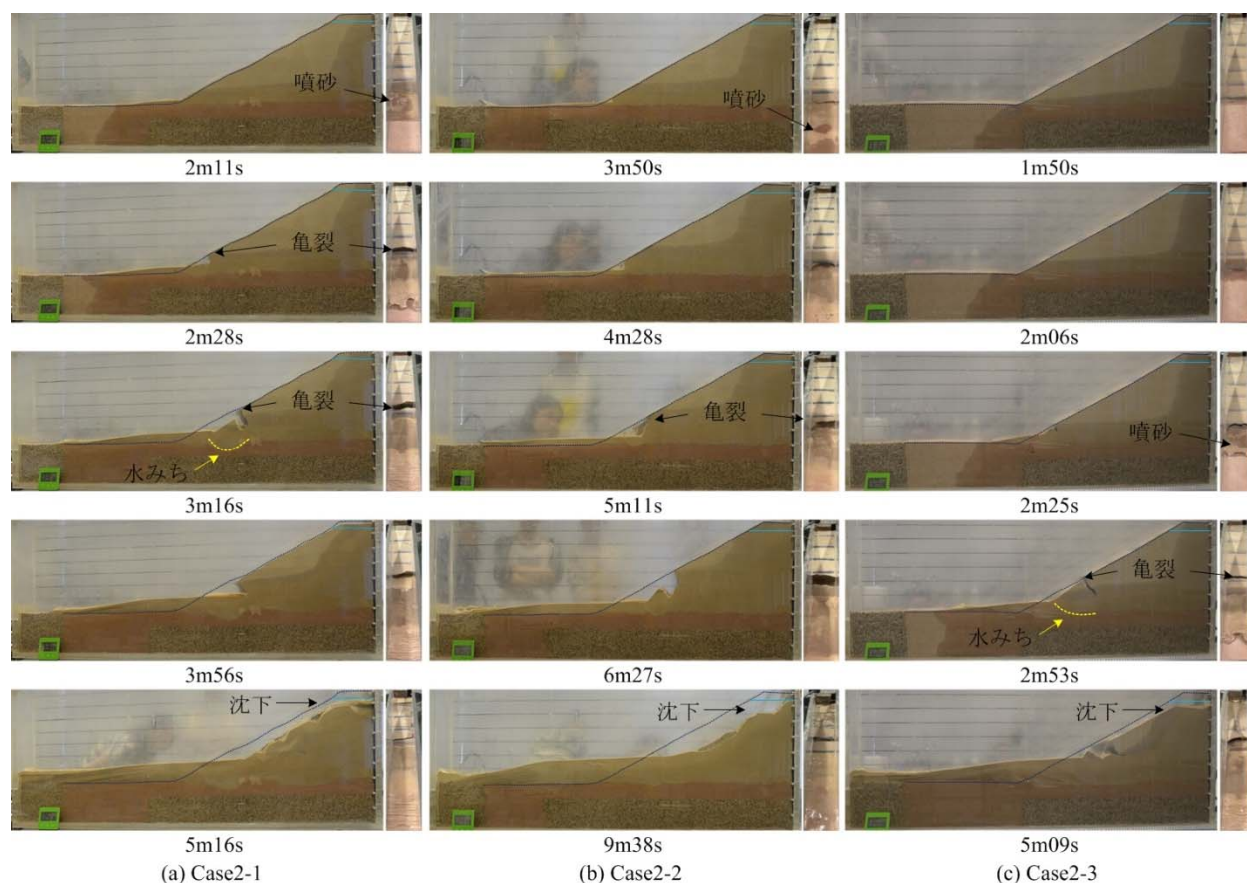


写真 2 Case2における浸透破壊過程

が生じ、2分25秒に領域Ⅰの左端の上部で噴砂が起きると同時にブロック状に基礎地盤へと沈み込んだ。その後、2分53秒に堤体と基礎地盤の間に水みちを形成しながら、ブロック状に基礎地盤へと沈下した。その後、基礎地盤への沈下を天端方向へと拡大し、最終的には、5分9秒に堤体全体が沈下し、越流が生じて破堤した。

