

高透水性基礎地盤を有する河川堤防の 崩壊メカニズムと評価手法に関する研究

FAILURE MECHANISM OF RIVER EMBANKMENT ON HIGHLY PERMEABLE
FOUNDATION GROUND AND ITS ESTIMATION METHOD

小高猛司¹・李 圭太²・石原雅規³・久保裕一⁴・森 智彦⁵・中山雄人⁵
Takeshi KODAKA, Kyu-Tae LEE, Masanori ISHIHARA, Yuichi KUBO, Tomohiko MORI
and Yuto NAKAYAMA

¹正会員 博(工) 名城大学教授 理工学部社会基盤デザイン工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口1-501)

²正会員 博(工) 株式会社建設技術研究所 大阪本社 (〒541-0045 大阪市中央区道修町1-6-7)

³正会員 工修 土木研究所 つくば中央研究所 (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

⁴正会員 中部土質試験協同組合 (〒463-0009 名古屋市守山区緑ヶ丘804)

⁵学生会員 名城大学大学院 理工学研究科社会基盤デザイン工学専攻

In the present paper, a series of two-dimensional seepage model test is carried out to investigate the mechanism of the seepage failure of river embankment due to highly permeable foundation ground. The experimental result indicates that the seepage failure of river embankment can be categorized to three patterns. In the low permeable foundation layer existing on the high permeable ground, the effective stress acting on the toe of slope is descending, as a result the slip failure of the slope that involve the foundation ground occurs. The slip failure is progressive and the magnitude of failure depends on the mechanical properties of embankment soils. The overflow due to the crown failure was observed in the model embankment made by relative loosen sand. The embankment soil in Futatsumori River which was broken by seepage failure was confirmed as loose sandy soil by performing the laboratory triaxial test. Finally, a new analysis method is proposed to evaluate the accurate stability of river embankment.

Key Words : river embankment, seepage failure, seepage model test, triaxial test, sandy soil, progressive failure, slip failure, permeable foundation ground, stability analysis

1. はじめに

矢部川, 子吉川, 梯川などの近年の堤防被災の共通点として, 高い透水性の基礎地盤が存在し, かつその基礎地盤の上には透水性が大きく異なる堤体や基礎地盤(被覆土層を含む)が存在していた¹⁾²⁾. そのような高い透水性を有する基礎地盤が誘因となってパイピングを含む法尻近傍での堤体変状を引き起こし, それが破堤や大規模法すべりと言った堤防全体の不安定化に結びついたと考えられる. また, 平成28年の台風10号においても青森県の二ツ森川堤防が河川水の浸透によって破堤した. 開削調査によって, その被災箇所では堤体下部の浅層に高透水性の地盤が分布していることが判明し, さらに浸透流解析によって, 破堤断面では川裏法尻付近に高い動水勾配が集中したことが示された³⁾. 高透水性地盤の存在に

よる法先付近の動水勾配の集中が, 二ツ森川堤防決壊のトリガーとなったことは想像に難くないが, どのようなプロセスで破堤に結びついたのかまでは不明である.

本論文では, 高透水性基礎地盤を有する堤防の崩壊メカニズムを解明するために, 堤体ならびに基礎地盤の土質, 境界条件を変えた浸透破壊模型実験をまず実施し, 破堤にまで至る進行性破壊過程の観察を行う. また, 堤体ならびに基礎地盤材料の三軸試験を実施し, 堤体材料の力学特性の観点から堤防が決壊にまで至る条件について考察を行う. 次に, 二ツ森川堤防の被災を題材に, 模型実験で得た知見の実現場での適用性を考察する. 具体的には, 破堤箇所採取した不攪乱試料を用いた三軸試験を通して, 破堤に至る可能性を検討する. 最後に, 高透水性基礎地盤が存在する複雑な水理条件, 境界条件下においても河川堤防の安定性評価を適正に行うための新たな解析手法の提案を行う.

