

河川堤防の浸透破壊のメカニズムと実被災事例

Seepage failure mechanism of river embankment and an actual failure case

森 智彦¹・中山雄人¹・小高猛司²・李 圭太³・石原雅規⁴・久保裕一⁵

- 1 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
 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
 4 国立研究法人土木研究所・つくば中央研究所
 5 中部土質試験協同組合

概 要

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った。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った。また、平成 28 年台風 10 号において浸透によって破堤した青森県の二ツ森川堤防を題材に、模型実験で得た知見の実現場での適用性についても考察した。具体的には、開削調査によって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ているため、破堤箇所で採取した不攪乱試料を用いた三軸試験を通して、堤体材料の力学特性の観点から破堤に至る可能性を検証した。

キーワード：河川堤防，模型実験，浸透破壊，すべり破壊，堤体土

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。

2. 模型実験

(1) 模型実験の概要と実験条件

2次元浸透模型実験装置、ならびに3次元浸透模型実験装置の概要を図-1 および 2 にそれぞれ示す。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

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		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	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

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て使用した. 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 カラー一砂).

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

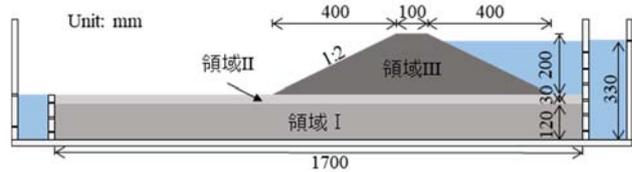


図-1 模型実験装置の概要

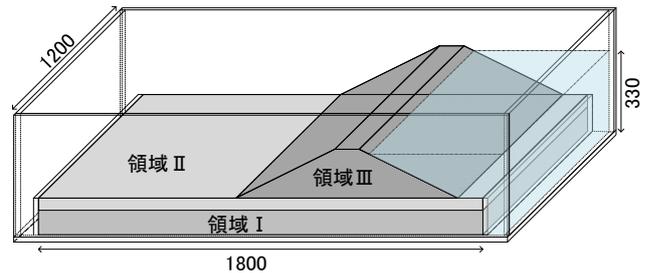


図-2 模型地盤材料の三軸試験結果

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, 法尻から内部に向かって進行的に崩壊するためと考えている (図-3). 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 4 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つて, 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-5) 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

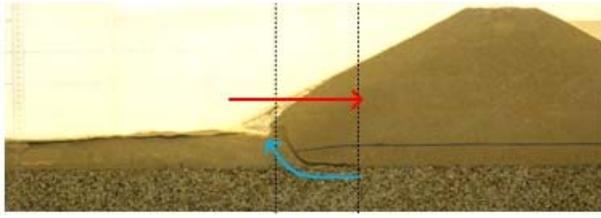


図-3 領域Ⅱを突き破る水みちの内部への移動と堤体の進行的な崩壊 (CASE8)

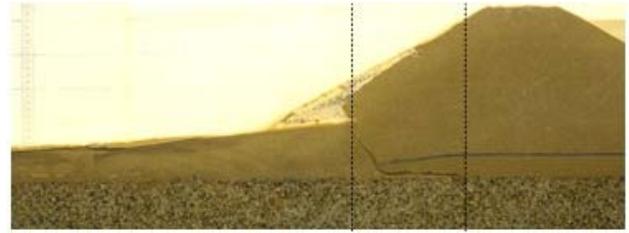


図-4 領域Ⅱの法尻損傷のみで安定する堤体 (CASE13)



図-5 堤体直下に形成される水みち (CASE5)

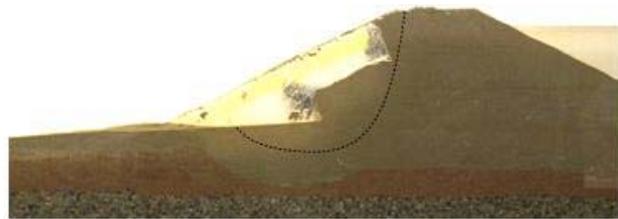


図-6 領域Ⅱを巻き込み堤体のすべり崩壊 (CASE4)

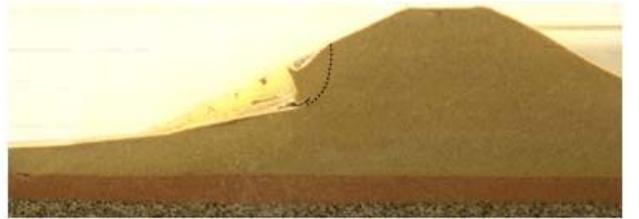
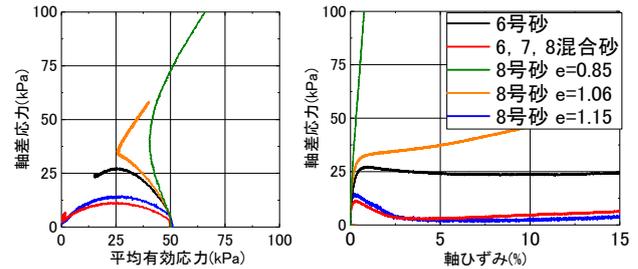