Case2では、行き止まりの位置によりすべり破壊が始まる時間、基礎地盤の巻き込み度合い等にはある程度の差異があるものの、いずれのケースでも、法尻付近での基礎地盤の有効応力が低下し、法面に亀裂が生じ、ブロック状に沈下していく崩壊パターンを示した。堤体の透水係数が基礎地盤より低い場合、基礎地盤が液状化した際、堤体は不飽和の状態であるため、Case1のような浸潤による泥濘化ではなく、浸透の進行とともに基礎地盤の液状化領域が徐々に広まり、上部堤体を支え切れなくなると、堤体に亀裂を伴うブロック状の崩壊が発生すると考えられる。

3.3 Case3における浸透破壊過程

写真3に、Case3における浸透破壊の過程を示す。Case3は領域Ⅲの堤体に三河珪砂6, 7, 8号とカオリンの混合砂を用いたケースである。

Case3-1では、実験開始から1分57秒後に法尻付近が浸透し、2分15秒に領域Ⅰの左端上部から法尻にかけて、水みちが形成され、噴砂が発生した。その後、2分25秒に水みちが堤体下部へと進行し始め、7分45秒では法面に亀

裂が入り、亀裂から法尻にかけて沈下した。その後、給水部付近の基礎地盤との境界付近で堤体に亀裂が発生し、20分5秒に法尻から伸びる水みちと亀裂が繋がった。

Case3-2では、法尻付近の基礎地盤が浸透した後、1分25秒に法尻下部付近から水みちが形成され、1分33秒に領域Ⅰの左端上部で噴砂が発生した。その後、噴砂と水みちは、堤体の方へ進行していき、1分50秒に噴砂が法尻まで達した。その後、噴砂の位置は変わらず、水みちのみが堤体下部へと進行した。その後、3分に給水部付近の基礎地盤との境界付近で堤体に亀裂が発生し、3分8秒に法尻から伸びる水みちと亀裂が繋がった。

Case3-3では、実験開始後2分16秒に法尻付近が泥濘化し、2分32秒に法尻下部で水みちが形成され、噴砂が発生し、2分58秒には水みちが堤体方向へと進行した。その後、法面に亀裂が入りブロック状の沈下が発生した。18分10秒に給水部付近の基礎地盤との境界付近で堤体に亀裂が発生し、亀裂は浸潤線に沿って法尻方向へ伸びていき、19分17秒に亀裂が法尻崩壊部と繋がった。

Case3において、いずれのケースにおいても、透水性が極端に異なる堤体と基礎地盤の境界で水みちが発達・進行し、狭義的なパイピングが発生する現象が見られている。Case3-3では、基礎地盤と堤体の境界でパイピングが見られたものの、最終的には堤体内の飽和と不飽和領域の境界部に亀裂が発生した。

