第3セッション (15:50~17:20)

司 会 小島 悠揮(岐阜大学)

砂質土の浸透条件下における一面せん断試験 Direct shear test of a sandy soil under seepage condition

御手洗翔太¹, 小高猛司², 李 圭太³, 久保裕一⁴

- 1 名城大学・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 中部土質試験協同組合

概 要

出水時に堤体法尻や基礎地盤からの漏水が濁る現象は、堤防とって極めて重要な危険信号である。すなわ ち、堤内地側への浸透水が濁っている場合には、土骨格から細粒分が流出していることに伴い、堤体変状 の危険性が高まっていると考えられている。しかし、細粒分の流失が堤防劣化・変状を引き起こすのか、 堤防変状発生の一側面として細粒分が流失しているのか、あるいは相互に影響しながら劣化・破壊が進行 していくのか、不明確な点が多い。本研究では、細粒分流出は、発生し始めたせん断変形に起因する、あ るいは促進される現象と考える。そこで、砂質土からの細粒分流出に着目し、浸透流場でのせん断過程を 土粒子レベルで観察できる一面せん断試験装置を新たに開発し、浸透条件下におけるせん断変形と細粒分 の移動、流出との因果関係について検証した。具体的には、細粒分の移動、流出が発生すると考えられる 粒度調整した混合砂を用いて一面せん断試験を実施し、浸透及びせん断変形に伴う砂粒子の観察を実施し た。その結果、せん断変形に伴う構造変化によって、浸透とともに細粒分が移動することが示された。

キーワード:河川堤防,内部侵食,一面せん断試験,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。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,堤内側に 浸出してくる河川水が濁っている場合には土粒子が流出 し,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 えられることが多い。

堤体と基礎地盤,あるいは基礎地盤が複層であればそ れら基礎地盤間の透水性に大きなギャップがある場合に は境界面で水みちが形成され,その水みちを流れる高流 速の非ダルシー流れによって比較的大きな動水勾配が作 用した場合,土粒子が流れ出る場合がある。一方,明確 な水みちの存在がない段階においても,細粒分の流出が 議論される場合も多く,その場合には,流路となる土の 間隙の大きさや土粒子自身の粒径,そして流速などの流 出条件が議論となり先行研究もなされている¹。しかし, 細粒分の流出は,発生し始めたせん断変形に起因する, あるいは促進される現象とも考えられる。

本研究では、浸透条件下におけるせん断変形に伴う細

粒分の移動,流出との因果関係について検証した結果を 示す。具体的には,細粒分の移動,流出が促進されやす いよう粒度調整した混合砂を用い,新たに開発した浸透 流場でのせん断過程を土粒子レベルで観察できる一面せ ん断試験装置を使用し,せん断変形に伴う細粒分の移動, 流出について検討する。

2. 試験条件

本研究では細粒分の移動,流出の様子を観察すること を目的としており,粗粒分と細粒分の含有量にギャップ があり,粗い粒子間を細粒分が比較的移動しやすい条件 で試験を行う必要があると考える。言い換えると,水の 浸透とともにフィルターの役割を果たす粒子の間を,よ り小さな粒子が流れ,内部浸食が発生しやすいと考えら れる試料で検討を行う。そこで,Kenneyら²⁾の粒状フィ ルターの内部安定性の指標を用いることにした。これは, 図1に示すような試料が内部浸食を起こさないためには 任意の粒径 D に対して 4D の粒子含有量がそれ以上含ま れていることが必要であるという指標で,H/F≥1で安定, H/F<1で不安定とする。指標に基づき内部浸食が起こり やすいと考えられる試料で試験を実施する。 本論文の試験試料には、三河珪砂4号とシルト分が卓 越した野間精配砂を使用し、これらを1:2の割合で配合 した。これは、粗粒分と細粒分の含有量のギャップを均 等係数で判断し、その値が大きくなり、細粒分がある程 度含まれるように配合した。配合した試料は均等係数 U_c =75%、細粒分含有量 F_c =20%であった。配合した試料 を混合試料とし、図2にその粒度分布を示す。この試料 について Kenneyの指標に基づいて連続的に検討を行う と、0.03~0.035mm以下の粒子は不安定で移動するとい う判定になり、内部浸食を起こす可能性があるとされる。 しかし、粒径のみによる判定のため、せん断変形が加わ った際の構造変化や水みちが形成された場合に同じく不 安定とされる粒子の移動が確認できるかどうか検討を行 う。



3. 試験装置概要

新たに開発した一面せん断試験装置のせん断箱を分解 した状況を図3に示す。せん断箱下部は二層構造となっ ており,組付けた際,供試体底面にポーラスメタルを取 り付けているため供試体飽和時に下方から注水すること ができる。せん断箱上下部にそれぞれ注水口および注水 経路となる溝が作られており,せん断中は供試体内を左 右に水を浸透させることができる。

せん断箱上下を組み,荷重計測用ロードセルの上に設 置した様子を図4に示す。この図では,組み立てたせん 断箱内に供試体を作製し,その上に蓋の役割をする加圧 板を乗せたものになる。供試体上面に接する加圧板にも ポーラスメタルが組み付けられており脱気および飽和時 の排水ができるようになっている。せん断箱上下のホー スから脱気および飽和時の注水を行い,左右のホースを 通してせん断時に水を浸透させる。各チューブのバルブ の開閉により飽和時やせん断時の水の浸透方向を選択で きるようにしている。

ー面せん断試験装置の模式図を図5に示す。図に示す ように上部せん断箱の注水経路から、下部せん断箱の排 水経路まで、供試体の左から右へ浸透水を流すことが可 能である。試験中に供試体への浸透水が外部に漏出しな いように、鏡面仕上げの上下せん断箱の接触面をシリコ ングリースでシールする。その上で、上部せん断箱を固 定する高剛性ボルトに設置したばねで、力を調整しなが ら上下せん断箱を漏水しない程度に圧着する。また、試 験中に供試体中の細粒分の移動を観察するため、せん断 箱の前側面には透明なアクリル板を設けている。



図3 せん断箱を分解した状況



図4 せん断箱を設置した状況



4. 試験方法

供試体作製においては、乾燥試料を先述のように所定 の割合で十分に混合した後に、含水比10%となるように 蒸留水を加水し,均一になるように十分に攪拌混合した。 この混合試料を間隙比 1.0 となるように締め固めて,高 さ 20mm, 一辺 50mm の直方体の供試体を作製した。図 5 に示す供試体上面の注水経路を用いて-40kPa まで段階 的に供試体の脱気を行う。このとき上下せん断箱の接触 面をシリコングリースでシールしており、上部せん断箱 を固定する高剛性ボルトに設置したばねで、漏水しない 程度に圧着する程度であるため、あまりに大きな負圧を 作用させると、十分なシールができずに脱気後の注水時 に漏水を起こす可能性がある。そのため、止水上問題の ない程度の負圧を作用させている。同じく図5に示す供 試体上下面の注水経路を用いて飽和後,鉛直応力 20kPa となるまで圧密載荷を行った。圧密終了後,図6に示す 試験手順で撮影およびせん断を行った。まず、初期水頭 差 5cm の注水槽から 1kPa/min ずつ 2kPa まで水圧を上昇 させ5分間保つ。その後浸透を継続させながら一面せん 断を実施した。せん断速度 0.5mm/min で変位が 6mm に 達するまでせん断を実施し、圧密終了後の水の浸透から せん断終了までの供試体内の細粒分の移動を,図7に示 すようにアクリル板を介してマイクロスコープで観察し た。図中央のようにせん断中に供試体表面の粒子を観察 するが鮮明に撮影ができるようライトを照射しながら撮 影を行っている。





図7 試験中の様子

5. 試験結果

図8にアクリル板を介して撮影した試験中の試料の様 子を示す。粒子の様子を正確に観察できるようせん断面 上部だけに焦点を合わせ拡大して撮影を行った。せん断 面の真上を撮影しており,写真底面がせん断面とほぼ-致する。浸透開始からせん断開始までの7分間は細粒分 の移動は確認できなかったが、アクリル板表面に付着し ている気泡が微量ではあるが消失していることが確認で きた。一方、せん断開始後には、以下のように細粒分の 移動が確認できた。

浸透開始 500 秒後(せん断 80 秒後, せん断変位 0.7mm) では、約0.1mm 程度の粒子(図上部,中央付近の色付き の点)も移動することが確認できた。しかし、移動し始 めてすぐ別の粒子に接触し動きが止まったため、目詰ま りを起こしたと考えられる。その後半分ほどの大きさの 粒子(図右、中央付近の色付きの点)がその横を通過し ていくところも確認できた。

浸透開始780秒後(せん断360秒後,せん断変位3.0mm) では、気泡の消失と細粒分の移動が共に確認できた。気 泡の消失は二つ確認でき、図に示した。まず、上の気泡 が消失した瞬間,約 0.03mm 程度の複数の粒子が同じ経 路を通過し目詰まりを起こして止まった。その直後、下 の気泡が消失し、移動中だった粒子は直前に目詰まりを 起こした経路を移動せず、気泡の消失によって形成され た経路を移動した。

浸透開始 1020 秒後(せん断 600 秒後, せん断変位 5.0mm) では、せん断中最も細粒分の移動が確認できた。 図中央のような経路を 0.05mm 未満と思われる大きさの 粒子が移動した。同時にその直下に存在する複数の経路 にそれぞれ細粒分が移動していくところが確認できた。

浸透開始 1080 秒後(せん断 660 秒後, せん断変位 5.5mm)では、一つ前の浸透開始 1020 秒後で活発に粒子 の移動が確認できた場所を色付けしてある。この色付け 部分では先ほどと異なり浸透による細粒分の移動が全く 確認できなかった。せん断に伴う粒子の巻き込みにより 細粒分が移動することができる経路が閉ざされた可能性 がある。その代わり,図の右下のように別の場所で細粒 分の移動が確認できた。この粒子の移動が止まった直後 に図の右上の粒子の動きも停止した。その後せん断終了 時まで、大きく粒子が移動する様子は見られなかった。

6. おわりに

本研究では、細粒分の移動、流出が促進されやすいよ う粒度調整した混合砂を用い、浸透流場でのせん断過程 を土粒子レベルで観察できる一面せん断試験装置を使用 し、せん断変形に伴う細粒分の移動を観察した。

浸透条件下におけるせん断時の供試体の観察からせん 断変形に伴う場合に細粒分が大きく移動することが確認 できた。その反面、移動をしない粒子や移動をしても目



浸透開始

780 秒後(せん断 360 秒後)

気泡の消失

420 秒後(せん断開始)

1020 秒後(せん断 600 秒後)

図8 試験中の試料の様子



1080 秒後(せん断 660 秒後)

詰まりする粒子も存在する。移動する粒子の中で最大で 約0.1mm と Kenney の安定指標で内部浸食を起こす可能 性があると判定された粒子よりも大きな粒子も移動する ことが確認できた。しかし、細かい粒子とは異なり、移 動直後に他の粒子に接触して動きを止め、その後は大き な移動はしなかった。

粒子の動き方の特徴として,一箇所に限らず複数の箇 所で移動する様子が見られたが,各流路に対して同じ道 を連続的に粒子が流れていくことが確認できた。また, 複数の粒子が流れ,その流路で目詰まりを起こすと後続 の粒子の動きが途中で止まる様子が見られた。その場合, 流れが止まった流路が枝分かれを起こし,別の水みちを 形成するような現象も見られた。このことから浸透水と 共に粒子が流れやすい方向を選択的に流れながら移動す ると考えられる。せん断終了直前には,観察視野内にお いては粒子の動きが全体的に確認できなくなったことか ら,その範囲では粒子の目詰まりによって複数存在して いた流路が閉ざされたと考えられる。

本実験では実現象と比べて大きな水頭差を作用させて いることや、一面せん断試験ではせん断に伴い供試体の 流路長が短くなり動水勾配が増大することにも注意し、 せん断に伴う浸透量についても検討する必要がある。ま た、巨視的に平均的な動水勾配が小さい場合であっても、 土粒子間を流れる微視的な間隙流は高速である場合も考 えられ、微視的な流速の計測も含めて、より詳細な観察 を行う必要がある。せん断に伴い細粒分の移動が促進さ れたことから、せん断変形による土骨格の変化により細 粒分の流路が形成された可能性がある。さらには、せん 断変形により刻々と供試体内の状況が変化していくため、 粒状フィルターの内部安定指標の判定とは異なる結果で あったと考えられる。今後は浸透現象を力学特性と合わ せて検証していく予定である。

なお、堤防土を模擬した砂質試料を用いて、各種の動 水勾配における細粒分の移動状況を観察する試験も別途 実施している。せん断試験時に供試体を流れる浸出水か らフィルターで細粒分を補足する試みを実施しているが、 せん断前の浸出水とせん断時の浸出水では、細粒分の流 失量が明らかに異なることも確認している。シンポジウ ム当日には、その結果についても説明する予定である。

謝 辞

本研究は JSPS 科研費 16H04412 (基盤研究 B, 代表者: 小高猛司)の助成を受けて実施したものである。また, 試験装置の開発には, クラフターサッポロの増井明典氏 にご協力いただいている。記して謝意を表する。

参考文献

- 杉井俊夫,余川弘至,小竹亮太,安達良: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,第28 回中部地盤工学シンポジウム,2016
- Kenney T.C. and Lau D. : Internal stability of granular filters. Canadian Geotech. J.,1985,22,215-225.
- 3) 小高猛司,御手洗翔太,李圭太,久保裕一:砂質土の浸透 及びせん断過程における細粒分の移動・流出の観察,第53 回地盤工学研究発表会,2018.

