第3セッション (15:45~17:50)

司 会 小林 睦(豊田工業高等専門学校)

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で存在していたという 特殊な地盤条件であったが1),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層の基盤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II 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。Casel 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 Casel-1, 900mm を Casel-2, 700mm を Casel-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

-				
	領域 I	領域Ⅱ	領域Ⅲ	x(mm)
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では,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。



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 Casel における浸透破壊過程を示す。Casel 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II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



(b) Case1-2 写真1 Case1における浸透破壊過程

(c) Case1-3

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。

Casel 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 Casel 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 Casel 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、サクションによる見か 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



(b) Case2-2 写真 2 Case2における浸透破壊過程

(c) Case2-3

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開始 する時間, 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、Casel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。



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層構造の基盤地盤を 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。Casel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一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 の長さが同じ 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 Casel における動水勾配の推移である。Casel-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 全域に拡がっている。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 ないが,法尻近傍での動水勾配はさらに増大している。そ





の後は、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) 矢部川堤防調查委員会報告書, 2013.
- 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.

空気〜水〜土骨格連成有限変形解析を用いた 透水模型実験のシミュレーションと浸透破壊メカニズムの考察

(Numerical simulation of a seepage model test and consideration of seepage failure mechanism using soil-water-air coupled finite deformation analysis)

吉川高広¹,野田利弘²,小高猛司³,崔瑛⁴

- 1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・yoshikawa.takahiro@b.mbox.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学・減災連携研究センター
- 3 名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科

概 要

平成24年7月の九州北部豪雨による矢部川堤防の被災は、局所的なパイピングをきっかけとして決壊した ため、"越流なき破堤"として大きな衝撃を与えた。当該被災箇所では、粘性土堤体の下に堤外地と直接連 通している高透水性層が行き止まりの状態で存在していたことが報告されており、複雑な地盤条件、水理 条件においても合理的に河川堤防の安全性照査ができる最新の地盤力学に基づく新たな解析手法の構築が 求められている。本論文では、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解明を目指し、 空気~水~土骨格連成有限変形解析コードを用いて、まずは高透水性層が行き止まりを有する透水模型実 験のシミュレーションを実施した。その結果、浸潤過程およびボイリング発生箇所・時間をよく再現でき ることを示す(解析コードの Validation)。さらに、本解析コードを用いたケーススタディを実施して、地 盤の透水性および外水位が浸透破壊時の変形量の差に加えて、変形モードに影響を与えることを示す。

キーワード:浸透破壊,透水模型実験,三相連成有限変形解析

1. はじめに

洪水の継続時間が短い日本においては,河川堤防の決壊 の主因は越水であり、浸透のみによる決壊は久しく起こっ ていなかった。しかし、平成24年7月の九州北部豪雨に よる矢部川堤防の被災は、局所的なパイピングをきっかけ として決壊したため、"越流なき破堤"として大きな衝撃 を与えた。当該被災箇所では,粘性土堤体の下に堤外地と 直接連通している高透水性層が行き止まりの状態で存在 していたことが報告されている¹⁾。さらに, 平成 25 年 7 月 に発生した子吉川堤防の法すべりと梯川堤防の法崩れ2,3) も, 高透水性の基礎地盤に起因する被災と考えられている。 これまで,河川堤防は過去の被災経験に基づいて,断面形 状に重きを置いた整備が行われてきた。また、堤体の浸透 すべり破壊の検討にあたっては、浸透解析と円弧すべり解 析という別々の解析手法を組み合わせた方法が標準とな っている。しかしながら、上記のような透水性基礎地盤に 起因する堤防被災をきっかけに,複雑な地盤条件,水理条 件においても合理的に河川堤防の安全性照査ができる最 新の地盤力学に基づく新たな解析手法の構築が求められ

ている。

本研究では、高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透 破壊メカニズムの解明を目指し、空気~水~土骨格連成有 限変形解析コード⁴⁾を用いて、透水模型実験⁵⁾の数値シミュ レーションを行った。本解析コードは、広範な土の力学挙 動を統一的な枠組みで記述できる弾塑性構成式 SYS Cam-clay model⁶⁾を搭載し、静的・動的の外力形態を問わず、 変形から破壊までを一貫した枠組で扱う水~土骨格連成 有限変形解析コード⁷⁾を、不飽和土もシームレスに扱うこ とができるように拡張したものである。本論文では、具体 的にまず、高透水性層が行き止まりを有する透水模型実験 の概要について述べた後、解析コードの妥当性の検証

(Validation)として、本実験の数値シミュレーションを実施し、浸潤過程およびボイリング発生箇所・時間をよく再現できることを示す。さらに、本解析コードを用いたケーススタディを実施して、地盤の透水性および外水位が浸透破壊時の変形量の差に加えて、変形モードに影響を与えることを示す。

2. 透水模型実験の概要と解析条件

図 1 は透水模型実験の概要を示す。模型の右端から透水させる実験で,地盤に透水性が高い三河硅砂3号の層を 設けている。矢部川堤防の被災箇所で報告された高透水性 層の行き止まりを表現するために,三河硅砂3号の層を途 中で打ち切っている。地盤の被覆土層および堤体部分には 三河硅砂6号を用いている。実験結果の詳細は,次章において解析結果と比較して示す。

解析における水と空気の境界条件は、水を浸透させる右 端で全水頭 420mm・非排気条件,水槽と接する下端を非 排水・非排気条件, 排水部である左端を浸出面・非排気条 件, 地表面を浸出面・排気条件とした。計算開始時のメッ シュサイズは、地盤部分で10mm四方になるように設定し た。堤体部分は、2分で10mm 盛土をする速さで土要素を 1段ずつ追加して作製した8)。築堤後には圧密計算を2時 間行った。表1は土骨格の構成式SYS Cam-clay model に 関する材料定数と初期値を示す。表 2 は不飽和浸透特性 に関する材料定数と初期値およびその他の物性値を示す。 表 1 は Noda et al. (2008), 表 2 は杉井ら⁹の三河硅砂 6 号 の値から決定した。ここでは簡単のため、3号砂と6号砂 の違いは、飽和透水係数のみを変えて表現した。表3は 三河硅砂3,6,8号の飽和透水係数(杉井ら,2002)を示 す。8号砂は4章のケーススタディで被覆土層として用い, 6号砂よりも透水性が低い。3号砂と6号砂の飽和透水係 数は約20倍異なり、3号砂と8号砂は約200倍異なる。 図 2 は三河硅砂 6 号の水分特性曲線および透水係数と飽 和度の関係を示す。水分特性は van Genuchten モデル¹⁰, 透水係数と透気係数は Mualem モデル¹¹⁾を用いた。初期状 態は,実験条件に合わせて決定し,初期の比体積,構造, 応力比,異方性,飽和度,間隙空気圧(0kPa)および間隙 水圧(水分特性曲線から計算)を地盤内で一定と仮定し, 土被り圧に応じて過圧密比を分布させた。

3. 透水模型実験のシミュレーション結果

図3は透水模型実験の結果を示す。図4は計算結果の 飽和度分布を示す。なお、図4の50秒経過時の図中に示 す黒破線は高透水性層の位置を表し、以後の計算結果のコ ンター図においても高透水性層の位置を黒破線で示す。ま ず、図3と図4の比較より、計算結果は実験結果の浸潤 過程をよく再現できていることがわかる。実験では浸透開



図1 透水模型実験の概要

表 1 土骨格の構成式に関する材料定数と初期値

弾塑性パラメータ						
NCL の切片	N	1.98				
限界状態定数	М	1.0				
圧縮指数	ĩ	0.05				
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.012				
ポアソン比	v	0.3				
発展則パラ	ラメータ					
正規圧密土化指数	т	0.06				
構造劣化指数	а	2.2				
構造劣化指数	b	1.0				
構造劣化指数	с	1.0				
構造劣化指数	<i>C</i> _s	1.0				
回転硬化指数	b_r	3.5				
回転硬化限界面	m_b	0.7				
初期	値					
初期構造の程度	$1/R_{0}^{*}$	4.0				
初期間隙比	e ₀	1.0				
初期応力比	η_0	0.545				
初期異方性の程度	50	0.545				

表 2 不飽和浸透特性に関する材料定数と 初期値およびその他の物性値

水分特性曲線					
最大飽和度 %	$s_{\rm max}^{\rm w}$	100.0			
最小飽和度 %	s_{\min}^{w}	0.0			
van Genuchten パラメータ kPa ⁻¹	α	0.28			
van Genuchten パラメータ ($m'=1-1/n'$)	n'	12.898			
乾燥透気係数 m/s	$k_{\rm d}^{ m a}$	8.87×10^{-3}			
初期飽和度 %	s_0^w	10.6			
その他の物性	直				
土粒子密度 g/cm ³	$ ho^{ m s}$	2.65			
水の体積弾性係数 kPa	$K_{\rm w}$	2.19×106			
空気の気体定数 m²/s²/K	R	287.04			
絶対温度 K	Θ	293 15			

表 3 三河硅砂3, 6, 8号の飽和透水係数の値

飽和透水 係数 m/s k ^w 4.06×10 ⁻³ 1.61×10 ⁻⁴ 2.21×10			3 号砂	6 号砂	8 号砂
	飽和透水 係数 m/s	k_{s}^{w}	4.06×10^{-3}	1.61×10^{-4}	2.21×10 ⁻⁵



図 2 三河硅砂6号の不飽和浸透特性



50秒経過時



1分40秒経過時



2分20秒経過時



4分50秒経過時

図3 透水模型実験の結果

始から2分20秒経過時点で、図の赤丸で示した箇所でボ イリング(噴砂・噴水)が発生した。このボイリングをき っかけとして、最終的には4分50秒経過時のように堤体 高さが半分程度になるまで崩壊していく。図5と図6は それぞれ計算結果のせん断ひずみ分布と平均骨格応力分 布12)を示す。図4の飽和度分布より、1分40秒経過時は 浸潤面が高透水性層と被覆土層の層境を越えた時間であ り、このとき平均骨格応力が層境においてその周りより若 干は小さいものの, せん断ひずみはほとんど生じていない。 2分20秒経過時に、実験ではボイリング(噴砂・噴水) が発生し、計算においても赤丸で示した法尻付近の地表面 でせん断ひずみが大きく, 平均骨格応力がゼロ近くまで低 下する様子を表現できている。4 分 50 秒経過時には、さ らに変形が進展しているが、実験のように堤体が崩壊する 様子の再現までは現状難しい。

図7は法尻付近でせん断ひずみが最も大きい土要素の



50秒経過時



1分40秒経過時



2分20秒経過時



4分50秒経過時

図 4 飽和度分布の計算結果

力学挙動を示す。図中の白抜き点は浸透開始前,黒塗り点 はせん断ひずみが3%を越えたときの点を示す。黒塗り点 あたりから,吸水軟化により急激に骨格応力経路が原点に 近づく。このため以後本論文では、せん断ひずみが 3%以 上生じ, 平均骨格応力がゼロに近づくことをボイリングと 呼ぶ。

以上のように、本解析コードは、浸透過程、および浸透 によるボイリング現象を,間隙水圧の上昇に伴う骨格応力 の低下として良く表現できることがわかった。

4. ケーススタディ(地盤の透水性および外水位が 与える影響)

3章の解析条件の一部を変更して、まずは次に示す2つ のケーススタディを行った。① 図 1 において被覆土層に 透水性が低い三河硅砂8号の飽和透水係数を与えた場合,



図 6 平均骨格応力分布の計算結果

図 8 飽和度分布の計算結果 (被覆土層が8号砂の場合)



(被覆土層が8号砂の場合)

図 12 せん断ひすみ分布の計算結果 (被覆土層が8号砂かつ水位が210mm で低い場合)



2時間経過時



および、② ①の条件で右端水位を 420mm から 210mm に 低くした場合である。

 被覆土層の透水性が低い場合に関して、図8から図 10 はそれぞれ飽和度分布, せん断ひずみ分布および平均 骨格応力分布を示す。2 分 14 秒経過時は浸潤面が高透水 性層を越えたときであり、このとき地盤の層境における平 均骨格応力は、3章の場合よりも低くゼロに近い。その後、 4 分経過時には、法尻付近の地表だけでなく層境でも大き なせん断変形が生じ,最終的にはせん断面が堤体に向かっ て進展した。

② ①の条件下で,水位のみ 210mm で低い場合に関して, 図 11 から図 13 はそれぞれ飽和度分布, せん断ひずみ分 布および平均骨格応力分布を示す。水位を低くすると,層 境において大きなせん断ひずみは生じず,法尻付近の地表 においてせん断変形が卓越した。また、浸透開始から2時 間経過時まで安定して計算でき、このとき定常状態となっ た。

図 14 は各ケースで浸潤面が層境を越えたときの過剰間 隙水圧の等値線の比較を示す。ここで,過剰間隙水圧は, ある基準位置(本解析では解析断面下端)に自由水面を仮 定した場合に計算される静水圧値から,過剰に発生した間 隙水圧と定義する。水位 420mm で(a) 被覆土層が 6 号砂と (b) 8 号砂の場合を比較すると, 8 号砂の場合は層境におい て,等値線が密に存在し,上向き動水勾配が大きい。(c)被

覆土層が8号砂でも水位が210mmの場合は、法尻近くの 等値線の間隔は(a)に近い。また,各ケースの平均骨格応力 分布を比較すると、図 6 に示す被覆土層が 6 号砂の場合 と図 13 に示す被覆土層が 8 号砂で水位が 210mm の場合 はその分布が類似し、図 10 に示す被覆土層が 8 号砂で水 位が 420mm の場合のように、浸潤面が高透水性層を越え るときに層境で平均骨格応力がゼロ近くまでは低下して いない。このことからも、水位によって破壊モードに差が 生じたことがわかる。

以上より, 地盤を構成する土材料の透水性および外水位 の差が、浸透破壊時の変形量の差に加えて、浸透破壊モー ドにも影響を与えることがわかった。



(c) 被覆土層が8号砂かつ水位が210mm で低い場合 (2分44秒経過時)



最後に、被覆土層が8号砂で水位が420mmのときに、 対策工を施した場合の解析を実施した。具体的には、堤内 基盤排水工法を想定して、図 15 の赤色で示す土要素にも 三河硅砂3号の飽和透水係数を与え,高透水性層が部分的 に地表まで連続している条件の解析を行った。図 16 から 図 18 はそれぞれ飽和度分布, せん断ひずみ分布および平 均骨格応力分布を示す。未対策の計算結果である図 8 か ら図 10 のコンター図と比較すると、浸潤面が高透水性層 を越えた2分14秒経過時に、未対策の場合には層境にお いて平均骨格応力がゼロ近くまで低下したが,対策工を施 した場合はそのような様子は見られない。また、未対策の



7分30秒経過時

図 16 飽和度分布の計算結果 (堤内基盤排水工法を想定した対策を行った場合)



⁷分30秒経過時



図18 平均市格応刀分布の計算結末 (堤内基盤排水工法を想定した対策を行った場合)



図 19 過剰間隙水圧の等値線の計算結果 (堤内基盤排水工法を想定した対策を行った場合)