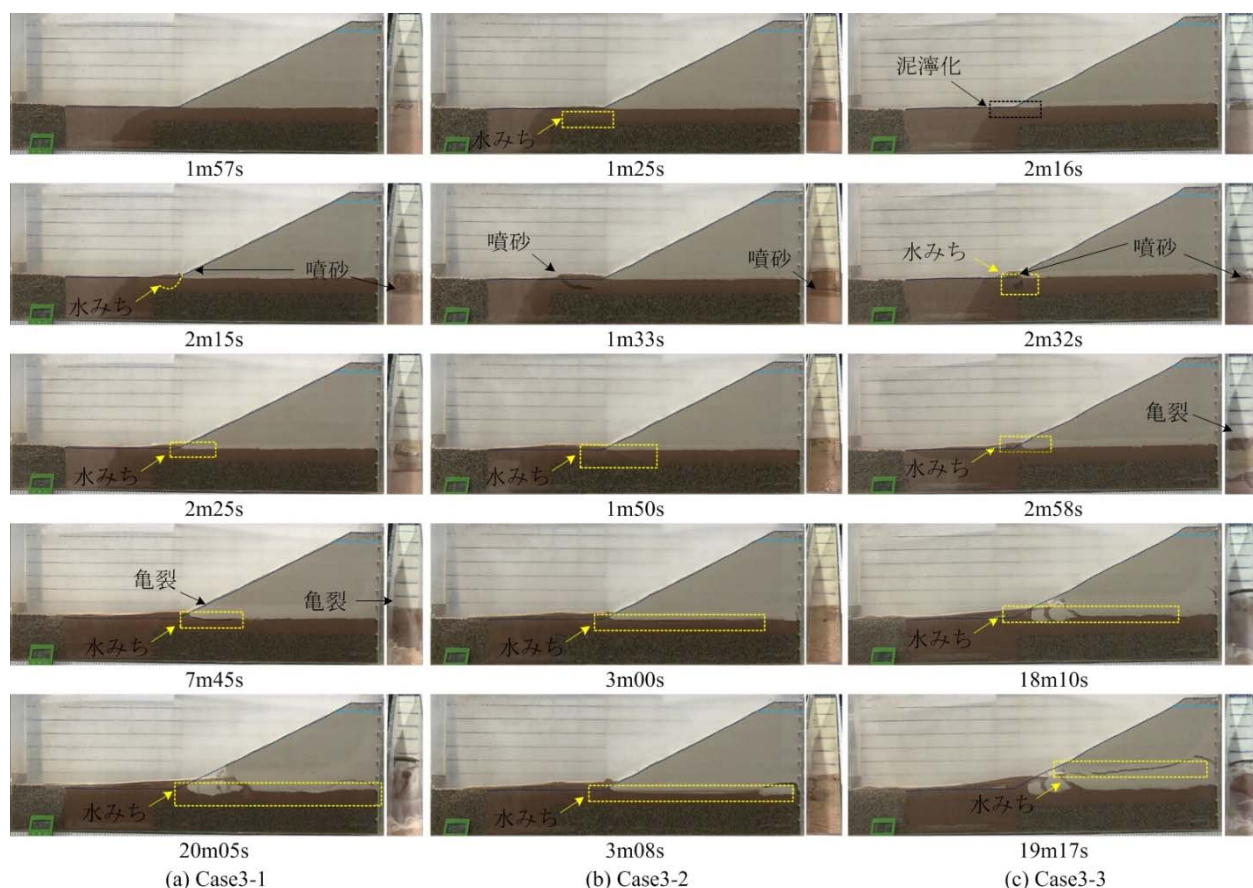


写真 3 Case3 における浸透破壊過程

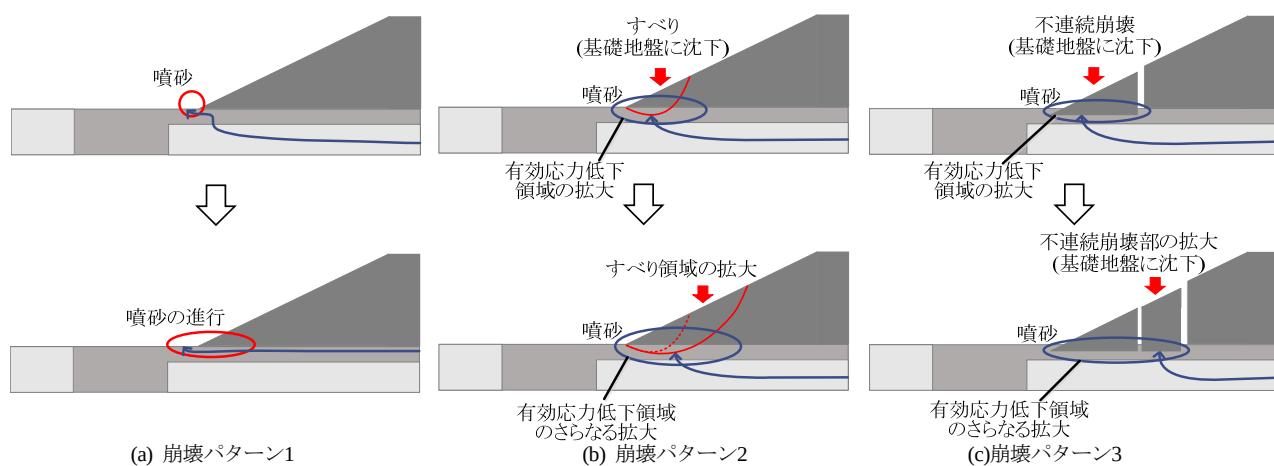


図 3 崩壊パターン

3.4 模型実験における堤体の破壊形態

本節では、透水性が大きく異なる2層構造の基礎地盤を有し、さらに高透水性基礎地盤に行き止まりが存在する地盤構成における堤防の浸透破壊過程について考察する。実験では、共通として法先に高い動水勾配が作用することによって噴砂が発生する現象が見られた。その後発生する堤体および基礎地盤の破壊形態は、地盤構成により異なるが、概ね図3に示す三つのパターンに分類することができる。

崩壊パターン1は、狭義のパイピングによる進行性破壊である。透水性が極端に異なる地盤構成が存在する場合には、法先に高い動水勾配が作用することによって噴砂が発生し、それが徐々に川表側（堤外側）に進行していき、や