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 した不撹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 所で採取した不撹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

0.405	地盤材料		透水係数(m/s)		堤体	透水係数比		パターン	終了時		
CASE	Ι	Π	Ш	Ι	Π	Ш	間隙比	I / II	Ш/Ш	前→後	崩壊度
1			6号砂			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		6カラー砂	678混合砂		4.9×10^{-4}	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			6号砂			6.3×10^{-4}	1.06	67	6.3×10^{-2}	2→3	天端
8	고모파		678混合砂	0.7×10^{-3}		1.0×10^{-4}	1.06	67	4.0×10^{-1}	1→2	越流
9	3万199	8号砂	8号砂	2.7 × 10	4.0×10^{-5}	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			6号砂			6.3×10^{-4}	1.06	1	4	2→3	越流※
15		3号砂	678混合砂		2.7×10^{-3}	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

表-1 模型実験の条件と結果

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 ※経過時間 100 分を超えた実験





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って, 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)

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いく(図-7). 泥 湾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て 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,



図-7 堤体法面の泥濘化による変状(CASE3)



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.

(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、水みちに関しても盤ぶくれ部分、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-113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. ニッ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 に採取した不撹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,



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シーを発現しない,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、二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 土であることが不撹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.

 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) 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ど の堤防でも起こりうる問題であることがわかる.
- 3) 二ッ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.厳冬下での二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.

- 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 よる二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.
- 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.

河川堤防のパイピング危険度の簡易点検フローと被災事例による妥当性 Simplified check flow of piping risk of river levees and validity by case of disaster

高辻理人¹,前田健一²,西村柾哉³,牧洋平⁴,泉典洋⁵,古溝幸永⁶

- 1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address 30415059@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 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻
- 4 名古屋工業大学・都市社会工学科
- 5 北海道大学教授・環境フィールド工学専攻
- 6 北海道開発局

概 要

河川堤防について,堤体強度が高く,基礎地盤が透水層の上に低透水層が被覆した複層構造の場合パイピングの危険度が高いことが定性的に明らかになってきた。今後はこれらの情報から実際の現場に適用可能な指標を作成する必要がある。また,パイピングが進展する現象であることから,水防活動の効果が十分に発揮されるような基礎地盤条件,活動のタイミングや規模などを示すことも不可欠である。そこで,本稿では三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析より,複層構造基礎地盤の被覆土層厚・透水係数比,行き止まり境界までの距離,堤外地への透水層の露出の有無,堤内の不陸(高低差)といった項目がパイピング破壊に及ぼす影響について G/W などに着目して検討した。また,漏水対策型の水防工法を模擬した簡易実験からその効果を考察した。さらに,解析と模型実験による結果からパイピングの危険度を判定する簡易点検フローを作成し,実堤防の被災事例を基にフローの妥当性を検討した。

キーワード:河川堤防,パイピング,噴砂

1. はじめに

近年,河川水が透水性基礎地盤に浸透することで,堤内 において漏水や噴砂が発生する被災事例が増加している。 また,平成24年に矢部川堤防が決壊した事例のように, 高水位の外力が長時間作用することで堤内側の漏水や噴 砂の発生・継続を助長し,パイピング破壊に至る危険性が ある。そこで,パイピングの進展によって河川堤防が損傷・ 決壊する危険性の高い水理一地盤の総合的な条件を力学 的に把握する必要があり,それに基づく重点監視箇所を抽 出するための重要指標を見出すことは今後の河川管理に は不可欠な課題である。

既往の模型実験から河川堤防のパイピングメカニズム は堤体一基礎地盤の地盤特性により大きく異なり,特に堤 体の強度が高く,透水層の上に低透水層が被覆している複 層構造基礎地盤を有する場合,パイピング破壊の危険度が 高いことが明らかになった¹⁾²⁾。今後はこれらの情報をも とにパイピングに対する危険な基礎地盤構造をさらに細 かく検討し,実際の現場に適用可能な評価指標を作成する 必要がある。

また,パイピングに対する伝統的な水防工法として釜

段・月の輪工法といった漏水対策型水防工法が用いられて おり(図1参照),これらは経済性や柔軟性に優れている ため将来的にも継承・強化すべき手段である。しかし,そ の効果性能についての検討事例は少なく²⁾³⁾,パイピング が進展する現象であることから水防活動の効果が十分に 発揮されるような水理一堤防構造条件,活動のタイミング や規模などを示すことも不可欠である。

そこで本稿では三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析を実施し,模型実験では検討が難しい複層構造基礎地盤の被覆 土層厚・透水係数比,法尻から行き止まり境界までの距離, 堤外地の透水性下層の露出の有無,堤内地の不陸(高低差) といった項目がパイピング破壊に及ぼす影響について



図 1 現地の様子(水防工法)

G/W や基礎地盤内の圧力水頭,浸透流速に着目して検討した。また,模型実験により基礎地盤の締固め度が噴砂発生やパイピングの進展に及ぼす影響を検討した。

さらに, 釜段・月の輪工法といった漏水対策型水防工法 を模擬した模型実験を実施し, その効果について検討した 上で,対策工の効果的な対策方法を提案した。

そして,上記の検討結果を踏まえて,三次元飽和・不飽 和浸透 FEM 解析と模型実験による結果を整理し,パイピ ング破壊の危険度を判定する簡易点検フローを作成した 上で,実堤防の被災事例から点検ポイントの妥当性を評価 した。

2. 解析・実験概要

2.1 解析概要

図 2 に基本となる解析モデルの概要図を示す。堤体は 粘土を使用し基礎地盤は上層低透水層・下層透水層の複層 で作成した。堤内側の基礎地盤の右端(図 2 参照)は浸透 流が浸出しないよう設定し、いわゆる行き止まり境界にな っている。また、透水層が河床へ露出している場合の影響 を調べるため河川水が下層に直接流入するよう堤外に 20mm の露出部を設置したモデルも作成した。

外力条件は堤外に地表面から 60mm の水位を一様に作 用させ平均動水勾配 *i*=0.20 で定常解析を実施した。外力条 件を平均動水勾配 *i*=0.20 に設定したことには二つの理由 がある。一つ目は解析モデルと同様のスケールの模型を用 いて実験を行い,基礎地盤内の間隙水圧分布を模型実験と 解析で比較した結果,模型実験で噴砂が発生し始める平均 動水勾配 *i*=0.20 までは高い精度で解析結果が適応可能で あることが確認されているためである²⁾。二つ目は国総研 HP で公開されている全国の河川堤防断面データ⁴⁾より, 矢部川, 庄内川, 千歳川の三河川の左右岸について HWL 時の河川水位と裏法尻を結び簡易的に平均動水勾配を求 めた結果,値は概ね*i*=0.20 以下に収まっており平均動水勾 配 *i*=0.20 が国の管理する一級河川に作用する最大級の外 力であると考えたためである。

また、材料の透水係数は模型実験と比較するため粘土 $k=3.00 \times 10^{-8}$ (m/s)、低透水層 $k=1.40 \times 10^{-5}$ (m/s)、透水層



図 2 解析モデル(実験模型)の概要図

k=1.80×10⁻³(m/s)に設定した。

3. 解析・実験結果および考察

3.1 複層基礎地盤の層厚の影響

上層下層それぞれの鉛直方向層厚がパイピング破壊に 及ぼす影響を定量的に検討するため、上層厚下層厚をそれ ぞれ変化させた場合の噴砂発生危険度 *G/W* を比較した。

G/Wは一般的に盤膨れの指標として用いられるが, 噴砂 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, 被覆土層重量と基礎地盤内の揚圧力の比(G/W)か ら危険度を推定できることが既往研究で明らかになって いる¹⁾。そこで,本稿では G/Wを噴砂発生危険度と定義し 検討を行う。解析条件の一覧は表 1 に示す。解析モデルは

表 1 解析条件一覧 (層厚)

上層厚Lu	下層厚Ll	下層の河床	トーフキャ
(mm)	(mm)	への露出	クース数
20	10	あり	
30	30 20		
45 30			
70	45		
	70		
4通り	5通り	2通り	$4 \times 5 \times 2 = 40$



(a) 上図;下層の露出なし
 (b) 下図;下層の露出あり
 図 3 透水層厚 L_l と G/Wの関係(*i=0.2, d=200mm*)

図 2を基本とし基礎地盤の上層厚,下層厚,下層の河床への露出の有無をそれぞれ変化させ,表 1 に示す全ての組み合わせ全 40 通りについて解析を実施した。ただし全ケース裏法尻から行き止まり境界までの距離は d=200mm で固定した。

図 3 に各ケースの *G/W* と下層厚の関係を示す。低透水 層の土粒子の比重を *G*₅=2.65,間隙比を *e*=0.90,水の重量 を yw=1.0t/m³ とし,被覆土層重量は式(1)のように求めた。

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

G:被覆土層重量 γ':水中単位体積重量 Lu:上層厚 揚圧力 W は裏法尻直下の上層と下層の層境(図 2;間隙 水圧計側地点)における飽和状態(河川水位 0mm)からの 過剰間隙水圧の圧力水頭に水の重量 yw=1.0t/m3を掛けた値 として算出した。図 3 より上層が薄く、下層が厚いほど G/Wが小さくなっていることが分かる。また、 グラフの波 形は上層厚,下層の露出の有無に関わらずいずれも下層厚 が 50mm 程度あれば G/W は一定値に収束していることが 確認できる。よって、法尻の G/W に影響を及ぼす下層の 鉛直方向の厚さは、上層厚及び下層の露出の有無に関わら ず 50mm 程度であると考えられる。また、上層厚が 70mm のケースではいずれの条件でも G/W が1以下にならず, 上層厚が一定以上の厚さであれば噴砂発生の危険性は低 いと考えられる。ここで噴砂発生の境界となる上層厚 Luc について考える。揚圧力 Wは外水位 △h が地盤内に伝播し て発生するものであり, 揚圧力が外水位以上になることは ない。また,外水位 Δh は平均動水勾配(i=Δh/B)より Δh= iB と表すことができる。よって上層厚 L_{uc} は $G \ge W$ の釣り 合い式より式(2)と表せる。

$$L_{uc} = \frac{\gamma_w \Delta h}{\gamma'} = \frac{\gamma_w i B}{\gamma'}$$
(2)

本解析条件の場合 *Luc*=69mm となり解析結果と一致している。

以上よりパイピングに影響を及ぼす基礎地盤の鉛直方 向の範囲は上層厚が最大 70mm,下層厚も最大 50mm 程度 であり合わせて最大で約 120mm の深度までが影響範囲と 推定できる。これを堤体幅 300mm で除し無次元化すると 堤体幅の約 0.4 倍の深度までが影響範囲になる。