場合は層境に沿ってせん断面が堤体まで進展した7分30 秒経過時は、対策工を施した場合には、2分14秒経過時 と比べてもせん断ひずみの差がほとんど生じていない。こ れは高透水性層内の間隙水が地表面へと排出され、対策工 無しの場合と比較して平均骨格応力の低下を抑えられる ためである。図19は過剰間隙水圧の等値線を示す。図14 に示したように、未対策の場合には層境において過剰間隙 水圧の等値線が密に存在していたが、対策工を施した場合 は、法尻付近の過剰間隙水圧の等値線が疎で、上向き動水 勾配が小さい。

5. おわりに

高透水性層を有する透水模型実験のシミュレーション を通じて,空気~水~土骨格連成の弾塑性有限変形解析コ ードは,浸透破壊(ボイリング)を間隙水圧の上昇に伴う 骨格応力の低下現象として,破壊箇所・破壊時間ともによ

図 17 せん断ひずみ分布の計算結果 (堤内基盤排水工法を想定した対策を行った場合)

く再現できることを示した。また、ケーススタディを通じ て、高透水性層と被覆土層の透水性のコントラストおよび 水位高さによって、浸透破壊時の変形量や破壊形態が異な ることを示し、特に、高透水性層の飽和透水係数 (4.06×10⁻³ m/s)に比べて、被覆土層の値が約 200 分の 1 倍小さい場合(2.21×10⁻⁵ m/s)は、高透水性層と被覆 土層の層境でボイリングが生じ、せん断面は堤体に向かっ て大きく進展することを示した。また、堤内基盤排水工法 を想定した対策工の有効性も確認した。

本解析手法は、砂か粘土か、変形か破壊か、降雨か地震 か、という土材料・照査対象・外力形態等の違いを問わず、 同一の理論的枠組みで地盤・土構造物の挙動を評価できる。 今後は、実大スケールの照査に加えて、越水破堤などの水 理学的観点からの照査も視野に入れ、広範な土材料や外力 に対する河川堤防の変形・破壊問題に取り組んでいきたい。

謝辞

JSPS 科研費 25249064 と国土交通省 H27 年度河川砂防技 術研究開発の助成を受けた。ここに、謝意を表します。

参考文献

- 午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.
- 災害報告特別セッション配布資料,第2回地盤工学から見た堤防 技術シンポジウム,土木学会,2014.

- 3) 大角一浩,飯田大輔,今森美穂:梯川古府地先漏水対策につい て,平成26年度北陸地方整備局事業研究発表会,2014.
- Noda, T. and Yoshikawa, T.: Soil-water-air coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, 55(1), 45-62, 2015.
- 5) 小高猛司,李圭太,崔瑛,尤源,森三史郎,林愛実:透水性基 礎地盤に起因する堤防の浸透破壊に関する考察,第3回地盤工学 から見た堤防技術シンポジウム,土木学会,2015.
- Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, 42(5), 47-57, 2002.
- Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, 48(6), 771-790, 2008.
- Takaine, T., Tashiro, M., Shiina, T., Noda, T. and Asaoka, A.: Predictive simulation of deformation and failure of peat-calcareous soil layered ground due to multistage test embankment loading, Soils and Foundations, 50(2), 245-260, 2010.
- 9) 杉井俊夫,山田公夫,奥村恭:高飽和時における砂の不飽和透水係数に関する考察,平成13年度土木学会中部支部研究発表会 講演概要集,267-268,2002.
- van Genuchten, M. T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of America Journal, 44, 892-898, 1980.
- Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Water Resources Research, 12, 513-522, 1976.
- Jommi, C.: Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils, Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils (eds. by Tarantino, A. and Mancuso, C.), Balkema, 139-153, 2000.

内部浸食を対象とした Kenney らの粒度安定指標への間隙率の導入

Kenney-lau stable parameter of filter considering the porosity for internal erosion

杉井俊夫¹, 余川弘至², 小竹亮太², 安達 良³

- 1 中部大学・工学部都市建設工学科・nanto@isc.chubu.ac.jp
- 2 中部大学・工学部都市建設工学科
- 3 ピーエス三菱(株)

概 要

堤体基礎のパイピングによる浸透破壊のような内部浸食を伴う現象においては Terzaghi の限界動水勾配 ではより小さな値で破壊する現象をこれまで説明することができなかった。Kenney & Lau は、粒状体フィ ルター材中の粒子が安定か不安定になるのかを粒度分布から評価する H/F 指標を実験的に求めてきた。 しかし、本指標は粒度情報だけの指標であり、締固めによる密度については考慮されたものではなかった。 その為、実務では不安定と評価される現場が多く、密度の考慮が不可欠と考えられる。著者等は、粒度分 布から Kenney & Lau の指標について様々な観点から検討してきたところ、水分特性曲線から得られる水分 法による間隙径分布と関係していることを突き止めた。この関係から、締固めによる間隙率の違いを粒度 安定指標に取り入れることが可能となり、現場での適用が可能となるものと期待できる。

キーワード:内部浸食,粒度分布,間隙径分布

1. はじめに

堤体基礎の浸透水による内部浸食において地盤材料で ある粒度特性が大きく影響することは,多くの研究者等が 検討を行っている。中でも 1985 年の発表された Kenney-Lau¹⁾の内部安定指標の H-F Shape Curve は多くの 研究者が取り上げている。これは土の主構造から有効応力 を受けにくい細かい粒子が流出するという考えに立った ものである。Kenney ら²⁾は、当初、Loebotsjikov の研究か ら内部安定,不安定の判定境界を H/F=1.3 としていたが, 様々な実験データや他の研究者とのディスかションから, 1985年にH/F=1に変更,全ての安定データの包絡線から H/F=0.9とも表されてきた。Kenney-Lauの内部安定指標の H-F Shape Curve の考え方には、粒度分布のみで判断する ものであり,間隙情報を含まずに判定されるものであった。 本研究は、間隙径分布の情報を取り入れることで Kenney らの実験データを整理し直し,間隙情報を含めて評価する 方法を検討したものである。

2. Kenney-Lau O H-F Shape Curve

Kenney ら³⁾は,8種類の孔を開けた板を用いての浸透及 び振動試験より,粒状材料が形成する間隙の「くびれ径」 を求め,ある粒径が形成する最小のくびれ径から内部安定 指標を提案している。



図1 Controlling Constriction Size の定義

図 1 に示すようにフィルター層を通過してくる粒子径 を「間隙くびれ径」(Constriction size of filter): Dc' とし, その最大の間隙くびれ径を「Controlling Constriction Size」: Dc^* と定義するとともに,浸透長さLが Dc^* の200 倍を超えると, Dc^* は最小粒径の約 0.25 倍に等しくなるこ とを得た. この Dc^* を用いることにより,図2(a)に示すよ うな粒度のフィルター材が内部侵食を起こさないために は,対象となる粒径Dの4倍粒径4Dの粒子質量含有率 (H)が,粒径Dの質量通過百分率(F)以上存在する必 要があることを示した.すなわち,「 $H/F \ge 1$ 」のときには 安定,「H/F < 1」のときは不安定,とフィルターの内部安





図 2(b) 粒度分布と HF

定性を判断する指標を提案した. すべてのフィルターの粒 子が安定であるには図 2(b)のようにある勾配以上の粒度 分布であることが必要となる. なお, H+F≦1であるため, Fは最大 50%までを検討すればよい.

3. 浸食による内部安定・不安定判定の境界

Kenney-Lau¹は,浸食による内部安定・不安定判定の境 界を H/F=1.3 と提案した。しかし,Sherard and Dunnigan の実験データ,Milligan らの Fullers Curve のディスカッシ ョンを経て,新しいデータに基づきその閾値を H/F=1 と変 更した。この経緯をまとめたのが,Rönnqvist⁴)がまとめて いる(図 3)。Kenney-Lauの H/F に影響を与えるとされる 間隙率の情報が入っておらず,著者らは新たに間隙情報を 含めて評価することの検討を行うこととした。



図3 H=Fの区別境界の変遷⁴⁾

4. 粒度分布と間隙径分布

神谷⁵は,間隙径分布を求める ASTM で基準化された水 銀圧入法や水分特性曲線法とともに空気圧入法の提案を 行い,粒度分布と間隙径分布の関係を様々の観点から調べ ている。その中で,質量基準の粒径分布と水分特性曲線を 用いた方法(以後:水分法)による間隙径分布は形状が類 似していることを示している。Harverkamp⁶によれば水分 法の関係径 *d_m*と質量粒度の粒径 *D*の間には次式の関係が 成立するとしている。

$$d_m = \beta_r D \tag{1}$$

ここに, βr は, 資料の状態により決まる定数である。 神谷 ⁵⁾は均等係数 Uc=1.3~3.4 までの砂試料について排水 過程の水分特性曲線 van Genuchten 式のサクション項に毛 管上昇高の関係式を用いて β r を求めている。

$$Vr = \frac{1}{\left[1 + \left(\alpha \frac{4\sigma}{\rho_w g \beta_r D} \cdot 10\right)^{n^*}\right]^{1 - \frac{1}{n^*}}} \cdot 10^2$$
(2)

ここに、Vrは累積間隙体積, α , n^* は van Genuchten モデルのフィッティングパラメータ、 ρ_w は水の密度(g/cm³), g は重力加速度(cm/s²), σ は水の表面張力(水温 15℃のとき 73.48dyn/cm)である。

こうして求められた値が図うである。この結果から間隙比



や均等係数により変化するが,式(1)の β r 値が 0.2 から 0.4 の値にあることがわかる。また,Harverkamp も間隙径が粒 径の 2~4 割の大きさであることと一致している。このこ とから,間隙径分布は,粒径分布の 2~4 割の間にあり, 粒子の形状が異なる砂であれば β r は 2 から 3 割強にある ことかがわかる。また,Kenney&Lau¹⁾が示した次式

$$D^* \le 0.25 D_5 \tag{3}$$

ここに、 D^* は Controlling Constriction Size (最大のくびれ 径)、 D_5 は 5%粒径である。 D^* は最小粒径が形成する最大 くびれ径を示しており、 $\beta r=0.25$ とした形と非常に近い値 を示している。図 5 は粒度分布と間隙径分布例である。



5. 間隙径分布を利用した内部安定性評価

5.1 解析に用いたデータ

今回は、Kenney&Lau¹⁾が実施した実験データを論文か

らトレースして解析を行った。Kenney らは,直径 245mm と 580mm の透水管に試料 450mm と 860mm の高さの試料 をセットして,粒子レイノルズ数 Re= $qD_5/(nv)>9$ (q:単位 流速, $D_5:5\%$ 粒径,n:間隙率,v:水の動粘性係数)と なるような流速を 30 時間以上負荷して粒度変化を調べ, 内部安定,不安定を判断している。図 6(a)と図 6(b)は Kenney らの実験で使用された試料であり,内部安定と不 安定に判定されたものである。また,表1にはそれらの試料の諸元を示した。なお,緩い移動可能な粒子は細かい粒 径が対象となることから,Kenney らは初期の構造で WG (wide grading) と NG(narrow grading)で区別しており,前者は含有率 F=20%,後者は含有率 F=30%までの条件を満 たすことを述べている。



図 6(a) Kenney-Lau¹⁾の実験における地盤材料(安定)



図 6(b) Kenney-Lau1)の実験における地盤材料(不安定)

表 I	Kenney&	:Lau の美	颗地盤材料	の諸重

11	天映	乾燥密度	间限	菆 て 流	粒子レ	初期
料	結果	(Mg/m3)	率	速	イノル	の構
			(%)	(cm/s)	ズ数 Re	造
Α		1.93	28.0	1.67	29	WG
As	不安	1.98	26.0	1.03	25	NG
Х	定	2.06	24.0	—	-	NG
Y		2.10	22.0	0.68	14	WG
Ys		1.94	28.0	1.22	56	WG
Ds		1.90	29.0	1.30	76	NG
21	安定	1.69	37.0	0.60	11	NG
23		1.87	31.0	1.28	91	NG
20		1.89	30.0	0.64	13	NG
1		2.18	19.0	0.48	16	NG
2		2.10	22.0	0.37	10	WG
3		2.07	23.0	0.71	9	NG

5.2 間隙径分布の算出方法

前節4. で示したように,水分法による間隙径分布は粒 径分布のほぼ 0.25 (4 分の 1) であることから, H/F の考 え方に,間隙率を含めた間隙径分布の導入を考えることと した。 β r は神谷が示すように間隙率(比)の関数である とすると間隙率の変化(締固め度)によって変化するパラ メータと考えられる。しかし,今回,Kenney等の実験デ ータを解析して行うため, β r を正確に求めることができな いため,一律 β r=0.25 として計算することとした。粒度分 布は土粒子の密度を使えば体積基準で示した累積粒径体 積分布は質量基準と一致し,間隙率 n を用いて(1-n)倍,累 積間隙体積分布は間隙率 n を乗じて両者を比較すること とした。図7~図9にAsを例として示す。

まず,式(1)を使って累積間隙体積をもとめ,図7を作製す



図9 累積粒径体積率と累積間隙体積率の判定(As)

る。次に, 土粒子密度一定として体積基準の粒度分布を算 出し, 初期の間隙率 n を使って間隙径の分布(累積間隙体 積率 Pd)と体積で表した粒度分布(累積粒径体積率 Dd) を求めて図8を作製する。Pdと Ddの大きさを図9のよう に示す。この結果から, Pd<Ddとなる場合には不安定にな ることが判定できないか検討を行った。NG'は NG の時 30%までであるが, 間隙率 1-n を乗じて算出している。 図10には, Kenney らの方法で評価された HF-Shape Curve

を示し,図 11 に今回提案する間隙率を考慮した評価結果 を示す。図 11 より,累積間隙体積率が累積粒径体積率よ りも多い場合に,粒子が粒径に相当する間隙内に捕捉され 安定になるものと判断される。しかし,今回3つの試料に ついては,提案する方法で安定,不安定を評価することが できなかった。それらの3つの試料の結果を図 12 に示す。

今回,図11に示す地盤材料1,2,3の3つは他の試料と異なり,Kenneyらは内部的に安定材料と判断したが,本提案法では、いずれもPd<Ddと不安定材料と評価され



図 10 Kenney-Lau の HF-Shape Curve による判定



図11 著者らによる間隙率を考慮した安定・不安定評価



図 11 Kenney の実験と異なり不安定と評価されたケース

た。この原因として、表1の1,2,3の地盤材料の粒度 範囲が他の地盤材料よりも広く、乾燥密度も高い。また、 今回は間隙率(比)に影響を受ける βr 値を 0.25 と一定と して解析を行ったことなどが考えられる。今後、 βr の推定 方法を検討していく必要がある。

6. おわりに

今回, Kenney&Lau の提案する HF-Shape Curve の考え方 に,間隙率の情報を導入することを考え間隙径分布を取り 入れる方法の解析を行い得られた知見を以下にまとめる。 (1)粒度分布と類似した形状を持つ水分法による間隙径分 布を算出する間隙径 $dm = \beta r \times 粒径 D$ のパラメータ βr が 0.2~0.3 程度で Kenney の示すくびれ径算出の4分の1と ほぼ同じ値であることがわかった。

- (2)今回はβrを0.25としたが,間隙率nを使い間隙径と粒径の体積基準の分布図からPd(累積間隙体積率)/Dd(累積粒径体積率=1を基準として1以上であれば安定であることが得られた。
- (3)粒径範囲が広く、乾燥密度が高い材料については βr の 評価が異なるものと推察され、今後、 βr の評価を行っ ていく必要がある。

参考文献

- Kenney, T.C. and Lau, D. : Internal Stability of Granular Filters. Canadian Geotechnical Journal, 22, 1985, pp.215-225.
- Kenney, T.C. and Lau, D. : Internal Stability of Granular Filters: Reply. Canadian Geotechnical Journal, 23, 1986, pp.420-423
- Kenney, T.C., Chahal, R., Chiu, E., Ofoegbu, G.I., Omange, G.N. and Ume, C.A.: Controlling Constriction Sizes of Granular Filters. Canadian Geotechnical Journal, 22, 1985, pp.32-43.
- H. Rönnqvist, P. Viklander. : On the Kenney-Lau Approach to Internal Stability Evaluation of Soils, Geomaterials, 4, 2014, pp.129-140.
- 5) 神谷浩二:砂質土の間隙径分布の評価とその利用,岐阜大学 学位論文,1999,107p.
- Haverkamp R, Parlonge J.Y. : Predicting the water-retention curve from a particle- size distribution 1. Sandy soils without organic matter, Soil Science, 142, 1986, pp.325-339.