がて堤体を連通するパイピングが発生する。Case3において、パターン1の崩壊が見られているが、粘性土堤体の透水係数が基礎地盤に比べて極端に小さいために、堤体と上部基礎地盤との境界でパイピングが進行する。

崩壊パターン2および3は、崩壊パターン1ほどに基礎地盤と堤体に極端な透水性の差がない場合に現れる。高透水性の基礎地盤の上に低い透水性の地盤が存在する場合、法尻付近に大きな上向き動水勾配が発生し、基礎地盤が液状化（有効応力が喪失した状態）し、その液状化領域は徐々に川表側に拡大していく。このような場合、堤体土の透水係数やせん断強度などの地盤特性により崩壊パターンが異なる。

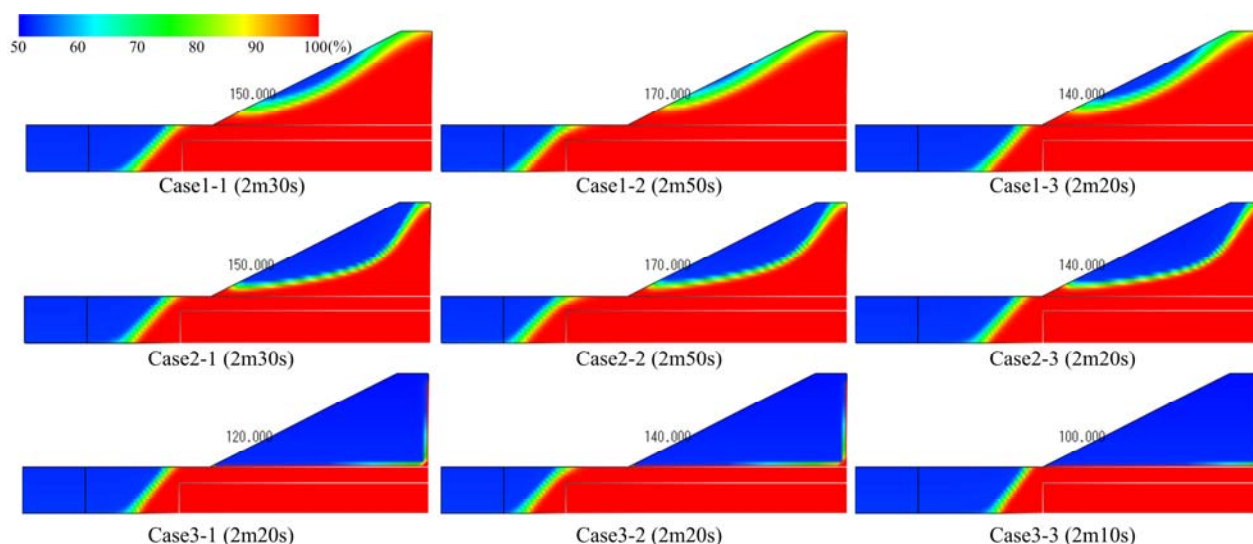


図 4 各ケースにおける飽和度分布

堤体の透水性が比較的高い場合には堤体の浸潤によりすべり破壊が発生し、崩壊パターン 2 と分類した基礎地盤を巻き込むすべり破壊が発生する。Case1 における破壊形態が概ね崩壊パターン 2 と考えられるが、基礎地盤が液状化するため、法尻から基礎地盤を巻き込むすべり破壊が発生し、それをトリガーとして天端に向かってすべり破壊が伝播する。