3.2 複層基礎地盤の透水係数比の影響

危険とされる複層基礎地盤の透水層及び低透水層の透水係数について、これまで定量的に検討されていなかった。 そこで、基礎地盤の透水係数を変化させ、各条件における G/W 及び裏法尻の局所動水勾配を算出することで噴砂の 発生危険度を評価した。解析条件の一覧は表 2 に示す。解 析モデルは図 2 を基本とし上層の透水係数 ku と、上層の 透水係数 ku に対する下層の透水係数 ku の比率(k/ku)をそれ ぞれ変化させ表 2 に示す全ての組み合わせ全18 通りにつ いて解析を実施した。なお、透水係数比 k/ku が 1 のケース は上層と下層の透水係数は等しく単一基礎地盤となり、透 水係数比 k/ku が 0.1 のケースは下層の透水係数が上層の透 水係数よりも低く透水層と低透水層が逆転した複層基礎

表 2 解析条件の一覧 (透水係数)

上層の透水係数k _u (m/s)	透水係数比 k _l /k _u	ケース数
1.0×10^{-4}	0.1	
1.0×10 ⁻⁵	1	
1.0×10 ⁻⁶	10	
	100	
	1000	
	10000	
3通り	6通り	3 × 6=18



図 4 透水係数比 k_l/k_uと G/Wの関係 (*i*=0.2, *d*=200mm, L_u=45mm, L=45mm, 露出なし)



図 5 透水係数比 k/kuと局所動水配の関係 (i=0.2, d=200mm, Lu=45mm, L=45mm, 露出なし)

地盤のモデルになる。また,基礎地盤は上層厚をL₄=45mm, 下層厚を L₇=45mm, 行き止まり境界までの距離を d=200mm に固定し,下層の露出部は設置していないモデ ルについて検討した。

図4に各ケースのG/Wと透水係数比の関係を示す。ただしG/Wは透水層の上に低透水層が被覆した複層構造の場合に適用可能な値であるため透水係数比k/kuが0.1と1のケースは除外した。図5に各ケースの裏法尻(図2;流速計側地点)の流速vを上層の透水係数kuで除して求めた見かけの局所動水勾配v/kuと透水係数比の関係を示す。

図 4 より透水係数比が大きくなるほど G/W が小さくな り危険度が増加しているが,透水係数比が 100 を超えると G/W はほぼ一定値に収束している。透水係数比が 10 と 100 のケースを比較すると G/W は 1.76 倍異なることから透水 係数比が噴砂発生危険度を評価する際の重要な指標であ り, 100 が着目すべき閾値であると考える。

図 5 より透水係数比が大きくなるほど上層の見かけの 局所動水勾配 v/ku は大きくなり,透水係数比が 100 付近で 局所動水勾配は約 1.0 に収束している。局所動水勾配が大 きくなると上層の有効応力は低下し液状化状態に近づく ため地盤の耐力は低下する。透水係数比が 6,100 程度で v/ku がそれぞれ 0.5,0.9 であるので,基礎地盤の表層の支 持力は単純に 50,10%まで低下する。実際に著者らの模型 実験でも,透水係数比が約 100 の場合に裏法尻の基礎地盤 が液状化している様子を確認している。地盤が液状化状態 になることで噴砂の発生を助長している可能性があり,土 の流動性の観点からも透水係数比が重要な指標であり, 100 以上ではかなり危険な条件と言える。

G/W と局所動水勾配は透水係数の絶対値ではなく透水 係数の比によって支配される。また、上層の透水係数が同 じ条件で下層の透水係数を大きくすると、下層での透水に よる圧力水頭の損失は小さくなり、上層での損失が支配的 になる。そのため透水係数比が100以上になると G/W、局 所動水勾配ともに一定値に収束したと考えられる。透水係 数比が圧力伝播や浸透経路の決定や破壊モードに影響を 与える重要な指標と言える。一方、透水係数の絶対値は流 速・流量に影響を与えパイピングの進展速度に関係すると 考えられる。

3.3 堤内の行き止まり境界の影響

透水性基礎地盤が堤内地で行き止まりになっているい わゆる行き止まり境界の存在が漏水・噴砂を助長する要因 の一つとして挙げられる。そこで,裏法尻から行き止まり 境界までの距離 d を変えたときの基礎地盤の圧力水頭の 変化を比較し,行き止まり境界までの距離が基礎地盤の圧 力伝播に与える影響を検討した。解析条件の一覧を表 3に 示す。解析モデルは図 2 を基本とし裏法尻から行き止ま り境界までの距離 dを5 通りに変化させた。さらに下層の 河床への露出の有無も変化させた。また基礎地盤の影響範 囲内で検討を行うため全層厚は 90mm に固定したうえで 上層厚を変化させ,表 3 に示す全ての組み合わせ全 40 通 りについて解析を実施した。

図 6 に各ケースの行き止まり境界までの距離と過剰間 隙水圧の圧力水頭の関係を示す。横軸は裏法尻から行き止 まり境界までの距離 d を堤体幅 B=300mm で除して無次元 化した値である。縦軸は裏法尻直下の基礎地盤の上層と下 層の層境の過剰間隙水圧の圧力水頭を外水位の *dh*=60mm で除し、無次元化した値である。図 6 よりいずれの基礎地 盤でも行き止まり境界までの距離が小さいほど高い圧力 が伝播していることが分かる。*d/B*=0.17 と *d/B*=3.33 のケー ス比較すると縦軸の値は 0.7 から 0.3 に変化しており、行

表 3 解析条件の一覧(行き止まり)

行き止まり境界	上層厚Lu	下層の河床	~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~
までの距離 <i>d</i> (mm)	(mm)	への露出	クース <u>級</u>
50	20	あり	
100	30	なし	
200	45		
400	70		
1000			
5通り	4通り	2通り	$5 \times 4 \times 2 = 40$



(a) 上図;下層の露出なし
 (b) 下図;下層の露出あり
 図 6 行き止まり境界までの距離 d と圧力水頭の関係
 (*i*=0.2, *d*=200mm, L_u=45mm, L_i=45mm)

き止まり距離は圧力を 2 倍以上変化させる重要な評価項 目と考えられる。また,被覆土層厚,下層の露出の有無に 関わらず d/B が 1.5 以上では圧力水頭にほとんど変化が見 られず,この解析条件における行き止まり境界の影響範囲 は裏法尻から堤体幅の 1.5 倍程度の距離であると考えられ る。本稿では被覆土層厚と透水層の露出の有無は行き止ま りの影響範囲に無関係であることが分かったが,今後は堤 体幅,外力,透水係数などを変化させた場合の行き止まり の影響についても検討する。

3.4 堤内地の不陸の影響

これまで堤体を支持する基礎地盤の条件に着目して検 討を行ってきたが、基礎地盤のみではなく堤内・堤外の地 形が浸透破壊に及ぼす影響も考慮しなければならない。例 えば、漏水や噴砂などを助長する要因の一つとして堤内地 の不陸(高低差)が考えられる。そこで、解析モデルの奥 行中央の堤内側法尻地表面に縦横 10mm の正方形の低地 を作成し、高低差を変化させた場合の低地部分の

浸透流速を比較した。解析条件の一覧を表 4 に示す。解析 モデルは図 2 を基本とし全層厚は 90mm に固定した上で, 基礎地盤は単一層と複層(*Lu*=45mm, *Lr*=45mm)のケース を用いてそれぞれ高低差を 5 通り変化させた。なお,行き 止まり境界までの距離を *d*=200mm に固定し,下層の露出 部は設置していないモデルについて検討を行った。また, メッシュサイズの感度分析も実施し,メッシュサイズの影 響は十分小さいことを確認した。

図 7 に各ケースの高低差と低地部分の流速の関係を示 す。単一層は低地部分の流速が最大で平地の 1.37 倍しか 増加せず不陸の影響はほとんど受けていないが,複層は低 地の深度が 36mm で流速が平地の 3.09 倍に増加し,下層 まで達する 45mm では平地の 81.9 倍に跳ね上がっている。 よって,複層は単一層に比べて不陸の影響を強く受けると 言える。複層は透水層によって広範囲から三次元的に集水 効果を発揮するためだと考えられる。また,層構造一不陸 のように組み合わせによって影響が異なる場合があるた め,それぞれの評価項目を個別に検討するのではなく,評 価項目の組み合わせを考慮したフロー形式で安定性を検 討する必要がある。

層構造	高低差(mm)	ケース数
単一層	9	
(<i>L_u</i> =90mm)	18	
複層	27	
$(L_u=45 \text{mm})$	36	
<i>L</i> _{<i>l</i>} =45mm)	45	
2通り	5通り	2 × 5=10





図 7 堤内地の不陸の流速(i=0.2, d=200mm, 露出なし)

3.5 堤内の締固め効果

噴砂が発生しやすい基礎地盤構造として透水層の上に 低透水層が被覆した複層構造基礎地盤が挙げられる。これ は、下層の透水層に伝播した圧力が上層の低透水層を揚圧 し、噴砂発生を助長するためである。しかし、このような 場合,上層の強度が高ければ噴砂の発生やパイピングの進 行を抑制することができる可能性が考えられる。そこで, 模型実験により基礎地盤の相対密度を変化させることに よって,基礎地盤の締固め度が噴砂の発生やパイピング破 壊に及ぼす影響を検討した。実験模型は図 2を基本とし, 基礎地盤は水中落下法で堆積させ、上層は硅砂7号(低透 水層),下層は硅砂2号(透水層)を使用した。層厚は上 層下層それぞれ 45mm ずつである。基礎地盤の締固め度は 上層の相対密度を変化させることで管理し,下層の相対密 度は70%程度になるように締め固めた。また、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。なお、堤外側は下層の河床への露出部は設 けていない。基礎地盤の下流端は行き止まり構造となって おり、法尻からの距離は 200mm とした。ただし、基礎地 盤の相対密度の違いによるパイピングの進展を模型断面 より確認するために模型の奥行を70mmとした。水位条件 は図 8, 各材料の粒度分布は図 9に示す。実験ケースの一 覧を表5に示す。



表 5 実験ケース一覧表(締固め)

ケース名	水位条件	上層の相対密度 (%)	噴砂発生時間 (分)	噴砂法尻到達時 平均動水勾配	破堤時の平 均動水勾配
case1	1	100	32;30	1.20	1.20
case2	1	70	32;40	0.87	1.20
case3	1)	30	32;28	0.70	0.87

1) 噴砂発生時間と漏水流量の経時変化

図 10 に堤内の漏水流量の経時変化及び各ケースの噴砂 発生時間を示す。図 10 より噴砂の発生時間に関しては, 基礎地盤の相対密度を変化させたことによる違いは確認 できなかった。しかし,漏水流量に関しては基礎地盤の相 対密度が大きいほど少なく,小さいほど多いことがわかる。 緩い地盤では密な地盤に比べ,上層の重量は小さいが,漏 水による基礎地盤内の水圧が消散されやすくなっている ため,上層にかかる揚圧力は小さくなる。一方,密な地盤 では上層の重量は大きいが,漏水が抑えられることによっ て,基礎地盤内の水圧が消散されず,上層にかかる揚圧力 は大きくなる。噴砂の発生は被覆土層重量と被覆土層を持 ち上げる揚圧力の比(*G/W*)で表されるが,相対密度を変 化させたことによる*G*の増減が*W*の増減によって相殺さ れたため,噴砂の発生時間に顕著な差が見られなかったと 考えられる。



図 11 締固め度の違いによるパイピング進行挙動の違い



図 12 パイピング進行度定義

2) 噴砂発生後のパイピング進行速度

次に, 噴砂発生後のパイピングの進展度に着目する。 噴 砂発生時間に関しては基礎地盤の相対密度を変化させた ことによる違いは確認できなかったが、パイピング進行度 に関しては大きな変化が確認された(図 11 参照)。パイピ ング進行度の定義は図 12 に示す。いずれのケースも基礎 地盤の行き止まりで噴砂が発生し、その後、法尻方向に噴 砂が移動したが,各ケースで噴砂発生後から噴砂が法尻に 到達する時間は基礎地盤の相対密度が大きくなるほど遅 かった。特に、基礎地盤の相対密度が30%のケースにおい ては,噴砂法尻到達時の平均動水勾配が0.70に対し,100% のケースでは1.20であり、密な基礎地盤の場合、かなり大 きな外力が加わらない限り、パイピングが進展しない。ま た,破堤時の平均動水勾配の値も同様に,基礎地盤の相対 密度が大きくなるほど遅かった。特に、基礎地盤の相対密 度が30%のケースでは他の2ケースと比較して約2/3の外 力で破堤に至った。したがって、緩い基礎地盤の場合は、 密な基礎地盤に比べ噴砂の発生による土粒子の流出速度 が速く、パイピングの進行度もそれに応じて速くなったと 考えられる。