図-7 堤体法面の泥濁化による変状 (CASE3)

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-6)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濁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いく(図-7)。泥濁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-8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した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、



(a)有効応力経路 (b)応力～ひずみ関係
図-8 模型地盤材料の三軸試験結果

領域Ⅱを3号砂、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-8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-9)。

以上の模型実験の結果、図-10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

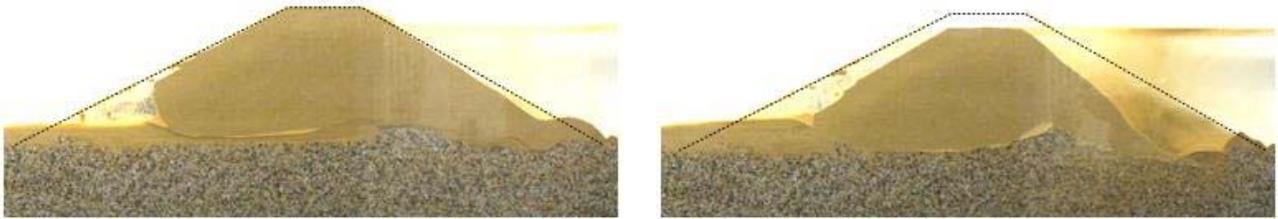


図-9 単層の高透水性基礎地盤における砂質堤体直下の水みち形成と堤体崩壊 (CASE16)

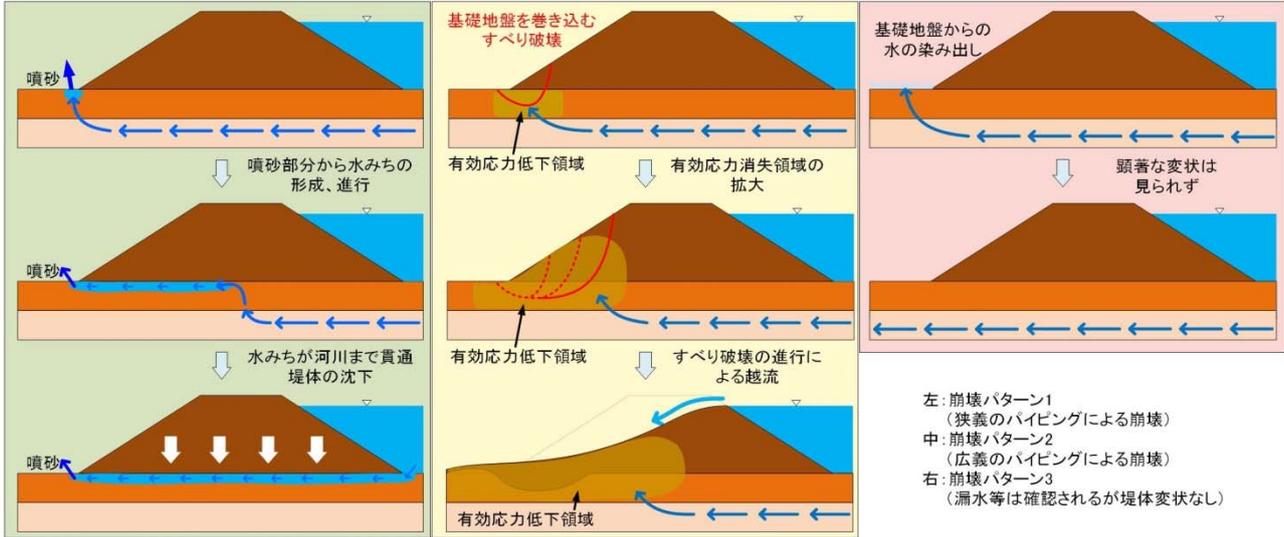


図-10 高透水性基礎地盤を有する堤防の3つの崩壊パターンへの類型化

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-10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。

