



第34回 中部地盤工学シンポジウム論文集

令和4年8月8日（月）

第2セッション（13:30～15:00）

司会：岐阜工業高等専門学校 水野 和憲

- 2-1 河川堤防の堤体浸透挙動・変状に及ぼす降雨強度と粒度分布の影響..... 45
○一瀬 守（名古屋工業大学），前田 健一，澤村 直毅，大桑 有美
- 2-2 漏水量に着目したパイピング破壊に対する基礎地盤構造の耐力特性..... 49
○澤村 直毅（名古屋工業大学），前田 健一，一瀬 守，大桑 有美
- 2-3 流れ盤地層境界面を有する切土斜面の安定性評価 55
○湯貫 敬（名城大学），小高 猛司，久保 裕一，夏目 将嗣
- 2-4 人造石工法で建造された百々貯木場の写真測量調査と強度測定について..... 63
○竹内 幸輝（名城大学），藤井 幸泰
- 2-5 間隙水のダイナミクスを考慮した弾塑性解析による飽和地盤の不安定化現象の数値解析 67
○豊田 智大（名古屋大学），野田 利弘，佐竹 孝曜
- 2-6 粒子群最適化法のパラメータが構成則パラメータの探索能力に及ぼす影響 73
○酒井 崇之（名古屋大学），中野 正樹

河川堤防の堤体浸透・変状に及ぼす降雨強度と粒度分布の影響 Effect of rainfall intensity and particle size distribution on seepage behavior and deformation of river levee body

一瀬守¹，前田健一²，澤村直毅³，大桑有美⁴

1 名古屋工業大学大学院・社会工学系プログラム・E-mail address m.ichinose.943@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・社会工学系プログラム

4 名古屋工業大学・社会工学科

概 要

近年、都市部を襲う集中豪雨は増加傾向にあり、河川堤防の決壊被害も相次いで報告されている。また、2000年に発生した東海豪雨でも、堤防決壊前にエアブローの発生が確認されている。しかし、現行の河川堤防における設計要領では、エアブローの程度により堤体内部に与える影響、降雨条件が堤体変状に及ぼす影響については、十分に考慮されていない。また、堤防ごとに材料は異なり、それに伴い粒度分布も変化する。そこで本稿では、降雨強度と堤体材料の粒度分布及び透水係数が河川堤防堤体での浸透挙動と変状に与える影響について検討するため堤防模型実験を実施した。その結果、堤体材料の粒度分布の範囲が狭く、透水係数が大きく、さらに降雨強度が強くなるほど堤体への水の浸透が早くなり、より多くの間隙空気が基礎地盤に近い位置で閉じ込められることで、法尻に近い位置でエアブローが発生しやすくなること、それに伴い法面が大きく変状することで決壊の危険性が高まることを明らかにした。

キーワード：堤防，エアブロー，粒度分布，降雨，浸透

1. はじめに

近年、河川水位が高水位に至らない降雨のみによる河川堤防の変状が報告されている。また、豪雨時において、堤防の変状前に空気の噴出(エアブロー)が目撃されている。土-水-空気の三相に着目した検討¹⁾はされているが、現行の河川堤防における設計指針²⁾では、堤体の安全性に及ぼす降雨波形の影響や間隙空気の影響、また堤体材料による影響についてはメカニズム解明や定量的評価には至っていないため明記されていない。また、総雨量は同じでも瞬間的な降雨強度が高いほど堤体に水が浸透しにくくなる³⁾ことが判明している。温暖化に伴う気候変動の影響により大雨のリスクが増加している中、上記は重要な研究課題であり、効率的な対策の検討は急務と考える。

そこで本報告では、既報⁴⁾にない豊浦砂とまさ土の2種類の堤体材料を用い、堤体に豪雨を作用させる模型実験を実施し、降雨強度が河川堤防堤体における浸透挙動と変状に与える影響、間隙空気のダイナミクス解明とエアブローの危険性に対する評価を行った。

2. 実験概要

図1に実験模型概略図、表1に実験ケース一覧を示す。基礎地盤及び堤体には case1, case2 では豊浦砂, case3, case4 ではまさ土を使用した。堤体に作用させる豪雨の降雨強度は case1, case3 では気象庁が激しい雨と定める 30 mm/h, case2, case4 ではその3倍で猛烈な雨と定める 90 mm/h とした。また基礎地盤については、豊浦砂を用いた case1, case2 では水中落下法, まさ土を用いた case3, case4 では含水比 20%で練り混ぜた後、空中落下法により作成した。また、図2に粒度分布を示す。豊浦砂とまさ土の透水係数はそれぞれ $k=1.23 \times 10^{-4}$ m/s と $k=2.29 \times 10^{-5}$ m/s であり、粒度分布を図2に示す。全ケースで堤体の含水比は 0.01, 法勾配は 2割勾配とした。実験模型の底面は不透気非排水である。また、堤内側は開放してあり、堤外側のみに降雨による水が蓄積し、水位が上昇するよう設定した。

実験開始後はビデオカメラにより堤防断面の浸透過程を記録した。また、土壌水分計を設置することで堤体内における浸潤挙動の計測を行った。さらに、奥行き方向中央にレーザー変位計を設置し、実験開始から5分ごとに裏法尻から表法肩までの法面及び天端の変状の計測を行った。

実験は降雨強度 30mm/h に設定した case1, case3 については、堤体内部への水の浸透が完了した後に堤外側の水位を越流するまで上昇させ、破堤した場合に終了とした。ま

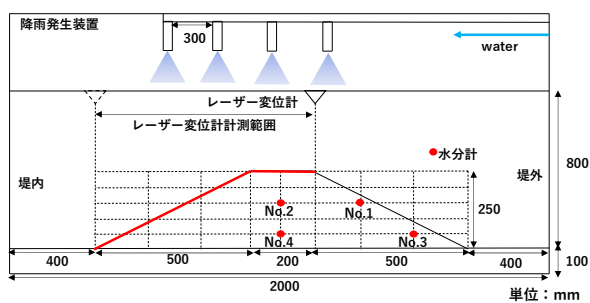


図1 模型実験概略図及び水分計の設置位置

表1 実験ケース一覧

case名	降雨強度	土の種類
case1	30(mm/hr)	豊浦砂
case2	90(mm/hr)	豊浦砂
case3	30(mm/hr)	まさ土
case4	90(mm/hr)	まさ土

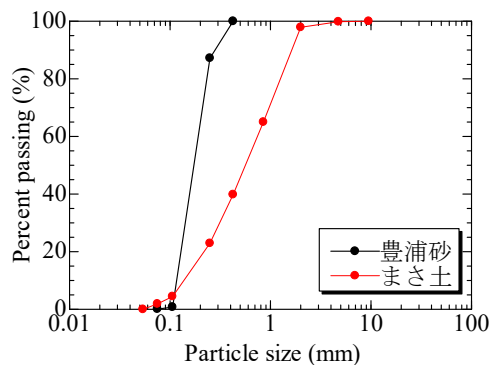


図2 実験に用いた試料の粒度分布

た、降雨強度 90mm/h に設定した case2, case4 については、実験中に発生した法面の浸食や水位上昇による影響で破堤した場合に終了とした。

3. 実験結果及び考察

3.1 堤体への浸透過程及びエアブローの発生の確認

実験模型断面で確認された堤体浸透の経時変化を図3に示す。図3より、降雨を作用させると堤体表層から水が浸透し浸潤域が発達することが分かった。case1 では実験開始 30 分後、case2 では実験開始 10 分後、case3 では実験開始 60 分後、case4 では実験開始 30 分後に間隙空気を圧縮していることが分かった。このような浸潤線に囲まれた領域は間隙空気を蓄積し、基礎地盤や水位上昇による揚力を受けることで間隙空気が噴出しエアブローを誘発することで、堤防を弱体化させる危険性がある。case1, case2 を比較すると、case2 の方が基礎地盤に近い位置で間隙空気が圧縮されていることが分かる。これは降雨強度が強くなると基礎地盤からの浸透量はあまり変化がないものの、法面及び天端からの浸透量が多くなるのが原因だと考

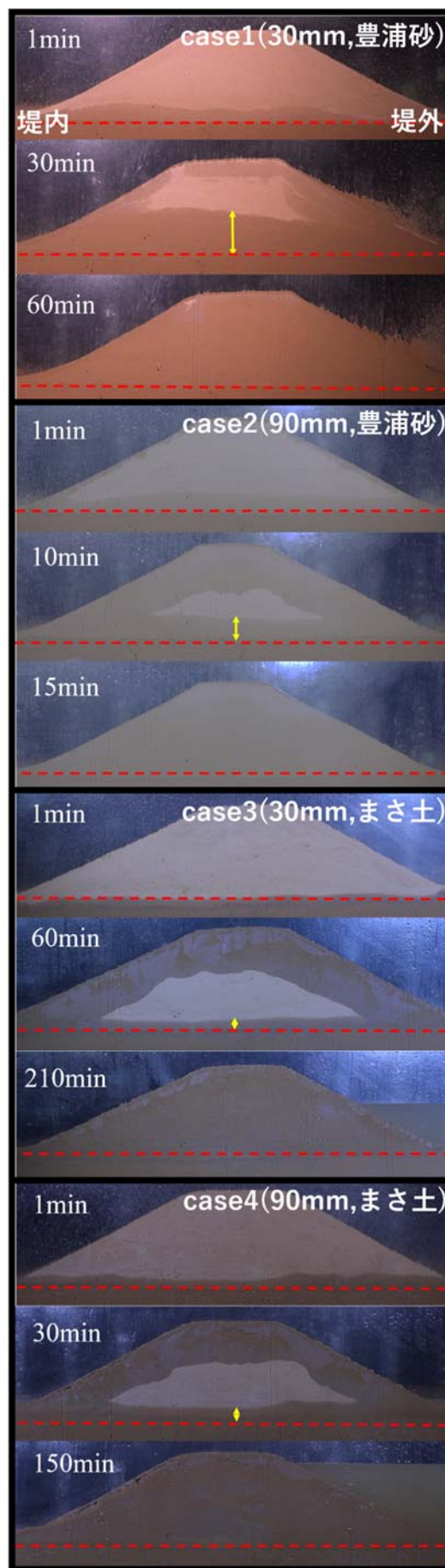


図3 間隙空気圧縮の様子：上から case1 (降雨強度 30mm/h, 豊浦砂), case2 (降雨強度 90mm/h, 豊浦砂), case3 (降雨強度 30mm/h, まさ土), case4 (降雨強度 90mm/h, まさ土)

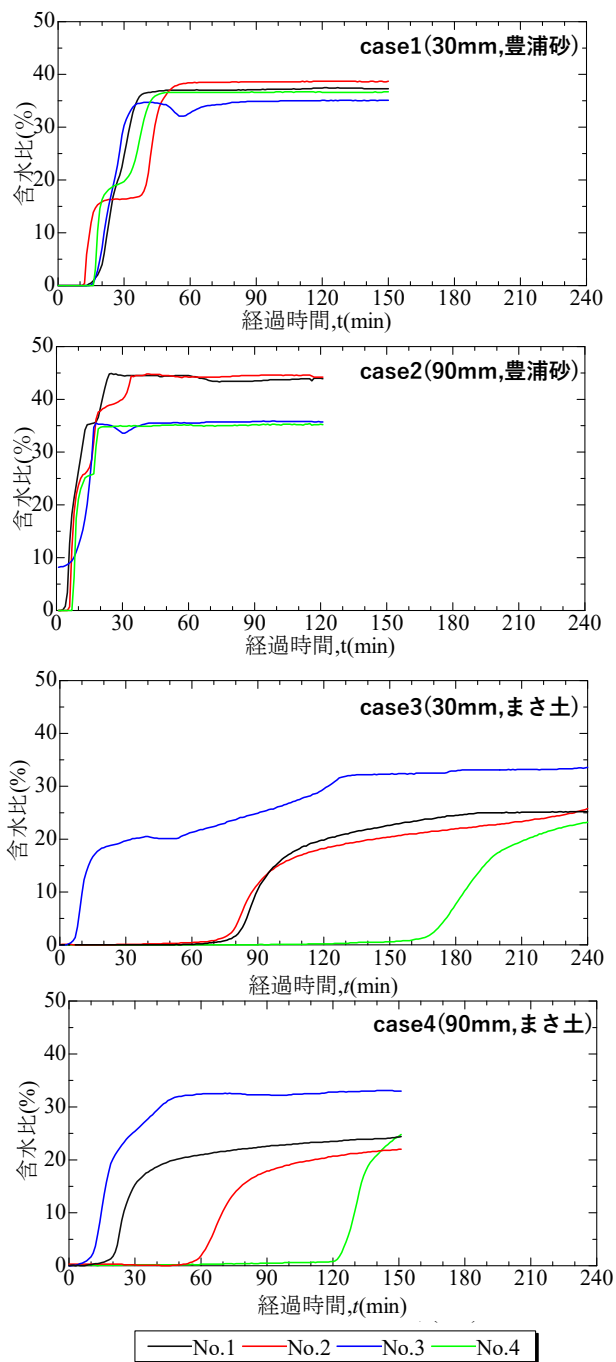


図4 水分量の経時変化：上から case1 (降雨強度 30mm/h, 豊浦砂), case2 (降雨強度 90mm/h, 豊浦砂), case3 (降雨強度 30mm/h, まさ土), case4 (降雨強度 90mm/h, まさ土)