細粒分流出に伴う砂質堤体土の劣化に関する考察 Degradation of a sandy embankment soil due to outflow of fine particles

小高猛司¹, 崔 瑛², 李 圭太³, 御手洗翔太⁴, 高木竜二⁵

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

2 名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科

3 株式会社建設技術研究所・大阪本社・水工部

4 名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科

5 名城大学大学院・理工学研究科・建設システム工学専攻

概 要

河川堤防の砂質堤体の法尻や基礎地盤においては,洪水時に即座に変状を引き起こすほどではないが比 較的大きな動水勾配が作用した場合,堤体土内の細粒分が徐々に流失することによって堤体材料の強度劣 化が引き起こされ,変状に至る事象も考えられる。本研究では,砂質堤体土からの細粒分流出に着目し, その流失が堤防土の力学特性に及ぼす影響について三軸試験を通して考察した。具体的には,河川堤防砂 を模擬した混合砂を用いて,細粒分含有率と供試体密度を各種調整した供試体を用いて三軸試験を実施し, 浸透による細粒分流出による堤体土の劣化について検討を行った。その結果,細粒分の流失に伴う間隙比 の増大によって,堤体土の強度変形特性が大きく変わることが示された。

キーワード:河川堤防,パイピング,内部浸食,三軸試験,細粒分

1. はじめに

長時間洪水が継続する場合,河川堤防においては基礎地 盤のパイピングや堤体法尻での内部侵食を伴う浸透破壊 の危険性が高まる。いずれの現象も河川水が堤内地に浸出 してくる現象であるが,例えばパイピング現象においては, 澄んだ水が滲出してくる間の危険性は低いが,浸出する水 が濁ってきた場合には堤体変状の危険性が高いと経験的 に考えられている。すなわち,基礎地盤や堤体土の土砂が 浸透水に混じる場合には,堤体の安定性が失われつつある 兆候と一般に考えられている。

河川堤防の砂質堤体の法尻や基礎地盤においては,洪水 時に即座に変状を引き起こすほどではないとしても,比較 的大きな動水勾配が作用した場合,堤体土内の細粒分が 徐々に流失することによって堤体材料の強度劣化が引き 起こされ,堤体全体に変状が発生する事態も考えられる。

本研究では、浸透過程で発生する砂質堤体土からの細粒 分流出に着目し、その流失が堤防土全体の力学特性に及ぼ す影響について三軸試験を通して考察した結果を示す。具 体的には、河川堤防砂を模擬した混合砂を用いて、細粒分 含有率と供試体密度を各種調整した供試体を用いて三軸 試験を実施し、浸透による細粒分流出による堤体土の強度 変形特性の変化について検討を行った。

なお,堤体や基礎地盤から,細粒分を含む土砂の流失が 発生している時点で,堤体内部での変状(構造変化)や, 透水係数の差が大きく異なる土層境界などで顕著な水み ち形成(チャンネリング)が生じている可能性も多分にあ り,細粒分流失は堤体劣化の一要因であることをあらかじ め断っておく。

2. 試験方法

本論文の試験試料には、三河珪砂4号と6号、およびシ ルト分が卓越した野間精配砂を使用し、これらを3:1:3の 割合で配合した。この割合で配合したものを基本ケースと する。図1に「流失なし」として基本ケースの粒度分布を 示す。この粒度分布は、実際の堤防土(千歳川北島堤防) の粒度曲線とほぼ一致するように決定した。

一方,細粒分流出を模擬する供試体を作製する場合は, 0.075mmのふるいを用いて,野間精配砂から所定の減少率 の細粒分を取り除いてから混合した。そのため,細粒分を 減少させたケースにおいては,野間精配砂の混合割合はそ の減少分だけ低下している。

本試験では,基本ケース(流失なし)での供試体間隙比 を 0.6, 0.65, 0.7 の 3 種とした。間隙比 0.6 の場合には細 粒分減少率を 10%と 20%,間隙比 0.65 の場合には細粒分 減少率を 5%と 10%とした供試体を作製した。間隙比 0.7 の場合には,細粒分を減少させない基本ケースのみとした。 細粒分を減少させることによって供試体の間隙比は増大 し,ゆる詰めになる。そのため,それぞれの細粒分減少率 は、供試体作製時に三軸試験装置に設置可能な自立する供 試体の作製の可否によって判断し、設定した。図1には、 すべての細粒分減少率の粒度分布も示している。細粒分を 減少させた割合に応じて、順に細粒分の割合が低下してい くことがわかる。

供試体作製においては,乾燥状態の試料を所定の配合で 十分に混合した後に,含水比10%で蒸留水を加水し,均一 になるように十分に攪拌混合した。その混合試料をモール ド内で所定の目標間隙比を満足する密度となるように



図1 珪砂4号,6号,野間精配砂を3:1:3で配合した 各混合割合の粒度分布

表1 珪砂4号, 6号, 野間精配砂を3:1:3で配合した各試験条件 と各供試体の間隙比

目標 間隙比	試験条件	実際の間隙比	圧密後の間隙比
	基本ケース 50kPa	0.658	0.659
0.7	基本ケース 100kPa 1	0.667	0.656
0.7	基本ケース 100kPa 2	0.652	0.645
	基本ケース 150kPa	0.655	0.638
	基本ケース 50kPa	0.608	0.616
	基本ケース 100kPa	0.620	0.614
	基本ケース 150kPa	0.625	0.622
	-5% 50kPa	0.666	0.672
0.65	-5% 100kPa	0.664	0.655
	-5% 150kPa	0.655	0.639
	-10% 50kPa	0.696	0.700
	-10% 100kPa	0.720	0.705
	-10% 150kPa	0.715	0.701
	基本ケース 50kPa	0.572	0.575
	基本ケース 100kPa	0.565	0.555
	基本ケース 150kPa	0.564	0.557
	-10% 50kPa	0.658	0.665
	-10% 100kPa	0.668	0.660
0.6	-10% 150kPa	0.661	0.646
	-20% 50kPa	0.767	0.770
	-20% 100kPa 1	0.779	0.756
	-20% 100kPa 2	0.757	0.748
	-20% 150kPa 1	0.777	0.791
	-20% 150kPa 2	0.739	0.728

5 層に分けて締固め, 高さ 100mm, 直径 50mm の供試体と した。 拘束圧は各供試体で 50kPa,100kPa, 150kPa とした。 二重負圧法による飽和化後,背圧 200kPa で圧密を1時間 実施し、その後、載荷速度 0.1%/min で軸ひずみが 15%に 達するまで非排水せん断条件でせん断を行った (CUB 試 験)。表1に三軸試験の供試体として設定した,試験試料 の配合割合と間隙比を示す。実際の間隙比について着目す ると、細粒分を減少させない基本ケースでは、想定した3 種の目標間隙比(e=0.7, 0.65, 0.6)のいずれにおいても, 値が小さくなっていることが分かる。これは、供試体作製 時に試料を締固めによってモールド内に詰めたため, 値が 小さくなり想定していたよりも密になったと考えられる。 また, 表内の色つき部分の間隙比は, 細粒分の減少により 結果的に類似している条件となったため比較の対象とす る。次に圧密後の間隙比について着目すると拘束圧 50kPa の結果ではすべての条件で,間隙比の値が圧密前より大き くなっていることがわかる。これは,所定の拘束圧よりも 供試体作製時の締固めによる圧力の履歴のほうが大きか ったためと考える。一方, 100kPa,150kPa の結果では多く の条件で間隙比の値が圧密前よりも小さくなっているこ とが分かる。これは、供試体作製時の締固めによる圧力の 履歴よりも、これらの拘束圧の方が大きかったため、供試 体が密になったと考えられる。

以降,試験ケースを分類するための便宜上であるが,当 初の目標間隙比を用いて試験結果を示す。

3. 試験結果

3.1 各間隙比での基本ケースの比較

図 2,3 および 4 にそれぞれ,目標間隙比 e=0.7,0.65 および 0.6 の基本ケースでの試験結果を示す。





図 2~4 の軸差応力~軸ひずみ関係に着目すると,間隙比 が小さい密詰め供試体になるにつれ,最大軸差応力の値が 大きくなっている。また,過剰間隙水圧~軸ひずみ関係に 着目すると,密詰め供試体になるにつれ,負の過剰間隙水 圧の発生が顕著になっている。図 2 の有効応力経路では, 拘束圧 100kPa_1 の結果において,最大軸差応力までほぼ 一定の平均有効応力を示す弾性的な挙動を示した後,一転 して塑性圧縮を伴う軟化挙動を示した。また,他の3つの 結果では最大軸差応力まで緩やかな硬化が見られ,その後 軟化した。図 3 の有効応力経路では,いずれの拘束圧にお いても正のダイレイタンシーの拘束に伴う硬化によって, 最大軸差応力が大きく発生するものの,その後に急激なひ ずみ軟化を呈した。図 4 の有効応力経路では,さらに正の ダイレイタンシーの拘束による塑性膨張を伴う硬化は顕 著になる。

以上より,基本ケースにおいては,目標間隙比が小さく なるほど顕著な密詰め傾向が明確に示された。



3.2 e=0.65,0.6 それぞれの細粒分を減少させたケース



図8 e=0.6 -20%の試験結果

図 5~8 の軸差応力~軸ひずみ関係に着目すると,間隙比 0.65,0.6 ともに細粒分の割合を減少させたケースほど軸差 応力の値が低くなっていることがわかる。また,過剰間隙 水圧~軸ひずみ関係に着目すると,細粒分の割合を減少さ せたケースほど。間隙水圧の上昇が著しいことがわかる。 図 5 の有効応力経路では,最大軸差応力まで緩やかな硬化 が見られ,その後軟化している。図 6 では,図 2 の拘束圧 100kPa_1 の結果のように,弾性的な挙動を示した後,一 転して塑性圧縮を伴う軟化挙動を示している。図 7 では, 一旦硬化した後に急激なひずみ軟化を呈している。一方, 図 8 では,間隙水圧の上昇が大きく,有効応力経路におい てもほぼ全体的に原点に向かっているため静的液状化に 近い状態となっている。

3.3 同じ拘束圧ごとの基本ケースと細粒分減少の比較













これらの結果ではどの条件においても,細粒分の減少の 割合が多いほど軸差応力の値が小さくなっており,有効応 力に関しても、細粒分の減少に応じて低下している。また、 それに伴い順に間隙水圧の上昇が比較的初期の状態から 見られている。図 10 の有効応力経路では、どの結果にお いても最終的に軟化しているが,基本ケースである細粒分 流出なし、-5%、-10%の順で徐々に原点に向かって行き減 少の割合が一番多い-10%では静的液状化に至っている。図 13, 14 では、共に基本ケースの結果として正のダイレイ タンシーが発揮され、塑性膨張を伴う硬化を示している。 -10%の結果では、緩やかに硬化した後に軟化している。ま た,図13の-20%2の結果では初期に弾性的な挙動を示し ていて、その後-20%の他の2つの結果と同様、塑性圧縮を 伴う軟化挙動を示している。これらの結果は、細粒分の流 出におけるせん断強度の低下を認識できる挙動を表して いて、ケースの差がよく出ている。



400

類似している間隙比の同じ拘束圧での比較

400

300

3.4 400

表1では、今回使用した供試体の間隙比について示したが。この中から基本ケースである目標間隙比0.7と0.65の-5%、目標間隙比0.6の-10%において実際の間隙比及び圧密後の間隙比が類似していることから比較を行った。図15~17に試験結果を示す。

図より,総じて,基本ケースで最もゆる詰め供試体であ る間隙比 0.7 の結果より、もともとの供試体が密であるが 細粒分を減少させたケースの方が,最大軸差応力が大きい ことがわかる。図 15 の有効応力経路に着目すると、基本 ケースの間隙比 0.7 と 0.65 の-5%は比較的近い挙動をして おり,徐々に硬化していき最大軸差応力まで到達した後軟 化している。一方, 0.6 の-10%は, 他の2ケースと比べて 硬化の程度が大きい。図16の有効応力経路に着目すると, 基本ケースの間隙比0.7の2つの同じ条件での試験結果に 差が見られる。e=0.7 2 がやや密詰めであるが、表1の実 際の間隙比を見ても、図 16 の他のケースよりも若干間隙 比が小さく密詰めである。そのため、そのケースを除外す れば,元の目標間隙比が大きいほど,ゆる詰め挙動を示し ている。その傾向は、図 17 の有効応力経路においても同 様に現れている。以上の結果より,見かけの間隙比は類似 している供試体でも、せん断時の挙動として違いはある。 これは図1に示したようにそれぞれの目標間隙比の試験 試料の粒度が異なることからも予見できることである。相 対密度での比較も今後試みる予定である。

4. おわりに

今回の試験では、0.075mm以下の粒径の細粒分を所定の 割合で一律にカットした供試体を用いて、細粒分の流失 (低下)を表現することを試みた。また、ケースごとに 50、100、150kPaと3つの拘束圧において、非排水せん断 条件でせん断を行った(CUB試験)。