表-1 模型実験の条件と結果

| CASE | 地盤材料 | | | 透水係数(m/s) | | | 堤体 間隙比 | 透水係数比 | | パターン 前→後 | 終了時 崩壊度 |
|------|------|---------|---------|------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|-------------|------------|
| | I | II | III | I | II | III | | I / II | II / III | | |
| 1 | 3号砂 | 6カラー砂 | 6号砂 | 2.7 × 10 ⁻³ | 4.9 × 10 ⁻⁴ | 6.3 × 10 ⁻⁴ | 1.06 | 5 | 1 | 2→3 | 6割 |
| 2 | | | 7号砂 | | | 2.4 × 10 ⁻⁴ | 1.06 | 5 | 2 | 2→3 | 5割 |
| 3 | | | 678混合砂 | | | 1.0 × 10 ⁻⁴ | 1.06 | 5 | 5 | 2→3 | 天端※ |
| 4 | | | 8号砂 | | | 4.0 × 10 ⁻⁵ | 1.06 | 5 | 12 | 1→2 | 越流 |
| 5 | | | カオリン混合砂 | | | 5.6 × 10 ⁻⁷ | 0.85 | 5 | 8.8 × 10 ² | 1 | 2割 |
| 6 | | 7号砂 | 678混合砂 | 2.4 × 10 ⁻⁴ | 1.0 × 10 ⁻⁴ | 1.06 | 11 | 2 | 2 | 越流 | |
| 7 | | 8号砂 | 6号砂 | 2.7 × 10 ⁻³ | 4.0 × 10 ⁻⁵ | 6.3 × 10 ⁻⁴ | 1.06 | 67 | 6.3 × 10 ⁻² | 2→3 | 天端 |
| 8 | | | 678混合砂 | | | 1.0 × 10 ⁻⁴ | 1.06 | 67 | 4.0 × 10 ⁻¹ | 1→2 | 越流 |
| 9 | | | 8号砂 | | | 6.6 × 10 ⁻⁵ | 1.15 | 67 | 1 | 1→2 | 越流 |
| 10 | | | 8号砂 | | | 4.0 × 10 ⁻⁵ | 1.06 | 67 | 1 | 2→3 | 9割 |
| 11 | | | 8号砂 | | | 3.0 × 10 ⁻⁵ | 0.85 | 67 | 1 | 2→3 | 6割 |
| 12 | | 野間砂 | 678混合砂 | 2.3 × 10 ⁻⁶ | 1.0 × 10 ⁻⁴ | 1.06 | 1.2 × 10 ³ | 2.3 × 10 ⁻² | 3 | 4割 | |
| 13 | | カオリン混合砂 | 678混合砂 | 5.6 × 10 ⁻⁷ | 1.0 × 10 ⁻⁴ | 1.06 | 4.8 × 10 ³ | 5.6 × 10 ⁻³ | 3 | 5割 | |
| 14 | | 3号砂 | 6号砂 | 2.7 × 10 ⁻³ | 3.0 × 10 ⁻⁵ | 6.3 × 10 ⁻⁴ | 1.06 | 1 | 4 | 2→3 | 越流※ |
| 15 | | | 678混合砂 | | | 1.0 × 10 ⁻⁴ | 1.06 | 1 | 27 | 2 | 越流 |
| 16 | | | 8号砂 | | | 3.0 × 10 ⁻⁵ | 1.06 | 1 | 90 | 1 | 越流 |

※経過時間100分を超えた実験

2. 模型実験

(1) 模型実験の概要と実験条件

浸透模型実験装置の概要を図-1に示す。実験装置には、基礎地盤および堤体を作製するための土槽、その左右には給排水のための水槽が設けられている。給水槽には水位を一定に保つため、底面からの高さ330mmの位置に通水孔が空いている。本実験では、高い透水性基礎地盤に起因して、法尻付近の基礎地盤に発生すると予想される比較的大きな動水勾配による影響を検討するため、図-1に示すように、模型地盤を領域Ⅰ（高透水性基礎地盤）、Ⅱ（上部砂質基礎地盤、上部基礎地盤）、Ⅲ（堤体）に分け、それぞれの領域における地盤材料を変化させて浸透模型実験を実施した。