図5 実験で確認されたエアブロー現象：左図；case1 (降雨強度 30mm/h, 豊浦砂), 右図；case2 (降雨強度 90mm/h, 豊浦砂)

えられる。しかし, case3, case4 では降雨強度が異なるが, 間隙空気が圧縮される位置に大きな違いは見られない。これは豊浦砂の透水係数がまさ土に比べて 20 倍ほど大きいため, まさ土を使用した case3, case4 では基礎地盤から堤体に向かっての水の浸透が少なかったと考えられる。また, 断面全体に浸透が進んだ時間を確認すると, 降雨強度 30mm/h の case1 では 60 分, case3 では 210 分, 降雨強度 90mm/h の case2 では 15 分, case4 では 150 分のように, まさ土を使用した場合により多くの時間を要することが分かった。これも先ほど同様に, それぞれに使用した堤体材料の透水係数の違いが原因であると考えられる。

また, 各ケースにおける堤体内の水分量の経時変化を図 4 に示す。図 4 から豊浦砂を使用した case1, case2 では, 実験開始から 15 分以内にはすべての点で水分量が増加したが, まさ土を使用した case3, case4 では水分量が増加するまでに時間がかかることが分かった。このことから, 図 3 で確認した通りまさ土は豊浦砂に比べて透水係数が小さいため, 水の堤体内部への浸透が遅いことが分かる。また, 豊浦砂を使用した case1, case2 では天端中央下方に設置する水分計 No.2, No.4 (図 1 参照) に着目すると, case1 では実験開始後 20 分, case2 では実験開始後 10 分で一時的に水分量の増加が停止している。これは降雨による法面及び天端からと基礎地盤からによる, 上下からの水の浸透により圧縮された間隙空気が一時的に水の浸透を妨げたためだと考えられる。しかし, まさ土を使用した case3, case4 では水分量の増加速度が緩やかになる箇所が存在しないことから, 水が急激に浸透する豊浦砂の方が間隙空気を圧縮しやすいといえる。また, 豊浦砂を使用した case1, case2 に比べて, まさ土を使用した case3, case4 では水分量の増加が緩やかになっている。これは豊浦砂に比べてまさ土の透水係数が小さいことと, まさ土を用いた堤体では表層から浸透する水が堤体内部の間隙空気と少しずつ入れ替わるように浸透するためだと考えられる。

さらに, 本実験で発生が確認されたエアブローの様子を図 5 に示す。case1 では実験開始 50 分後に裏法面中央付近で 1 つ, case2 では実験開始 15 分後に両側の法尻上部付近で複数個発生した。しかし, まさ土を使用した case3, case4 ではエアブローは発生しなかった。この結果から降雨強度が強くと水が浸透しやすい方がより多くの間隙空気を基礎地盤に近い位置で圧縮し, エアブローが発生しやすくなることが分かった。

3.2 異なる豪雨強度時の法面変状の比較

図 6 に各ケースにおけるレーザー変位計で計測した奥行方向中央の堤体形状の経時変化を示す。図の横軸は 0 が裏法尻, 700 が表法肩を表す。豊浦砂を使用した case1, case2 は法面の浸食が発生しており, 時間の経過に伴い法面の浸食箇所が徐々に法肩に近づくことが分かった。さらに, case1 では法面中央まで浸食の起点が進展するまでに実験開始から 120 分間を要しているが, case2 では裏法肩まで崩壊の起点が進展するのに実験開始から 60 分間を要

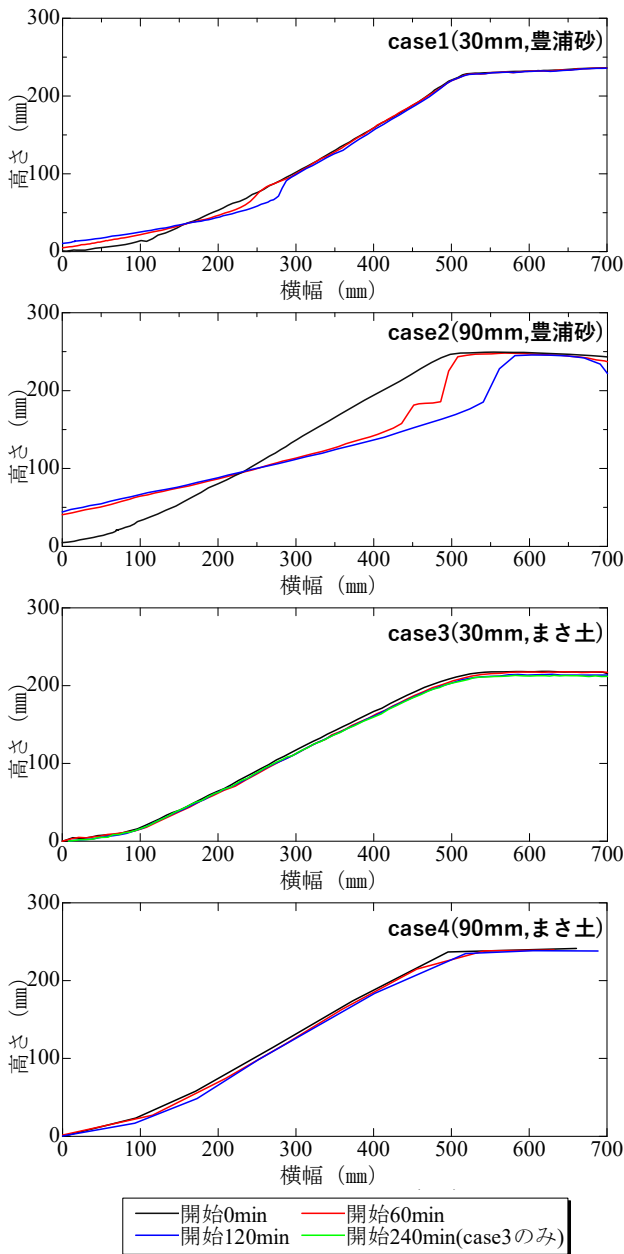


図6 レーザー変位計による堤体形状の経時変化：上から case1 (降雨強度 30mm/h, 豊浦砂), case2 (降雨強度 90mm/h, 豊浦砂), case3 (降雨強度 30mm/h, まさ土), case4 (降雨強度 90mm/h, まさ土)

していることから、降雨強度の違いによりすべりの進展速度に大きな差が生まれることが分かる。また、case2 ではエアブローの発生時に堤体が大きく変状しているが、case1 ではエアブローの発生時に大きな変化は見られない。このことから豊浦砂においては法尻付近のエアブローの発生は法面浸食を助長するが、法面中央のエアブローではあまり影響を受けない。つまり、実堤防においてもエアブローが発生したとしても必ずしも堤体変状の危険が迫っているわけではなく、エアブローの発生する場所により堤体変状の危険性が変化することを明らかにした。また、まさ土を使用した case3, case4 では堤体形状の変化がほとんど見られない。そのため本実験においては、粒度分布が広

く透水係数の小さい堤体材料の場合、豪雨が堤体に作用した際の形状変化への耐久性が強くなることが分かった。

4. まとめ

本研究では河川堤防堤体に豪雨が作用した際の浸透挙動・変状のメカニズムを把握するために、降雨強度と堤体材料を変化させた模型実験を行った。その結果、以下のような知見が得られた。

- 1) 堤体材料の粒度分布が狭く、透水係数が大きく、さらに降雨強度が強くなるほど堤体への水の浸透が早くなり、より多くの間隙空気が基礎地盤に近い位置で閉じ込められる。その結果、法尻に近い位置でエアブローが発生しやすくなることを明らかにした。
- 2) 豊浦砂においては、エアブローが法尻に近い位置で発生するほど法面の崩壊を助長することを確認した。そのため、エアブローにも個体差があり、法尻付近で大量の空気が噴き出すエアブローは堤防決壊の危険性を高めるが、法面中央のエアブローに関しては空気が安全に抜けることで結果的に大きな被害につながることを抑制していることを明らかにした。

今回の実験では一様な砂で堤体を作成しているため浸食が法尻から徐々に崩壊することが確認された。しかし、実堤防では法面の植生や表土の粘着力が生じることで、法肩からまとまった気泡が一気に噴き出すようなエアブローが発生することで、法肩を起点とした円弧すべりなどの変状を引き起こす可能性が考えられる。そのため、今後はさらに使用する堤体材料の種類を増やして実験を行う。さらに、植生などの法面の状況をより実堤防に近づけ、変状・破壊モードに及ぼす影響について詳細に検討するとともに、エアブローの発生箇所や個数、規模等によって堤体の不安定化を抑制・助長させる条件について検討していく。

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 19H00786）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) 小高猛司, 浅岡頌: 砂質地盤での浸透過程での気泡の発生・発達現象, 土木学会論文集, 487/III-26, pp.129-138, 1994.
- 2) 齋藤啓, 前田健一, 李兆卿: 多種センサー・モニタリングによる降雨強度の違いにおける実堤防内浸潤挙動, 土木学会第 70 回年次学術講演会, III-169, pp.337-338, 2015.
- 3) 国土交通省河川局治水課, 河川堤防設計指針, 2007.
- 4) 前田健一, 柴田賢, 馬場千児, 榎尾孝之, 今瀬達也: 豪雨と気泡の影響を考慮した河川堤防における透気遮水シートを設置効果, 国際ジオンセティックス学会日本支部, ジオンセティックス論文集, 第 25 巻, pp107-pp112, 2010.
- 5) 前田健一, 柴田賢, 馬場千児, 小林剛, 榎尾孝之, 尾畑功: 模擬堤防土槽実験によるエアブローの確認と数値解析, 河川技術論文集, Vol.18, pp.305-310, 2012.