一方、崩壊パターン 3 においては、堤体の透水性が比較的低く、不飽和状態である場合に相当する。その場合にはすべり破壊は発生しづらく、堤体がブロック状に破壊して、液状化した基礎地盤に陥没する。崩壊パターン 3 が確認できた Case2 では、堤体材料として透水性が基礎地盤より低い砂質土を使用しているが、図 3 に示すように堤体に亀裂が生じてブロック状に崩壊し、そのブロックが基礎地盤に陥没し、最終的には天端を含む堤体の 7 割以上を占める部分が基礎地盤に沈下し、越流が生じて破堤した。

4. 不飽和浸透流解析によるシミュレーション

4.1 不飽和浸透流解析の概要

ここでは、前章で示した計 9 ケースの模型実験に対する数値シミュレーションを行い、高い透水性の基礎地盤を有する堤体の変状メカニズムの検討を行う浸透流解析には、実務で実績のある不飽和－飽和非定常浸透流解析コード UNSAF³⁾を用いた。解析領域は浸透模型実験と同一であり、それぞれの地盤材料の透水係数は表 1 に示す。なお、いずれの地盤材料においても、比貯留係数は 3.58×10^{-6} (1/m) とし、有効間隙率は 0.375 と設定した。不飽和浸透特性は、解析における浸潤線の進行度合いが模型実験と一致するようにキャリブレーションして調整した。地盤の初期飽和度は 50% とし、模型実験と同様にモデルの右端部全域に 420mm の全水頭を瞬間的に作用させることによって水の流入を表現した。解析は 1 ステップ 10 秒、全 60 ステップで 600 秒間のシミュレーションを実施した。

4.2 不飽和浸透流解析によるシミュレーション結果

図 4 に、領域 I の左端上部と堤体法尻までの 2 点間の領域が完全に飽和した時点における、模型地盤内の飽和度分布を示す。領域 III (堤体) の透水係数が異なる Case1-1 と Case2-1 を比較すると、2 点間の領域が飽和した時刻は同じであるが、Case2-1 の方が飽和度 100% の領域がわずかに広い。また、Case1-1 と 3-1 を比較すると 2 点間の領域が飽和するのに要する時間は Case3-1 の方が 10 秒短い。これらの傾向は、同様に領域 I の長さと同じ Case1-2 と Case2-2, Case3-2 の比較、および Case1-3 と Case2-3, Case3-3 で見られる。なお、領域 I の長さ x による影響を比較すると、いずれの実験シリーズにおいても x が長いほど、法尻周辺地盤が飽和するまで所要する時間が長い傾向が分かる。これらの結果は、模型実験とほぼ同じ傾向を示しており、絶対値には僅かな違いがあるものの、本論文の不飽和浸透流解析において模型実験を適切に表現できていると判断できる。

図 5～7 に、各ケースにおける動水勾配の推移を示す。各図はそれぞれ、法尻と領域 I の左端上部の 2 点間の領域が飽和した時、法尻付近の基礎地盤での動水勾配が顕著に上昇し始めた時、法尻付近の動水勾配が一定になり変化が見られなくなった時点における動水勾配をベクトル図で示したものである。なお、この動水勾配は各要素で算出しているが、当該要素が完全に飽和していない場合には非常に大きな値として算出されるため、本節での議論は飽和領域に限定して行う。

図 5 は Case1 における動水勾配の推移である。Case1-1 において、法尻と領域 I の左端上部の 2 点間の領域が飽和した時 (上段図)、領域 I の左端上部の領域 II での動水勾配が最も大きい。その後、法尻近傍の基礎地盤 (領域 II) での動水勾配の上昇が顕著となり、4 分 10 秒後 (中段図) には、動水勾配が大きな領域が領域 I の左端上部までの領域 II 全域に広がっている。5 分 00 秒後 (下段図) では、動水勾配が増大している領域が 4 分 10 秒の時から変化していないが、法尻近傍での動水勾配はさらに増大している。そ