模型下部の高透水性基礎地盤（領域Ⅰ）には、三河珪砂3号（以後、3号砂）を使用し、上部砂質基礎地盤（領域Ⅱ）および堤体（領域Ⅲ）には、3号砂の他、三河珪砂6号（以後、6号砂）、三河珪砂7号（以後、7号砂）、三河珪砂8号（以後、8号砂）、三河珪砂6,7,8号を5:2:5の質量比で混合した混合砂（以後、678混合砂）、678混合砂にさらにカオリン粘土を混合した土（重量比5:2:5:5、以後、カオリン混合砂）、シルト主体の野間砂の計6種類の材料を組み合わせ使用した。地盤材料はいずれも含水比4%（カオリン混合砂と野間砂は10%）に調整した後、所定の間隙比となるように、一層50mmずつ（層厚が50mm未満の場合は、層厚分）締め固めて模型地盤を作製した。領域Ⅱの間隙比は、カオリン混合砂は0.85、野間砂は0.90、それ以外はすべて1.06とした。表-1に各実験CASEで採用した各地盤材料の透水係数と模型堤体の間隙比を示す。なお、領域Ⅱに6号砂を使用する際には、同粒径の色砂を10%混合した（以後、6カラー砂）。

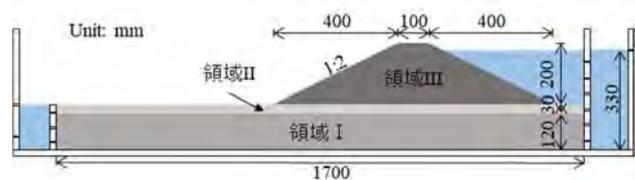


図-1 模型実験装置の概要

模型実験は以下の手順で実施した。基礎地盤の飽和を模擬するために底面から100mmで水位を保持して90分間静置した。その後、川表側の給水槽の水位を330mmの位置（堤体高さ9割の部分）まで急激に上昇させ、その水位を保持する。一方の川裏側の排水槽は150mmに水位を保持し、浸透に伴う堤体および基礎地盤の挙動を観察した。すべてのCASEにおいて、模型地盤の正面および側面からビデオ撮影を行い、越流によって破堤するまで、もしくは堤体変状がほぼなくなるまで実験を継続した。

(2) 模型実験の結果と崩壊パターンの類型化

表-1は数多く実施した模型実験の中から典型的な事例をまとめたものである。表の最右列には実験終了時の堤体崩壊の程度（以下、崩壊度とする）を簡易的に記している。なお、越流とは堤体崩壊に伴って天端高が一定水位（初期天端高の9割の水位）を下回り発生したものである。右から2列目の「パターン」については後述する。表-1より、崩壊度が天端近くまで、もしくは越流したCASEの多くは地盤内の透水係数比が10倍以上となっている。領域ⅠとⅢが同一で領域Ⅱのみが異なっているCASE1と7、あるいはCASE3と8を比較すると、透水係数比が高くなる（I/II=5→67）ほど崩壊度が高くなっている。これらは、法先直下の領域Ⅱに高い動水勾配が集中して領域Ⅱを突き破る水みち（噴砂・噴水）が形成され、領域Ⅲの堤体に高い過剰間隙水圧が作用することによってせん断強度が著しく低下し、法尻から内部に向

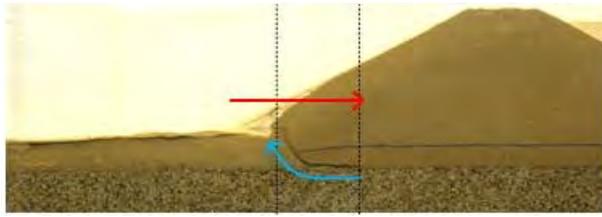


図-2 領域Ⅱを突き破る水みちの内部への移動と堤体の進行的な崩壊 (CASE8)

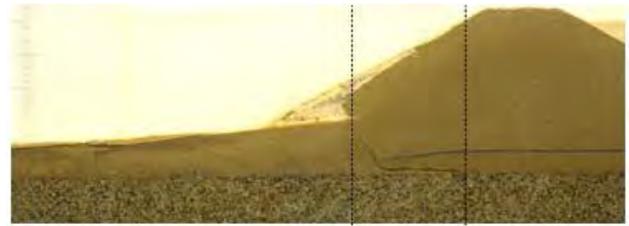


図-3 領域Ⅱの法尻損傷のみで安定する堤体 (CASE13)



図-4 堤体直下に形成される水みち (CASE5)



図-5 領域Ⅱを巻き込み堤体のすべり崩壊 (CASE4)

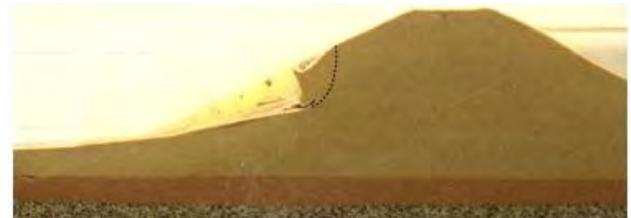


図-6 堤体法面の泥濘化による変状 (CASE3)