漏水に着目したパイピング破壊に対する基礎地盤構造の耐力特性

The proof strength properties of foundation ground structure against piping focus on water leakage

澤村直毅¹, 前田健一², 一瀬守³, 大桑有美⁴

1 名古屋工業大学大学院・社会工学系プログラム・E-mail address n.sawamura.970@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・社会工学系プログラム

4 名古屋工業大学・社会工学科

概要

パイピングの危険性が高い基礎地盤特性については定性的に明らかにされてきた。しかし、多様な基礎地盤特性や外水位条件下で、パイピングによって破堤に至る指標は未だ確立されていない。そこで、本研究では外水位の高さに対する堤内側での漏水量に着目して模型実験を実施し、基礎地盤特性による違いを補正した漏水量とパイピング進展度の関係からパイピング破壊に対する基礎地盤の耐力を定量的に把握することを検討した。その結果、基礎地盤構造によって破壊挙動が異なること、および漏水開始時からパイピング破壊に至るまでの累積漏水量には限界範囲が存在することが分かった。また、その限界範囲について複層地盤は単一層地盤よりも10倍程度大きく、それは基礎地盤の弱体化に起因していることが示された。今後は、模型実験や数値解析から漏水量の限界値の存在を明らかにし、実堤防にも適応できる定量的な指標の一つとして確立することを目標としている。

キーワード：河川堤防、パイピング、単一層地盤、漏水量、耐力

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¹⁾。また、今後も気候変動に伴い豪雨の強度増加や長期化によって、高水位の外力が河川堤防に長時間作用することで堤内地で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は高まっていくと考えられる。さらに、いつ、どこで発生し、どの程度危険であるかを予め判別することは困難であり、今後の浸透に対する効率的・効果的な水防活動や河川堤防強化のためにもパイピングの照査精度を向上させることは急務である。

河川堤防におけるパイピングの兆候である噴砂の発生条件については定性的に把握できるようになってきた²⁾³⁾。しかし、様々な基礎地盤特性や水位条件下でのパイピングによる破堤条件やその指標に関する研究は続いている。

そのような中、福岡ら⁴⁾⁵⁾によって堤防脆弱性指標 t^* および堤防基礎漏水指標 tb^* と呼ばれる無次元量が検討され実河川に応用されている。堤防脆弱性指標 t^* は浸透流の支配方程式である Richards の式を無次元化し、浸透流を支配する力学指標から導かれており、この値によって漏水、崩壊、決壊のどのレベルの現象が生じるかを判別することがで

きる。つまり、浸透による破壊形態の判別方法であり、基礎地盤内の水や土粒子が移動することによって生じるパイピング破壊は対象外としている。また、堤防基礎漏水指標 tb^* についても同様の考え方から導かれた漏水・噴砂に対する指標であり、被害箇所の推定が可能となることが示唆されている。これらの無次元量は土の特性を表す透水係数や空隙率等のパラメータの組み合わせによる構成式であるため、あらゆる基礎地盤特性について適応可能であると考えられる。

本論文では、上記の視点を鑑み、水の移動に対する土粒子の移動、すなわち堤内側での漏水量に対するパイピング進展の観点から、漏水発生時からパイピング破壊に至るまでの基礎地盤の損傷状態を観察し、パイピング破壊の危険度を定量的に把握することを試みた。基礎地盤は複雑な構造体であるが、単一層地盤に立ち戻り、基礎地盤材料を変えて模型実験を実施し、検討した。

2. 実験概要

図1に簡易パイピング実験模型の概略図を、表1に実験ケースを示す。基礎地盤について、単一層構造では珪砂2号、4号、5号、6号、7号を、複層構造では上層に珪砂7

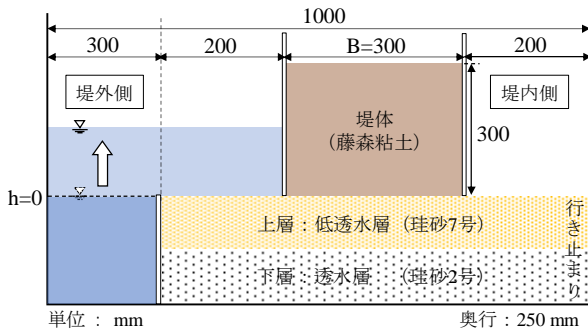


図1 実験模型概略図

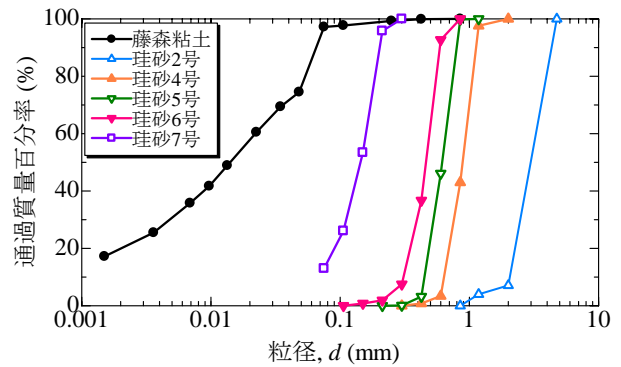


図2 粒度分布

表1 実験ケース一覧

case名	層構造	基礎地盤材料		層厚		透水係数		合成した透水係数 (m/s)
		上層	下層	上層 (mm)	下層 (mm)	上層 (m/s)	下層 (m/s)	
case1	単一層	珪砂2号	-	90	0	1.80×10^{-2}	-	1.80×10^{-2}
case2	単一層	珪砂4号	-	90	0	1.10×10^{-3}	-	1.10×10^{-3}
case3	単一層	珪砂5号	-	90	0	7.50×10^{-4}	-	7.50×10^{-4}
case4	単一層	珪砂6号	-	90	0	1.40×10^{-4}	-	1.40×10^{-4}
case5	単一層	珪砂7号	-	90	0	1.40×10^{-5}	-	1.40×10^{-5}
case6	複層	珪砂7号	珪砂2号	20	70	1.40×10^{-5}	1.80×10^{-2}	1.66×10^{-4}
case7	複層	珪砂7号	珪砂2号	45	45	1.40×10^{-5}	1.80×10^{-2}	7.42×10^{-5}
case8	複層	珪砂7号	珪砂2号	70	20	1.40×10^{-5}	1.80×10^{-2}	4.76×10^{-5}

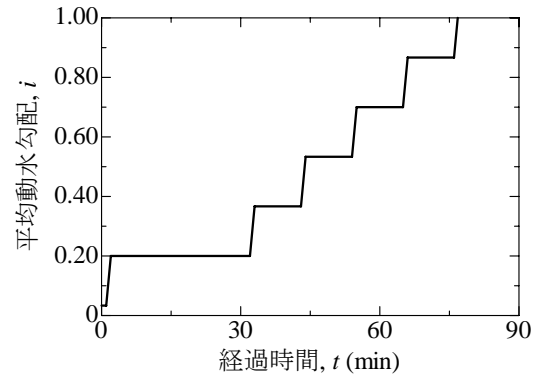


図3 水位条件

号, 下層に珪砂2号を用いて水中落下法で堆積させた。その後, 相対密度が70%程度となるように締め固めた。堤体については藤森粘土を使用し, 含水比20%で作成した。ただし, 堤体をアクリル板で拘束し, 堤体の変状によるパイピング進展への影響を無視している。各材料の透水係数は, 珪砂2号 $k_2=1.80 \times 10^{-2}$ (m/s), 珪砂4号 $k_4=1.10 \times 10^{-3}$ (m/s), 珪砂5号 $k_5=7.50 \times 10^{-4}$ (m/s), 珪砂6号 $k_6=1.40 \times 10^{-4}$ (m/s), 珪砂7号 $k_7=1.40 \times 10^{-5}$ (m/s), 藤森粘土 $k_c=3.00 \times 10^{-8}$ (m/s)である。また, 図2に各材料の粒度分布を, 図3に水位条件である平均動水勾配*i*(水位差を堤体敷幅で除した量)の経時変化を示す。行き止まり境界については, すべてのケースに設置し, 裏法尻から堤内側へ200 mm離れた位置とした。本実験ケースでは, 層構造(単一層あるいは複層), 層厚比(全層厚に対する上層厚の割合), 基礎地盤材料(粒径あるいは透水係数)の異なる条件下で実施し, 堤内側での漏水流量を計測した。実験は, パイピング破壊が生じた場合に終了とした。

3. 実験結果と考察

3.1 単一層地盤の結果と考察

まず, 単一層地盤におけるパイピング現象のメカニズムを把握するため, パイピング進展度および漏水流量, 累積漏水量の挙動に着目し, パイピング破壊に対する基礎地盤の耐力について検討した。ここで, 基礎地盤の耐力について, パイピング破壊に至るまでの外力である平均動水勾配の継続時間と定義した。

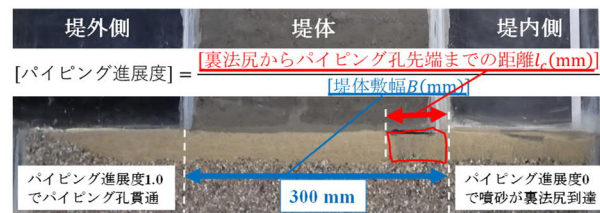


図4 パイピング進展度の定義

(1) パイピング進展度の挙動

パイピング進展度とは, 裏法尻からパイピング孔先端部までの距離 l_e を堤体敷幅 $B=300$ mmで除すことで定義される(図4参照), 堤体下でどの程度パイピング孔が進展しているかを定量的に示す指標である。なお, パイピング進展度0は噴砂に伴う土粒子の流出によって裏法尻にゆるみが発生したことを, パイピング進展度1.0はパイピング孔が貫通したことを意味している。図5に各ケースのパイピング進展度の経時変化を示す。どのケースにおいてもパイピング孔が貫通する直前まではパイピング孔の進展はほとんど見られなかった。しかし, 貫通の際は超過外力に耐え切れなくなった堤体と基礎地盤に隙間が生まれ, 堤外側から水が一気に流れ込むことで, 基礎地盤全体が押し流されるようにして破堤に至った。また, パイピング破壊のタイミングについては, case1 ($k_2=1.80 \times 10^{-2}$ m/s) および case5 ($k_7=1.40 \times 10^{-5}$ m/s) に対して, case3 ($k_5=7.50 \times 10^{-4}$ m/s) および case4 ($k_6=1.40 \times 10^{-4}$ m/s) の方が20分程度早く破堤した。そして, 破堤時の平均動水勾配は case1 ($k_2=1.80 \times 10^{-2}$ m/s) および case5 ($k_7=1.40 \times 10^{-5}$ m/s) では1.00程度, case3

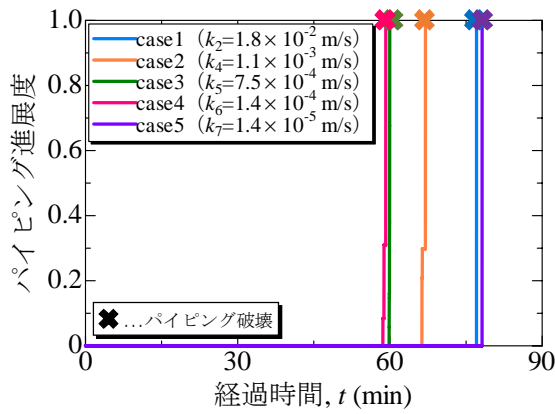


図5 パイピング進展度の経時変化 (単一層)

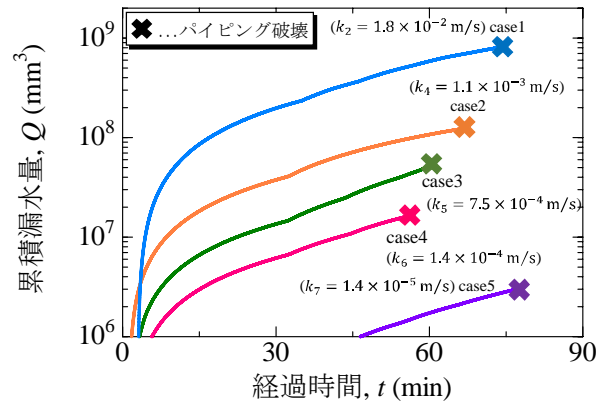


図7 累積漏水量の経時変化 (単一層)

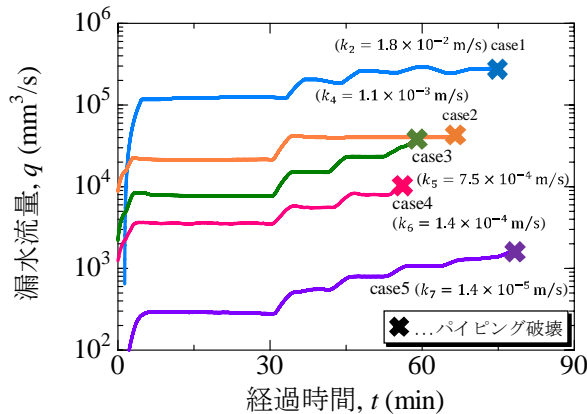


図6 漏水流量の経時変化 (単一層)