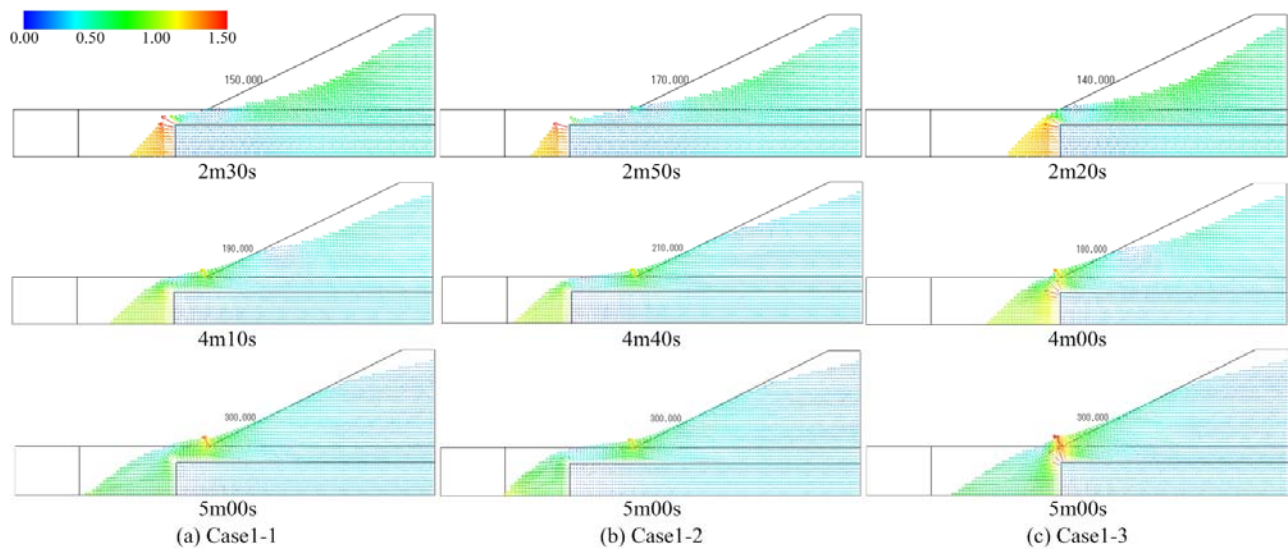


図 5 Case1における動水勾配の推移

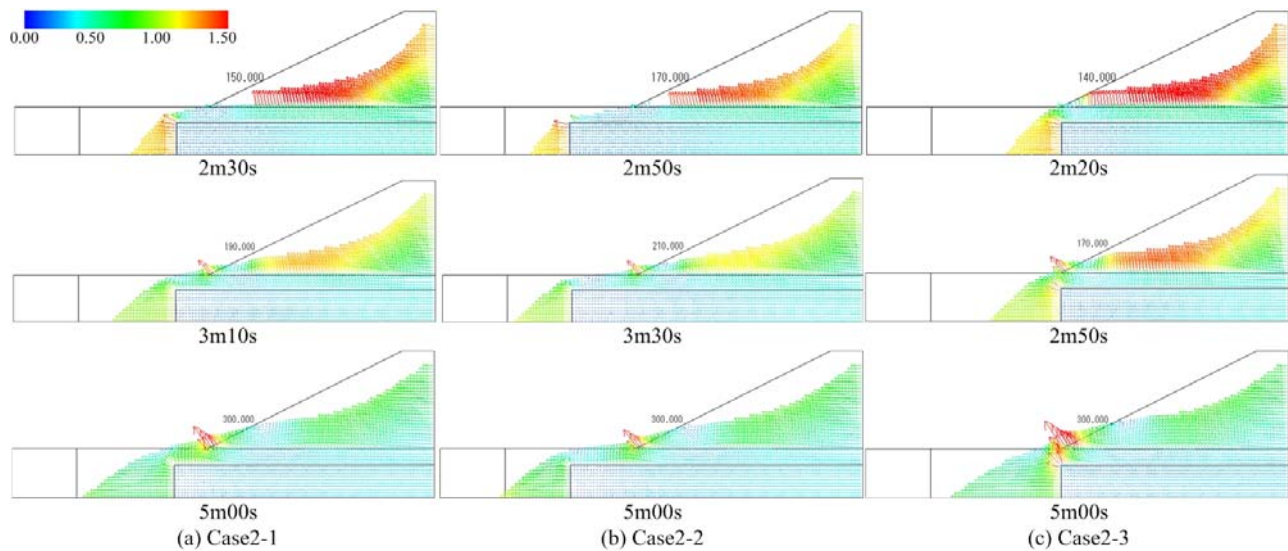


図 6 Case2における動水勾配の推移

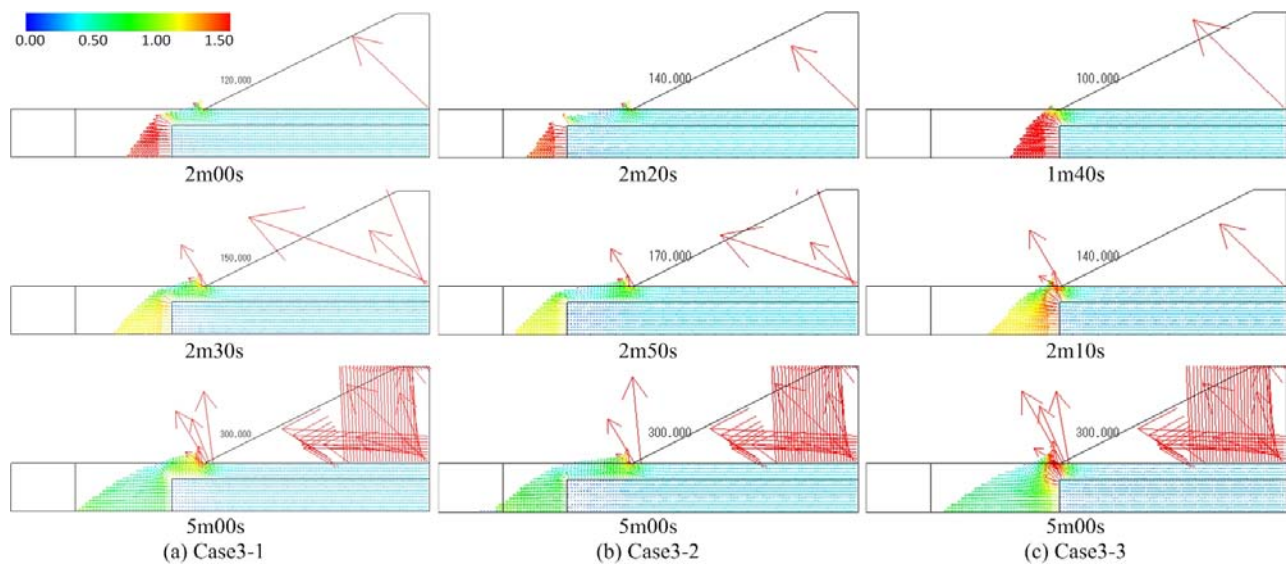


図 7 Case3における動水勾配の推移

の後、動水勾配の推移に大きな変化は見られない。
Case1-2 では、法尻付近を中心とする領域Ⅱにおける動水勾配の集中度合いは Case1-1 とほぼ同一の傾向であるが、動水勾配の値は全体的に若干小さい。これには、領域Ⅰの長さが関係しており、Case1-1 のように領域Ⅰの左端上部までの領域Ⅱ全域では動水勾配は増大していない。領域Ⅰの長さが最も短い Case1-3 では、法尻近傍での動水勾配の集中はより顕著になり、動水勾配の値も大きい。また、法尻近傍だけではなく、領域Ⅰの左端上部と法尻の間の領域Ⅱにおいても動水勾配の集中が顕著となる。

図 6 は Case2 における動水勾配の推移である。領域Ⅰの長さに応じて、動水勾配の分布と大きさが変わる傾向は Case1 と類似しており、特に、法尻と領域Ⅰの左端上部の 2 点間の領域が飽和した時（上段図）の分布までは Case1 とほぼ同一である。ただし、その後の法尻近傍における動水勾配の集中は Case2 の方が顕著となる。