かって進行的に崩壊するためと考えている (図-2)。一方、CASE5, 12および13では透水係数比が極端に高いが崩壊度は低い。これらのCASEではカオリンやシルトが使用されているために透水性が極端に低いことに加えて他の砂質材料と比べて低拘束圧下でのせん断強度が高いことが影響している。そのため、法尻付近で噴砂・噴水あるいは図-3のような亀裂が発生しても、カオリンやシルトの領域Ⅱが堤体下で安定しており、法尻損傷部は被圧水圧を逃がす経路となっており、逆に堤体の損傷は軽微となる。ただし、堤体がカオリン混合砂のCASE5では、堤体自体の損傷は少ないものの川裏法尻から堤体下に明瞭な水みちが発生 (図-4) するため、その水みちが川表まで貫通する可能性があることに注意する必要がある。すなわち、低透水材料直下の地盤材料が、層境界で発生する水みちによって流されやすい粒度の砂質材料である場合には、いわゆるパイピングが発生する危険性がある。

堤体下のCASE5において堤体を8号砂としたCASE4では、透水係数比は12であるが砂質堤体であるため高い動水勾配の作用でせん断強度が低下し、すべり崩壊が発生 (図-5) して最終的に越流に至る。

大きな透水係数比が存在しないCASE1~3では、高い動水勾配が集中する箇所がないために、通常の堤体浸透のみによって崩壊が進展する。本実験で用いた砂質材料の場合、堤防法面は法尻から泥濘化と呼ぶにふさわしい変状を示す。すなわち、堤体材料のせん断強度が浸潤に伴い低下し、法面が流体状に崩れて徐々に低勾配化して

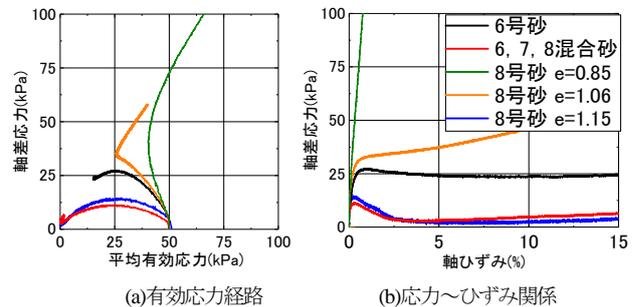


図-7 模型地盤材料の三軸試験結果

いく (図-6)。泥濘化した堤体材料が法尻付近に堆積すると、崩壊の進行速度が低下し、場合によっては進行が止まる。なお、この堤体崩壊時の進行速度や最終的な崩壊度は堤体自身の力学特性に左右される。図-7は模型実験に用いた地盤材料の一部の三軸試験 (CU試験) 結果である。応力~ひずみ関係において、赤、青、黒線で示すようにひずみ軟化し、有効応力経路においても軸差応力の最大点を通過後に原点に向けて低下するような材料は、ゆる詰め傾向と考えるとよい。本模型実験においては、特にゆる詰め傾向の強い678混合砂を堤体とするCASE3は、天端まで崩壊が進展した。堤体材料の力学特性の違いによる崩壊度への影響は、CASE9~11の結果にも顕著に表れており、間隙比が小さい密詰めのCASE11では崩壊度が6割であるのに対して、最もゆる詰めのCASE9では越流に至っている。さらに、領域Ⅱを3号砂、

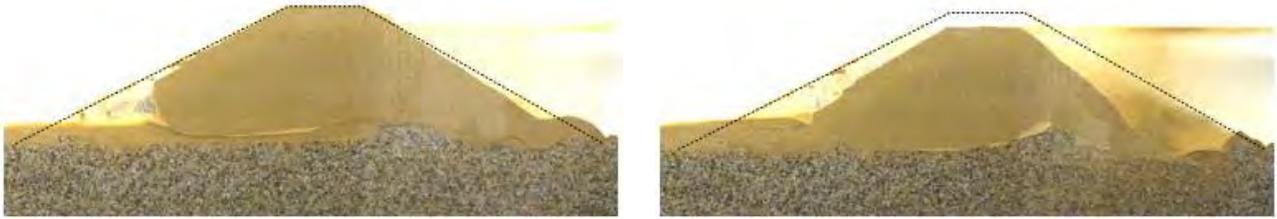


図-8 単層の高透水性基礎地盤における砂質堤体直下の水みち形成と堤体崩壊 (CASE16)