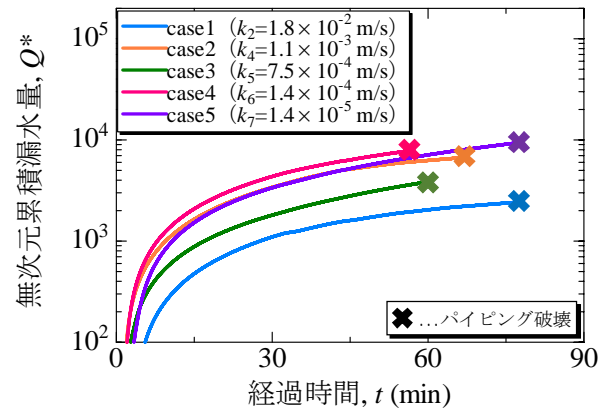


図8 無次元累積漏水量の経時変化 (単一層)

($k_5=7.50 \times 10^{-4}$ m/s) および case4 ($k_6=1.40 \times 10^{-4}$ m/s) では 0.70 程度であった。これより、基礎地盤全体の透水性が極端に高いあるいは低い場合でのパイピング破壊に対する耐力よりも透水性が中間的な値 ($k=1.40 \sim 7.50 \times 10^{-4}$ m/s 程度) である場合でのパイピング破壊に対する耐力の方が低くなることが確認できる。つまり、基礎地盤全体の透水性が中間的な値である方がパイピング破壊の危険性が高いことが分かった。

(2) 漏水流量の挙動

図6に各ケースの漏水流量の経時変化を示す。ここで、漏水流量とは、1秒間当たりの堤内側から流出する水の体積を意味する。図3での各ケースの水位変化と比較すると、全体の傾向として平均動水勾配が大きくなるにつれ、漏水流量が増加し、その挙動は水位条件と同形状を示していることが分かる。また、基礎地盤の透水係数が大きいほど漏水流量は大きくなる傾向を示すことも確認できる。つまり、漏水流量は基礎地盤の状態を直接的に表していると言える。また、図5と比較すると漏水流量が極端に大きい(case1)あるいは小さい(case5)値を示す場合にはパイピング孔の貫通が起こりにくいことが分かった。漏水流量が極端に大きい(case1)場合については、間隙が大きく水が通り抜けるため、漏水流量が極端に小さい(case5)場合については、土粒子を移動させるだけの流速に到達していないためだ

と考えられる。

(3) 累積漏水量の挙動

前項より、漏水流量は基礎地盤の状態に直結していることが確認できた。つまり、パイピング破壊は堤内側からの漏水量が限界値に達することで引き起こされている可能性がある。そこで、実験開始からパイピング破壊までの累積漏水量を算出し、その経時変化を図7に示した。各ケースにおいて透水係数が異なるため、最大で3オーダー程度の大きな違いが出ていると思われる。

(4) 無次元累積漏水量の挙動

福岡らの無次元指標⁴⁾による検討の方向性に倣い、累積漏水量について透水係数および平均動水勾配による違いを補正するため、(1)式に示すように経時漏水流量 q を各ケースの透水係数 k および平均動水勾配 i 、堤内側面積 A で除したのち、実験開始からパイピング孔貫通までの時間積分をした。その無次元量を無次元累積漏水量と定義し、経時変化を図8に示した。

$$Q^* = \int \frac{q}{kiA} dt \quad (1)$$

図8において無次元累積漏水量はすべてのケースで $2.0 \sim 9.0 \times 10^3$ の範囲に分布した。これより、無次元累積漏水量には収束範囲が存在し、そこに到達した際にパイピング破壊が生じていると考えられ、単一層地盤ではその範囲が

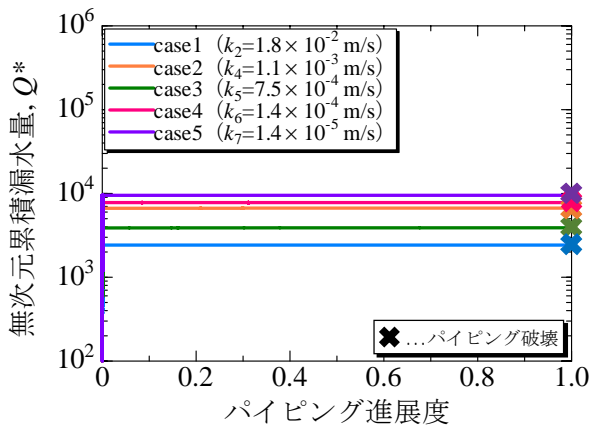


図9 パイピング進展度と無次元累積漏水量（単一層）

2.0~9.0×10³であることが明確になった。

(5) パイピング進展度と無次元累積漏水量の挙動

基礎地盤の損傷具合を見るため、無次元累積漏水量に対するパイピング進展度を図9に示す。これより、噴砂が裏法尻に到達するタイミングおよびパイピング孔が貫通するタイミングのどちらの場合も無次元累積漏水量が2.0~9.0×10³の範囲に分布していることが分かる。つまり、この範囲がパイピングに対する単一層地盤の限界範囲であることが分かった。

3.2 単一層地盤と複層地盤の比較

前節でのパイピング進展度、漏水流量、累積漏水量、無次元累積漏水量の各量について複層地盤の実験ケース(case6~8)においても算出し、単一層地盤と比較しながら基礎地盤の耐力について検討した。ただし、基礎地盤の耐力についても同様、パイピング破壊に至るまでの外力である平均動水勾配の継続時間と定義している。

(1) パイピング進展度の挙動

図10に各ケースのパイピング進展度の経時変化を示す。突発的に破堤に至った単一層地盤とは異なり、複層地盤では、パイピング孔が徐々に進展し破堤に至る様子が見られる。このメカニズムとして、まず下層が透水層であるため水が浸透しやすくなり、行き止まり付近で漏水・噴砂が生じる。そして、それによる基礎地盤の緩み領域が堤体側に近づく。つまり、下層が高透水性である場合、基礎地盤内に浸透する漏水量が増加し、その量が低透水層である上層から抜け出そうとするため、それに伴う砂粒子の流出量が増加する。このことは、単一層地盤は瞬間的な破壊挙動である一方で、複層地盤は基礎地盤が徐々に弱体化し、破壊に至るといった疲労破壊のような挙動であることを示唆しており、層構造による破壊挙動の違いが明確になった。また、パイピング破壊時の平均動水勾配について、case6~8(複層地盤)のすべてのケースで実験開始67分時点での0.87であり、case2($k_4=1.10 \times 10^{-3}$ m/s)と同様の値であった。つまり、本実験での複層地盤(case6~8)は単一層地盤

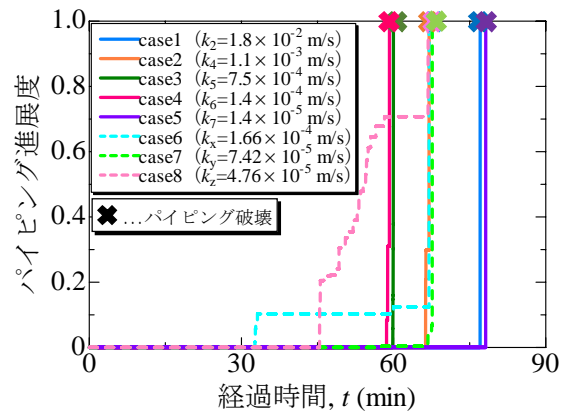


図10 パイピング進展度の経時変化（全ケース）

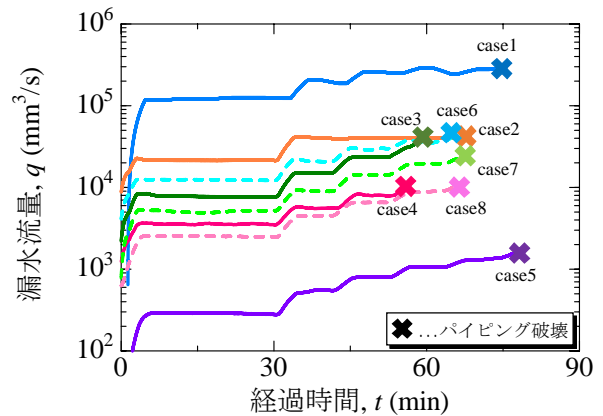


図11 漏水流量の経時変化（全ケース）

盤において透水係数が極端に大きい(case1)あるいは小さい(case5)場合よりも基礎地盤の耐力は大きく、透水係数が中間的な値の場合(case3, 4)よりも耐力は小さいことが分かった。また、既報⁹⁾では基礎地盤の層厚比が小さいほどパイピング破壊の危険性が高いことが示されているが、今回、それらの違いについてパイピング破壊時の平均動水勾配からは確認できなかった。この理由として、超過外力が考えられる。本実験では外水位の増加幅が大きく、一度で平均動水勾配が0.16程度増加するように設定した。複層地盤では徐々に弱体化する挙動を示すため、外水位の増加幅を小さく設定し段階を踏むことで、層厚比による耐力の差異が表れると考えている。

(2) 漏水流量の挙動

図11に各ケースの漏水流量の経時変化を示す。複層地盤においても単一層地盤と同様に、平均動水勾配が大きくなるにつれ、漏水流量が増加し、その挙動は水位条件と同形状を示していることが分かる。また、透水層である下層厚の割合が増加するにつれて、漏水流量が全体的に大きい値を示している。つまり、複層構造における層厚比は漏水流量に影響することが確認できる。また、パイピング破壊のタイミングが同程度であったcase2($k_4=1.10 \times 10^{-3}$ m/s)とcase6~8(複層地盤)比較すると、すべてのケースで漏水流量については小さい値を示した。

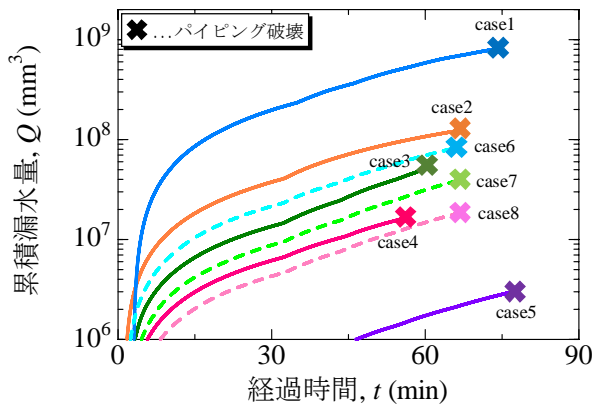


図 12 累積漏水量の経時変化 (全ケース)

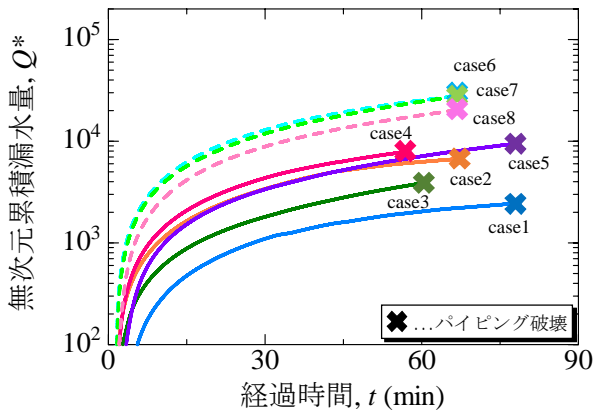


図 13 無次元累積漏水量の経時変化 (全ケース)

(3) 累積漏水量の挙動

図 12 に実験開始からパイピング破壊までの累積漏水量の経時変化を示した。透水層の割合が大きいほど累積漏水量も大きくなっていることが分かる。これは、図 11 において透水層の割合の増加に伴い漏水流量が大きくなっていることに合致している。

(4) 無次元累積漏水量の挙動

単一層地盤の場合と同様に無次元累積漏水量の経時変化を図 13 に示した。ただし、透水係数については模型実験の基礎地盤を 1 次元浸透と考え、図 14 のように水平、鉛直の地盤を仮定し、合成透水係数を算出した⁸⁾。case6～8 (複層地盤) における合成透水係数を表 1 に示した。case6 では $k_x=1.66 \times 10^{-4}$ m/s であり、case4 ($k_6=1.40 \times 10^{-4}$ m/s) の場合と同程度である。すなわち、珪砂 7 号 (上層, $k_7=1.40 \times 10^{-5}$ m/s) と珪砂 2 号 (下層, $k_2=1.80 \times 10^{-2}$ m/s) からなる複層地盤の層厚比 (全層厚に対する上層厚の割合) が 0.22 (=20 mm/90 mm) の場合は、珪砂 6 号 ($k_6=1.40 \times 10^{-4}$ m/s) の単一層地盤と同程度の透水能力となることを示唆している。しかし、図 13 において case4 ($k_6=1.40 \times 10^{-4}$ m/s) に対し、case6 ($k_x=1.66 \times 10^{-4}$ m/s) では、1 オーダー程度大きいことが分かる。この理由として、先にも述べたように単一層地盤と複層地盤では、破壊挙動が異なることが考え