(3) 3次元浸透模型実験

図-11に3次元模型地盤の変化を正面、および側面から撮影した実験結果を示す。地盤材料は表-1のCASE8と同

様のものを使用している。実験開始から約40秒後、被覆土層において法先から約200mm堤内側、縦断方向にほぼ全域に盤ぶくれが発生した。発生から約50秒間、盤ぶくれの発生領域は拡大し続け、その後盤ぶくれ部分から噴砂を確認した。一定水位に達してから数秒後、噴砂は図-11に示すように偏った部分で発生はせず、広い範囲で次々と発生した。法先から離れた位置で発生した噴砂は法先に向かって進行していく、もしくは法先付近で新たに噴砂が発生するなど河川側へと進行していく様子が観察できた。噴砂が法先付近にまで進行したあたりで堤体の崩壊が始まり、崩壊においても噴砂と同様に縦断方向において均一に進行していった。堤体の崩壊が進行している間も噴砂は崩壊部分に割り込むように河川側へと変位していた。約5分後、平行に近い形で進行していた崩壊が縦断方向に4等分するような場所に集中するようになっていった。崩壊が偏っている場所と水みちの進行方向が一致していたことから、ボイリングにより有効応力が喪失していたと考えられる。崩壊が発生している3点が等間隔に近い場所であること、また横断方向における進行領域が3点を比較すると横並びの状態となっていることから、縦断方向に延長したとしても崩壊部分の偏りはあっても局所的なものではなく、広い範囲での水みちの進行、崩壊の発生が推測される。水みちの発達過程に関しては図-11の側面画像から高透水性基礎地盤と被覆土層の境界部分から堤体下部に向かって進んでいることがわかる。この水みちに限らず3点を進行していた噴砂、水みちについても盤ぶくれ部分、つまり高透水性基礎地盤と被覆土層の境界部分から発生したものであ