各間隙比の基本ケースでの比較では,間隙比の大きいゆ る詰め供試体になるにつれ軸差応力が小さくなり、間隙水 圧の上昇が見られる。また,有効応力に関しても軟化傾向 にあるため、 せん断抵抗の低下が示されている。 目標間隙 比 0.65, 0.6 それぞれの細粒分を減少させたケースの結果 では、細粒分を減少させた割合が大きい供試体ほど、軸差 応力が小さくなりせん断時の間隙水圧の上昇が著しく見 られる。また,間隙比0.6の-20%の条件は今回の試験では, 最も細粒分をカットした条件であるが,その有効応力経路 に着目するとせん断抵抗はほとんど見られず, せん断後半 にほぼ静的液状化と見なせる共同を示した。同じ拘束圧ご との基本ケースと細粒分減少の比較では、これまでのまと めと同様に、間隙比が大きく、細粒分減少の割合が多いほ どせん断抵抗が小さいという傾向にある。図 13,14 では, ケースの差がよく出ていると先に述べた。これらの結果は 間隙比 0.65 の結果の比較と比べ塑性膨張を伴う硬化から, 静的液状化へと至るほど細粒分カットによる挙動の違い

が著しいことがわかる。今後はより細かく段階的に細粒分 をカットした結果を比較し,段階的な挙動の変化について も検討していくつもりである。また,今回の試験では、シ ルト分から最大-20%の細粒分減少にもかかわらず,流出な しとした基本ケースの挙動と大きく異なる動きを示した。 また,類似している間隙比の同じ拘束圧での比較では,間 隙比が類似している条件でも若干異なる力学挙動を示す ことも示された。間隙比が類似していても、一般に粒度が 異なる試験試料では、力学挙動に差が生じることもあるが、 河川堤防における細粒分流失で想定される範囲内におい て、どの程度の粒度の変化で力学挙動に差が生じるのかも 含めて、相対密度を指標にしつつ検討を進める予定である。

浸透による細粒分の流失は、限界流速の考え方からも細かいほど流失しやすいことが想定される。今後は、粒径に応じた流失粒子の割合を変える検討も必要である。また、今回は50,100,150kPaと堤体土としては大きな拘束圧で、比較を試みたがより小さな拘束圧での試験も必要かもしれない。

本論文の試験によって、細粒分の流失によって力学挙動 が大きく変わることが示されたが、今後は弾塑性構成モデ ルによって、細粒分流失の効果についても数値解析を用い て詳細に検討してゆく予定である。

なお、「はじめに」でも書いたように、堤体や基礎地盤 からの細粒分流失は,堤防劣化の一要因にすぎない。堤体 や基礎地盤から,細粒分を含む土砂の流失が発生している 時点で、堤体内部での変状(構造変化)や、透水係数の差 が大きく異なる土層境界などで顕著な水みち形成 (チャン ネリング)が生じている可能性も多分に考えられるし,実 際に想定せねばならない。要するに、細粒分の流失が堤防 劣化を引き起こすのか,堤防劣化現象の一側面として細粒 分の流失が見られるのか,あるいは相互に影響しながら進 行的に劣化・破壊が進行していくのか、まだまだ不明確な 点が多い。本論文の実験は、あくまで細粒分流失を起点と して,堤防劣化が進展するシナリオを描いて実施したもの である。流失分以外の土粒子が,流失前の構造を保ち続け るという仮定であるが,浸透場においてその仮定が成り立 つのか,成り立つとしたらどのような粒度構成の場合に成 り立つのか,などについても、実際に浸透試験を実施して 検証を進めねばならない。

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。

河川堤防のパイピングの進行性と漏水動態に及ぼす透水性基盤特性と間隙流速の影響 THE EFFECTS OF PIPING BEHAVIORS AND DYNAMIC SAND BOILS FROM STRUCTURE OF PERMEABILITY FOUNDATION AND INTERSTITIAL VELOCITY

櫛山総平¹,前田健一²,泉典洋³,斉藤啓⁴,李兆卿¹

- 1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・28415033@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学教授・高度防災工学センター
- 3 北海道大学教授・環境フィールド工学専攻
- 4 日本工営株式会社・流域都市事業部

概 要

近年,パイピングによる被災が数多く報告されている中で,平成24年に矢部川右岸7.3k地点で高水の継続によりパイピングを引き起こした.パイピングによる進行性破壊について正しく理解することで,決壊に至る条件を明確にするとともに、パイピングによる決壊のリスクが低い箇所,事前の対策が不可欠の箇所,水防活動で対応可能といった効果的な維持管理について貢献できると考えられる.本稿では,層厚比を変えて行う模型実験により透水性基盤のパイピング進行特性や噴砂口動態に及ぼす層構造の影響を検討した.また層構造によって変化するパイピング進行度を噴砂動態や水圧分布とともに経時変化を段階ごとに整理し観察することで,高水やその継続による,決壊リスクを予測する方法について検討している.また層構造によって変化するパイピング時の流速と粒子を運ぶ限界流速との比較をすることで,パイピング時の流速が限界流速に達しているのかを検討した.

キーワード:パイピング,層構造,限界流速

1. はじめに

近年,パイピングによる被災が数多く報告されている中 で,平成24年に矢部川右岸7.3k地点で高水の継続により パイピングを引き起こし,堤防が決壊し付近に甚大な被害 を及ぼした¹⁾.図-1に決壊箇所の近傍土質断面を示す. 土質構成に着目すると,堤体は粘性土,基盤は透水性のあ る砂層や粘性シルト層等が互層で分布しており,基盤透水 層の存在がパイピングによる決壊を招いたと報告されて いる.平成28年の鬼怒川左岸21k地点の決壊箇所におい ても基盤層に互層構造が確認でき越流洗掘が決壊の原因 とされているが越流前,越流中のパイピングが主要因では ないとされているが決壊を助長する可能性があると報告



図-1 2012年矢部川破堤箇所の近傍土質断面

されている.パイピング発生箇所にはこうした細砂層と透水層の互層の存在が度々確認されている²⁾.

本稿では,層厚比を変えて行う模型実験により動水勾配 と漏水の流速に着目した透水性基盤層構造の堤防のパイ ピング破壊への影響を検討した.また層構造によって変化 するパイピング時の浸透流速と粒子を運ぶ限界流速との 比較をすることで,パイピング時の流速が限界流速に達し ているのかを検討した.そして,パイピング機構を「噴砂 発生」,「空洞の進行」,「空洞の貫通」の三段階に分けて考 察した.

2. 実験概要

図-2に、久楽らの実験 ³⁾を参考にした実験概略図を示 す.基盤透水層の下流端は行き止まり地盤となっている. 基盤層は水中落下で堆積させ、上層は珪砂7号(細砂)、 下層は珪砂2号(砂礫)を使用し相対密度が70%程度にな るように締め固めた.堤体部分は含水比20%の藤森粘土を アクリル壁で囲われた箇所に入れ締め固めた.実験中は基 盤層に間隙水圧計を16本用いて下層に8本,互層間に8 本設置し堤外側から堤内側へとNo.1からNo.16までナン バリングし設置し間隙水圧を計測した.また、堤内側から 排水される流量を計測し、堤内側の噴砂の発生や動きをビ



図-5 層構造・層厚比と平均動水勾配の関係

層厚比: R_L $R_L = \frac{L_U}{L}$ ※単一層の場合 1.0

デオカメラにより撮影した.

図-3に平均動水勾配(以下 *i* と記す)の経時変化を示す. また,図-4に実験で用いた試料の粒度分布を示す.

水位条件は, *i*=0.20 で 30 分間維持し, 5cm/min で水位 上昇し 10 分間保持をパイピングするまで繰り返した. 異 なる基盤層条件下(56 ケース)で実験を実施した. 基盤 透水層の上・下層の層厚比及び透水層が河床に露出してい るかどうかの有無に着目した層構造特性に着目した.

3. 実験結果および考察

3.1 層構造とパイピング時平均動水勾配の関係

図-4 に層構造・層厚比とパイピング破壊時の平均動水 勾配の関係を示す.ここで,層厚比に関しては,式(1)の ようにして求めた.単一基盤に関しては,珪砂2号の場合 は層厚比=0,珪砂7号の場合は層厚比=1.0とした.

プロットは全実験 56 ケースの珪砂7号と2号を使用した実験ケースのパイピング時における平均動水勾配を層構造・層厚比ごとの平均値をプロットした.

まず層厚比に着目すると,層厚比が小さいほどパイピン グに至る平均動水勾配が小さくなりパイピングを生じや すくなる.これは上層厚が薄くなることで小さい揚圧力で も噴砂が生じること,また下層が厚くなることでより透水 流量が増し上層土砂が洗い流され空洞の進行を促進した ことが考えられる.

次に実際に決壊した矢部川堤防では基盤透水層が河床 に露出(図-1参照)していたことから,基盤透水層の河 床への露出の有無とパイピングの関係について検討する. 結果を見ると,露出有りの方がパイピングに至る平均動水 勾配が半分程度まで小さくなり,パイピングを生じやすい ことがわかる.露出有りの条件では,堤外側で直接間隙の 大きい下層に流入できるため透水によるエネルギーロス が小さくなり透水流量が維持されることで,空洞の進行を 促進したと考える.

3.2 噴砂動態

図-6に各ケースの噴砂口分布の経時変化を示す.水位 が上昇する2分前と水位が上昇しきってからの2分後の時 間で噴砂口を観察した.層厚比0.22では、3minで噴砂口 が行き止まり地点付近で噴砂口が発生し、噴砂口が徐々に 法尻に近づいていき堤体下のパイピングに至った.層厚比 0.70では、35minで堤内側法尻付近から噴砂口が発生し、 その後も法尻付近でのみ噴砂し続けた.

3.3 パイピング進行度

図-7にパイピング進行の様子を示す.パイピングの様子を断面から観察できた実験ケースについて堤内側法尻, 堤外側法尻から空洞先端までの距離を測り,式(2)のよう にパイピング進行度を求めた.

(1)



図-6 噴砂動態:発生のタイミングと空間分布の変化



図-7 パイピング進行の様子:ゆるみと空洞の発達



図-8に各層構造・層厚比についてのパイピング進行度 を示す.下層が河床への露出有の層構造は、低い平均動水 勾配でパイピング破壊しており事前に対策が必要である. 層厚比1.00の単一層は、平均導水勾配1.03でパイピン グしており、パイピング決壊を起こしにくいことがわかる. 基盤層の間隙水圧上昇に伴う支持力低下,堤体のすべり破 壊等の別の破壊モードを考慮する必要性がある.その他の 層構造は水防活動などで対処できる可能性がある.特に, パイピング進行が始まる前に噴砂が生じる層構造・層厚比 で,噴砂口が法尻付近で発生し移動しない条件(例えば図 - 6(b))では,従来までの釜段工法等の水防活動で進行を 抑制できるといえる.層厚比が小さく噴砂口が移動する場 合(図-6(a))では,別の水防方法が必要と考えられる.

パイピング機構の検討 4.1 噴砂の発生

層厚比が小さくなることで噴砂が生じやすくなりパイ ピングに至りやすいことがわかった. 噴砂の発生は浸透水 圧が上載荷重を超えて地表面に噴出する現象であり, 被覆 土層重量と基盤内の揚圧力(G/W)により決まり, 式(3) となるときに噴砂発生となる.

噴砂時の揚圧力と被覆土層厚による重量の関係から理 論的な噴砂発生条件は式(5)となる.

堤内側法尻にある No.8 の間隙水圧値を揚圧力として, 基盤上層厚を被覆土層厚として整理した.間隙水圧値は堤



図-8 パイピング進行度:基礎地盤特性と進行性破壊

	基盤層 構造 流速(cm/s)	R _L =0.22 露出無	<i>RL</i> =0.50 露出無	<i>RL</i> =0.78 露出無	R _L =0.22 露出有	R _L =0.50 露出有	<i>R_L=</i> 0.78 露出有	R _L =0 (珪砂2号)	RL=1.0 (珪砂7号)
1	v=ki	8.90×10 ⁻³	5.83×10 ⁻³	3.74×10 ⁻³	6.58×10 ⁻³	5.44×10 ⁻³	4.53×10 ⁻³	1.80	1.44×10 ⁻³
2	v=Q/S	9.53×10 ⁻²	1.37×10 ⁻¹	2.10×10 ⁻¹	2.89×10 ⁻¹	2.52×10 ⁻¹	2.08×10 ⁻¹	1.31	7.26×10 ⁻²
3	$v = (Qsv \times Nsv)$ /($\pi \times dsv^2/4$)	1.85×10 ²	2.46×10	4.09	1.11×10 ²	6.11×10	1.09×10	-	0
4	v= √29 h	5.01×10	5.58×10	5.59×10	5.17×10	5.79×10	7.27×10	-	8.37×10
5	v= <mark>√2gH</mark>	2.03×10^{2}	2.26×10 ²	2.26×10 ²	1.08×10^{2}	1.08×10 ²	2.03×10^{2}	2.43×10 ²	2.47×10 ²

表 1 パイピング時の流速の計算結果

 k:平均透水係数
 i:平均動水勾配
 Q:排水流量
 S:透水層断面積
 g:重力加速度
 H:水頭高さ

 h:噴砂口から噴出する水の高さ
 Q_{sv}:パイピング1分前の排水流量
 N_{sv}:噴砂口数
 d_{sv}:噴砂口の直径

内側上部のカメラより確認される噴砂発生時点の値を読 み取った.

互層に限ると,噴砂時の揚圧力と被覆土層厚の関係より 噴砂の発生条件は式(6)の通りとなる.

図-9に実験による基盤内揚圧力と被覆層(上層厚)と の関係を示す.(5)と比較すると、実験では小さい揚圧力 で噴砂する.堤内側で発生する噴砂の位置を観察すると、 噴砂は主に土槽境界部で発生しており、こうした境界部で は間隙が大きくなるため理論値よりも小さい揚圧力で噴 砂したと考える.

単一層は被覆土層がないため噴砂の機構が互層と異な っており,単一層の厚さに関係なく水の浸透圧が土の有効 重量を超えた場合に噴砂が発生する.つまり単一層におけ



図-9 基盤内揚圧力と被覆層厚(上層圧)との関係

$$W = \gamma' \times G \tag{3}$$

W: 揚圧力 γ': 水中単位体積重量 G: 上層厚

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1 + e} \approx 0.86 \tag{4}$$

Gs: 土粒子密度 2.65g/cm e: 珪砂7号の間隙比 0.90

$$W = 0.86G$$
 (5)

$$W = 0.60G$$
 (6)

る噴砂は層厚と法尻の浸透水圧でなく単一層全体でみた 平均動水勾配が支配的となる.このことから単一層は噴砂 の発生や空洞の進行の段階を踏まない現象となり空洞の 貫通が生じると考える.以上より,互層においてボイリン グは被覆土層重量と基盤内の揚圧力,単一層においては平 均動水勾配が支配要因であると考える.

4.2 空洞の進行

前述した通りパイピングはパイプ内の流速と土粒子 径が支配的な現象であり、パイプ内の流速についてはダル シー則による浸透流速が発生すると考えられているが、パ イプフローや一般水流(Chezyの法則)のような流速であ る見方もある.そこで、局所化した流れの流速を簡易に計 測可能な量から推定した.その結果を表-1に示す.求め た浸透流速と図-10に示す限界流速と粒径との関係⁴から 珪砂7号を運ぶ限界流速に達しているか検証する.

また,本稿では水平流れに着目した久楽らの結果と比較 した.