3.6 漏水対策型工法の効果

第1章で述べたように、パイピングに対する伝統的な水防工法として釜段・月の輪工法が用いられているがその効果についてはあまり検討されていない。そこで、模型実験によりその効果性能について検討を行った。

実験模型は図 2 を基本とし,基礎地盤は水中落下法で 堆積させ,上層は硅砂 7 号(低透水層),下層は硅砂 2 号 (透水層)を使用し相対密度が 70%程度になるように締め 固めた。層厚は上層下層それぞれ 45mm ずつである。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。なお,堤外側は下層の河床への露出 の有無を変化させた。基礎地盤の下流端は行き止まり構造 となっており,法尻からの距離は 200mm とした。水位条 件は図 8,各材料の粒度分布は図 9 に示す。表 6 に実験 ケースの一覧表を示す。case1 は対策工の効果を模型断面

表 6 実験ケース一覧表(水防工法)

		1	0 人名	~ / /	ار י	54X ().		
4-74	奥行き	水位条件	基礎地盤		露出の	水防工法	破堤時の平	热印度道
/ //u	(mm)	AN BLACT	上層(mm)	下層(mm)	有無	の有無	均動水勾配	10 10 9 10
ancal	70	70 ②	硅砂7号	硅砂2号	0	0	0.20	· 唐孙海府升测(;-0.27時)
case1	/0		45	45		0.50	0.50	"真砂速度計例(1-0.27時)
	250	0	硅砂7号	硅砂2号		<u> </u>	0.20	水位60mmを5分間維持
Case2	250		45	45		<u>^</u>	0.20	しパイピングに至る
	250	50 ①	硅砂7号	硅砂2号	×		0.87	
cases	230		45	45		^		-
	250	0	硅砂7号	硅砂2号		_	0.20	水位60mmを22分間維持
case4	230	U U	45	45			0.20	しパイピングに至る
	250	⁽¹⁾	硅砂7号	硅砂2号	~	0	破堤せず (137)	12 12 1 18 1 18 14 14
case5	250	250 ①	45	45	×	0		ハイビングせる





図 13 対策工を模擬した装置(準二次元)

図 14 対策工を模擬した装置 (三次元)

より確認するために模型の奥行きを70mm(準二次元)と し、水位条件についても噴砂の発生など基礎地盤の変状を 細かく確認していくために水位を少しずつ上昇させた(水 位条件②;図7参照)。case2~5は奥行き250mm(三次元) の模型を用いて水位条件①で実験を行った。図13,14に 釜段・月の輪工を模擬した装置を示す。なお、対策工は法 尻で噴砂が発生した際に設置した。

1) 漏水対策型工法による噴砂抑制効果

図 15 に casel における対策工設置前後の PIV による法 尻付近の噴砂速度の計測結果を示す。どちらも平均動水勾 配 *i*=0.27 における計測結果である。対策工設置後は堤体と 対策工間の水位が上昇し,堤内側と約 6.1mm の水位差が 発生したことで噴砂速度が低下した。よって漏水対策型工 法には噴砂速度を低下させ基礎地盤内の土粒子の流出を 抑制する効果がある。また,対策工設置前に着目すると法 尻で噴砂が発生したことで堤体直下の土粒子が流出して いることが分かる。したがって噴砂が法尻で発生した場合 パイピングの進展を助長する恐れがあるため,法尻で発生 した噴砂は優先的に対策工を施す必要がある。

2) 異なる基礎地盤における漏水対策型工法の効果

まず破堤時の平均動水勾配に着目し、case3,5 を比較す る。case3 では平均動水勾配 i=0.87 時にパイピングにより 破堤した。一方対策工を設置した case5 では平均動水勾配 i=1.37 まで水位を上昇させたが破堤に至らなかった。次に 水位の維持時間に着目し、case2,4 を比較する。case2 では、 平均動水勾配 i=0.20 で 5 分間水位を維持した後、パイピン グにより破堤した。一方対策工を設置したケース case4 で は、平均動水勾配 i=0.20 で 22 分間水位を維持した後、パ イピングにより破堤した。また、図 16 に case2,4 のパイピ ング進行度を示す。両ケースともにパイピング進行度が 0.20 に至るまではパイピングの進行速度が同等であるが、



(a) 左図;設置前
 (b) 右図;設置後
 図 15 PIV による対策工設置前後の噴砂速度



図 16 水防工法の有無によるパイピング進行挙動の違い



図 17 噴砂動態・対策工の様子 (case4)

case4 では =3min32sec (実験開始時刻を =0min とする) において月の輪工を設置したことによりパイピング進行 度が一定となった。その後 =10min20sec において月の輪工 が沈下したことでパイピングが進行し始めたが,月の輪工 を再度設置したことで再びパイピング進行度が一定とな った。しかし最終的にパイピング破壊を防ぐことができな かった。よって case4 のように堤内側で多くの漏水・噴砂 の発生が予測される基礎地盤構造である場合,対策工の効 果は一時的なものとなりパイピング破壊を直接的に防ぐ ことができない。したがって漏水対策型工法は基礎地盤構 造によってパイピング破壊を防ぐことができる場合とで きない場合があり,複層かつ透水層が河床への露出を有す るパイピングの危険性が高い基礎地盤構造の場合は事前 に対策が必要である。

3) 対策工設置による噴砂動態の変化

図 17 に case4 における噴砂動態および対策工の様子を 示す。法尻付近における噴砂に対して月の輪工を設置し, 月の輪工内に水位が生じたことで対策工内の噴砂は完全 に停止したが,一方で,行き止まり付近の噴砂は活性化し た(t=3min32sec)。また、堤内全域で噴砂が発生したこと により基礎地盤が液状化状態となり対策工が沈下し噴砂 が再発した(t=10min20sec)。その後漏水が増大し、対策工 が押し流され破堤に至った(t=14min2sec)。よって噴砂を 完全に塞いでしまうと他の箇所で噴砂が発生・活性化する ことが考えられる。また、噴砂単体に対策工を設置しても 噴砂による基礎地盤の液状化に伴い,対策工の外側で別の 噴砂が容易に発生する。以上より噴砂を完全に塞がず, 噴 砂単体に対し対策工を設置するのではなく噴砂箇所を含 む広い範囲に対策を施す必要がある。また、液状化の危険 性が高い基礎地盤構造の場合は対策工が沈下し,効果が十 分に発揮されない可能性がある。

4) 漏水対策型水防工法の効果的な実施方法の提案

噴砂が法尻で発生すると堤体直下の土粒子が流出しパ イピングを助長する可能性がある。また,噴砂を完全に塞 ぐことや,噴砂単体に対策を施すことで他の箇所で噴砂が 活性化する危険性も示された。そこで対策すべき噴砂と範 囲について水防活動の三原則を提案し以下に示す。



図 18 簡易点検フロー

表 7 実堤防の基礎地盤構造の比較

実堤防の被災事例	パイピング進展 危険度	複層	被覆土層厚 (上層の厚)	Lu/Luc	透水係数比 k ₁ /k _u	法尻からの行 き止まり境界 の有無と距離	<i>d</i> / <i>B</i>	河床への透水 層の露出	堤内地の高 低差の有無	堤体
①子吉川右岸 10.8k付近, (噴砂・すべり), 2013	危険度2	0	粘性土+砂質土1m	0.20	100程度	⊖9.6m	0.44	×	0	砂質土
②常呂川左岸 26.8k付近,(噴砂), 2016	危険度3	0	砂質土2m	0.43	100程度	⊖25m	0.93	0	0	粘性土
③矢部川左岸 6.2k付近, (無被災), 2012	危険度1	0	シルト層2m	0.31	100程度	-	-	×	0	粘性土
④矢部川右岸 7.3k付近, (決壞箇所), 2012	危険度3	0	粘性土1m	0.10	100程度	⊖13m	0.77	0	0	粘性土
⑤矢部川右岸 11.8k付近, (漏水・噴砂),2012	危険度1	0	砂質土2.5m	0.60	1000程度	-	-	0	-	砂質土
⑥矢部川左岸 16.0k付近, (漏水・噴砂), 2012	危険度1	0	砂質土2.5m	0.57	100程度	-	-	0	0	砂質土
⑦鬼怒川左岸 13.1k付近,(漏水 · 噴砂), 2015	危険度低	×	-	-	-	-	-	×	0	砂質土

① 噴砂を堤体に近づけない。(法尻付近の噴砂を優先)

② 噴砂は完全に塞がない。

③ 法尻付近の群生した噴砂は大きく囲う

3.7 点検フローの提案と実際の被災事例との比較

本稿の結果及び現地調査による検討結果を加えた河川 堤防のパイピング破壊に対する簡易な点検フローを図 18 に示す。このフローは堤体の強度が比較的高い条件の下で, まず最重要項目である堤体を支持する基礎地盤構造(層構 造,被覆土層厚,透水係数比,行き止まり距離)について 評価し,その後,堤内・堤外の地形について評価する流れ となっている。また,本稿で検討した項目から現時点で既 知の範囲で子吉川の噴砂・すべり箇所,常呂川の噴砂箇所, 矢部川の決壊箇所,漏水・噴砂箇所,無被災箇所および鬼 怒川の漏水・噴砂箇所のデータを表 7 にまとめ ⁵⁰⁰⁷¹⁸, 簡 易点検フローに従い各箇所ごとに危険度を分類した(図 18 参照)。その結果,被災箇所は無被災箇所に比べ危険度 が高いことが示された。

4. まとめ

層厚による検討からパイピングが進展する可能性があ る被覆土層厚の条件は式(2)より地盤材料と堤体形状で表 せることが分かった。さらに,行き止まりや透水層の露出 の有無,二層の透水係数の比,基礎地盤の締固め度によっ て危険度が大きく変化し,これらは重要な評価項目になる ことが分かった。

また,伝統的漏水対策型水防工法は地盤条件によって水

防効果が発揮される場合とそうでない場合があり,それら を考慮した点検フローを提案した。点検フローを実際の被 災事例と比較し,現地への適用性も確認できた。

謝辞

本研究の成果は、国土交通省・河川砂防技術研究開発制 度平成 29 年度国総研からの委託研究,科学技術研究費(研 究課題 17H03305)の援助を受けたものである。末筆なが ら深謝の意を示します。

参考文献

- 1) 齊藤啓,前田健一,泉典洋:基盤漏水に伴う噴砂及びパイピング 進行条件の検討,河川技術論文集第22巻,pp.251-256,2016.
- 2) 西村柾哉,前田健一,櫛山総平,高辻理人,泉典洋:河川堤防のパイ ピング危険度の力学的簡易点検フローと漏水対策型水防工法 の効果発揮条件,河川技術論文集第24巻, pp.613-618, 2018.
- 高木不折, 辻本哲朗, 鷲見哲也, 井関明子:パイピングによる 破堤課程と「月輪工」の効果の評価, 河川技術に関する論文集, 第5巻, pp.123-128, 1999.
- http://www.nilim.go.jp/lab/fbg/download/detailed_inspection_of_see page/detailed_inspection_download.html , 2017.10.20
- 5) 矢部川堤防調査委員会, 矢部川堤防調査委員会報告書, 2013.
- 6) 常呂川堤防調査委員会, 常呂川堤防調査委員会報告書, 2017.
- 7) 鬼怒川堤防調查委員会, 鬼怒川堤防調查委員会報告書, 2017.
- 8) http://www.thr.mlit.go.jp/akita/kasen/koyoshi/index.html. 子吉川水 系河川整備計画

浸透流と空洞の相互作用に着目した地下水位上昇時の空洞進展メカニズム

Cavity development mechanism of the ground at groundwater level rise which focused on interaction between permeate flow and cavity

河田真弥¹,前田健一²

1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address 30415032@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