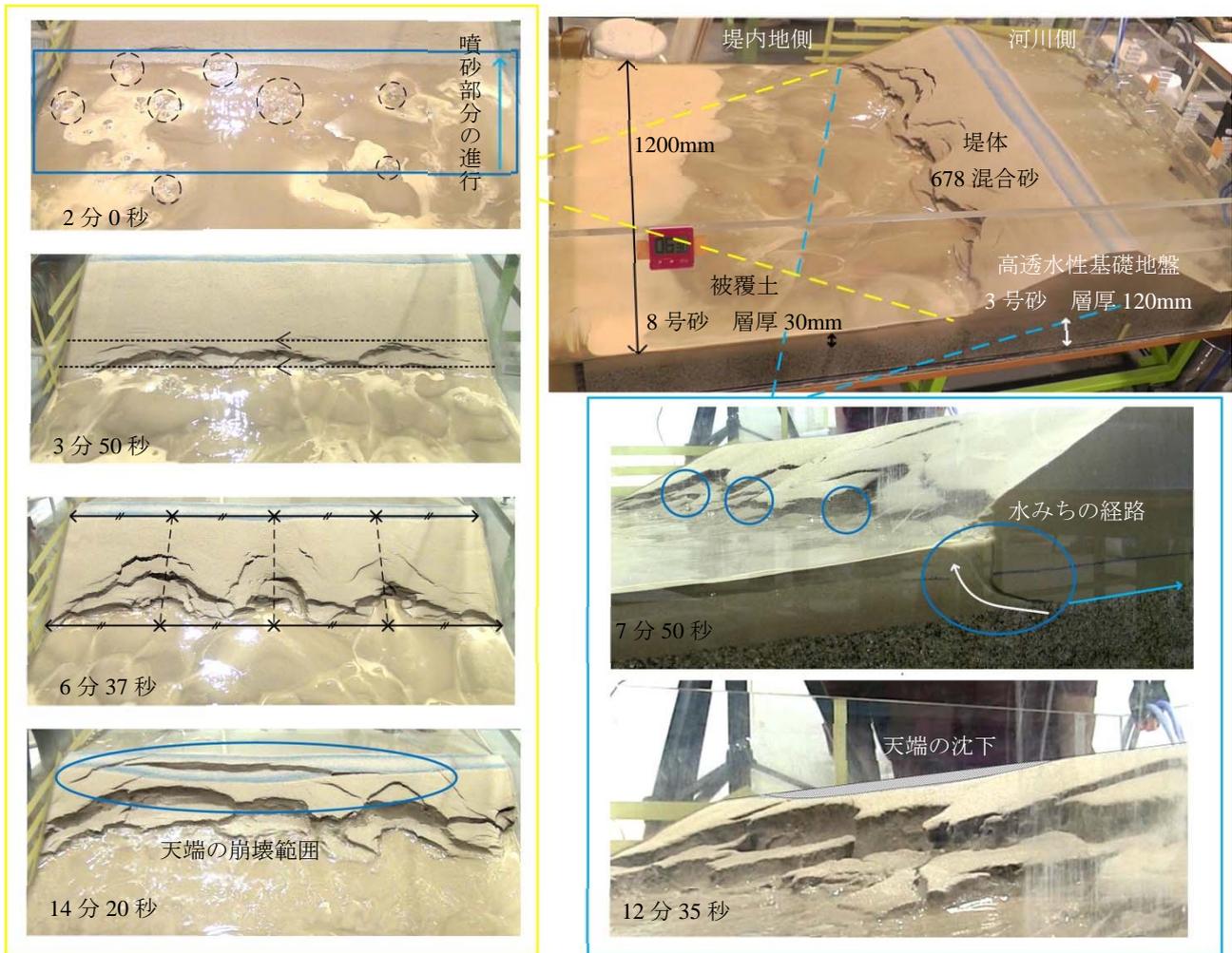


図-11 3 次元浸透模型実験結果

ったことから同様のものだと考えられる。進行していた水みちは約7分のあたりで確認できなくなり、同時に堤体の崩壊パターンは基礎地盤に沈み込むようなものから円弧すべりのような崩壊へと切り替わり、この変化と同じタイミングで法先から離れた堤内側の位置で新たに噴砂が発生した。このすべり破壊は間隙水圧の上昇による有効応力の低下、法先からの堤体破壊に伴う堤防形状の不安定化が要因であると推測できる。崩壊パターンの切り替わりと同じくして天端部分にも変位が及び、12分35秒頃には図に示すように大きく沈下していた。すべり破壊の進行に伴い、断続的に天端部分の変位も大きなものとなり、約14分で天端部分に広範囲で亀裂が生じた。この亀裂からの崩壊により、変位を続けていた天端部分が河川側の水位以下まで沈下したところで越流に達し、実験を終了とした。

次章では、この崩壊パターン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-12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と報告している³⁾。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、二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-13に示す。図-13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-13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、

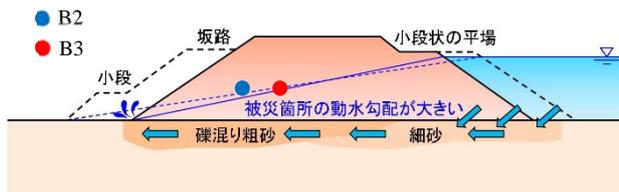


図-12 ニツ森川被災箇所の状況 4)に加筆



図-13 ニツ森川被災箇所の開削断面と試料採取の状況

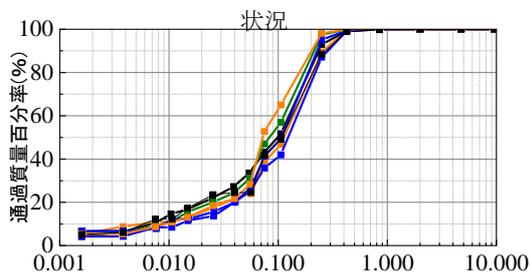


図-14 ニツ森川で採取した実験試料の粒度分布

下段で7本を採取した。本論文の三軸試験では、図-12の川裏側の上段（堤体）で採取した試料を用いた。

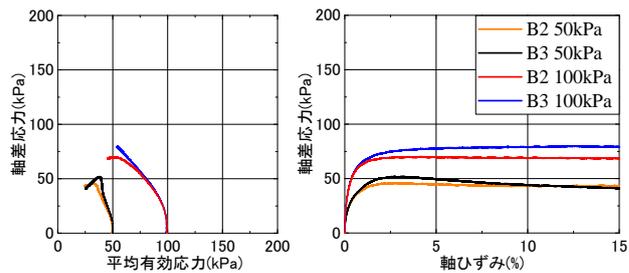
堤体土試料の粒度分布を図-14に示す。細粒分含有率30～50%の細粒分質砂である。図-15に三軸試験（CU試験）の結果を示す。有効応力経路より、本試料はせん断の最後まで正のダイレイタンスを発現しない、ややゆる詰め傾向であることがわかる。初期有効拘束圧50kPaの条件においては、軸差応力がピークに到達した後、やや軟化している。このような応力経路を示す砂質試料は、図-8に示した模型堤体材料の中では、黒線の6号砂に近いものであり、模型実験においても崩壊度が比較的高いことが確認できている。

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-10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. 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



(a)有効応力経路 (b)応力～ひずみ関係

図-15 ニツ森川堤体試料の三軸試験結果

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) より一般性の高い堤防縦断方向に大きく奥行きを持たせた3次元浸透模型実験を実施した。一般に、パイピングに起因する堤防決壊は、局所的に潜在的な弱部が存在することや、水が集まりやすい特殊な境界条件が考えられがちである。しかし、本報における3次元模型実験の噴砂の発生から堤防の崩壊、その後の決壊に至るまで、縦断方向の広い範囲にほぼ金一に進行していく様子が見て取れ、横断方向における噴砂は法先から離れた位置で発生したことが確認できた。すなわち、浸透破壊は必ずしも局所的な弱部を有する堤防に限定した問題ではなく、逆に複層構造基礎地盤を有するなどの堤防でも起こりうる問題であることがわかる。
- 3) ニツ森川堤防の破堤箇所の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。

謝辞

本研究は、国土交通省河川砂防技術研究開発公募（課題名：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、代表者：小高猛司）の一環で実施したものである。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。記して謝意を表する。

- 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。