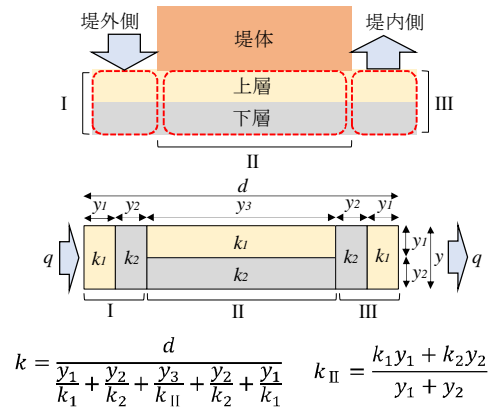


図 14 合成透水係数の算出方法

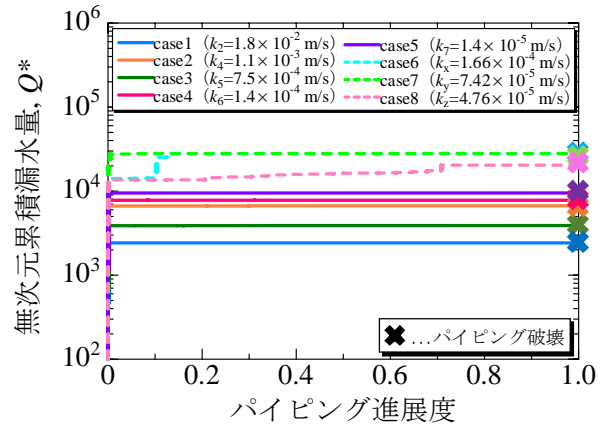


図 15 パイピング進展度と無次元累積漏水量 (全ケース)

られる。複層地盤では、基礎地盤が徐々に弱体化し、破壊に至るという疲労破壊のような挙動であった。つまり、複層地盤では下層からの水の浸透に伴い、上層の砂粒子が抜けることで間隙が大きくなり、透水性が高くなったため元の透水能力以上に漏水したと考えられる。したがって、図 14 のような水平、鉛直の地盤を仮定し算出した合成透水係数では、ずれが生じると考えられる。また、複層地盤の上層 20mm における透水係数は 5 乗オーダー、下層 70mm は 2 乗オーダー、そしてその合成透水係数は 4 乗オーダーであることから、このモデルでは上層である低透水層の基礎地盤特性の方がより支配的になると考えられる。つまり、上層の透水係数を大きく見積もることで層構造による無次元累積漏水量の差を小さくし、一致させることが可能であると考えられる。

(5) パイピング進展度と無次元累積漏水量の挙動

図 15 に無次元累積漏水量に対するパイピング進展度を示す。単一層地盤では、噴砂が裏法尻に到達するタイミングおよびパイピング孔が貫通するタイミングについて無次元累積漏水量が $2.0 \sim 9.0 \times 10^3$ の範囲に分布している。一方、複層地盤では噴砂が裏法尻に到達するタイミングは $1.5 \sim 2.0 \times 10^4$ 、パイピング孔が貫通するタイミングは $2.0 \sim 3.0 \times 10^4$ の範囲に分布し、収束範囲が被害レベルごとに異なることが分かる。また、複層地盤における破壊挙動よ

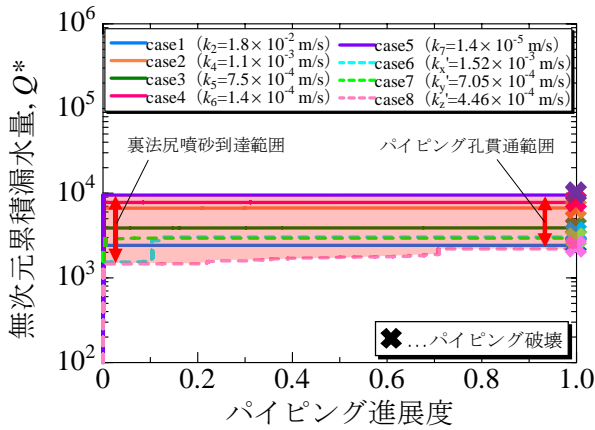


図 16 パイピング進展度と無次元累積漏水量（複層補正）

り合成透水係数の算出が不適切であると考えられるため、複層地盤は単一層地盤に対して 1 オーダー程度収束範囲が大きいことが分かる。つまり、より支配的である上層の透水係数を 10 倍大きく見積もることで層構造による無次元累積漏水量の差を小さくし、収束範囲を一致させることができると考えられる。本実験ケースでは、8 種類の基礎地盤構造のみの規則性にすぎないが、実際の基礎地盤はより複雑であり、今後あらゆる基礎地盤特性を考慮し耐力を評価するためには、この収束範囲を一致させることは重要であると考えられる。

(6) 層構造による無次元累積漏水量の差異の補正

前項より無次元累積漏水量の値について、複層地盤では単一層地盤に対して 1 オーダー程度大きくなっていること、および上層である低透水層の基礎地盤特性の方がより支配的になることが分かった。この差を補正するため、上層の透水係数を 10 倍、すなわち珪砂 7 号の透水係数 ($k_7=1.40 \times 10^{-5}$ m/s) を $k'_7=1.40 \times 10^{-4}$ m/s に置き換えて、同様の式 (図 14 参照) で再度算出した。図 16 に層構造による差異を補正した無次元累積漏水量に対するパイピング進展度を示す。これより、層構造によらず、無次元累積漏水量は $2.0 \sim 9.0 \times 10^3$ の範囲に収束することが分かった。つまり、実際には上層である低透水層の透水性が下層である透水層の影響で 10 倍程度に大きくなっており、それは

パイピング孔が進展することで基礎地盤のパイピング破壊に対する耐力が 1/10 倍程度に弱体化していることを意味すると考えられる。

4. まとめ

本研究では、河川堤防における基礎地盤の損傷からパイピング破壊の危険度を把握するために、基礎地盤構造および材料を変えて簡易模型実験を実施した。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 単一層地盤では、突発的な破壊モードであるのに対し、複層地盤では徐々に弱体化し疲労するような破壊モードであり、明確に異なることが分かった。そして、層構造によらず堤内側での漏水流量は基礎地盤への透水による損傷状態を直接的に表すことも分かった。これは河水が浸透し堤体下での漏水と砂の流亡によって基礎地盤が損傷することに起因しているためである。
- 2) 基礎地盤構造および材料特性による違いを補正した無次元累積漏水量には、噴砂が裏法尻に到達する、およびパイピング破壊に至る限界範囲が存在することが分かった。単一層地盤では、どちらの被害レベルも同様の範囲であったが、複層地盤では被害ごとに異なる範囲を示した。
- 3) 複層構造における基礎地盤弱体化を考慮する場合、上層である低透水層の透水能力が支配的であり、この透水係数を 10 倍と見積もることで、無次元累積漏水量の限界範囲は単一層地盤のものと一致することが分かった。

今後は、様々な基礎地盤特性や水位条件下での模型実験や数値解析から無次元累積漏水量の限界範囲の存在を明らかにし、複雑な実堤防にも統一して適応できる定量的な指標の確立を目指す。

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 19H00786）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) 前田健一, 岡村未対, 石原雅規, 新清晃, 上野俊幸, 西村征哉, 高辻理人, 品川俊介, 笹岡信吾: 北川で繰返し発生した噴砂による堤内・裏法尻箇所のゆるみ調査, 河川技術論文集, 第 25 巻, pp535-540, 2019.
- 2) 高辻理人, 前田健一, 牧洋平, 伊神友裕, 泉典洋: 堤内外の基礎地盤特性が河川堤防のパイピング破壊, 河川技術論文集, 第 26 巻, pp467-472, 2020.
- 3) 西村征哉, 前田健一, 高辻理人, 牧洋平, 泉典洋: 実堤防の調査結果に基づいた河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローの提案, 河川技術論文集, 第 25 巻, pp499-504, 2019.
- 4) 福岡捷二, 田端幸輔: 浸透流を支配する力学指標と堤防浸透破壊の力学的相似条件—浸透流ナンバー-SFn と堤防脆弱性指標 t^* , 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.74, No.5, I_1435-I_1440, 2018.
- 5) 佐藤豊, 福岡捷二: 堤防基盤脆弱性指標 t_b^* と地形, 土質構成に基づく堤防のり先での漏水形態の推定法, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.77, No.2, I_121-I_126, 2021.
- 6) 西村征哉, 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, pp613-618, 2018.
- 7) 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, pp251-256, 2016.
- 8) 齊藤啓, 前田健一, 泉典洋, 李兆卿: 基盤の地盤特性が異なる河川堤防の高水位の継続作用による漏水とパイピングの進行特性, 河川技術論文集, 第 21 巻, pp349-354, 2015.

流れ盤地層境界面を有する切土斜面の安定性評価 Stability evaluation of cut slope with dip slope stratum boundary

湯貫敬¹，小高猛司²，久保裕一³，夏目将嗣⁴

- 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 中部土質試験協同組合・技術部
- 4 名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科

概 要

本論文では、豪雨時の地下水上昇による崩落を想定した流れ盤境界面を有する切土斜面の安定性評価を行った。想定される崩壊メカニズムは、豪雨による地下水位の上昇によって有効応力が低下し、軟質化したシルト層と砂層の境界において大規模すべりが発生するというものである。本論文では、現地で採取した試料を用いて一面せん断試験による地山材料のせん断強度の評価を行うとともに、繰返し載荷一面せん断試験の適用性についても検討した。さらに、2次元有限要素解析によって崩壊事象をシミュレートすることにより試験結果の妥当性を考察した。その結果、定体積条件での単調載荷試験においては、砂層とシルト層の境界面で大規模すべりが発生した事象を表す強度定数が得られた。また、繰返し載荷一面せん断試験では、定体積条件の場合の一つの供試体で効率よく強度定数を求められることが示され、定圧条件では、大変位すべりを説明する強度定数を得ることができた。

キーワード：地すべり，一面せん断試験，繰返し載荷試験，数値解析

1. はじめに

近年、豪雨や地震を起因とする道路法面の崩落被害が多発している。そこで本研究では、豪雨により崩落が懸念される流れ盤地層境界面を有する切土斜面を対象として安定性評価を行った。対象とする地盤は、下から砂礫層、シルト層、砂層の順に堆積しており、常時から地下水が透水性の低いシルト層上部に滞留し、シルト層上部は軟質化しているものとする。想定される崩壊メカニズムは、豪雨による地下水位の上昇によって有効応力が低下し、軟質化したシルト層と砂層の境界で大規模なすべり崩壊が発生するものとする。地すべりにおける比較的深いすべり面でのせん断強度は、大きなせん断変形を受けて残留状態に至った時点でのせん断強度である残留強度あるいはそれに近いと考えられている¹⁾。本研究事例における砂層とシルト層境界部あるいは軟質化シルト層では、残留強度での評価が適切である可能性もある。

以上より本論文では、まず、現地で採取した地山試料を用いて実施した定体積単調載荷一面せん断試験結果を示した上で、軟質化したシルト層と砂層の境界面ならびに砂層、シルト層におけるせん断強度の評価を行う。また、定体積および定圧条件下での繰返し載荷一面せん

断試験も実施し、繰返し載荷時のせん断強度ならびに繰返し載荷試験自体の有効性についても検討を行う。その後、PLAXIS2D (2次元地盤解析ソフトウェア)によって崩壊事象をシミュレートし、各種の条件下の一面せん断試験から得られた強度定数の妥当性を考察する。