概 要

下水管の破損による、空洞進展を起因とした陥没災害は年間約 3300 件発生しており、本研究では、地下水位の上昇を 考慮した管渠周辺地盤中の空洞進展のメカニズム解明に向けモデル実験を行なった。その結果、水位を段階的に上昇させ ても、空洞は欠損の大きさによって進展する場合としない場合に分けられ、進展する場合では、水位を上昇させた直後に 急激に進展し、横長の空洞が形成された。また、土中の水の流れが空洞進展に大きな影響を与えていることが実験により 判明したが、土中の水の流れを測定するのは困難である。そこで、三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析を実施し、浸透流 が空洞進展に与える影響を調べた。その結果、空洞が進展すると、空洞上部での水位が下がるため、水頭が小さくなり、 縦方向への進展が止まるが、空洞側部では水頭の変化は無く、土を押し流す流れの低下はないために、空洞は横に進展し、 最終的に横に長い空洞が形成されるという事が判明した。

キーワード:空洞, 陥没, 管渠, 浸透流, 地下水位

1. はじめに

都市部をはじめとする全国各地で、下水管の損傷を起因 とする陥没災害は年間約3,300件発生しており、今後下水 管の老朽化によってその発生件数は増加すると予測され ている。空洞探査や陥没発生箇所からは、陥没災害の原因 となる空洞が埋設管周辺に存在していることが報告され ており、既往の実験結果から、地下水位の高さや、下水管 の欠損の位置が空洞進展に大きな影響を及ぼすことがわ かっている。しかし、地下水位の変動が空洞進展にどのよ うな影響を及ぼすのかは考慮されておらず、さらに実際に 水の流れが空洞にどのような影響を与えるのかは明らか になっていない。

そこで、本研究では都市部における陥没現象の主な原因 である、埋設管周辺地盤中の空洞進展メカニズムの解明に 向けてモデル実験を行なった。また、得られた実験結果を もとに三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析を実施し、水位 の上昇が空洞進展に与える影響を調べた。また、同様にし て、欠損の大きさの違いが管渠周辺の地盤に与える影響に ついても考察を行なった。

2. 水位上昇実験

2.1 実験概要

図1に管渠周辺の陥没モデル実験機の概略図を示す。こ



の実験機は、両側にある給水槽を操作することで、水位を 自由に変えることができる。また、土槽下部に半径 75mm の模擬管渠(上半円)を設置し、地下水位下での下水管の 破損を模擬した。模擬管渠の欠損は、欠損位置を底面か らの角度 θ =90°(以下、管頂部と称す)のφ 50 mm φ 40mm



図4 実験終了後の様子

と \$ 30mm の円形のものを用いた。

また, 試料は管路の埋戻しとして一般的に使用される山砂を用いた。山砂の粒度分布は図2に示す。透水係数*k*は *k* =5.38×10-5 m/sec である。供試体は締固め度を90%に調整し, 作成した。

図3に実験の水位条件を示す。本実験では、飽和状態で 供試体を作成した後、水位を管上10cmまで下げ初期状態 とし、そこから段階的に管頂からの水位 h を上昇させた。

2.2 実験結果及び考察

図4に実験終了時の土槽の様子,図5に進展の模式図, 図6に各ケースでの単位時間当たりの水の流出量,図7に 土の流出量,図8に流出した土粒子の質量濃度の経時変化 を示す。

まず、欠損管頂部 φ 50mm のケースについて、水位が管 上 10cm から 20cm までは大きな進展は見られなかったが、 水位 30cm から 40cm に上昇させた際に、大きな進展が見 られた。図 5 に示すように、空洞は縦に進展した後、横に 広がっていき、最終的には図 4 に示すような横長の空洞が



図5 水位上昇時の空洞進展の様子

形成された。

欠損管頂部 ϕ 40mm のケースでは、水位が管上 10cm から 20cm 時には、空洞の進展は見られなかったが、水位を 30cm から 40cm に上昇させる際に、欠損管頂部 ϕ 50mm の ケースと同様に大きな進展が見られ、最終的には図-4 に示 す横長の空洞が形成された。図 7 を見ても明らかな通り、欠損管頂部 ϕ 50mm のケースと比較して低い水位で空洞が 進展した。この理由として、図 6 から、欠損が ϕ 40mm の ケースでは、水位が低い段階から ϕ 50mm のケースと比較して、水の流出量が多く、この水の流出量の差が空洞進展 の速度の差につながったのではないかと考えられる。

欠損管頂部 φ 30mm のケースでは図 6, 図 7 を見ても明 らかな通り,水は断続的に流出したが土の流出は見られな かった。これは,欠損部に目詰まりが発生しており,空洞 の進展を妨げていたためである。同ケースで水位 60cm 時に欠損部に軽い振動を加えたが,すぐに目詰りが発生し, 進展がとまった。このことから,山砂に対して欠損の直径 が 30mm 以下では水位を上昇させても目詰まりが発生す るため,空洞が進展する可能性は低くなる。

図7から空洞の進展したケースの共通点として,水位を 上昇し終えると同時に著しい空洞の進展が始まっている ことが挙げられる。この理由として,図6を見ても明らか なように,水位の上昇とともに水の流出量が増加したこと が考えられる。また,空洞の進展が見られたケースでは, 一時的な流出量の低下が見られるが,これは急激な土の流 出が発生したことによる一時的な目詰まりの影響である。





図9 水位上昇解析の概略図

また、図8に示した、流出した土粒子の質量濃度の経時変 化から、空洞が進展したケースにおいて、空洞が大きく進 展した水位では土粒子の流失濃度が50~70%を推移してい ることがわかった。過去の研究から、空洞が進展する場合 には50~70%を推移することが判明しており¹⁾、今回得ら れた結果はおおむね妥当であると言える。

3. 三次元浸透流解析

3.1 水位上昇が空洞進展に与える影響

3.1.1 解析概要

図9に水位を上昇させた解析モデルの概要図を示す。

図 9 の解析モデルは、図 1 に示した実験装置を用いた水 位上昇実験において、欠損管頂部で欠損径が 50mm のケー スで、水位 30cm 時に形成された空洞を模擬したものであ り、要素は 6760 個、節点は 8673 個で、パラメータの一つ である透水係数は 0.08mm/sec とした。水位管上 30cm と 管上 50cm でそれぞれ定常解析を行なった。

3.1.2 解析結果

図 10 にモデル前面から 10mm の位置での流速ベクトル 図を示す。倍率は 100 倍で作成した。

図 10 の流速ベクトル図より,水位 30cm 時では空洞側 面の下部に大きな流速が集中している。一方で,水位 50cm 時では,空洞側面の広い範囲に,土を押し出す向きに大き な流速が分布しているのが分かる。また,流速の最大値は, 水位 30cm 時で 0.19mm/sec,水位 50cm 時で 0.33mm/sec で あった。さらに,両ケースとも,流速が最大であった箇所 は,空洞側面の下部で,水位 30cm 時では透水係数の約 2 倍,水位 50cm 時では透水係数の約 4 倍の流速が発生して いたことになり,水位が上昇すると流速の最大値も大きく なることが判明した。

ここで、空洞の上部に着目すると、両端で水位を上昇さ せても、空洞の上部では流速の上昇がみられないことが分 かる。この理由として、両端で水位を上昇させても、空洞 の側面に水が流れ込んでしまうことが挙げられる。そのた め、空洞の側面に流れが集中し、空洞がさらに横へ進展し やすくなると考えられる。実際の実験でも横長の空洞が見 られたのは、このためであったと思われる。

3.2 欠損径が管渠周辺地盤に与える影響

3.2.1 解析概要

図11に解析モデルの概要図を示す。

図 11 に示した解析モデルは、図 1 に示した実験におい て、空洞が進展する前の状態を模擬したものである。水位 管上 50cm で、欠損位置が管頂部 φ 30mm のモデルと、同 じ水位で欠損管頂部 φ 50mm のモデルを作成し、定常解析 を行なった。各種パラメータは 3.1 の解析と同一である。

3.2.2 解析結果

図 12 に解析結果から作成した圧力水頭のコンター図を 示す。また,図 13 にモデル前面から 10mm の位置での流 速ベクトル図を示す。倍率は 50 倍で作成した。

図 12 より、欠損が管頂部 φ 50mm のケースでは、管頂 部 φ 30mm のケースと比較して、全体的に圧力水頭が小さ くなっている範囲が大きく、図中の水色の線で示される水 位が低くなっているのが分かる。管頂部 φ 50mm のケース では、欠損の面積が大きいため、流れ込む水の量が多くな ったためであると考えられる。対して管頂部 φ 30mm のケ ースでは、欠損の面積が小さいため流れ込む水の量が小さ く、水位が下がりにくい。

また,管頂部 φ 50mm のケース流速の最大値は 0.790 mm/sec であった。対して,管頂部 φ 50mm のケース流速の 最大値は 0.875 mm/sec であり,欠損が小さいケースのほう が流速の最大値が大きいという結果になった。この理由と して,欠損が小さい場合では水位が下がりにくいため,欠 損からの水頭が,比較的高く保たれることが挙げられる。 対照的に欠損が大きな場合は,水位が下がりやすいため, 欠損からの水頭が低くなり,流速は小さくなる。しかし, 図 13 を見ても明らかな通り,流れ込む水の量が多いため



図10 水位上昇時の流速ベクトル図



流速が発生している範囲が広くなっているのがわかる。実際の実験でも、欠損が大きい場合では、大きな空洞が見られたが、これは欠損部において目詰まりが発生しにくく、 広い範囲で流速が発生するためである。また、欠損が小さい場合は、水頭が下がりにくいために、流速が維持されや すいが、実験では、欠損部に目詰まりが発生し空洞の進展 は見られなかった。しかし、目詰まりが生じない範囲で欠 損が小さい場合では、欠損が大きい場合と同様に進展する 可能性がある。

4. まとめ

水位を段階的に上昇させる実験から、欠損の大きさによ って空洞が進展する場合としない場合に分けられること が明らかになった。また、浸透流解析から空洞進展と地下 水の流れが密接に関係していることが明らかになった。地 下空洞を起因とした陥没災害を防止するため、以下の点に 留意する必要がある。

1) 空洞が進展する場合において、水位を上昇させた直後

に急激に進展する。実現場において地下水位の変動が 顕著な地点では注意が必要である。

- 2) 空洞がある地盤において、空洞側面の下部に流速は集中し、水位が上昇すると、空洞側部において土を押し出す向きの流れが大きくなるため、空洞は横に進展しやすくなる。そのため、空洞が下水管上のみでなく、広範囲に及ぶ可能性がある。
- 3) 欠損が大きい場合には、広範囲に流速も生じるため大 きな空洞が形成されやすい。欠損が小さい場合では、 流れが発生する範囲自体は小さくなるが、水位が下が りにくいため、流速が持続しやすい。そのため、欠損 が大きい場合と同様に空洞が進展する可能性がある。 下水管の破損を起因とする地下空洞の危険度判定と して、管渠の欠損面積のみを用いるのは不十分である。

参考文献

 田坂晃一,河田真弥,前田健一,川田卓嗣,渡辺完弥:管
 『毎月辺地盤における空洞進展と陥没発生のメカニズム,第
 29回中部地盤工学シンポジウム,pp.42-45,2017

海底地すべり発生メカニズムに関する研究 Study on mechanism of occurrence of submarine landslides

木村真郷1,岩井裕正2,川崎貴也3,張鋒4

- 1 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address 30415035@nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address iwai.hiromasa@nitech.ac.jp
 3 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address 29415031@nitech.ac.jp
- 4 名古屋工業大学・工学部社会工学科・E-mail address choho@nitech.ac.jp

概 要

海底地すべりの発生は、海底ケーブルの破断や地震動を伴わない津波を引き起こすだけでなく、地震時 の海底地すべりは地震による津波の規模を増大させる可能性もある。海底地盤における地すべりは陸上地 盤の地すべりと比較すると大規模であることや、1°にも満たない緩い角度でも地すべりが発生することが あることが特徴である。しかし海底地すべり発生メカニズムおよびその規模について地盤力学的観点から 検討した事例は過去、極めて少ない。そこで本研究では、海底地すべり発生の要因の一つとされる間隙水 圧の上昇に着目し、海底斜面を模擬した模型実験を行った。水中に形成した斜面に人工的に間隙水圧を与 え、その大きさ、過剰間隙水圧が発生する位置および不透水層の有無を変化させることによって、海底地 すべり発生時の間隙水圧の大きさおよび地すべりの規模や形状について観察した。