まず,ダルシー則が成り立つとして仮定して,浸透流速 を求めた.表-1より層構造の中でも多くのケースで浸透 流速が珪砂7号の粒径をすべて流す流速に達していない ことがわかった.その中で最大でも0.10~0.14mmの粒子 を動かすことが可能であるといえる.しかし,珪砂7号の 50%粒径は*Dso*=0.15mmであるため浸透流速と仮定し求め た流速では珪砂7号の大部分が運動できないことがわか る.

次にダルシー則から求めた浸透流速と他の流速を比較 する.流速1のダルシー則から求めた浸透流速と比べると, 流速2のような計測実流速は約1~10倍の速さが出ており, すべてのケースで上砂層の全ての粒径を運ぶ流速が出て いることがわかる.また,流速3,4のような局所的流速 は浸透流速と比べると約10²~10⁴倍の流速となっている. 流速5の場合は極端に異なる.

図-11 に層厚比 0.50 露出有の噴砂が流入するゆるみの 移動を示す. ゆるみを追ってゆるみの移動速度を求めると



図-10 粒径-限界流速関係(長瀬(1987年)に加筆)



図-11 空洞内への噴砂流入の様子



(a)ゆるみ範囲



(b)ゆるみ範囲の移動

図-12 噴砂流入によるゆるみの移動

1.24×10cm/sとなり流速3,4に近いオーダーとなるので, 噴砂が流入する中では,浸透流速以上の流速が発生してい る可能性が高い. 図-11に示す通り実験ではパイプ内に噴 砂が流入する様子が観察されており,これが流速増加の要 因となりパイピングを助長すると考える.

4.3 空洞の貫通

空洞の貫通とは、空洞が進行しその上流端が河川水底面 にある程度近づくことで突然その進行速度が速くなり決 壊する現象を指す.最後の破壊を決定付けるこの現象につ いてこれまで実験や理論に基づく詳細な検討はなされて いないため、ここでは動水勾配が支配要因と仮定して検証 する.

図-13 に空洞の進行に伴い時間的に変化する浸透路長 を断面から読み取り,その時点における水位から求めた平 均動水勾配の時間変化の様子を示す.また,図-14に各ケ ースによるに平均動水勾配の時間変化を示す.

基盤層構造の条件に関わらず空洞の貫通直前における 平均動水勾配は約1.0であり,理論的に求められる限界動 水勾配に概ね一致する.このことから空洞の貫通は浸透路 長と水位より求められる平均動水勾配と理論的に求めら れる限界動水勾配から判定することができると考えるこ とができると考える.



図-7 パイピングに伴う平均動水勾配の変化



図-14 平均動水勾配の時間変化

4.4 パイピングフローチャート

図-15 に先行研究 %と実験結果を基にして作成したパイピングフローチャートを示す.パイピング現象はボイリング,パイピング,空洞の貫通からなると考えられ,実験の結果からそれぞれの現象を支配する要因を以下のように推定した.

- ・ボイリング:被覆土層厚と基盤内の揚圧力
- ・パイピング:パイプ内の流速と土粒子径
- ・空洞の貫通:限界動水勾配

パイピング現象は一連で同じ支配要因があるわけでは なく、各段階において支配要因が異なる現象と考える.こ こでは互層における概念を示しているが、空洞の貫通時に おいては単一層も互層もおよそ限界動水勾配で発生して おり、単一層で見られるような膨れ上がりによる破壊はパ イピングフローチャートにおいて 3 段階目だけが生じる 現象とも考えられる.



図-85 互層地盤におけるパイピングフローチャート

4.5 想定外力と河川堤防の特性を一体に考えた破壊の 把握の必要性

以上の結果を踏まえつつ,想定外力と河川堤防の特性を 一体に考えた総合的視点の下で(図-16参照),堤防決壊の 危険性の高い弱点箇所の把握と水防・対策の合理化等に資 する必要がある.例えば,透水層内の速い流れによる変状, 堤体の変形,空洞周辺の不安定性を再現,浸透による細粒 分移動による内部侵食による堤体の変状を表現可能な粒 子法による数値解析結果を紹介する(図-17).単に破壊パ ターンの分類をするのではなく,透水性基盤〜堤体〜外力 を一体で整理し,破壊モードが連続的に変化し,どのよう な条件でどのような破壊形態を示しやすいのかを示すこ とが可能になってきている.



231・ゆるみ進展 図-17 堤体・基礎地盤の特性の組み合わせによる浸透破壊形態

と被災の違い: 浸透破壊モードとその発現条件の整理

5. まとめ

基盤漏水に伴うパイピングに関して,層構造・層厚比に 着目してパイピングによる決壊リスクの整理をしたとこ ろ,砂礫層の河床への露出の有無・層厚比によって破壊に 至る平均動水勾配に大きな違いが見られ,単一層の基盤透 水層ではパイピングの可能性が低いことが分かった.

また,パイピング機構を支配要因が異なる3段階に区分 した.空洞の進行段階では三次元的流れの局所化によって ダルシー則よりも大きな流速が生じ,粒子を押し流す限界 流速に達することで噴砂が起きることが分かった.

水位外力波形,基盤構造とパイピングの進行度の関係を 整理することで,要事前対策箇所,決壊危険度の低い箇所, 水防活動で破壊を抑制できる箇所を分類できる可能性を 示した. 今後,地盤内部でのパイピング進行度と観察可能 な噴砂動態の関係を調べることで重点監視箇所の絞り込 み方法を提案する.

参考文献

- 午部川堤防調査委員会:午部川堤防調査委員会報告書, 国土交通省,2013.
- 長瀬迪夫:浸透破壊に関する考え方と破壊発生の条件 (その2),応用地質年報 No.15, 1993.
- 3) 久楽勝行,吉岡淳,佐藤正博:水平方向浸透流下における砂地盤のパイピングについて,第20回土質工学研究発表会,pp.1483-1484,1985.

庄内川堤防における重力探査及び表面波探査の適用事例

(A feasibility study of gravity and seismic surface wave surveys for near-surface investigations along Shonai-gawa embankment)

佐藤 円¹,石田 章司², 駒澤 正夫³,野崎 京三³,相川 隆生⁴, 杉井 俊夫⁵

- 1 応用地質・中部支社技術部・satoh-madoka@oyonet.oyo.co.jp
- 2 応用地質・中部支社技術部
- 3 応用地質·技術本部
- 4 庄内川河川事務所・調査課
- 5 中部大学・工学部都市建設工学科

概 要

河川堤防の非破壊的調査手法には複数の物理探査を複合させた統合物理探査による評価手法があり、堤 体や基礎地盤の土質構成や相対的に危険な箇所の抽出等に用いられている。このような統合物理探査とし て、今回、重力探査と表面波探査の堤防調査への適用性を検討した。重力探査は、地盤の重力を測定し、 その分布から地中の密度構造(密度構造異常)を推定するものであり、従来は、地中における空洞やゆる みの把握に用いられてきた。本報文では、密度構造の分布と地盤の硬軟・締り具合を表す S 波速度の分布 から、堤体及び基礎地盤の縦断区分が可能か否か検討を試みた。庄内川中流部の堤防直下には氾濫平野や 旧河道が複雑に発達しているが、両探査の結果、微地形区分と重力異常分布(ブーゲー異常分布)、ならび に S 波速度分布が調和的な傾向を示すことが確認された。

キーワード:統合物理探査,重力探査,表面波探査,重力異常分布,S波速度

1. まえがき

河川堤防は,河川縦断方向に長い土構造物であり,古く から嵩上げや拡築が行われてきた関係で、内部構造が複雑 であるという特徴を有する。河川堤防の整備は,近年,量 的整備と併せて内部構造に着目した質的整備が進められ ている。 質的整備では,河川縦断方向で安全性の概略評価 を行い,安全性の低い箇所で詳細調査や安全性の詳細評価, 対策工検討を行っている。詳細調査は、被災履歴のある箇 所や旧河道横断箇所など,相対的に危険な箇所から優先的 に行われることが多く、このような箇所を効果的かつ効率 的に抽出する技術として統合物理探査がある。統合物理探 査に用いられる手法は,表面波探査と電気探査が主流であ るが、その一方で重力探査を精密に行うことにより、1m オーダーの構造スケールで地下構造の検出が期待できる¹⁾。 そこで,重力探査の適用性を検討するため,庄内川右岸25k 付近の堤防において重力探査(精密重力探査)と表面波探 査を行った。

2. 調査の諸元

2.1 重力探査及び表面波探査の測線配置

重力探査及び表面波探査は、治水地形分類図を参考に堤防直下に旧河道が横断している箇所を抽出し、堤内地において両探査の測定作業に支障がない箇所を選定した。このような箇所として庄内川右岸25.0k~25.2kの区間を選定し、図1~図2に示す測線配置で両探査を行った。



図2 堤防横断方向おける重力探査及び表面波探査測線配置図

2.2 重力探査

重力探査は,堤防縦断方向の主測線2測線(A,B測線,各200m,測点間隔5m)と横断方向の副測線2測線(C,D 測線,各50m,測点間隔5m~10数m)として行った。副 測線は,堤防の地形起伏を利用して堤体の平均密度を推定 するために設定した。重力測定には,Scintrex 社製の重力 計CG-5型2台(シリアル番号:#918, #1052)を用いた。

図3 に重力計の測定原理を示し、表1 に使用した重力 計の仕様を示す。測定は、図4 の模式図に示すようなルー プ測定法によって行なった。この方法は、重力測定基点(現 場基点)を出発して、測定点1,2,3,・・・,i,i+1,・・・と重力測 定を行い、再び現場基点に戻って測定を行うものである。 また、重力測定と併せて測定点の位置(水平X,Y座標と標 高)を精度 20 mm 程度で把握するために、光波測距儀に よる測量(TS 測量)を行った。





2.3 表面波探查

表面波探査は,重力探査と同様,堤防縦断方向の2測線 (A,B測線,各200m)で受振点間隔を2mとして行った。 表面波探査の測定では,測線上に等間隔で受振器を多数 設置し,起振によって発生した波動を多チャンネルで受振 する。受振には4.5Hzの速度型ジオフォンを2m間隔で設 置し,1回の起振で24チャンネル同時測定を行った。図 5に表面波探査測定の概要を,図6に起振点-受振点配置 図を示す。



3. 調査結果

3.1 表面波探查

表面波探査の解析結果であるS波速度断面を図7に示す。 暖色系の色調が低速度,寒色系が高速度を示している。図 7に示すように、S波速度は、表層部の深度0~8m付近が 下流側よりも上流側で速い傾向が認められる。一方, Vs=240 m/s 程度以下の層の層厚に注目すると、測線の起 点側で深度5m,終点側で深度8~10m程度であり、上流 側ほど低速度の層厚が厚くなる傾向が見受けられる。

特に速度変化が顕著(コンター間隔が密)な Vs=190 m/s 程度以下の低速度部分は、A 測線では距離 70m より下流側 に、B 測線で距離 35m より下流側に確認される。



図7 表面波探查結果

3.2 重力探査のデータ処理及び結果概要

【重力データ処理】ブーゲー異常値を算出する際の地形 補正用地形データ(DEM)としては、国土地理院²⁾による 「(通称)5m-DEM」と今回実施した重力測定点の測量デ ータとをコンパイルして作成した5m-DEMを用いた。ま た、重力データ処理の際には、ブーゲー異常分布の広域的 傾向(トレンド)を評価することを主目的として、調査地 周辺数 km 以内の範囲の既往重力データ 132 点(産業技術 総合研究所³⁾, Nagoya University⁴⁾) も合わせて解析した。 フィルター処理法としては、上方接続による方法 ⁵⁾を採用 した。

【堤体の平均密度】地形質量の平均密度を推定する方法 は、Nettleton⁶, Fukao et al.⁷⁾, Komazawa⁵⁾などの方法が提案 されているが、これらはいずれも重力異常分布と地形起伏 との相関が最も小さくなる密度を最適の密度として推定 するものである。ここでは Nettleton⁶⁾の方法を適用した結 果,堤体の平均密度として1.8 g/cm³程度の値を得た(図8)。



図8 堤体平均密度の推定(C測線,密度 pの単位:g/cm³)

【ブーゲー異常分布】図9にA及びB測線のブーゲー 異常分布(上述の最適密度:1.8 g/cm³を使用)を示す。両 測線とも,図の左(下流側)から右(上流側)にかけて重 力値が次第に大きくなる傾向が認められ,測線下流側にお



図9 ブーゲー異常分布

いてその傾向(トレンド)からのシフト量が 0.01~ 0.03mGal 程度の低重力域が認められる。今回対象とする浅 部構造の検討は、深部構造を反映したこの傾向(トレンド) からのシフト(残差重力分布)について行うことになる。

4. 考察及びまとめ

4.1 治水地形分類上の特徴

図 10 に探査箇所周辺の微地形分類図を示す。探査区間の周辺は、標高+13m~14mを有する低平な地形面を有し、

微地形区分では、旧河道と自然堤防の発達箇所に2分される。探査区間については、距離程140m~150m付近から下流側がおおむね旧河道で、上流側は自然堤防に該当しているものと考えられる。



図10 探査箇所における微地形区分図

4.2 地質分布の特徴

図 11 に庄内川右岸 25.0k~25.2k 付近の地質縦断図を示 す。探査区間に既往ボーリングデータはないが,既往調査 によると,堤体は砂質土から構成され,堤体直下には沖積 層砂質土が分布している。なお,探査区間の堤体直下には 旧河道が横切るように発達しているため,基礎地盤表層の 地質は,図11 に示す分布と異なる可能性がある。



図 11 庄内川右岸 25.0k~25.2k 付近の地質縦断図

4.3 築堤履歴及び被災履歴

探査区間における堤防の初期築堤は、既往調査によると 昭和 38 年となっている。また、裏のり面から堤内地側に 向かって、図 12 に示すように盛土による嵩上げが近年行



図 12 右岸 25.0k 及び 25.2k 裏のり尻の腹付盛土の状況 われている。腹付け盛土の厚さは、上流ほど厚くなる傾向 を示す。なお、詳細な記録はないが、右岸 25.0k において 明治元年に越水破堤が記録されている。

4.4 重力探査結果に対する考察

深度 20m 程度よりも浅い構造に対応すると考えられる 残差重力分布コンター図を図 13 に, A 及び B 測線毎の残 差重力分布を図 14 に示す。



図 14 残差重力分布(+:重力測点,間隔:5m)

図 14 に見られる主な特徴は次のとおりである: B 測線 の距離程 10m~100m 区間に認められる低重力域は、上流 側に対し約 0.03mGal の落差を持っており、旧河道の位置

(図 10 参照) とよく対応している。一方, A 測線では, 距離程 0m 側では B 測線と同様の傾向が顕著であるが, 距 離程 100m 付近はむしろ高重力を呈している。これは, 4.3 節で述べた築堤履歴を反映した堤体内の不均質な密度構 造を反映している可能性がある。