2. 一面せん断試験

2.1 試験装置

図1に本研究で使用した一面せん断試験装置を示す。垂直荷重および水平荷重は1μm単位で制御可能な高容量メガトルクモーターを用いて載荷する。せん断中は上部せん断箱を固定し、下部せん断箱を水平に移動することにより直接せん断しており、さらに垂直荷重載荷用メガトルクモーターで垂直変位を固定することによって、高精度の定体積せん断が可能となっている。図2に一面せん断試験装置のせん断箱を分解した様子を示す。せん断箱下部を組み立てた際、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可能である。また、砂層とシルト層の境界面でのせん断を確認するために、せん断箱前面の中央に透明なアクリル板を設けている (図3)。

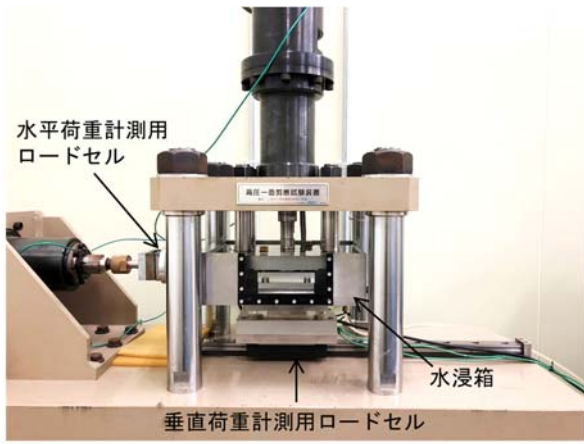


図1 一面せん断試験機

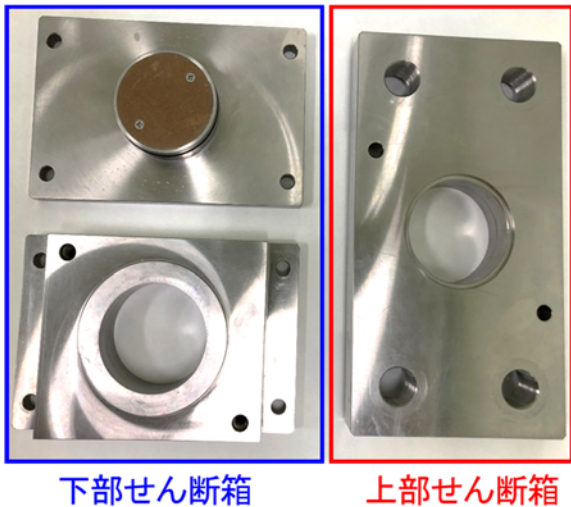


図2 せん断箱

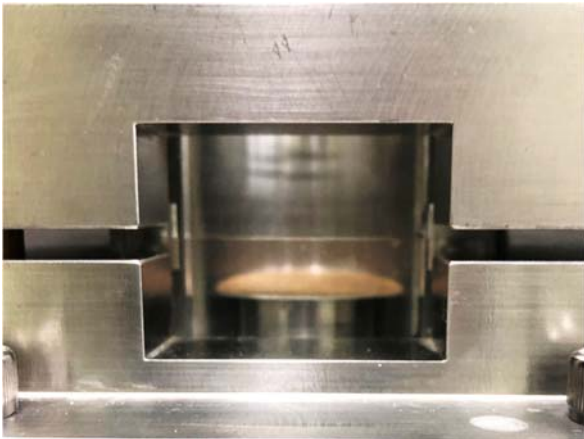


図3 せん断箱前面の亚克力板

表1 供試体ならびに試験条件

供試体	砂	シルト	砂・シルト	
			砂	シルト
直径(mm)	60			
高さ(mm)	20		10	20
湿潤密度(g/cm ³)	1.73	1.81	1.73	1.81
初期含水比(%)	12.5	42	12.5	42
圧密時間	10分		24時間	
圧密応力(kPa)	50, 100, 150, 200			

2.2 試験方法

想定すべり面は砂層とシルト層の境界面と考えられるが、本研究では、砂層内部、シルト層内部、砂層とシルト層の境界面の3パターンのすべり面を再現した試験を実施した。表1に試験条件を示す。砂の供試体は、現地の乾燥密度となるよう3層に分けてせん断箱内に突き固めて作製した。シルト供試体は、軟質化したシルト層を模擬するために現地で採取した不攪乱試料を乱し、現地の含水比に調節して繰り返した試料をカッターリングに隙間なく充填し、成型したものをせん断箱内に設置した。砂とシルトの境界を有する供試体（以下、砂・シルト供試体と呼ぶ）は、シルトの圧密により、境界面でせん断されなくなることを避けるため、現地の地層順とは逆にシルト供試体を硬質な砂供試体の上に設置した。供試体作製後、供試体を水浸条件下で所定の垂直応力で圧密し、圧密終了後に単調載荷試験は定体積条件でせん断速度 0.2mm/min, せん断変位 6mm に到達まで、繰返し載荷試験の場合は、定体積、定圧ともにせん断速度 0.5mm/min, 片振幅 3mm, 繰返し回数 5 回に達するまでせん断を行った。

3. 試験結果

3.1 単調載荷試験結果

図4, 5および6にそれぞれ、砂、シルトおよび砂・シルト供試体の定体積単調載荷一面せん断試験による応力経路、せん断応力～せん断変位関係を示す。砂供試体では、すべての圧密応力において、せん断変位 1mm 以下で変相することが確認され、変相後には塑性膨張を伴う硬化挙動を示した。シルトならびに砂・シルト供試体は、せん断初期にはせん断応力が鉛直に立ち上がる弾性的な挙動が確認でき、せん断応力がピーク値に到達した後は塑性圧縮を伴う軟化挙動を示した。砂・シルト供試体の圧密応力 50kPa のみ過圧密な挙動を示した。

表2に各試験から得られた強度定数を示す。有効応力で整理したせん断抵抗角 ϕ は、砂、砂・シルト、シルトの順に小さく、逆に粘着力 c は砂の場合 0kPa, 砂・シルト、シルトの順で大きい。図7に単調載荷試験から得られた破壊規準線を纏めて示す。せん断抵抗角 ϕ が最も大きい砂でも、垂直応力 0～20kPa 付近の低垂直応力領域、すなわち有効土被り圧 0～20kN/m² に相当する範囲では、せん断強度が最も小さくなることを示しており、これは大規模崩壊前に砂法面表層に小規模崩壊が発生する可能性を示唆している。切土の法勾配が 1 割 5 分程度（傾斜 34°）であることから、法面に顕著な降雨浸透があったり、地下水位が上昇したりすると、砂層表層や法先でまず変状する可能性がある。一方、崩壊法面の砂層とシルト層の境界までの最も深い位置で 12m 程度であったことから、垂直応力 25～150kPa で砂・シルト供試体のせん断強度が最も小さくなる本試験結果から、砂・シルト境界層で大規模すべりが発生することも示唆される。

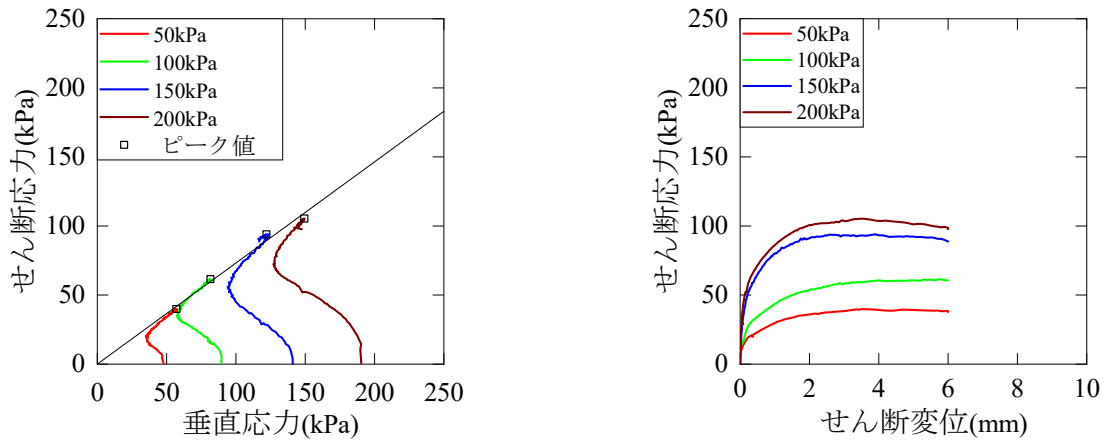


図4 砂の定体積単調一面せん断試験結果

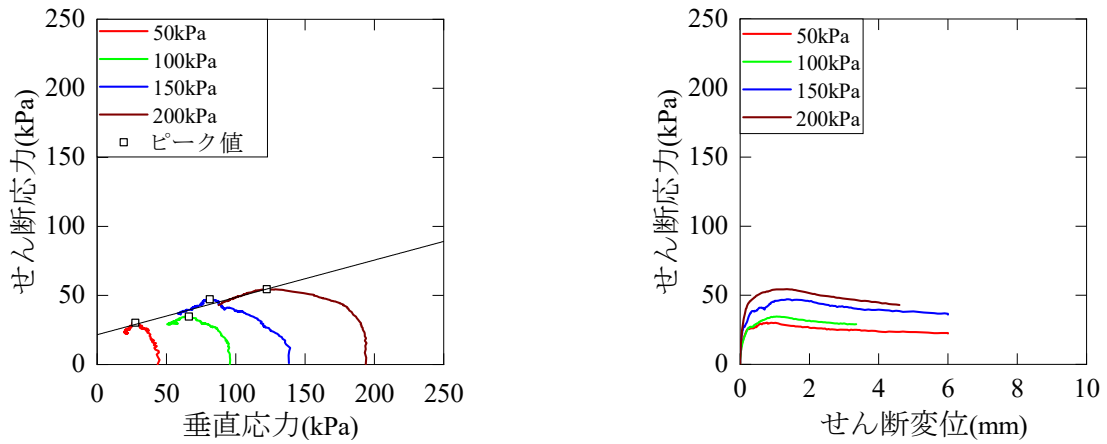


図5 シルトの定体積単調一面せん断試験結果

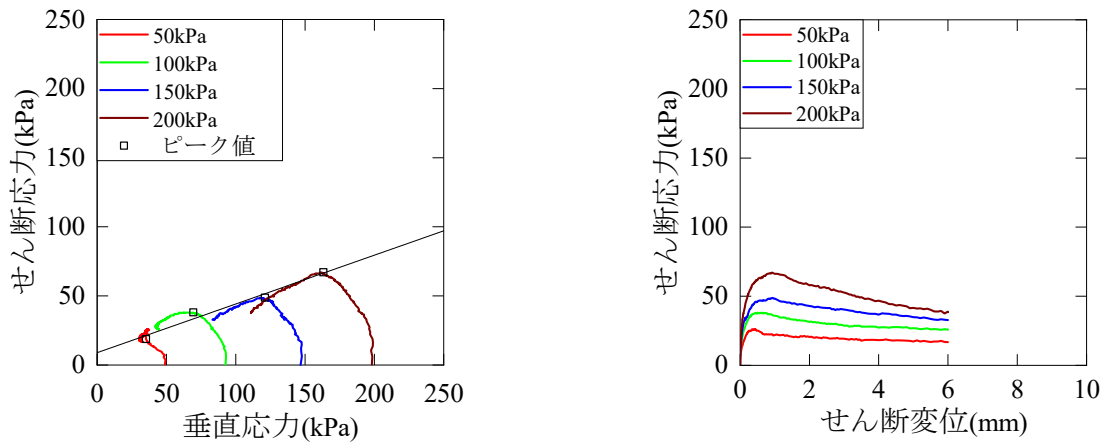


図6 砂・シルトの定体積単調一面せん断試験結果

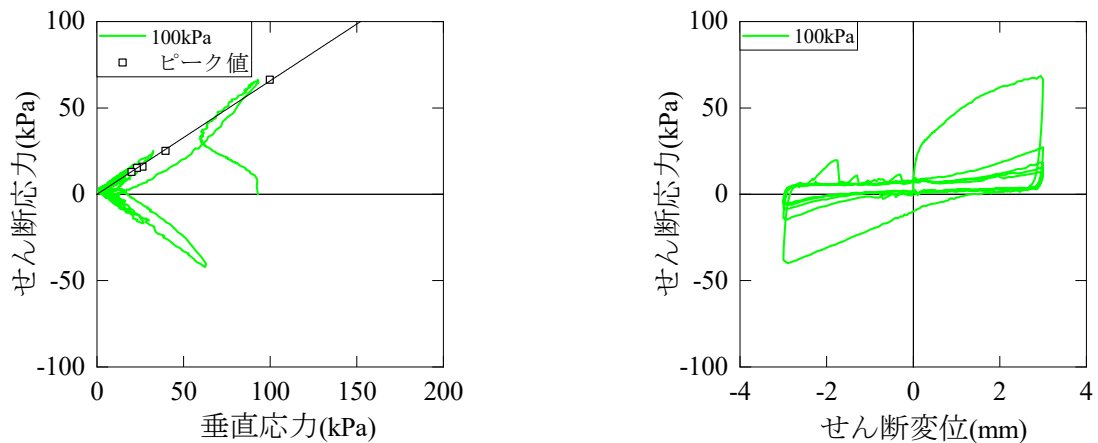


図8 砂の定体積繰返し一面せん断試験結果

表2 各試験から得られた強度定数

供試体	定体積					定圧			
	単調載荷		繰返し載荷			繰返し1回目		繰返し5回目	
	有効応力に基づく強度定数		圧密応力 (kPa)	せん断抵抗角 ϕ (°)	粘着力 c(kPa)	せん断抵抗角 ϕ (°)	粘着力 c(kPa)	せん断抵抗角 ϕ (°)	粘着力 c(kPa)
	せん断抵抗角 ϕ (°)	粘着力 c(kPa)							
砂	36.2	0	100	34.9	0	38.1	0	43.1	0
砂・シルト	19.4	8.9		21.4	10.9	8.4	27.1	6.7	17.5
シルト	14.7	20.9		22.9	13.0	8.0	22.7	3.9	15.8