キーワード:海底地すべり、ボイリング、間隙水圧、模型実験

1. はじめに

海底地盤における地すべりは陸上地盤の地すべりと比 較すると大規模かつ,緩い角度でも地すべりが発生するこ とが特徴である。陸上地すべりと海底地すべりの比較を表 1に示す。近年の海底地形に関する調査によって,日本列 島周辺海域には海底地すべりの痕跡が多数発見されてい る¹⁾。海底地すべりが発生すると,海底に設置された通信 インフラに損傷を与えることや,海底地形の大規模な変化 による津波を引き起こす危険性が指摘されている²⁾。

	陸上地すべり	海底地すべり
移動距離	数 m~数十 m	数百 m~数万 m
土砂容量	数千m ³ 程度	数千 km ³ 以上
斜面傾斜	10°以上	0.5°以上
土質状態	不飽和	飽和(サクションなし)

表 1 陸上地すべりとの比較

過去の報告の中で最も大きな海底地すべりが発生した と知られている例は紀元前 6100 年にノルウェー沿岸の大 陸棚の端に沿って発生した海底地すべりである Storegga Slide である³⁾⁴⁾⁵⁾。ノルウェー沖で 800km に渡り厚さ 450m に及ぶ海底地すべりが発生しそれに伴い内陸 80kmにまで 及ぶ津波が発生した。また, 2011 年に発生した東日本大 震災における津波も海底地すべりが原因で被害が拡大し た事例がある。この津波はプレート変動が原因で発生した ものであるが、実際に観測された津波の規模を解析的に再 現しようと試みたところ、プレート変動に起因する津波よ り大きな規模で発生したという結果が出ている。この解 析結果によると、地震動により発生した波と震源から離れ た海底で起きた海底地すべりを要因として発生した波と が合わさり巨大化したのではないかと発表している。また、 緩傾斜の例としてアメリカ合衆国のミシシッピデルタに おける海底地すべりが挙げられる。この海底地すべりは 0.01°というわずかな傾斜であったのにも関わらず、海底 地すべりが発生した。水中での安息角度を考慮しても、海 底地すべりがせん断抵抗力の低下および重力による土塊 の移動という論理では、流動規模の大きさや緩い角度での 地すべり現象を説明することができない。

海底と陸上の地すべりとの大きな違いは、そのすべりの 規模だけでなく発生要因の多様性である。例えば、陸上地 すべりにおける土塊体積は、大きいものでも数十 km³であ るのに対して、海底地すべりの場合最低でも数百 km³、大 きいものだと数万 km³という規模に達する。また、陸上地 すべりが発生する一般的な要因は、地質の風化、降雨によ る斜面地盤の飽和度上昇および間隙水圧の上昇、地震慣性 力あるいは地震動による液状化によって弱面が形成され ることが挙げられる。これに対して海底地すべりの場合、 通常海底地盤内は海水によって完全飽和の状態にあり飽 和度の大きな変化は生じない。また、降雨のような地盤内 の間隙水量を急激に変化させるような現象は海底におい ては頻繁には発生しないとされている¹⁾。従って、海底地 すべりの誘発原因としては地盤内の間隙圧の変化が大き な要因であるが、この間隙圧力を上昇させる事象が多岐に わたっており、発生原因を特定できないのが現状である。

その中でも特に注目されているのが、地震による海底地 盤の液状化やメタンハイドレート分解などによる海底地 盤内の水圧およびガス圧の上昇である。しかし、液状化や メタンハイドレート分解による地盤内の間隙圧力の上昇 に伴う有効応力低下だけでは、緩傾斜で海底地すべりが発 生することを説明ことはできないとされている。これにつ いて國生(2000)⁷は、不透水層下で水膜が形成されること も海底地すべりが低角度でも発生する原因の一つとして 考えられているが、海底地すべり発生メカニズムおよび規 模について地盤工学的観点から検討した事例は極めて少 ない。そこで本研究では海底斜面を模擬した模型実験によ り海底地すべり発生のメカニズムおよびすべり規模の把 握に取り組む。

2. 実験装置概要および実験条件

本実験では、海底斜面を模擬した模型土槽を用いる。模型土槽内に設置した斜面模型上に砂を堆積させ、斜面下面から定水位昇降装置による水位差の増減により水圧を与えることで、海底地すべり発生時の過剰間隙水圧及び土塊の移動を観察することを目的とした実験を行う。本研究では、特に以下の2つの項目に着目する。

1) 海底地盤内の過剰間隙水圧の大きさと圧入範囲。

2) 不透水層の有無。

2.1 実験装置概要

2.1.1 実験土槽本体および斜面模型

実験土槽は図1に示すようなアクリル製の土槽を用いた。また、図2に実験装置全体の平面図を示す。模型土槽の寸法は表2に示すように内寸で幅1500mm,深さ600mm,奥行400mmであり、模型内に斜面角度10°,水平距離1000mmの斜面模型を設置した。斜面模型の中央には幅200mmで加工されたプラスチック樹脂製のポーラスフィルターが設置されており、所定の範囲に水圧を分散させて与えることができる。

<u> </u>	获农但佩安
幅 (内寸)	1500mm
深さ(内寸)	600mm
奥行き (内寸)	400mm
斜面角度	10°
斜面水平距離	1000mm

表 2 実験装置概要

また,図3に示す定水位昇降装置は水槽の位置を上下さ せることにより,土槽に張られた水との水位差を連続的に 変化させることができる。この時,昇降装置から土槽内へ 水を供給することで土槽内水位が上昇してしまわないよ うに土槽側面に設置されている排水コックからの定期的 な排水により土槽内の水位を一定に保つ。



図 1 実験土槽



図 2 実験装置全体の平面図



図 3 定水位昇降装置(左:定水位水槽 右:全体図)

図4は斜面上に設置されたポーラスフィルターの模式 図である。ポーラスフィルターは全部で5枚設置されてお り、法尻方向から番号が①~⑤と振り分けている。対応し ている付属のコックを開閉することにより、水圧を与える 位置を変化させることができる。また、黒四角、赤丸、青 三角でそれぞれ1~3と示されるのは斜面上に設置した水 圧計の設置位置であり、その色とシンボル形状は後述する 間隙水圧計の時刻歴グラフのシンボルと対応している水 圧計はフィルター①の直上,フィルター②と③の中央,フ ィルター④の直上を目安に設置している。



図 4 水圧を与えるコックと水圧計の配置図

2.1.2 水中カメラの配置とその目的

図5に示すようにモデル水槽内に3台の水中カメラと土 槽外にビデオカメラを設置した。水中カメラは法尻から法 肩へかけて水中カメラをそれぞれ①,②,③とする。水中 カメラ①は斜面法尻と基礎地盤の境目,水中カメラ②は斜 面中央とその側壁,水中カメラ③は斜面法肩部分と壁との 境目をそれぞれ観察している。

また,ビデオカメラを使って斜面全体の動きを土槽外から撮影することで土槽全体を観察している。



2.2 実験条件

与える間隙水圧の大きさと圧入範囲を変えた時の地盤 変動,不透水層の有無が地すべり発生に及ぼす影響に着目 するため,表3に示す実験ケースで実験を行った。Case-w1 から Case-w3 は水圧計を導入しておらず,水中カメラによ り,地すべりやボイリングなどの地盤変動を観察した。 Case-w4 から Case-w6 は水圧計を新しく設置したケースで ある。

本実験では地盤材料として豊浦砂を用い,水中落下法で 斜面を形成する。斜面層厚 40mm を目標としている。この 時,少量の豊浦砂が水中落下法の時に基礎地盤に流れ込ん でしまうことを想定して必要な土量より 3%多く土を使用 する。また, Case-w1~Case-w3 については相対密度 60% を目標としていたが,不透水層および間隙水圧計を設置し た Case-w4~Case-w6 については相対密度 40%に目標を変 更し,地盤形成している。

初期に与える水圧は、地盤の厚さおよび間隙比から限界

導水勾配の水位差 36mm を算出し,その値を基準に 42 mm の水位差を与える。そこから 100mm 刻みに 1300mm まで の計 14 パターンの調査を行った。なお、それぞれの水位 差において水圧を与える時間は全ケース 3 分間で統一し, 3 分経過後は地盤内の水圧がある消散するための時間を 1 分程度設けている。

Case-w1~Case-w3 は不透水層を設置しない豊浦砂のみ を堆積させたケースであり, Case-w4~Case-w6 は不透水 層を地盤に設置したケースである。不透水層には厚さ 1.0mm,幅 398mm,長さ920mmのビニールシートを用い た。不透水層を地盤に設置するときは、斜面底面から 29.5mmの位置に設置し、さらに相対密度を保ったまま、 全層厚が40mmとなるようにビニールシートの上からさ らに9.5mmの砂地盤を作製する。その様子を図6に示す。

表 3 実験ケース							
Casa	て活水図	_{禾北屋} 水圧計 ジ		相対			
Case	小透水層	の設置	与える位置	密度(%)			
Case-w1	なし	なし	1	60			
Case-w2	なし	なし	12	60			
Case-w3	なし	なし	123	60			
Case-w4	あり	あり	1	40			
Case-w5	あり	あり	123	40			
Case-w6	あり	あり	12345	40			



図 6 不透水層の与えた位置模式図

3. 実験結果および考察

3.1 不透水層のないケースの実験結果

不透水層のない Case-w1~Case-w3 においては,水圧を与 えたエリアに円形の変形が生じ,その下方に砂が堆積した。 この現象は,高い水圧によって液状化した砂が斜面に沿っ て流れたものだと考えられる。Case-w1 から Case-w3 のど のケースも斜面全体のすべりは発生しなかった。以下の表 4 に示されるように,液状化による砂の流動は水圧を与え る範囲によって形状に変化を見せた。また,図7に Case-w3 において水位差 42mm から 1300mm まで変化させ,水圧 を与えた時の斜面法尻部分の地盤挙動を示した。図7下図 に示すように斜面法尻部に砂の堆積を確認できる。また砂 の流動距離の測定位置は図8に示されるように,流動開始 位置から流動による砂の堆積終了位置までの間の縦およ び横方向それぞれの最長距離である。

G	流動開始	最終流動距離	最終流動距離		
Case	水位差(縦方向)		(横方向)		
Case-w1	600mm	178.3mm	192.1mm		
Case-w2	400mm	268.8mm	189.2mm		
Case-w3	500mm	207.0mm	207.0mm		

+		C	1 4. 2	C	h	の単態光動のナレル	
衣	4	case-w	ーから	case-w	3	の地密全動のまとめ	



図 7 液状化発生に伴う砂の流動距離の比較 上図:斜面流動開始前の斜面の様子 下図:斜面流動の様子



図8法尻部流動距離の測定位置

また図9にCase-w1からCase-w3の時の水中カメラで撮影した画像から算出した地盤の変状について縦横方向の流動距離の観点から比較した。図9より、最終的な流動距離に限らず、全体的に水圧を与える範囲が広い Case-w2やCase-w3のほうがCase-w1よりも大きな規模の流動になっていることが分かる。さらに土砂流動がより低い水圧で発生する。しかし、Case-w2とCase-w3を比べると、水圧を与える範囲の小さい Case-w2 のほう流動開始が早くや縦方向への流動距離が大きくなっているのが分かる。この

ことから不透水層がない場合,水圧を与える範囲によって 地盤に与える影響を最大限にする地点が存在する可能性 があると考えられる。なおそれぞれのケースは一定の水位 差をピークとして縦方向・横方向とも流動距離の増大が緩 やかになっている。この現象は,砂が斜面法尻下方に堆積 したことで土の移動がせき止められたのではないかと考 えられる.