4.5 重力及び表面波探査結果に対する考察とまとめ

前節で述べた重力探査結果(図 14)と表面波探査結果(図 15) との比較から次のことがいえる: B 測線の深度 6m 程度以浅において,距離程 130m 付近を境に上流側で高速度,下流側で低速度を示している結果は,重力探査の B 測線において,高速度が高重力,低速度が低重力という対応関係を示している。また,A 測線の深度 6m 程度以浅では,B 測線に比べて全体として低速度を呈する中で,距離程 60m ~80m 付近を境に上流側で相対的な高速度域(ほぼ一定速度),下流側で相対的な低速度域(速度勾配が大きい)という結果も重力探査のA 測線と調和的である。

図 15 に表面波探査結果に想定地層線及び旧河道境界を

書き加えた結果を示す(想定地層線は図 10 に示す地質縦 断図から引用)。地層境界が上流ほど下方に傾斜している 原因は,上流側が下流側に比較し,地盤標高が約4m高い ことによる。図15によると,Vs=190m/s程度以下の低速 度部分は,沖積層砂質±(As)の分布深度以浅で確認され, その範囲は,A及びB測線とも治水地形分類図に示される 旧河道の想定分布と調和的であるといえる。



なお,表面波探査の結果から得られた S 波速度と N 値 には V s =97.0N^{0.314} (Vs:S 波速度,N:N 値)⁸⁾の関係 があり,N値による土の硬軟の目安⁹⁾とあわせると,表 2 に示したようになる。

表 2 N 値とS 波速度, 土の硬軟の目安

N 値	S 波速度(m/s)	土の硬軟
4 以下	150	非常にゆるい
4~10	150~200	ゆるい
10 以上	200 以上	ふつう

図 15 及び表 2 により、Vs≦190m/s の範囲は、「ゆるい」 または「非常にゆるい」状態であり、地盤強度も周辺に比 較し低いものと推測される。

以上の結果から,重力探査の堤防周辺密度構造の検出可 能性と,表面波探査の相対的に危険な箇所を効果的かつ効 率的に抽出する技術としての有効性が確認された。

参考文献

- 野崎京三:マイクログラビティ探査の現状とその利用,応用 地質技術年報, No. 19, 1997
- 国土地理院:5mメッシュダウンロードサービス,基盤地図情報サイト,2016. (URL: http://www.gsi.go.jp/kiban/index.html)
- 3) 産業技術総合研究所:日本重力データベース DVD 版, 2013
- Nagoya University : List of Gravity Data Measured by Nagoya University, Bull. Nagoya Univ. Museum, Special Rep., No.9, 2001
- 5) Komazawa, M.(駒澤正夫):阿蘇火山の重力解析と解釈(英文), 測地学会誌,第41巻,第1号,1995
- Nettleton, L.: Determination of density for reduction of gravimeter observations, Geophysics 4, 176-183, 1939
- Fukao, Y., Yamamoto, A., Nozaki, K.: A method of density determination for gravity correction, J. Phys. Earth, Vol. 29, 1981
- 8) 今井常雄, 麓秀夫, 横田耕一郎:日本の地盤における弾性波 速度と力学的性質,第 5 回日本地震工学シンポジウムプロシ ーディングス, 1975
- K.Terzaghi & R.B.Peck: 土質力学(星野,加藤,三木,榎並共 訳),丸善,1967

電気抵抗法を用いた洗掘に伴う地盤内のゆるみ挙動の計測 Measurement of loosening behaviors in the ground due to scoring using electrical resistance method

高木健太郎¹,前田健一²,山口敦志¹,西村柾哉³

1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・社会工学専攻・28415051@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学・高度防災工学センター・社会工学科

3 名古屋工業大学・工学部・都市社会工学科

概 要

津波や洪水流のような速い流れによる洗掘現象について、近年の研究では高速流体が地盤表層に作用する と、地盤内部に過剰間隙水圧が発生し、液状化層ができることで洗掘を助長させる影響が指摘されている。 本研究では、液状化層に着目し、地盤内のゆるみに焦点を当てた実験を行い、電気抵抗法を用いてゆるみ の計測を試みた。その結果、目視で確認できる変状やその前に発生するゆるみ現象を電気抵抗の変化から 捉えられる可能性を示した。その結果を踏まえ、小型模型堤防を用いた越流実験を行った結果、天端下の でゆるみが生じ、進行している状態を計測できた。また、電気抵抗の変化を正規化することで、比較的拘 束圧の低い表層部分、特に法尻付近における流動や崩壊の現象に伴うゆるみを捉えることができた。一方、 基盤層の水圧分布に着目すると、堤体のゆるみ発生個所の付近で、水圧差が生じることで堤体へ影響を与 えている可能性を示した。

キーワード:洗掘,電気抵抗,ゆるみ,越流,過剰間隙水圧

1. はじめに

津波や洪水流のような速い流れによる洗掘現象は,構造 物の支持力低下や大規模な地形変化を引き起こし,周辺地 域へ甚大な被害をもたらす。2011 年 3 月に発生した東日 本大震災における防波堤被害では,防波堤を越流した津波 により防波堤背後地盤が洗掘され,防波堤の支持力が低下 し,甚大な被害が発生した。また,2015 年 9 月には関東・ 東北豪雨により鬼怒川堤防が決壊した。主な要因としては, 堤防を越水した洪水により川裏法尻から洗掘が進行する ことで堤体が削り取られたことが挙げられている。

洗掘現象に着目した研究は、地盤表面を移動する流体速 度と土粒子の重量、浮力等のつり合いから判定する掃流力 による検討が一般的である¹⁾²⁾。しかし、近年の研究では 高速流体が作用する地盤表層では浸透等の作用により過 剰間隙水圧が上昇し、液状化状態が洗掘を助長させること が明らかになっている³⁾。

また,越流に関する研究では,越流により法面に水が流 れる際に,法肩に負圧が,法尻に正圧が発生し,法肩では 吸い出しが起き,被害が発生するという報告⁴⁾⁵⁾もある。 しかし,過剰間隙水圧のみで洗掘時における地盤内部の挙 動を把握することは困難であり,別の指標による評価方法 も求められている。 そこで、本研究では従来は不飽和地盤の水分量測定で適 用される電気抵抗法を用いて、電気抵抗の変化から地盤内 部のゆるみを捉えることを試みた。ここでは、杉井®らの 水分計による先駆的な試みを参考にしている.実験では、 飽和堆積地盤に地盤底面からの浸透と振動の外力を作用 させることで洗掘現象を模擬し、外力作用時の地盤内部の ゆるみに着目した実験を行った。また、河川堤防や防潮堤 に見立てた小型の模型堤防に越流を作用させる洗掘実験 を行い、越流発生前後の堤体のゆるみ挙動についての検討 も行った。さらに、越流時の法面の圧力状態についての検 討も行った。なお、本稿では、ゆるみを拘束圧の減少、間 隙比の増大が起きた状態と定義する(図-1)。



図-1 本稿のゆるみの定義

2. 土槽底面からの浸透, 振動に伴う地盤内挙動

2.1 実験方法及び実験条件

図-2 (a)に実験概略図を示す。実験では,高さ 200mm,幅 200mm,奥行き 200mmの土槽の底部からの浸潤機能を 有した装置を用いた。また,試料には豊浦砂を用いて,相 対密度は 40%に設定した。土槽内部には,多点計測可能な 抵抗計に繋いだ電極を設置し,2端子法で電気抵抗の計測 を行った(図-2(b))。

実験は浸透実験(Case 1-1)と振動実験(Case 1-2)の2 種類を行った。Case 1-1では、飽和堆積砂に土槽底面から 注水を行い、洗掘時の地盤への浸透を模擬した。浸透は、 動水勾配 0.3を維持して注水を行った。Case 1-2では、飽 和堆積砂に振動を与え、洗掘時の地盤表層の液状化層を模 擬した。振動は、質量 1.0kg のコンクリートブロックを実 験装置台の鉛直上方向約 100mm から垂直落下させ、打撃 を加えることで与えた。



2.2 実験結果及び考察

2.2.1 土槽底面からの浸透に伴う地盤内挙動(Case1-1)

図-3 に Case 1-1 における電気抵抗の増分を示す。浸透開 始直後に全ての計測点において、電気抵抗が減少している ことがわかる。これは、土槽底面からの浸透流によって、 拘束圧が減少することで生じたゆるみを捉えていると思 われる。

浸透開始直後の全ての層において, 土槽正面右側に配置 された計測点(CH3, CH6, CH9)に着目すると, 電気抵 抗の減少量が大きいことがわかる。これは, 浸透が不均一 に地盤へ作用しており, 土槽正面右側で多くの水みちが発 達した結果, 拘束圧がより減少したことによるものだと考 えられる。

実験開始 6 分後には,下層に配置された全ての計測点 (CH7, CH8, CH9)において電気抵抗の増加がみられた。 水みちが発達する際,先端部に塊状のゆるみゾーンが発生

し、それが水みちへ成長することで水みち長が増加すると いうメカニズムが報告されている^{7,11)}。従って、電気抵抗 の上昇は、時間が十分経過し、下層には水みちの先端やゆ るみゾーンがなくなったためだと考えられる。



2.2.1 液状化に伴う地盤内挙動(Case1-2)

液状化現象は,振動を与えることにより,堆積地盤の間 隙水圧は上昇,拘束圧は減少することによって発生する。 この時,間隙水圧は下層ほど大きく上昇し,その結果上向 きの浸透流が発生すると考えられる。その後,土粒子が沈 降し,間隙が小さくなることで堆積地盤は沈下する。この メカニズムを踏まえ,Case 1-2 について考察する。

図-4 に Case 1-2 における電気抵抗の経時変化を示す。振動直後に全ての計測点で急激な反応がみられた。各層での反応をみると、振動直後に電気抵抗が急激に減少し、その後急激に増加していることがわかる。電気抵抗の減少は、振動中に起きているため、上向き浸透流の発生による拘束 圧の減少を捉えていると考えられる。また、電気抵抗の上 昇は、振動後に起きているため、拘束圧の上昇や間隙が小 さくなった状態を捉えていると考えられる。

上層に比べ,下層では急激な減少,増加の変化量が小さいことがわかる。これは下層ほど拘束圧が高く,液状化しにくいためだと考えられる。また,同じ層でも計測点によって電気抵抗の増加量が異なるが,この要因として,浸透

流による影響や振動を与えた位置からの距離の影響が考 えられる。

実験開始後0分,3分,6分で振動を与えるにつれて, 振動直後の電気抵抗値の減少量は,全ての層で小さいこと がわかる。液状化のメカニズムより,液状化が発生するこ と,液状化後の地盤は液状化前よりも締固まった状態とな る。その結果,再液状化の発生が抑制され。間隙水圧の上 昇量が小さくなることで,電気抵抗の減少量が小さくなっ たと考えられる。



図-4 電気抵抗の経時変化(Case 1-2)

3. 小型模型堤防を用いた越流洗掘実験(実験2)

3.1 実験方法及び実験条件

実験では、高さ1000mm、幅2000mm、奥行き500mmの 実験土槽を用いて行った。図-5に模型堤防の概略図を示す。 模型堤防は、試料に豊浦砂を用いて、基盤層は飽和、堤体 は含水比13%の不飽和で作製した。基盤層は高さ116mm、 幅1920mm、奥行き500mmで作製し、堤外側基盤層と実 験土槽壁面の間には水の供給パイプを設置した。堤体の大 きさは高さ 300mm, 幅 1430mm, 奥行き 500mm で法面勾 配は 1:2 である。





各計測器の埋設位置を図-6に示す。堤体内には電気抵抗 を計測する電極を11か所,土壌水分計を9か所,間隙水 圧計を12か所埋設した。電気抵抗と水分計では,堤体内 の浸潤課程及びゆるみ挙動を観察した。また,間隙水圧計 では基盤層の水圧分布と,越流により法面へ水が流れる際 の法面表層の圧力を観察した。



実験は水位上昇が遅いケース(Case 2-1)と速いケース (Case 2-2)の2種類を行った。河川の増水による河川堤 防の越流を模擬した Case 2-1の実験手順は次のとおりで ある。

- 模型地盤作製後,堤外側で水位を1cm維持し,30分 1) 程度待機する。
- 2) 間隙水圧計を0にリセットする。(実験中は水圧の増 分を計測する。)
- 3) 実験開始と同時に水位を5cm/minの速度で上昇させ, 基盤層からの水位 5cm で 30 分維持する。
- さらに水位を 5cm/min の速度で 5cm 上昇させ, 10 分 4) 維持する。(越流するまで繰り返す。)

また, 津波による防潮堤の越流を模擬した Case 2-2 の実 験手順は次のとおりである。

- 1) 模型地盤作製後,堤外側で水位を1cm維持し,30分 程度待機する。
- 2) 間隙水圧計を0にリセットする。(実験中は水圧の増 分を計測する。)
- 実験開始と同時に 4cm/min の速度で上昇させ、越流 3) させる。

実験結果及び考察 3.2

3.2.1 堤体の変状進行過程の比較

壁面から見た堤体の変状の時刻歴を図-7,図-8に示す。 なお, Case 2-2 では,水位上昇で用いる水に着色を施して いる。実験では、Case 2-1 は時間が経過するにつれて法尻 から崩れ,77分16秒で越流が発生した。越流では水が流 れた部分の砂が少しずつ流されていくことで洗掘が進行 していった。Case 2-2 でも時間が経過するにつれ、法尻が 崩れていき,7分30秒で越流が発生した。越流では Case 2-1 と同様に水が流れた部分の砂が少しずつ流されていく ことで洗掘が進行していった。

越流 30 秒前に着目すると、両ケースとも法尻が流動し て崩壊しており(図-6,図-7の青枠内), Case 2-1の方が広 い範囲で崩壊していることがわかる。この要因として,水 位維持の時間の影響が挙げられる。水位を一定時間維持す る Case 2-1 では堤内側まで浸潤するための十分な時間が あり,水位が上昇するたびに崩壊範囲が順々に拡大してい った。一方, Case 2-2 では水位上昇が速く, 堤内側まで浸 潤する前に 水位上昇していったため,水位に対して法尻 の崩壊範囲が狭かったと考えられる。

越流開始 10 秒後に着目をすると, Case 2-1 では越流に より洗掘された箇所はあるが,法尻の崩壊範囲は越流前と ほぼ変わっていない。一方, Case 2-2 では, 越流により洗 掘された箇所以外でも,法尻の崩壊範囲が大きく拡大して いる。これは速い水位上昇に浸潤が追い付いていなかった ため、遅れて堤内側まで浸潤したと考えられる。

越流時の法面の洗掘を観察すると、両ケースとも越流開 始直後に細い水みちが形成され,砂が少しずつ洗掘された。 その後,洗掘深が大きくなり,水みち周りの堤体が崩れて いくように壊れていった。これは、堤体の地盤材料による 影響が大きいと考えられる。堤体に用いた豊浦砂は透水係 数が中位であるため,堤体内に水が浸潤しやすくなってい る。また、粘着力が低いため、洗掘深が大きくなると堤体 が自立しにくくなり、崩壊に繋がったと考えられる。



76分46秒(越流30秒前)



77分26秒(越流10秒後)



80分00秒(実験終了)

図-7 堤体の変状過程(Case 2-1)



7分00秒(越流30秒前)



7分40秒(越流10秒後)