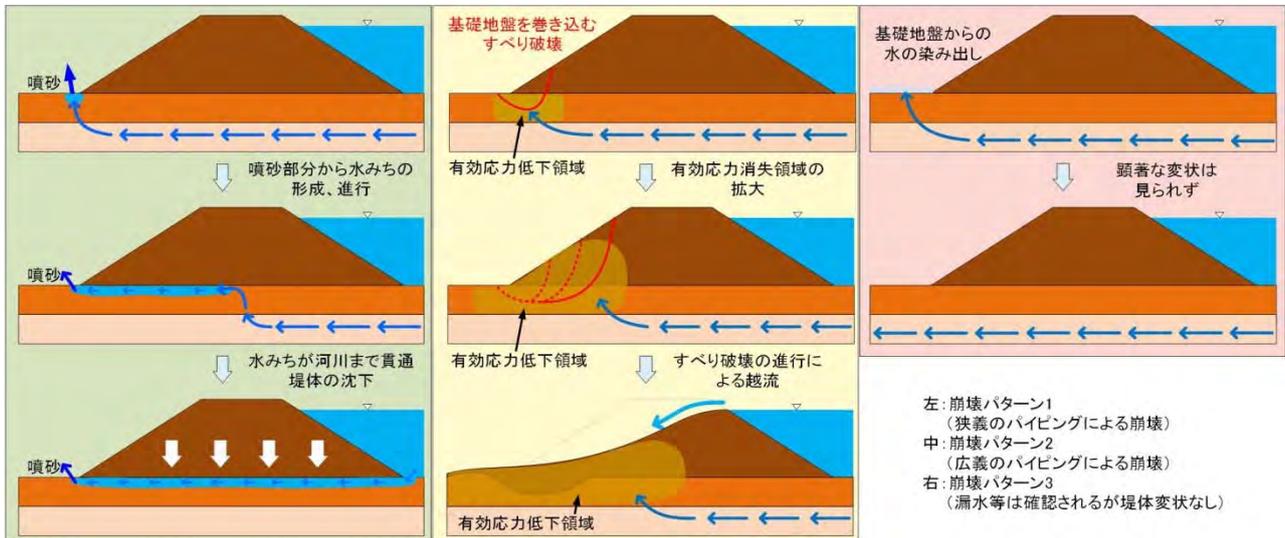


図-9 高透水性基礎地盤を有する堤防の3つの崩壊パターンへの類型化

すなわち単層の高透水性基礎地盤としたCASE14～16では、すべてのCASEで越流に至っているが、やはり堤体材料によって崩壊の形態は異なる。すなわち、図-7に示すゆる詰め挙動の6号砂や678混合砂を堤体とするCASE14や15では、脆弱な堤体が進行的にすべり崩壊して越流に至るのに対し、やや密詰め挙動を示す8号砂を堤体とするCASE16では、堤体は初期の形状を保った状態で堤体直下に川裏から水みちが形成され、それが川表まで連通したことによって、堤体の川表側法面が吸い出しを受けて堤体全体が沈下して、越流に至る(図-8)。

以上の模型実験の結果、図-9に示すように大きく分けて3つの崩壊パターンに類型化できる。崩壊パターン1は低透水性の堤体直下に水みちが形成し、それが連通して堤体が崩壊するもの。崩壊パターン2は上部基礎地盤や堤体の有効応力の低下により、堤体が法先から進行的に崩壊するもの。そして、崩壊パターン3は、基礎地盤からの漏水が見られる程度で、基礎地盤の浸透が堤体の崩壊に関与しないものである。崩壊パターン1は、矢部川破堤で発生したと想定されている、いわゆるパイピングと呼ばれる現象である。堤体が比較的強固な場合には、堤体が崩壊せずに水みちが容易に形成される。なお、水みちは、堤内地側法尻から発生し、水の流れとは逆に徐々に堤外地側へと進行していく。図-9で示すように、高透水性基礎地盤からショートカットで水がどんどん供給されることによって、水みちは堤外地側に成長していく。全実験を通して砂質堤体では崩壊パターン1のまま