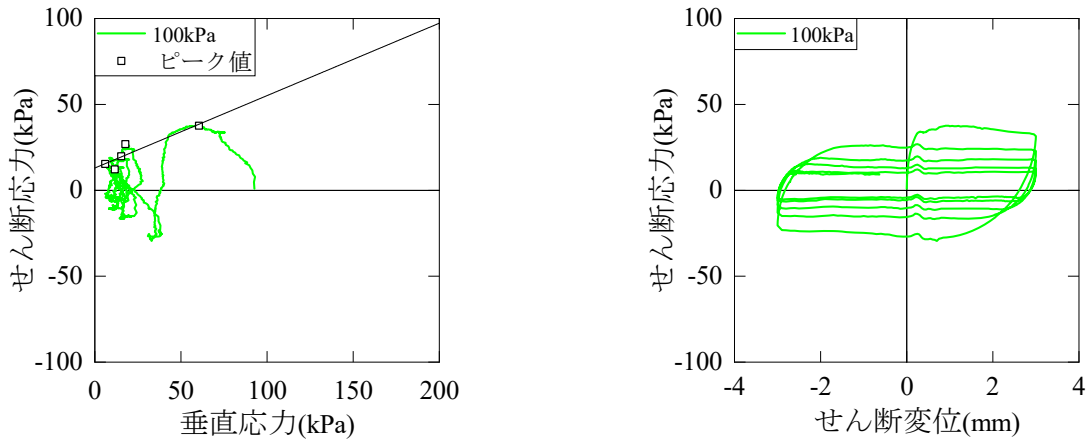


図9 シルトの定体積繰返し一面せん断試験結果

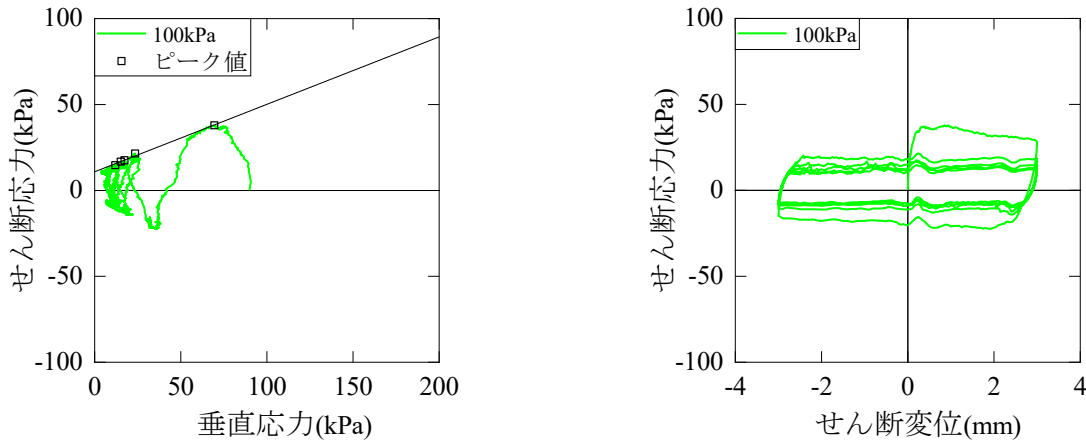


図10 砂・シルトの定体積繰返し一面せん断試験結果

ただし、シルト供試体と砂・シルト供試体のせん断強度は近い値であること、またシルト層上部の厚さ数 cm の軟質化領域ですべりが発生する可能性もあるが、いずれにしても境界層付近である。

3.2 繰返し載荷試験結果

図8, 9, 10にそれぞれの定体積繰返し一面せん断試験結果を示す。なお、全て圧密応力 100kPaの結果であり、応力経路にはせん断応力が正となる押し側のピーク値5点をプロットし、破壊規準線も引いている。砂の応力経路に示すピーク値5点は、一直線に並び、せん断抵抗角 ϕ は 34.9° と単調載荷試験の結果とほぼ同じ値となった。また、砂・シルト供試体でもピーク値は一直線に並び、繰返し載荷試験から得られた強度定数は単調載荷試験の結果と近い値を示した。これは繰返し載荷一面

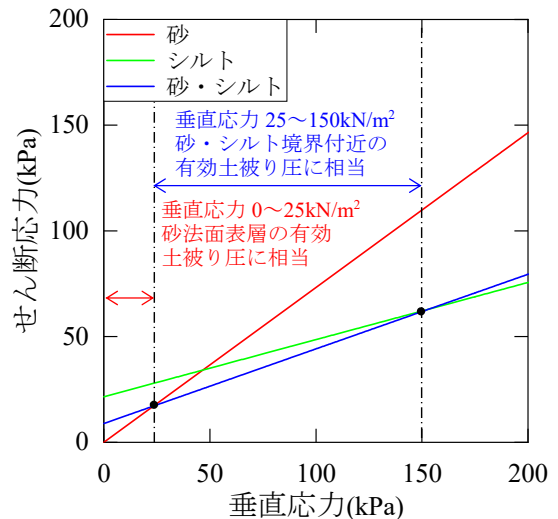


図7 単調載荷試験から得られた破壊基準線

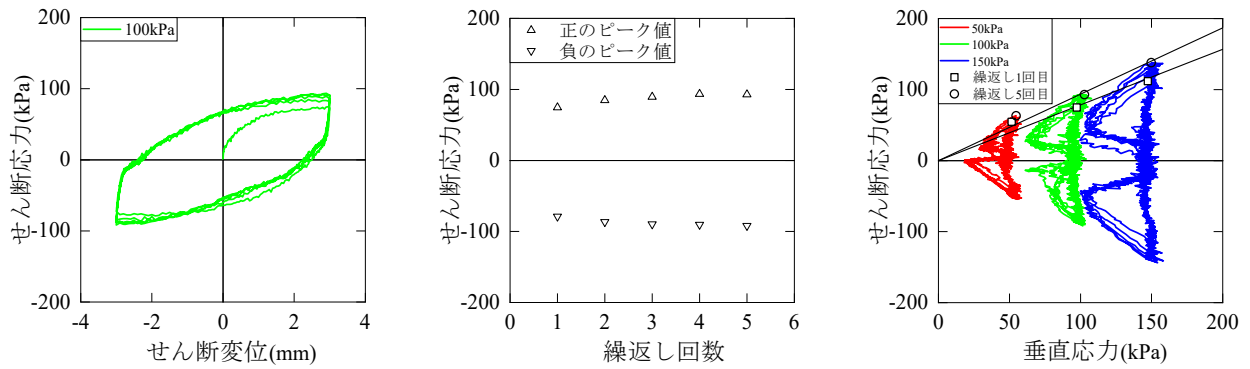


図 11 砂の定圧繰返し一面せん断試験結果

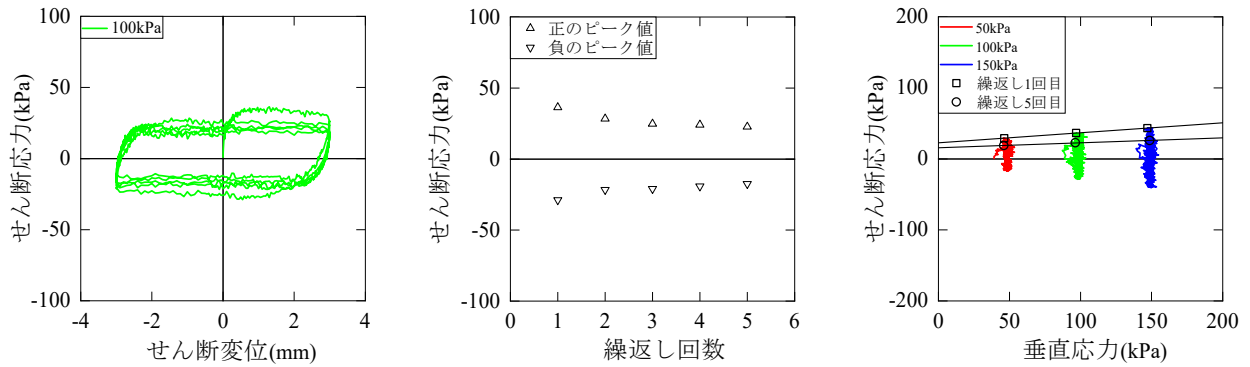


図 12 シルトの定圧繰返し一面せん断試験結果

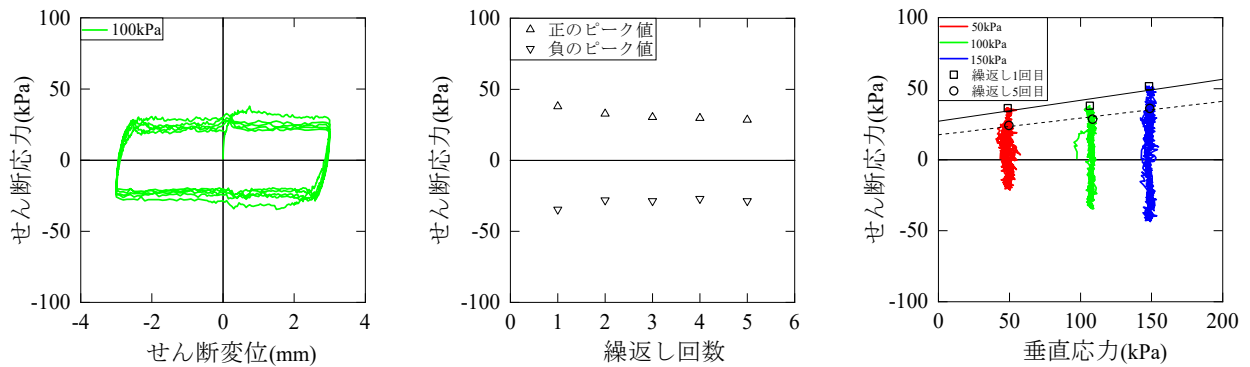


図 13 砂・シルトの定圧繰返し一面せん断試験結果

せん断試験によって、同様の強度定数が得られることを示している。すなわち、少ない試料の量で効率よく強度定数が求められることを示唆している。シルト供試体の強度定数は、単調載荷一面せん断試験と比べて、せん断抵抗角 ϕ は増加し、粘着力 c は低下している。これは繰返しせん断を受けることにより乱されたシルトが正規圧密化し、過圧密性が失われたと考えられる。