図-8 堤体の変状過程 (Case 2-2)

3.2.1 飽和度による堤体の浸潤課程の比較

図-9に飽和度の経時変化を示す。図-9(a)から Case 2-1 に ついてみると、堤体下層の水分計(M1,M3,M6,M8, M9)は実験開始時から高い飽和度を示しており、これは飽 和した基盤層から水を吸い上げたためだと考えられる。図 -9(b)から実験開始1分の水位上昇に着目すると、堤外側の 水位は 50mm であるが、50mm 以上の高さに位置してい る堤体内の水分計が反応を示している。従って、吸い上げ による浸潤が進行していると考えられる。また、高さ 200mm に位置する水分計(M2,M5,M7)に比べ、高さ 250mm に位置する水分計(M4) は飽和度の増加が小さい ため、水面に比べ高い位置ほど吸い上げの影響は小さいと 考えられる。



図-9 飽和度の経時変化

図-9(b)より堤体中間層(M2, M5, M7)の飽和度の増加 量に着目すると堤外側のM2が1番大きく, 天端下と堤内 側の M5, M7 は同等の傾向にあると読み取れる。これは, 堤外側は法面と吸い上げによる基盤層からの浸潤の影響 を受けているためだと考えられる。一方,天端下,堤内側 は吸い上げによる基盤層からの浸潤の影響のみを受けて いるためだと考えられる。また,堤内側に近い M9 に着目 すると,越流前の 75 分から 77 分にかけて急激に飽和度が 上昇していることがわかる。これは,図-7,図-8 のように 堤体が流動して崩壊しているためだと考えられる。

図-9 (c)から Case 2-2 についてみると,堤体上層に位置 する M4, M5, M7 は越流前まで飽和度が増加している。 これは,堤外側の水位上昇に伴う堤体内へ浸潤が進行して いるためだと考えられる。また, Case 2-1 と同様に M9 に 着目すると, Case 2-2 では越流前に大きな変化が起きてい ない。従って,浸潤による砂の流動化が Case 2-1 よりも遅 れていることが考えられる。

また,両ケースを比較すると Case 2-2 では実験開始直後 から M4 を除くほぼ全ての水分計で飽和度が 0.8 以上と高 い値を示していることがわかる。これは, Case 2-2 の堤体 の作製時に,堤体作製完了から計測開始までの水位維持の 過程で,基盤層から堤体内への浸潤に影響を与えた可能性 が考えられる。

3.2.2 電気抵抗による堤体のゆるみの比較

図-10 に各ケースにおける電気抵抗の増分を示す。図-10 (a)から Case 2-1 についてみると,全ての計測点で電気抵抗 が減少している。特に堤体中央部(R3, R4, R5, R6, R7, R8)では大きく減少している。ここで,図-10(b)から実験 開始直後の15分間に着目をすると,R7,R6,R5,R3,R8 の順で抵抗値が大きく減少している。以上より,堤体の天 端下付近から順に抵抗値が減少する結果を得た。

図-9(b)より,実験開始直後の15分間は飽和度をみると, R3, R5, R6, R8に相当する位置(M2, M4, M5, M7)に ついては飽和度が増加しているが, R7に相当する位置 (M6)については,飽和度に大きな変化がないことがわか る。つまり,少なくともR7においては浸潤による電気抵 抗の減少ではないことが予想される。従って,天端下の下 層(R7)から順にゆるみが発生,進行していくように堤体 が弱体化した可能性が考えられる。

図-10 (c)より Case 2-2 についてみると, Case 2-1 と同様 に全ての計測点で電気抵抗が減少している。その中でも, R1, R5, R8, R2 の順に電気抵抗の減少が始まることがわ かる。また,越流直前では R5, R8 の減少量が大きいこと が読み取れる。ここで,図-9 (c)から R5, R8 に相当する位 置の水分計 (M4, M8) についてみると,越流までの間に 飽和度の変化がみられる。従って,電気抵抗値の減少した 要因の 1 つとして浸潤の影響を受けている可能性が考え られる。以上より,堤体下層の堤外側 (R1, R2,)から順 に,ゆるみが発生したと考えられる。また,天端下 (R5, R8) では浸潤の影響もあるが,大きなゆるみが発生した可 能性も考えられる。



図-10 電気抵抗の経時変化

3.2.3 基盤層における水圧分布の比較

両ケースにおいて,堤体にゆるみが発生した要因として, 基盤層の水圧分布が関係していると考えられる。Case 2-1 のように遅い水位上昇と Case 2-2 のように速い水位上昇 で基盤層の水圧分布がどのように変化するか検討を行う。

図-11 に各ケースにおける基盤層の水圧分布の経時変化 を示す。まず、図-11 (a)より Case 2-1 では水位上昇に伴い 増加し、その後一定といった変化を繰り返している。また、 堤外側では水圧は高く、堤内側へ向かうほど水圧が低く分 布していることがわかる。しかし、P4 と P5 の間で水圧に 大きく差がみられる。

次に,図-11(b)より Case 2-2 では,水位を一定で上げ続けたため,水圧が一様に増加していることがわかる。Case 2-1 と同様に堤外側から堤内側へ向かうほど水圧は低く分布しており,水圧の最大値は Case 2-1 と同等であることがわかった。また,P4 と P5 の間で Case 2-1 と同等の水圧に大きな差がみられた。

P4とP5はちょうど天端下に位置する水圧計であり、こ こで圧力差が生じていることがわかった。このことから、 本来P4とP5の間で生じるはずであった水圧の一部が堤 体で発生したため、基盤層の水圧が低かったと考えること ができる。そして、堤体では水圧が増加したため、拘束圧 が低下し、ゆるみが生じたと考えられる。図-9では、両ケ ースとも天端下でゆるみを生じている可能性があるため、 基盤層の圧力差が堤体へ影響を与えていると考えられる。

また,堤外側の水圧計は,両ケースとも越流開始後30秒 ほど水圧が増加していることがわかる。越流の様子を観察 すると,越流開始してから天端が完全に崩れ,水位が低下 するまでに30秒ほど要していた。従って,天端までの水 位が保たれている間,基盤層や堤体への浸潤が進んだため, 水圧が増加したと考えられる。

堤内側の水圧計についてみると、両ケースとも堤外側の 水圧計がピークを迎えた 30 秒ほど後にピークを迎えてい るものが多い。この時の堤内側の様子は堤防が崩れ、堤外 側の多くの水が流れ込むため、速い流れが基盤層へ作用し ている。従って、近年の研究³⁾よりわかっているように、 堆積地盤に速い流れが作用することにより、過剰間隙水圧 が発生していると考えられる。この過剰間隙水圧により、 地盤表層が流動層のようになり、洗掘現象を助長する要因 となる。



図-11 基盤層の間隙水圧の経時変化

3.2.4 正規化した電気抵抗による堤体のゆるみの比較

電気抵抗は拘束圧の増減によっても変化することがわ かっている。実験開始時における堤体内に設置した電極に ついて考えると,堤体中央へいくほど拘束圧は高くなり, 逆に表層は拘束圧が低いため,電気抵抗の変化量は小さく なると考えられる。従って,各計測点の電気抵抗を最大値 で除して正規化した経時変化についても考える。

図-12 に正規化した電気抵抗の増減の経時変化を示す。 はじめに、図-12 (a)、図-12 (b)で法尻部分にあたる R11 に 着目すると、実験の早い時間帯で電気抵抗が大きく減少し ている。図-9 (a)では、飽和度はほぼ変化していないため、 法尻の流動、崩壊に伴うゆるみを捉えていると考えられる。 また、R9 や R10 について着目すると時間が経過するにつ れて減少していき、R9 は 60 分、R10 は 43 分で急激に減 少していることがわかる。実験では、法尻から法肩方向へ 順に流動、崩壊が起きたため、電気抵抗が流動や崩壊を捉 えることができているならば、おおよそ正しく推移してい ると思われる。 図-12(c)から R11 に着目すると,実験開始5分後から急激に電気抵抗が減少していることがわかる。堤体は実験開始6分後に法尻から崩壊したが,それ以前から生じていたゆるみを捉えることができていたと思われる。

3.2.5 法面における間隙圧の変化

図-13 に各ケースにおける法面の間隙圧の経時変化を示 す。両ケースとも、法肩に埋設された P'1 では水が流れる と間隙圧は増加し、水圧計が露出すると間隙圧は減少して いる。報告 ⁵⁷⁷から法肩では負圧が生じると想定していた が、異なる結果となった。その要因として、越流の流量や 今回堤体として用いた豊浦砂の高い透水性が影響してい ると考える。

法面に埋設された P'2 では,法肩に埋設された P'1 と同 じく越流が起きてすぐに水が流れたため,P'1 とほぼ同時 刻に間隙圧が増加した。しかし,その後は P'1 のように間 隙圧が減少していないことがわかる。これは,水圧計の露 出後に水流に水圧計が反応していたためだと考えられる。



(c) Case 2-2図-12 正規化した電気抵抗の経時変化



図-13 法面の間隙水圧の経時変化

法尻に埋設された P'3 は,両ケースとも越流が起きてか ら徐々に間隙圧が増加した。その後,1分以上経過してか ら間隙圧が減少していった。実験を観察すると,堤体は次 第に大きく崩壊していくため,運ばれてくる砂の量が多く なっていき,露出までに時間を要している。越流開始1分 後からは,堤体から運ばれてきた砂も流れていき,法尻付 近まで洗掘されていたことが確認できた。従って,P'1,P'2 と異なる間隙圧の推移となった要因として, 越流が起きて すぐに水が流れていたが, 同時に堤体で洗掘された砂も運 ばれてきたため, 水圧計が露出するまでに時間を要したこ とが考えられる。

4. 結言

本稿では、従来は不飽和地盤の水分量測定で適用される 電気抵抗法を用いて、電気抵抗の変化から地盤内部のゆる みの挙動の計測を試みた。その結果、飽和地盤に外力(浸 透、振動)を作用させる実験では以下の結論を得た。

- 目視で確認できる変状やその前に発生するゆるみ現 象を電気抵抗の変化から捉えられる可能性を示した。 小型模型堤防を用いた越流実験では、以下の結論を得た。
- 水位上昇速度が越流前の堤体の崩壊範囲に影響を与 えていることがわかった。また、水分計を用いた堤体 内の浸潤課程からみても、水位上昇速度による影響 を受けていることが伺えた。
- 2) 電気抵抗による堤体のゆるみ挙動の計測では、堤体 下層の堤内側から堤外側へ順にゆるみが発生、進行 していく挙動が読み取れた。また、電気抵抗を正規化 すると、堤体表層、特に堤内側での流動や崩壊などの 現象の進行を捉えることできた。このように、各計測 点におけるゆるみの大小を判断するには増減グラフ が適しており、ゆるみの進行、特に堤内側表層部分に ついて判断するには正規化した増減グラフが適して いると考えられる。
- 3) 基盤層の水圧分布では、天端下で圧力差が生じることで、堤体へ影響を及ぼす可能性を示した。この要因として、堤体や基盤層の地盤材料の透水性も関係があると考えられる。
- 4) 法面における間隙圧の変化についての検討を行った が,法肩における負圧は確認できなかった。その要因 として,越流の流量が少ないことや堤体の地盤材料 の透水性が高いことが影響していると考えられる。

以上を踏まえ、今後、越流の際に十分な流量の確保し、 また、越流の継続作用についても検討を行う必要があると 考える。さらに堤体や基盤層の地盤材料を変えて実験を行い、地盤材料による堤体のゆるみ、崩壊過程の影響についての検討も行う必要があると考える。計測方法については、 多点・高速化を行い、ゆるみトモグラフィの経時変化を行う予定である。

謝辞

本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金基礎研究 (B)23360203 の助成を受けたものである、ここに記して感 謝の意を表します。

参考文献

- 岩垣雄一:限界掃流力に関する基礎的研究(I)限界掃流力 の流体力学的研究,土木学会論文集,第41号,pp.1-21,1956.
- 2) 芦田和男,道上正規:移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する 基礎的研究,土木学会論文集,第206号,pp.59-69,1972.
- 今瀬達也,前田健一,伊藤嘉,三宅達夫,鶴ヶ崎和博,澤田 豊,角田紘子:間隙圧の変化に着目した開水路流れ及び越流 による洗掘メカニズムの実験的考察,土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.68, No.2, pp.I_836-840. 2012.
- 4) 文部科学省研究開発局国立大学法人東京大学地震研究所: 平成26年度「日本海地震・津波調査プロジェクト」成果報 告書, pp.34-37, 2015.
- 5) 加藤広之,林健太郎,中村隆,中山哲嚴,八木宏,森健二, 五十嵐雄介,鈴木彰:東北地方太平洋沖地震津波による漁港 海岸保全施設の被災要因の検討,土木学会論文集 B2(海岸 工学), Vol.68, No.2, pp.I_1386-I_1390, 2012.
- 杉井俊夫,余川弘至,山田公夫,浅野憲雄,高田拓哉,小嶋 拓也:堤体基礎の浸透破壊現象への限界流速の適用,第 50 回地盤工学研究発表会,pp.963-964,2015.
- 中島秀雄,長瀬迪夫,飯島豊:X線を用いた土の浸透破壊実 験とその考察,応用地質年報,No.9, pp.21-41, 1987.
- 8) 小林剛,前田健一,齊藤啓,伊藤嘉,阿部知之:河川堤防 材料の浸潤挙動に及ぼす降雨強度及び浸潤速度の影響とモ ニタリング手法の比較,河川技術論文集, Vol.19, pp.69-74, 2013.
- 檀上徹,高倉伸一,有光悠紀,藤本将光,石澤友浩,深川良 一:重要文化財後背斜面における比抵抗法電気探査を用い た地下水帯の把握,歴史都市防災論文集,Vol.9, pp.9-16, 2015.
- 10) 島裕雅, 梶間和彦, 神谷英樹:建設・防災・環境のための新 しい電気探査法 比抵抗映像法, 古今書院, 1995, 206pp.