最後まで崩壊が進展する事例は少なく、透水係数比が高い地盤境界面で水みちの発生が初期に確認されても、堤体の崩壊に伴って水みちが塞がる場合が多い。一方、砂質堤体において、堤体の崩壊度が高いものは、崩壊パターン2に関連しており、堤体を含む地盤の透水性やせん断強度が堤防の浸透破壊に大きく関与している。すなわち、高透水性基礎地盤の存在によって法先付近に局所的に高い動水勾配が集中、換言すれば高い過剰間隙水圧が発生することによって、その周辺の基礎地盤と堤体法先の有効応力ならびにせん断強度が低下し、基礎地盤を巻き込むすべり破壊が進行していくのが崩壊パターン2である。その際、有効応力が低下した領域では、水みちの形成や噴砂など、崩壊パターン1と同様の現象が観察されるが、水みちが川表側まで連通しなくても破堤危険度が高い点が大きく異なる。

次章では、崩壊パターン2を念頭において、二ツ森川の破堤事例を用いて、実河川における評価を検討する。

3. 二ツ森川の破堤事例の検討

(1) 検討の概要

平成28年の台風10号によって青森県の高瀬川水系の二ツ森川堤防が越流せずに浸透によって破堤した³⁾。東らの開削調査の結果、図-10に示すように堤体下部の浅層に透水性の高い細砂層および礫混り粗砂層が分布してい

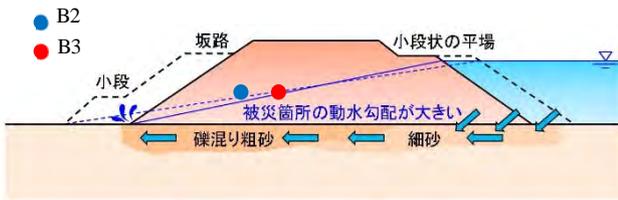


図-10 ニツ森川被災箇所の状況⁴⁾に加筆



図-11 ニツ森川被災箇所の開削断面と試料採取の状況

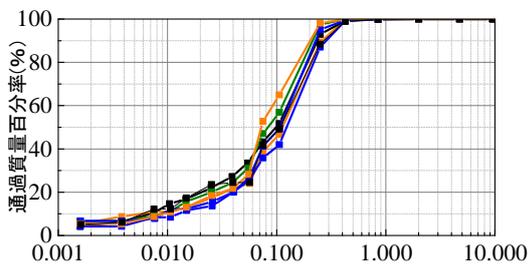


図-12 ニツ森川で採取した実験試料の粒度分布

たことが判明した³⁾。さらに東らは浸透流解析によって、上下流と比べて堤防断面が小さかった被災箇所では、その透水層の存在によって法尻付近に高い動水勾配が集中したことが、破堤被害に大きく影響した³⁾と報告している。すなわち、法尻付近の変状が破堤へのトリガーとなったことは想像に難くないが、破堤にまで至った理由や過程は不明確である。2章の模型実験の結果、崩壊の進行度、すなわち最終的に破堤に至るかどうかは堤体材料に大きく依存することが示された。本章では、破堤箇所の開削調査時に採取した不攪乱堤体土試料を用いて三軸試験を実施し、ニツ森川堤防が破堤に至った原因を堤体土の力学特性から検討する。

(2) 三軸試験結果と破堤原因の考察

試料の採取状況を図-11に示す。図-11左は破堤箇所下流側を2段で開削した断面であり、1段目ならびに2段目（堤防底面）において図-11右に示す簡易サンプリング⁴⁾を実施した。具体的には、内径71mm、長さ500mmの塩ビ管VU65を内管とする特製の2重管サンプラーを打ち込む方法である。開削堤防の各段において、上段で14本、下段で7本を採取した。本論文の三軸試験では、図-10の川裏側の上段（堤体）で採取した試料を用いた。

堤体土試料の粒度分布を図-12に示す。細粒分含有率30～50%の細粒分質砂である。図-13に三軸試験（CU試験）の結果を示す。有効応力経路より、本試料はせん断の最後まで正のダイレイタンスを発現しない、ややゆ