図 9 法尻部流動距離の測定位置

3.2 不透水層のあるケースの実験結果

3.2.1 水中カメラによる整理

次に、不透水層のある Case-w4~Case-w6 の結果について 述べる。不透水層のない Case-w1~Case-w3 では、水圧が与 えられるポーラスフィルター上部において局所的に砂の 流動が発生したのに対して、不透水層を有するケースでは、 斜面全体が不透水層にそってすべり、法尻部分に横幅全体 にわたって砂が堆積した。不透水層に沿って斜面がすべる 現象は、与えた水圧が不透水層下に溜まることにより、不 透水層と砂層の間にある摩擦が極端に低下したことが原 因であると考えられる。

また図 10 は Case-w5 において水位差 200mm の時,水圧 圧入から 10 秒後~30 秒後までに発生した斜面前方へのす べりの様子を PIV 解析によって示したものである。粒子 が法尻部に向けて移動している様子からわかるように水 圧を与える範囲がポーラスフィルターからと限定的であ っても、斜面全体のすべりが確認されているといえる。



図 10 PIV 解析によるすべりの様子



図 11 Case-w5 の地盤挙動

また, Case-w5 における水位差 100mm を与えた時の地 すべりの一連の様子を水中カメラ①および水中カメラ③ で撮影したものを時系列に並べたものを図11に示す。こ の時,図11の8枚の写真の上段は水位差100mmの水圧を 与えたケースを水中カメラ①で撮影した,初期状態から水 圧を与えてから3分後まで1分ごとに地盤挙動を撮影した ものである。下段の4枚の写真は水中カメラ③の同ケース の同時刻に撮影された画像である。斜面のすべりにより法 尻に堆積した砂の範囲について, 堆積物の先端部を実線で, 堆積物後方部を点線で示した。図11より,水位差100mm において水圧を与え始めてからおよそ 1 分後に斜面が前 方にすべり始め,それに伴って斜面法尻部分に砂が堆積し 始めたことが分かる。その後,継続してすべりが進行して いる。水位差 100mm を与えて 3 分後にはおよそ 37.5mm すべった。また,水位差 200mm では,水位差 100mm の 時と比較して斜面の移動距離が増加している。特に,水圧 を与えて2分後において、一気にすべりが進行している。 これは、与える水位差を 100mm から 200mm に増加させ たことで不透水層下のより広い範囲で摩擦が低下したた めと考えられる。また先述の PIV 解析結果だけでなく二 つの水中カメラの画像からも,斜面全体がすべっているこ とが分かる。

次に、Case-w4~Case-w6 において与えた水位差とすべった累積距離の関係を図 12 に示す。すべり距離に関しては、水中カメラ①で撮影した画像から算出している。図 12 から分かるように、水圧を与える範囲の広い Case-w5 は Case-w4 と比べ、すべりが発生する時の水位差が小さくなっていることと、最終的なすべりの距離が大きくなっていることが確認された。これは、不透水層が設置されている場合、水圧を与える範囲が広がることで、不透水層下の水圧が上昇する範囲も広がり、早いすべり出し、大規模なすべりになったと考えられる。しかし、Case-w6 では①~ ⑤までのすべてのコックを開けており、水圧を与える範囲が最も大きいにも関わらず Case-w5 (コック①~③開)と比べてすべり距離は小さくなった。これは Case-w6 において、すべりが発生する直前の水位差 600mm で不透水層の 法尻部分の切れ目からボイリングが発生しため、不透水層下の水圧が消散し、すべりの距離が Case-w6 と比べ小さな値にとどまったと考えられる。また、Case-w4~Case-w6のいずれのケースにおいても、水位差の増加に対してすべり距離の増加割合が緩やかになる点が存在するが、これは、すべりに伴い斜面法尻部分に土砂が堆積し、すべりを妨げることが理由として考えられる。



図 12 不透水層がありのケースのすべり距離の比較

3.2.2 水圧計による整理

水圧計を設置している Case-w4 から Case-w6 における, 過剰間隙水圧の変化と, すべりとボイリングのタイミング を示した図を図 13 から図 15 に示す。横軸の時間が 0 秒か ら 720 秒となっているが, 実際には各水位差のステージに おいて 180 秒経過後, 水圧を与えるのと停止し約 1 分間水 圧の消散のための時間を設けているが, ここでは水圧消散 に要した時間を省いて時間を整理している。また, 図 13 から図 15 には, Case-w4 から Case-w6 におけるボイリン グの発生位置を右上の斜面を模擬した図に斜線で示した。 この時, それぞれのケースの斜面に変状が発生した前後の



図 15 Case-w6 の水圧の変化

4 つの水位差でのケースの斜面に変状が発生した前後の 4 つの水位差での水圧のデータを対象に選定している。また, すべりとボイリングが発生した水位差をそれぞれ表 5 に 示す。

リング すべり
/ • /
水位差 発生水位差
0mm 300mm
0mm 100mm
0mm 700mm

表 5 Case-w 4 から Case-w 6 の地盤挙動のまとめ

まず, Case-w4 における水位差 100mm~300mm の時は 水圧がステージごとに上昇しており,水圧計が②>①>③ の順に高い値を示すが,水位差 400mm の時は①>②>③ の順に高い値を示している。これは水位差 400mm の時に 発生した斜面左壁面でのボイリングにより水圧計②付近 の過剰間隙水圧が消散したため水圧計②の値が低下した と考えられる。水位差 400mm 以降も継続してボイリング が発生し,その規模が拡大していったため,それ以降,水 頭差を大きくしても,検出する水圧は大きく増加すること はなかった。また, Case-w4 では水圧を与える位置は法尻 付近のコック①だけであるため,斜面上方の間隙水圧計③ は特に小さい値を示している。

次に、Case-w5 に注目する。Case-w4 と見比べると、水 圧計①, ②, ③はそれぞれ同程度の値を示しており, 水圧 が不透水層によって広い範囲にわたって伝達しているこ とがわかる。これは、Case-w4 に比べ水圧を与える範囲が 広がったため,不透水層下のより広い範囲で水圧が広がっ たと考えられる。また、コック③から離れた水圧計③も反 応しており,不透水層が存在すれば水圧を与える箇所が局 所的であっても,水圧が不透水層下全体に広がると考えら れる。また、水位差 100mm~300mm の時は水圧計がケー スごとに緩やかに上昇し、同程度の値を示すが、水位差 400mm の時は水圧計①, ②の水圧が減少している。これ は水位差 300mm の時に発生した斜面中腹壁面付近の広い 範囲で発生したボイリングにより水圧計①, ②付近の過剰 間隙水圧が消散したためだと考えられる。またこの時,水 圧計③は高い値を示している。これは、水圧計③近傍では ボイリングが発生していないことで,この周辺の水圧が消 散することなく,水位差上昇により水圧が増加したと考え られる。また、ゆるく堆積した砂にすべりによるせん断が 発生することで負のダイレイタンシーが発生し、地盤内の 過剰間隙水圧が発生したと考えるが,実験ケースが少ない ため、この詳細なメカニズムに関しては今後の検討事項で ある。また、Case-w4 同様にボイリング発生後は水圧の大 きな増加は確認できなかった。

最後に、Case-w6 に注目する。まず、水位差 600mm に おいてコックを開けた時から 100 秒が経過時に斜面法尻 部からのボイリングが発生し、不透水層下の過剰間隙水圧 が消散したため、水圧計①付近の水圧が急激に減少し、ほ かの2つの水圧計と同程度の水圧の値になった。次に,水 位差800mmにおいて,斜面法肩部と斜面側面の両側から のボイリングが発生し,水圧計②,③の水圧が減少した。 また,このケースもボイリング発生後は水圧の大きな増加 は確認できなかった。また,水位差700mmの時に水圧が 全体的に高い値を示しているが,このケースはすべりの前 から高い水圧が計測されているので,水位差上昇による間 隙水圧の上昇が原因として考えられるが,水位差600mm で発生したボイリングによる水圧の消散と水圧の増減の 関係が合致せず,詳細については今後検討が必要である。

以上まとめると、水圧を与える範囲を変化させると、不 透水層下での水圧の挙動に変化が見受けられる。その中で も、不透水層が存在すれば水圧を与える箇所が局所的であ っても、水圧が不透水層下全体に観測された。このことは 実際の海底地盤においても、不透水層が存在すれば、局所 的な圧力が海底地すべり発生につながる危険性を示唆し ているのではないかと考えられる。また、ボイリングが発 生すると、発生付近の地盤の不透水層下の水圧が減少した。 また一度ボイリングが発生すると、それ以降、水頭差を大 きくしても、検出する水圧は大きく増加することはなかっ た。このことから、一度水圧が消散してしまうと再度水圧 がたまりにくくなる可能性が示唆される。

4. 結論

本研究では、海底地すべり発生メカニズムおよびすべり 規模の把握を目的とした模型実験を行った。特に間隙水圧 を与える大きさ、範囲および不透水層の有無に着目した。 得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 不透水層のない地盤に水圧を与えると、水圧を与えた範囲に円形の変形が生じた。この変形は水圧を与える範囲を増やすことや高い水圧を与えることでより大きくなることが分かった。
- (2) 不透水層のある地盤に水圧を与えると、水圧を与える範囲が局所的であっても、斜面全体が不透水層と 共にこの不透水層に沿ってすべる。
- (3) 不透水層のある地盤に水圧を与えると、コックを開ける位置が1か所であっても広範囲で過剰間隙水圧の上昇が観測された。また、ボイリングが発生すると、水圧が消散し、過剰間隙水圧がそれ以降大きく上昇しないことが分かった。
- (4) 今回の実験では、過剰間隙水圧のみに着目し、既往の研究で報告されている不透水層下の水膜については観察していない。水膜の形成も含めた詳細な海底地すべり発生メカニズムに関しては今後の検討事項である。

参考文献

 Yamada, Y., Matsuoka, T., 2008. Accretionary prism formation and submarine landslide, in: 第37回岩盤力学に関するシンポジ ウム講演集. pp. 357-360.

- Nisbet, E.G., Piper, D.J.W., 1998. Giant submarine landslides. Nature 392, 329.
- Bryn, P., Berg, K., Forsberg, C.F., Solheim, A., Kvalstad, T.J., 2005. Explaining the Storegga slide. Mar. Pet. Geol. 22, 11-19.
- Dawson, A.G., Long, D., Smith, D.E., 1988. The Storegga slides: evidence from eastern Scotland for a possible tsunami. Mar. Geol. 82, 271-276.
- Kvalstad, T.J., Andresen, L., Forsberg, C.F., Berg, K., Bryn, P., Wangen, M., 2005. The Storegga slide: evaluation of triggering sources and slide mechanics. Mar. Pet. Geol. 22, 245–256.
- 6) Tappin, D.R., Grilli, S.T., Harris, J.C., Geller, R.J., Masterlark, T., Kirby, J.T., Shi, F., Ma, G., Thingbaijam, K.K.S., Mai, P.M., 2014. Did a submarine landslide contribute to the 2011 Tohoku tsunami? Mar. Geol. 357, 344–361.
- (7) 國生剛治, 2000. 砂層の成層構造による液状化時の水膜生成 と地盤安定性への影響. 応用地質 41, 77-86.