図 7 は Case3 における動水勾配の推移である。Case1 と 2 に比べて堤体の透水係数が極端に小さくなるため、初期には水平方向の動水勾配が顕著になる（上段図）。また、法尻においても堤体の領域Ⅲは飽和しないために、不合理に大きな動水勾配ベクトルが算出されてしまっているが、それらを除外すると、法尻付近の基礎地盤に動水勾配の集中が顕著に見られるのは他ケースと同様である。ただし、模型実験で観察された堤体下部に生じるパイピングの発生については、当然のことながら本解析の適用外である。

以上より、高透水性の基礎地盤（領域Ⅰ）の存在によって、それよりも透水性が小さい基礎地盤（領域Ⅱ）において、特に法尻近傍で動水勾配が顕著に集中することが、浸透解析によるシミュレーションによって示された。また、領域Ⅰが短いほど、すなわち、高透水性基礎地盤の行き止まりの位置が法尻に近いほど、法尻近傍での動水勾配の集中は一層顕著になることも示された。動水勾配の集中は過剰間隙水圧の局所的な増加を示すものであり、それらの位置にある砂質基礎地盤ならびに法尻付近の堤体では有効応力が低下し、液状化に至っていると考えてよい。それらの崩壊がトリガーとなって、堤体全体が進行的に崩壊してゆくことになるが、本解析ではトリガー発生の原因までを確認した。また、Case3 のような不透水に近い堤体の場合には、解析上も堤体法尻での動水勾配の集中は捉えることができず、堤体変状のトリガーは確認できない。狭義のパイピングについては、さらなる検討が必要である。

5. おわりに

本研究では、模型実験および不飽和浸透解析を行い、高透水性基礎地盤に行き止まりが存在する場合、基礎地盤ならびに堤体の地盤構成が、堤体の変状に及ぼす影響について検討した。堤防直下に透水性が異なる土層が 2 層構造となっている基礎地盤が存在し、特に下部の土層の透水性が非常に高い場合には、法尻近傍に大きな上向きの動水勾配

が発生し、基礎地盤が液状化する。それにより、噴砂が発生し、堤体および基礎地盤に変状が発生する。本論文では、その破壊形態は大きく分けて 3 つの崩壊パターンに分類できることを提案した。すなわち、堤体と基礎地盤の境界を水みちが進行的に発生する狭義のパイピングのパターン（崩壊パターン 1）、過剰間隙水圧の上昇によって有効応力が低下した法尻近傍の基礎地盤を巻き込みながら堤体法尻で局所的なすべりが発生し、そのすべり崩壊が天端まで進行的に伝播することによって堤体が大変状を起こすパターン（崩壊パターン 2）、そして、堤体下部の基礎地盤の有効応力低下に起因して、堤体がブロック状に崩壊し、基礎地盤にめり込み沈下するパターン（崩壊パターン 3）である。これらの崩壊パターンの発生条件は、本論文の模型実験においては、基本的には堤体の透水性によって分類できる。ただし、高透水性基礎地盤の長さ（すなわち行き止まりの位置）によっても、堤体の浸潤速度に差が生じることから、崩壊パターンが変わることがあることも示された。

本論文では、領域Ⅰと領域Ⅱの厚さや透水性は一定として実験を実施した。今後は、それらを変えることによって実務での弱点箇所の抽出に利用可能なデータとして整備してゆく必要がある。また、当然のことながら外力の大きさや継続時間についての検討も併せて行う必要がある。

謝 辞

本論文は、国土交通省国土技術政策総合研究所からの委託研究「パイピングに伴う堤防劣化を考慮した河川堤防評価技術の開発（研究代表者：小高猛司）」（平成 27～29 年度）の一環として実施した研究成果に基づくものである。記して謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 矢部川堤防調査委員会報告書, 2013.
- 2) 第 2 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム災害報告特別セッション配布資料, 2014.
- 3) 大西有三, 西垣誠: 土中水の不飽和流動, 3.不飽和流の解析, 土と基礎, Vol.29, No.7, pp.65-72, 1981.