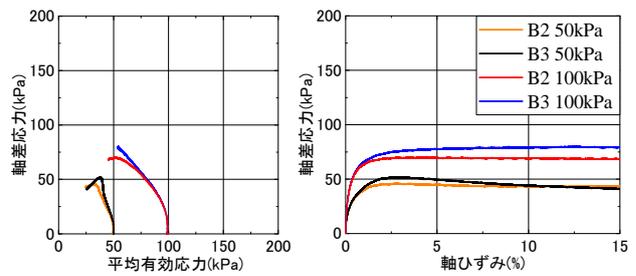


図-13 ニツ森川堤体試料の三軸試験結果

る詰め傾向であることがわかる。初期有効拘束圧50kPaの条件においては、軸差応力がピークに到達した後、やや軟化している。このような応力経路を示す砂質試料は、図-7に示した模型堤体材料の中では、黒線の6号砂に近いものであり、模型実験においても崩壊度が比較的高いことが確認できている。

以上の結果から、ニツ森川堤防の破堤箇所においては、法尻付近において大きな動水勾配が集中する条件が揃っていたことに加えて、堤体材料自身もゆる詰め傾向の砂質土であることが不攪乱試料による三軸試験から判明したことにより、3章の模型実験の図-9で類型化した崩壊パターン2のように、法尻の不安定化が堤体法面に徐々に進行し、堤体全体の崩壊に至ったものと、模型実験の知見から強く類推することができる。

4. 新たな安定性評価手法の提案

(1) 提案手法の概要

河川堤防の実務における現状の浸透時のすべり破壊に対する安定性の照査は、飽和-不飽和非定常浸透流解析によって設定した降雨・洪水外力に対して発生する堤体内の水位を予測した後に、その堤体内水位を用いて、修正フェレニウス法による円弧すべり解析を実施するというものである。本論文ではそれに替わる手法として、飽和-不飽和非定常浸透流解析と剛塑性有限要素法⁹⁾を連成した解析法⁶⁾を提案する。非定常浸透流解析の結果を堤体内水位としての情報のみに用いるのではなく、間隙水圧分布として直接用いるために、基礎地盤が複雑な地盤構造を有する堤防であっても適正な浸透流場を設定できる。ちなみに、水圧勾配の緩やかな静水圧条件下では、スライス間の相互作用力をつり合い条件で消去する円弧すべり解析の適用も誤差の範囲で済ませられるが、複雑な間隙水圧分布場では誤差で済まない場合もある。また、剛塑性有限要素法では、崩壊メカニズムを円弧に限定することなく、堤体の塑性流動破壊時の安全率を直接求めることができる利点も実務上大きい。本章では、複層構造の高透水性基礎地盤を有する堤体模型の浸透破壊実験に提案解析法を用いて、その適用性を示す。

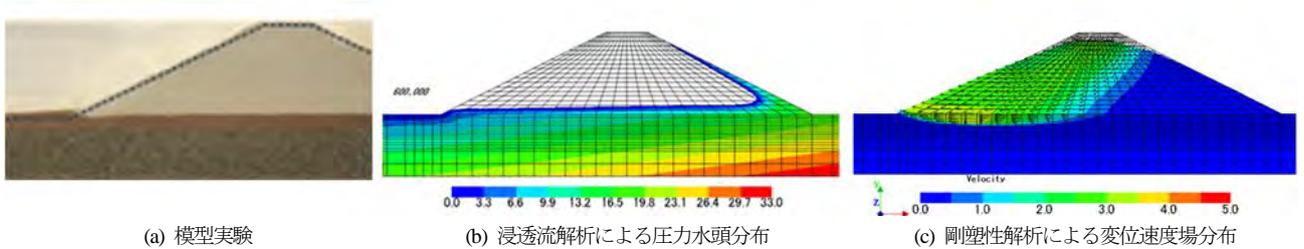


図-14 飽和一不飽和浸透流解析連成剛塑性有限要素法による模型実験の解析 (CASE5)