3次元液状化解析による鋼矢板を用いた堤防補強工法の評価

3-D FEM study on reinforcement effect of sheet-pile wall installed in coastal dyke as countermeasure against liquefaction

高浜宏輔¹,八嶋厚²,沢田和秀³,小川達也⁴,藤原覚太⁵

- 1 岐阜大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻 v3121021@edu.gifu-u.ac.jp
- 2 岐阜大学・工学部社会基盤工学科
- 3 岐阜大学・工学部附属インフラマネジメント技術研究センター
- 4 八千代エンジニアリング株式会社
- 5 新日鐵住金株式会社・鋼構造研究部

概 要

地震や津波に対する減災措置として、地盤が液状化しても堤防高さを保ち津波が到来しても全壊に至らない「粘り強い堤防」が必要とされている。著者らは、海岸堤防の補強工法として、既設堤防の両法肩から 鋼矢板(以下、矢板)を鉛直に挿入しさらに矢板と直角方向に矢板(以下、隔壁)を等間隔で設置する工 法を提案しており、地震時における堤防の変形や損傷が大きく抑制されることを2次元液状化解析により 確認した。しかしながら既往の研究では、堤防延長方向の変形状態は同一であると仮定した2次元平面ひ ずみ解析により検証しており、矢板と隔壁による立体的(3次元的な)な補強構造の挙動が液状化時の堤 防におよぼす影響について評価していない。そこで本研究では、堤防延長方向の挙動を考慮するため、隔 壁間の間隔に着目した3次元液状化解析を実施した。その結果、隔壁間の間隔の違いによって堤防延長方 向の挙動が大きく異なり、従来の2次元液状化解析結果との差異が生じることがわかった。

キーワード:海岸堤防,3次元液状化解析,鋼矢板,隔壁

1. 背景と目的

2011 年の東日本大震災では、東北・関東地方を主に多数の海岸・河川堤防が被害を受けた。今後発生が予測される南海トラフ地震など巨大地震への備えとして、海岸堤防および河口近くの河川堤防には地震による被害を軽微に留め、その後到来する津波に対して倒壊しない「ねばり強い」機能が求められている。

著者らは、図1に示すような「隔壁を併用した2重矢板 構造」(以下、隔壁併用構造)により堤防を補強する工法 を提案した^{1),2)}。ここで隔壁とは堤防延長方向と直角方向 に設ける鋼矢板壁を示す。重力場における振動台模型実験 により、本構造は東日本大震災クラスの巨大地震に対して も堤防の沈下を大幅に抑制することを確認した²⁾。そこ で得られた結論をまとめると以下の通りである。

・地盤内の過剰間隙水圧が高まった状態で継続して加振を 受けることで、堤体が大きく沈下するなど甚大な損傷が見 られた。

・堤体内に矢板を配置する補強策を講じることで,締切り 内地盤の沈下が抑制されるとともに矢板自体の沈下はほ とんど見られず,矢板が初期の堤体高さを維持する結果で あった。

・地盤内の過剰間隙水圧が高まった状態で再度加振を受け

ても, 矢板で補強された堤体は矢板自体が締切り内地盤の 水平方向への流動に対して抵抗力を発揮することで, 堤体 の沈下が抑制されるなど被災程度が低減される結果であ った。

・2 重鋼矢板壁に対して隔壁を設置することで、矢板の曲 げ変形が抑制され、堤体の沈下抑制効果がさらに向上され ることが確認された。

・隔壁長さを堤体天端から堤体下端まで設置した場合についても,隔壁を矢板全長に渡り配置した場合と同等程度の 堤体沈下を抑制する効果が確認された。

・ 隔壁を配置することで矢板に生じる変形が低減されることから,適用する矢板断面を小さくできれば建設コスト縮減に繋がる可能性が考えられる。

以上の結論より、今後発生が予測されるレベル2クラス の巨大地震への備えとして、堤体の変状を精度よく予測で きる手法を準備し、対策工の健全性照査に取り組むことが 求められる。これを受け著者らは、巨大地震にも対応可能 な変形予測手法の提案を目的に、振動台模型実験の計測デ ータを基に模型実験の再現解析^{3),4)}(LIQCA2D12⁵⁾を利用) を行った。これにより、隔壁併用構造の有する高い変形抑 制効果を数値解析上でも一定の精度で評価できることを 確認した。

しかしながら,再現解析^{3),4)}に用いた2次元平面ひずみ

解析による検討では, 隔壁を堤防延長方向で平均化した平 面モデルとして仮定しており、3次元的(立体的)な挙動 までは追跡できていない。そこで、本研究では隔壁併用構 造の3次元的(立体的)な挙動特性を把握すべく,3次元 液状化解析ツール(LIQCA3D15⁶)を用いて,3次元解析メ ッシュモデルを作成し,液状化解析を実施した。本論文で は、特に2次元平面ひずみ解析との違いに留意しながら考 察していく。



図1 隔壁併用構造

2. 3次元液状化解析の概要

2.1 解析条件

本解析では模型実験^{1),2)}にならって実構造物の1/25スケ ールを想定し、図2に示す外形を有した3次元解析モデル を作成し、図のように XYZ 軸を設定した。このモデルは 節点数 7,290, 要素数 5,730 であり, 寸法は横幅 2,800mm, 盛土高さ 300mm, 液状化層厚 320mm, 非液状化層厚 200mm の計 820mm の縦方向深さ,奥行方向に 340mm である。図 2には、解析出力で対象とする点および断面を併記した。

境界条件は水平方向の側面をx方向固定(y.z方向は自由)

とし,底面を全方向固定,また対称性を考慮し奥行方向の 側面を y 方向固定(x,z 方向自由)とした。

解析は初期応力解析,動的解析の順に実施する。初期応 力解析では,堤防盛土および液状化層,非液状化層に弾完 全塑性モデルを用いた。動的解析では、堤防盛土、液状化 層および非液状化層に砂の繰返し弾塑性モデルを用いた。 動的解析に用いた地盤物性パラメータを表1に、鋼矢板の 物性パラメータを表2に示す。変形挙動を明確にするため, 矢板の剛性を小さな値に設定した。



図2 解析モデル外形





表1 液状化層の物性ハフメータ						
諸元		液状化層	盛土層	締固め層		
間隙比	e_0	0.821	0.878	0.682		
圧縮係数	λ	0.018	0.02	0.025		
膨張係数	κ	0.0055	0.0055	0.0025		
無次元化初期せん断係数	—	1000	900	9008.52		
透水係数/水の体積弾性係数	$k/\gamma_{\rm w}$	2.17E-6	0	6.73E-7		
(m/kN • s)						
変相応力比	$M_{ m m}$	0.909	0.909	0.910		
破壊応力比	$M_{ m f}$	1.122	1.15	1.221		
硬化関数中のパラメータ	B_0	7000	5000	2000		
硬化関数中のパラメータ	B_1	50	50	20		
硬化関数中のパラメータ	$C_{ m f}$	0	0	0		
異方性消失のパラメータ	$C_{ m d}$	2000	2000	2000		
ダイレイタンシー係数	D_0	5.0	0.5	1.8		
ダイレイタンシー係数	n	3.0	4.0	9.0		
塑性規準ひずみ	γ _P	0.01	0.01	0.015		
弾性規準ひずみ	$\gamma_{\rm E}$	0.02	0.05	0.10		

表2 鋼矢板の物性パラメータ

諸元	鋼矢板	
ヤング係数	$E (kN/m^2)$	3.0E+7
ポアソン比	ν	0.3
厚さ	<i>T</i> (m)	0.003
単位体積重量	$\gamma'(kN/m^3)$	60.76

2.2 解析ケース

解析対象ケースは以下の4ケースとする。対応する平面 および断面図をそれぞれ図3および図4に示す。

Case1: 無対策構造

Case2:2 重矢板構造(タイロッドなし)

Case3:2 重矢板構造(タイロッドあり)

Case4: 隔壁併用構造

Case2は Case1 のモデルに矢板要素を両法肩部から鉛直 方向に配置したモデルである。鋼矢板は曲げ部材であるこ とから、本来シェル要素等でモデル化すべきである。本研 究においては、2次元平面ひずみ解析と3次元解析の違い にのみ注目していることから、鋼矢板についても薄い弾性 ソリッド要素としてモデル化している。矢板と地盤の境界 面には、厚さの極薄いソリッド要素を設け、矢板と地盤の 間のすべりを考慮できるようにした。極薄いソリッド要素 の地盤物性は、周囲の地盤と同じものを用いた。モデル化 の模式図を図5に示す。

Case3 は Case2 のモデルに堤体天端から1 ソリッド要素 分下(30mm)の位置でタイロッドにより両鋼矢板を結合し た構造を想定し,当該位置の両矢板との節点に x 方向の等 変位境界を設けた。

Case4 は Case2 のモデルを基に作成した。ここでは鋼矢 板が外側にはらむ挙動を抑止するという隔壁の機能のみ に着目し,奥行き方向 0mm および 340mm の位置の、矢板 間の隔壁位置に相当する各節点に x 方向の等変位境界を 設定した。





Case2:2重矢板構造(タイロッドなし)



Cace3:2 重矢板構造(タイロッドあり)



Case4:隔壁併用構造 図4 解析モデル断面図



図7 初期応力解析による鉛直応力コンター

2.3 加振波形

対象とする地震動には、図 6 に示す東北地方太平洋沖 地震における K-NET 釜石で観測された、地表面の加速度 記録の EW 成分を選定した。解析では、本波形を相似則 に基づき時間スケールを調節したものを用いた。本研究で は3次元的な挙動を検証することが目的であるため実地 震動の継続時間は無視し、0 秒から 20 秒までの地震動を 解析対象とした。

3. 初期応力解析

解析の手順として,まず初期応力解析を実施したのち, 動的解析をした。図7は3次元解析の初期応力解析により 得られた鉛直応力のコンター図を示す。全ケースについて, 同じ初期応力状態の値を初期状態としてインプットし,動 的解析を実施した。

4. 動的解析

図8はCase1からCase4における加振後(t=20sec.)の堤防 の変形図を示す。すべてのケースで堤防法尻から外側の地 盤では波打った変形が見受けられる。3次元解析の性格上, 本研究においてはメッシュ数をあまり多く設定していな いため,堤防盛土から離れた位置では解析精度が低下して いる。本研究では堤防盛土および鋼矢板周辺の3次元効果 のみを検討しており、そこから離れた周辺地盤の変形モー ドについては留意していない。

Casel では堤体の側方への流動に伴って、堤体が沈下し ていく様子が確認できる。Case2 では矢板自体は高さを維 持していることが確認できる。ただし, 鋼矢板上部にタイ ロッドが敷設されていないため、矢板上部が開き、堤体が 沈下していく様子がわかる。一方, Case3 ではタイロッド 接続部に想定する位置の x 方向の等変位境界を設けたた め、Case2に比べて矢板上部の水平変位を抑制されており, その拘束効果により、矢板の深度方向において、たわむよ うな変形が確認できる。Case4 では矢板間の地盤の沈下が 大きく抑えられており,沈下抑制効果が発揮されているこ とがわかる。

鋼矢板の挙動についてより詳細に検討するため、図9に 前面から奥行方向に 136mm 離れた鉛直断面における矢板 の水平変位をプロットした。Case2 ではタイロッドが敷設 されていないため、矢板上部に大きな開きが見られる。一 方, case3 では、矢板の上部にタイロッドが敷設されてお り,その深度において矢板の相対変位がゼロとなっている。 Case3 では、上部が連結されていることと下部が支持層に 届いていることにより,堤防外側に向けたわむように変形 していることがわかる。case4 は、前面と最後面に隔壁を 有している。しかしながら、その中間的位置における矢板 は、隔壁からの拘束効果が薄まり、図に見られるように若 干の外側に向かうたわみが観察される。

図10は加振時の時刻歴で表された奥行方向136mmの位 置における堤体天端中心(図2の鉛直変位参照)の沈下量を 示す。Case1からCase4の順で沈下量が小さくなっている ことがわかる。先の鋼矢板に関する検討で Case2 から Case4 の順で鋼矢板の変形は小さくなっており、沈下量と 鋼矢板の変形量の傾向が一致する。以上のことから, 鋼矢 板の変形を抑制することが堤防の沈下抑制に大きく影響 すると考えられる。

図 11 に加振後(t=20sec.)における,矢板最上部の水平変 位(図2の矢板抽出平面参照)の堤防延長方向にみた分布を 示す。Case2,3は、堤防延長方向に隔壁などの異物が混在 していないため,堤防延長方向に均一な水平変位分布を示 している。また、タイロッドが敷設されていない case2 で は、矢板の開きが大きくなっていることがわかる。一方, Case 4 は隔壁間の中間位置に向かって天端が徐々に開い ていく変形をしていることがわかる。隔壁が結合されてい る箇所を支点とし、堤防奥行き方向に向かって曲げ変形す る挙動が確認できる。



図9 矢板水平変位(断面視)

case4

500

700

800

竖土天 600



図10 堤体の鉛直変位時刻歴



図 11 矢板水平変位(平面図)

表3 隔壁の間隔(mm)

case	4-1	4-2	4-3	4-4	4-5	4-6
間隔	100	160	226	340	452	680





図12 隔壁の間隔と矢板の水平方向の変形量

5. 隔壁の間隔に関するパラメトリックスタディ

前章の結果から,隔壁間において3次元的な変形が認められた。そこでCase4のモデルの奥行き方向距離を変化させ,隔壁の間隔を変更した解析モデルを構築した。検討対象とした隔壁の間隔を表3に示すCase4-1からCase4-6の6パターンにおいて検討した。

図 12 に加振後(t=20sec.)における,隔壁の間隔および矢板 の最大水平変位量(図2矢板抽出平面および図12の概念図 を参照)との関係を示す。隔壁の間隔が小さい場合は,2 重鋼矢板に生じる水平方向の変形は小さいが,間隔が大き くなるにつれ水平方向の変形量が増加する結果となった。

6. まとめ

本研究の3次元解析によって、立体的補強された堤体の 挙動について検証することが可能となった。隔壁の間隔が 170mm 程度(実構造 8.5m)であれば、堤防の変形・沈下が 効果的に抑制されることを確認した。

さらに隔壁の間隔に着目しパラメトリックスタディを 実施したことで、隔壁の間隔が大きくなると、堤防奥行き 方向にみた鋼矢板の曲げ変形が発生することを確認した。 このことが堤防の沈下抑制効果に与える影響については 今後の課題としたい。また、今回の3次元解析により得ら れた結果と2次元の解析結果との比較し、2次元解析で評 価可能な隔壁間隔の範囲について検討を進める。

なお,実際の構造では,隔壁間隔が広くなる場合におい ても,一定間隔でタイロッドが敷設される。本研究では, 隔壁とタイロッドの個別効果に注目して検討したため,隔 壁およびタイロッドを併用した沈下抑制効果については 検討していない,別途,併用効果については解析を実施し ているので,別の機会に発表したいと考えている。

3次元解析においては解析時間短縮のために,矢板をモ デル化したソリッド要素を大きめに設定している。今後は, 曲げ部材特有の構造効果をより詳細に検討するために,シ ェル要素および 3 次元ジョイント要素を用いた解析を実 施する予定である。

参考文献

- 乙志和孝ほか:鋼矢板を用いた盛土構造物の減災技術に関する 実験的研究,土木学会四国支部,21世紀の南海地震と防災,第7 巻,2013
- 藤原覚太ほか:巨大地震下における海岸堤防の鋼矢板補強策に 関する実験的研究,地盤工学会特別シンポジウム-東日本大震災 を乗り越えて-,2014
- K. Fujiwara et.al. : Study on levee reinforcement using double sheet-piles with partition walls, Mini-Symposium-Chubu, 2016 (Submitted)
- K. Fujiwara et.al. : Study on coastal levee reinforcement using double sheet-piles with partition walls, ISOPE2016, 2016 (Submitted)
- 5) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ: LIQCA2D12・LIQCA3D11 (2012年 追加資料), 2012.

公益社团法人 地盤工学会中部支部

〒460-0008 名古屋市中区栄二丁目9番地26号 ポーラ名古屋ビル8階 TEL 052-222-3747・FAX 052-222-3773