写真測量技術を用いた土構造物の安定性に関する研究 - タジキスタン共和国アジナ・テパ仏教遺跡の例 -

Study on the stability of the earthen archaeological structure using photogrammetry:

the case of the buddhism monastery of Ajina Tepa, Tajikistan

藤井幸泰1

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

概 要

遺跡構造物の風化や劣化には様々な要因が考えられるが,乾燥地帯においては塩類風化が問題になるこ とが多い。タジキスタン共和国アジナ・テパ仏教遺跡の土構造物を対象に,写真測量を用いた記録活動を 実施した。さらに Fujii et al. (2009)において塩類風化のメカニズムも明らかにし,土構造物が風化侵食でオ ーバーハング状態となり,小規模な崩壊が起きていることを報告している。この報告では崩壊が生じた土 構造物について,その形態や破断面の状況から崩壊メカニズムを検討し,下部侵食により片持ち梁の様相 を示し,自重により崩壊すると考えた。同様に遺跡内の崩壊に瀕した土構造物についても,写真測量によ る記録結果を示し,その危険度について検討を試みた。さらに塩類風化による侵食への対策として,遺跡 修復時には下部構造を厚くした。

キーワード: 立体写真, 三次元モデル, 塩類風化, 浸食, 崩壊

1. はじめに

遺跡構造物の風化や劣化の要因として,自然現象(風雨・塩類風化など)・生物(植物・動物)・人為的破壊など が挙げられる。中でも自然現象による風化や劣化は,長期 間にわたって継続するものであり,地盤工学や応用地質学 分野の専門家が積極的に関われる領域である。実際に塩類 風化などのメカニズムの解明が,遺跡や構造物の修復保存 に役立っている事例もある^{1,2}。

土木や資源といった工学分野では、地すべりなどの安定 性解析が多数行われている。特に北海道・豊浜トンネルの 事故以来、岩盤崩落のメカニズム解析等が行われている ³⁻⁵⁾。塩類風化のメカニズムを推定した Fujii ほか¹¹の報告 には、土構造物が塩類風化を受けてオーバーハング状態と なり、小規模であるが崩落が起きている。人類の遺産とな りうる遺跡の修復・保存のためにも、また地球にやさしい 土構造物の安定性維持のためにも、土構造物の崩落メカニ ズムを探り、安定性向上のための対策が必要である。ここ では三次元写真測量で記録を取得できた、タジキスタン共 和国アジナ・テパム教遺跡の土構造物を対象に、崩壊現象 に焦点をあてた研究の一例を紹介する。

2. アジナ・テパ仏教遺跡について

タジキスタン共和国,首都ドシャンベから南方およそ 100 kmに位置する(図1),古シルクロード沿いの仏教遺 跡がアジナ・テパである。紀元7~8世紀に建造された幅 50 m長さ100 mのほぼ長方形の遺跡で,北西の仏塔を中 心とする「塔院」部と,南東の四角い庭を囲む「僧院」部 から形成される(図2)。8世紀後半ごろには周辺地域がイ スラム化され,遺跡は意図的な破壊を受けた。その後墳丘 として存在していたが,1960~75年にかけて旧ソ連の考 古学者らによる大規模な発掘作業が実施され,多数の記録



図 1 タジキスタン共和国とアジナ・テパ遺跡の位置図

が採られた ⁰。しかしその後は適切な処置がとれられず, 2005 年にユネスコによる修復プロジェクト開始時には, かなりの劣化が進んでいた (Fodde ほか⁷⁾)。

アジナ・テパの建造物はパフサ(藁などを混ぜた粘土塊) と日干しレンガで造られている。遺跡全体を対象に地形図 を作製すると同時に,倒壊の危険性の高い壁について,立 体写真測量を用いた三次元記録活動を実施した。



図 2 アジナ・テパ遺跡の地形標高図

3. 写真測量による三次元記録活動

写真測量とは、写真上で被写体の計測を行う技術である。 写真測量技術による遺跡の計測については、藤井⁸⁾や Fujii ほか¹⁾に詳しい記載がなされている。はじめに対象物とな る遺跡の壁などを写し込んだ左右二枚のデジタル写真撮 影を実施する(図3)。立体写真撮影時の左右カメラの位 置と撮影方向の情報があれば、対象物に関する両画像間の 視差差から対象物の三次元情報を取得することができる。 しかし写真撮影時に、カメラ位置と撮影方向を精密に測定 することは難しい。そこで標定点と呼ばれる既知のポイン トを複数点設置し、写真撮影時に対象物と共に写し込む。 これら標定点の写真上での位置と視差差と実位置から、撮 影時のカメラ位置と撮影方向を最適解として計算するこ とになる。これら標定点は、遺跡内に設置した基準点を用 いてトータルステーションで測量し、遺跡内の統一座標系 として利用した。

上記で撮影したデジタル立体写真をコンピューターに 取り込み,写真測量解析ソフトを用いて標定点からカメラ 位置と撮影方向を計算する。立体写真を撮影時の状態に復 元する標定作業の後,解析ソフトは自動的に左右立体写真 の同じ位置を見つけ出し,三次元モデルを作成できる(図 4)。さらに三次元モデル上には写真を張り付けることがで き,テクスチャーマッピングとしての表現が可能である。



Making Digital Terrain Model (DTM)



図 4 土構造物の三次元モデルとテクスチャーマッピング



図5 土構造物の断面線

三次元モデル作成後は,任意面での断面線作成などが可 能となる。図5に一例を示す。これは二組の立体写真から 二つの三次元モデルを作成し,それぞれから作成した同一 面での断面線を組み合わせたものである。

上記のような立体写真撮影と三次元モデル作成を図 6 に示す4つの土構造物に適用し(Wall-A~D),5か所において断面線の作成を実施した。

Cross-Sections of damaged Walls



図6 遺跡内の土構造物の断面図(Fujii ほか¹⁾より)

4. 構造物の崩壊について

4.1 崩壊メカニズムの検討

修復プロジェクト中に崩壊が生じた壁-A を対象に、その崩壊メカニズムの検討を行う。図6中a2断面図から判断できるように、土構造物の下部が浸食され、オーバーハング状態となっていた。また壁-A の崩壊部分が浸食深さと一致していた。崩壊後の破断面を観察すると(図7)、上部は比較的滑らかな構造を示しているが、下部の破断面構造は粗い。これらの構造から、初期段階は引張応力により上部からクラックが進行し、その後に崩壊に遷移したものと推定できる。なお、遺跡の大半は日干しレンガで構成されているが、長年の風化によって、日干しレンガの接合面を含むオリジナル形状を認識するのは難しい。



図7 図6中壁Aのa2断面付近の崩壊

そこで片持ち梁にかかるモーメント等を考慮してその 破壊過程を推定する。図8右上の破線赤丸付近にかかる引 張り応力は下記の方程式であらわされる。

$\sigma_x = 3W^2 \rho g/H$ 式(1)

ここでHは構造物の高さ,Wは構造物下部の浸食深度,

ρは日干しレンガの密度,gが重力加速度である。

壁-Aの a_2 断面では実際に崩壊が起きており, H=3.17 m, W = 0.69 m であった。そこで日干しレンガの密度を ρ = 1,240 kg/m³ と仮定すれば⁹,最大引張応力として σ_c = 5.5 kN/m²が得られる。



図8 断面図と下部侵食による片持ち梁様相へのモデル化

この強度は妥当な値であろうか? 日干しレンガ等の 土構造物の一軸圧縮強度試験結果によれば¹⁰⁾,乾燥状態の 土構造物の強度は 1,000 kN/m² 程度と高いが,含有水分の 増加により強度は下がり,水分が 15%以上含まれると 100 kN/m²以下となる。さらに岩石の強度試験ではあるが,圧 縮強度に対して引張強度は 1/10 程度の大きさとなってい る¹¹⁾。これらの事実を考慮すれば,遺跡内の土構造物の引 張強度として σ_{c} = 5.5 kN/m²という値は、崩壊が生じた冬 季の雨季も考慮すれば,それほど外れた値ではない。

Fujii ほか¹に示されているように、壁下部の浸食は、塩 類風化によるものであり、季節変化等に応じて年々進行す るものと考えられる。浸食深度 W がある値に達して、自 重に耐えられなくなった際に、オーバーハング部分が崩壊 するものと考えられる。このような流れを図9に示す。



図9 塩類風化による壁の浸食・崩壊の過程(Fujii ほか1)より)

4.2 他の壁の状況について

図 6 には壁-A 以外の壁の断面線も示されている。した がってこれらの壁の高さ(H) と浸食深度(W)の計測も 可能である。これらの結果を図 10 に示す。図 10 には式(1) と上記の σ_c を利用した H = $3W^2 \rho g/\sigma_c$ の曲線を実線で示し ている。四角点が壁-A の a_2 断面の H-W 状況であり、ダイ ヤモンド点がその他の壁の状況を示している。土構造物の 高さ(H) が変化することは無く、浸食深度(W)が年々



図10 遺跡内の壁の高さ(H)と浸食深度(W)関係と限界線

増加していく。すなわち最終的にこの深度が限界線(実線) に到達した場合に,壁のオーバーハング部の崩壊が起きる と考えられる。このような進行を破線矢印で示す。最も侵 食が進んだ壁においても,まだ10cm以上の余裕が存在し, 崩壊前の壁-Aに比べればまだ安全と考えられる。

5. 考察と修復作業

1960~75年にかけて旧ソ連の考古学者らによる大規模 な発掘作業の記録のによれば、土構造物のオリジナルの厚 さは最大 2.4 m であったとされる。発掘作業後にどれくら いの厚さが残されたかは不明であるが、図6に示した断面 図を見る限り、かなり薄くなっていることがわかる。特に 壁-D は 0.5 m 程度の厚さしか残っておらず、両脇には崩壊 によって堆積した土が存在することがわかる。すなわち図 9に示す塩類風化による下部の浸食と、上部の崩壊が何度 か起きていると予想できる。すなわちこのまま放置してお けば、図 10 の破線矢印に示すように浸食と崩壊がさらに 進むと予測される。

そこで修復保存作業として、新しい日干煉瓦と土の漆喰 を用いて、オリジナルの土構造物を覆うように修復を行っ た。この際、オリジナルの構造物と新しい部分の境界がわ かるように砂をつめ、将来的にタジキスタン共和国の技術 者らが再発掘できる構造とした。さらにここで述べてきた 塩類風化による浸食と崩壊への対策のため、下部を厚く健 固な構造とした(図 11)。本来は排水溝を設置して水の動 きを制御したり、覆い屋を用いて蒸発散量の抑制を行うべ きだが、プロジェクトの期間と予算の制限によりかなわな かった。

6. おわりに

アジナ・テパ仏教遺跡は古シルクロード沿いに存在する。 2014年「シルクロード:長安-天山回廊の交易路網」が世界 文化遺産に登録された。中国とカザフスタンとキルギスタ



図 11 修復後の壁-A

ンでの3か国33資産で構成される。残念ながらタジキス タンは、その波には乗れなかったようである。修復作業後、 ちょうど10年が経過した。現在の状況は分からない状況 であるが、保存状態が気になる昨今である。

7. 謝辞

三次元記録活動は,外務省ユネスコ文化遺産保存日本信 託基金によるプロジェクト(2005~2008年)で行われた 内容の一部である。修復専門家としてプロジェクトに参加 し,現地やラボで共同研究を実施頂いた,埼玉大学教授で あった故渡辺邦夫氏,英国 Bath 大学の講師であった故 Enrico Fodde 氏には大変お世話になった。また現地作業に おいて,当時は埼玉大学大学院生だった村上和哉氏ならび に张寒冰氏にもご協力をいただいた。紙面を借りて感謝申 し上げます。

参考文献

- Fujii, Y., Fodde, E., Watanabe, K., Murakami, K.: Digital photogrammetry for the documentation of structural damage in earthen archaeological sites: the case of Ajina Tepa, Tajikistan. Eng. Geol. 105, 124–133, 2009. http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo. 2008.11.012.
- Kuchitsu, N., Ishizaki, T., Nishiura, T.: Salt weathering of the brick monuments in Ayutthaya, Thailand. Eng. Geol. 55, 91–99, 1999.
- 菊地宏吉,水戸義忠:国道229号線豊浜トンネル上部斜面の岩盤崩 落,メカニズムに関する地質工学的考察,応用地質,Vol.39,No.5, pp.456~470,1998.
- 4)米田哲朗,林謙二,ダカールゴネス,柏谷公希,金子勝比古:北 海道積丹半島における火砕岩の特性と岩盤崩壊の要因について, 地すべり,Vol.39,No.1,pp.14~21,2002.
- 5) 桑野 健, 佐々木靖人, 脇坂安彦:多変量解析による岩盤崩壊物 質の到達範囲の検討, 応用地質 Vol.45, No.1, pp.31~41, 2004.
- Litvinskij, B., Zejmal, T.I.: The Buddhist Monastery of Ajina Tepa, Tajikistan. Isiao, Rome. 190 pp, 2004.
- Fodde, E., Watanabe, K. and Fujii, Y.: Preservation of earthen sites in remote areas: the Buddhist monastery of Ajina Tepa, Tajikistan, Conservation and Mgmt. of Arch. Sites, Vol. 9 No. 4, 194–218, 2007.
- 8)藤井幸泰,渡辺邦夫,村上和哉:写真測量技術を用いた文化遺産の3次元調査:アジナ・テパ仏教遺跡(タジキスタン)における修復・保全活動,応用地質,Vol.48,No.5,pp.258-264,2007.
- 9) 浦 憲親:「土」に関わるが、泥舟にならないか? 北陸支部 Web 広報誌, No.36, 2010.
- Warren, J.: Conservation of Earthen Structures, Butterworth-Heinemann, p.71, 1999.
- 11) 山口梅太郎,西松裕一:岩石力学入門,東京大学出版会,331p, 1991.