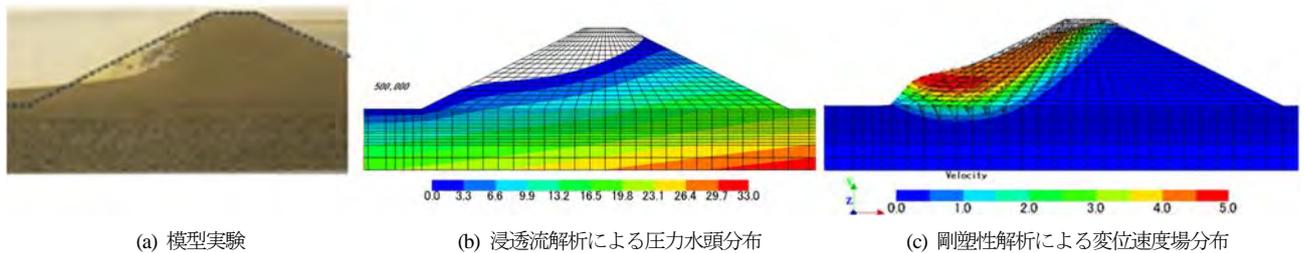


図-15 飽和一不飽和浸透流解析連成剛塑性有限要素法による模型実験の解析 (CASE8)

(2) 模型実験の安定解析

図-14と15に解析結果を示す。解析に必要な透水係数、強度定数などの材料パラメータは表-1ならびに図-7の試験から決定した。(a)は模型実験、(b)が飽和一不飽和浸透流解析で得た圧力水頭分布、(c)が剛塑性有限要素法による変位速度場の分布である。剛塑性解析では、(b)の分布を用いて極限つり合いを満たす有効応力分布と変位速度場(すなわち崩壊メカニズム)と安全率を同時に繰り返し計算で求めている。図-14はカオリン混合砂堤体の実験CASE5の10分経過時の解析結果である。難透水性材料の堤体を反映して、(b)の浸透流解析から示されるように、堤体内にはほとんど水は浸潤しておらず、堤体底面全体に圧力水頭の勾配が集中している。(c)の変位速度場を見ると、法面全体の崩壊となっているが、この変位速度場を与える安全率は50以上となり、現実的にはこの堤防が崩壊することはないことを示している。

図-15は、678混合砂堤体を用いた実験CASE8のおよそ10分経過時の解析結果であり、安全率が1を下回る時点ピックアップした。(b)の圧力水頭の勾配からわかるように、法尻付近に動水勾配の集中が見られる。また、(c)の剛塑性解析による変位速度場より、基礎地盤を巻き込む破壊モードが表され、模型実験の変状をほぼ説明することができる。

5. 結論

本論文では、以下の知見を得た。

- 1) 堤体ならびに基礎地盤の地盤材料を変えた多数の模型実験を実施し、高透水性基礎地盤を有する堤防が決壊にまで至る進行性破壊の過程を詳細に観察した。その結果、堤防の崩壊パターンを3つに類型化できることが示された。さらに、その崩壊パターンならびに最終的な崩壊度は、堤体や基礎地盤の材料特性に依存する

ことが併せて示された。

- 2) ニツ森川堤防の破堤箇所地盤構成ならびに堤体土の三軸試験結果より、破堤過程は本論文の模型実験の崩壊パターン2と同様であることが強く類推できることが示された。
- 3) 飽和一不飽和浸透流解析と剛塑性有限要素法を連成させた提案手法は、現状の円弧すべり解析に替わり、特に高透水性基礎地盤を有する河川堤防の安定性の評価法として有用であることが示された。

謝辞: 本研究は、国土交通省河川砂防技術研究開発公募の研究委託を受けて実施した。また、模型実験は名城大学の多くの学生によるものであり、厳冬下でのニツ森川堤防の試料採取は東拓生主任研究員(当時)他、土木研究所の研究員各位の協力による。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 矢部川堤防調査委員会：報告書，九州地方整備局筑後川河川事務所，2013。
- 2) 土木学会：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付資料，2014。
- 3) 東拓生，秋場俊一，石原雅規，佐々木哲也：2016年台風10号によるニツ森川の破堤箇所における開削調査，第5回河川堤防技術シンポジウム，pp.27-30，2017。
- 4) Kodaka, T., Lee, K.-T. and Ishihara, M.: Simplified sampling method for river embankment soils and strength property evaluations of the sampled soils, *Proc. of ICSMGE*, pp.2395-2398, 2017。
- 5) 例えば，小高猛司：有限要素法の基礎と地盤工学への応用 8. 地盤工学における剛塑性有限要素法(その1)，土と基礎，49(11), 33-38, 2001。
- 6) 小高猛司，李圭太：不飽和浸透連成剛塑性有限要素法による河川堤防の安定解析，計算工学講演会論文集，Vol.22, F-03-5, 2017。

(2018. 4. 3受付)