図 11, 12, 13 にそれぞれの定圧繰返し一面せん断試験結果を示す。なお、せん断応力～せん断変位関係とせん断応力～繰返し回数の図は、圧密応力 100kPa の結果であり、応力経路には、圧密応力 50, 100, 150kPa の結果と繰返し回数 1 回目と 5 回目のせん断応力が正となる押し側のピーク値 3 点と破壊規準線を示している。砂の応力経路に着目すると、せん断方向が逆転した直後に垂直応力の低下が見られたが、最終的には所定の圧力に戻っていることから問題ないと判断した。砂のせん断強度は、繰返しせん断を重ねるごとに徐々に増加することが

確認でき、本論文には載せていないが、圧密応力 50, 150kPa も同様の傾向を示しており、繰返し回数 1 回目と 5 回目のせん断抵抗角 ϕ は 38.1° , 43.1° となった。一方、シルト、砂・シルト供試体では、繰返しせん断を受け続けることによりせん断強度の低下が確認され、繰返し回数 1 回目と 5 回目の強度定数に着目しても強度低下は明らかである。これは、定圧繰返し一面せん断試験によって、大変位すべり時の残留強度を評価できていると考えている。

定圧と定体積繰返し一面せん断試験から得られた強度定数を比較すると、粘着力 c は定圧条件が大きくなり、せん断抵抗角 ϕ は定体積条件が大きい。定体積条件では、繰返しせん断を受けることにより有効応力が低下し、せん断強度も低下した。一方、定圧条件は繰返しせん断を受けても、有効応力はほぼ一定でありながらせん断強度の低下が確認できることから、大変位すべりを模擬するには定圧条件が望ましい。

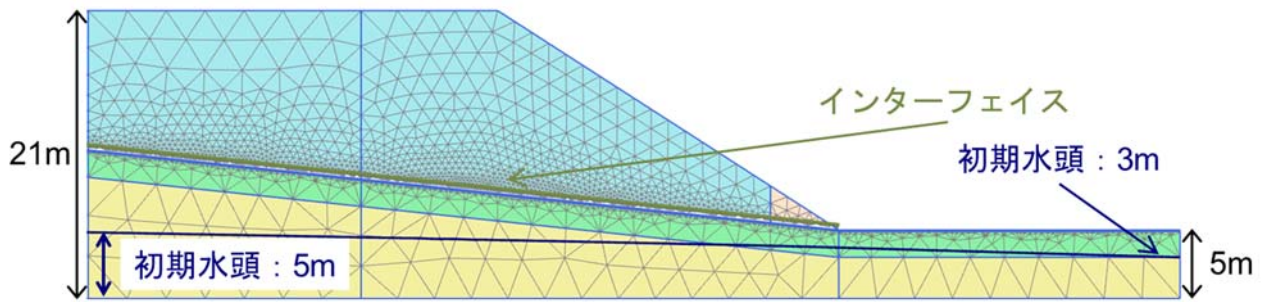


図 14 解析モデル

表 3 各土層の解析パラメータ

名称			砂層	シルト層	砂礫層	インターフェイス				補強材
						case1	case2	case3	case4	
材料モデル			モール・クーロン		線形弾性	モール・クーロン				
排水条件			排水	非排水	排水	排水				
不飽和単位体積重量	γ_{unsat}	kN/m ³	18	15	20	15				18
飽和単位体積重量	γ_{sat}	kN/m ³	18	15	20	15				18
弾性係数	E'	kN/m ²	20000	30000	477100	30000				36700
ポアソン比	ν'		0.3							
インターフェイスの剛性	k_n	kN/m ³					30000			
	k_s	kN/m ³					500			
粘着力	c	kN/m ²	2			1	15	21	9	30
内部摩擦角	ϕ	°	34.3			10	5	15	19	30
ダイレタンシー角	ψ	°	4.3			0	0	0	0	0
非排水せん断強度	s_u	kN/m ²		60						

4. 数値解析

4.1 解析概要

各種の一面せん断試験において、軟質化したシルト層と砂層の境界での各種条件下の強度定数が得られた。本章では、2次元有限要素解析で対象とする地盤の破壊形態をシミュレートした。なお、解析には2次元FEM地盤解析ソフトのPLAXIS 2Dを用いた。

解析モデルを図14に示す。地層順は現地と同様から下から砂礫層、シルト層、砂層となっており、流れ盤境界(6°)を有するよう設定し、砂層とシルト層の境界にインターフェイス要素を設置した。本解析では、砂礫層は強固な地盤であると仮定し、弾性体とした。砂層、インターフェイス、シルト層はモール・クーロンモデルを使用した。各土層の解析パラメータを表3に示す。なお、法先に砂層とは別の材料(補強材)を設置しているが、これは地下水位を上昇させた際に、土被り圧の低い法先付近のみが崩壊して計算不能になることを防ぐためである。解析開始時の初期水頭は、左端に5m、右端に3mを与え、この局面を初期フェーズとし、初期状態の重力解析と定常浸透流解析を行った。その後、右端の水頭は3mで保ちながら左端の水頭を1mずつ上昇するように設定し、地下水位が上昇した際のせん断ひずみ、および破壊点を把握するために塑性解析と定常浸透流解析を並行して行った。水理境界条件は、解析断面底面を閉境界、砂法面と地表面を浸出面に設定した。

4.2 解析結果

図15, 16, 17, 18に各caseの土構造が崩壊する直前のせん断ひずみ分布ならびに破壊点分布を示す。インターフェイスの粘着力 c は1kPa、内部摩擦角 ϕ は10°と設定したcase1では、砂層とシルト層の境界から砂層内部にかけて大きなせん断ひずみが生じており、破壊点は椅子型に近い形状が得られ、砂層とシルト層の境界ですべりが発生した。左端の水頭14mで崩壊し、砂層とシルト層の左端の境界は解析モデル底面から12m程度あり、境界層から数m程度地下水位が上昇し、流れ盤地層境界を有する場合、大規模すべりにつながる危険性が高いことを示唆している。

インターフェイスの粘着力 c と内部摩擦角 ϕ をシルトの定圧繰返し載荷一面せん断試験の繰返し5回目の値にほぼ等しい15kPa、5°と設定したcase2では、左端16mまで水頭を上昇させた際に崩壊に至った。case1とほぼ同じ箇所でせん断ひずみと破壊点が確認され、地下水位が上昇した際には、大規模すべりに進展する危険性が高いと考えられる。これはcase2で用いたインターフェイスの強度定数の場合、境界面ですべりやすい状況であったことを示している。

一方、インターフェイスの強度定数をシルトの定体積単調載荷一面せん断試験から得られた値を用いたcase3では左端の水頭を上昇させても崩壊せず、補強材付近にせん断ひずみが集中している様子が確認できた。境界層より上まで地下水位が十分に上昇しても大規模すべり

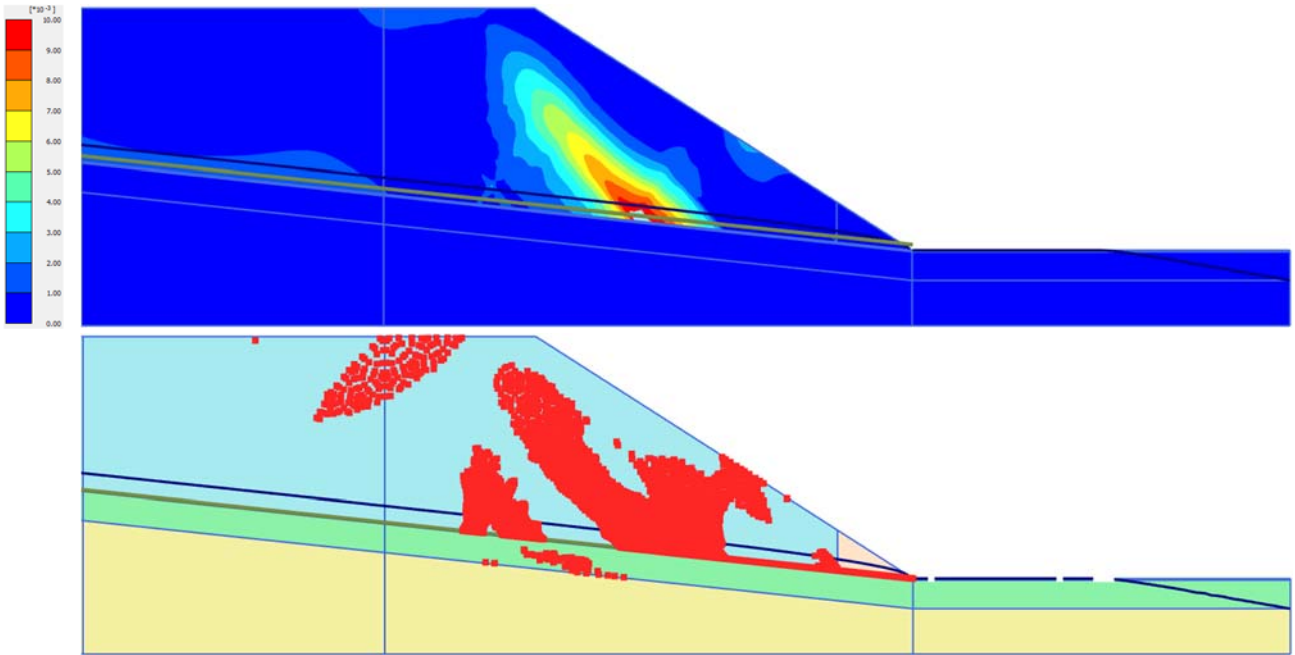


図 15 case1 のせん断ひずみと破壊点分布（境界層に十分に小さいせん断強度を適用）

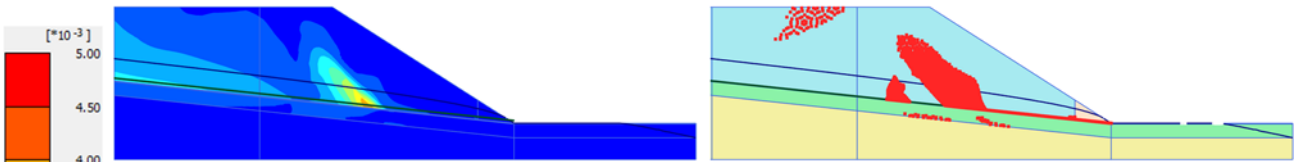


図 16 case2 のせん断ひずみと破壊点分布（境界層にシルトの定圧繰返しせん断強度を適用）

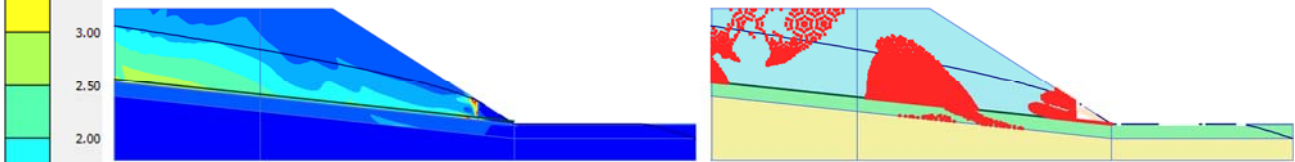


図 17 case3 のせん断ひずみと破壊点分布（境界層にシルトの定体積せん断強度を適用）

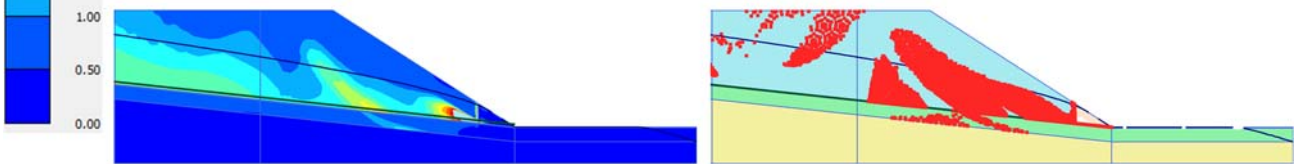


図 18 case4 のせん断ひずみと破壊点分布（境界層に砂・シルトの定体積せん断強度を適用）

に進展しなかったため、シルトの定体積単調載荷一面せん断試験から得られた強度定数は、インターフェースに適用すると過大評価になることが示された。法先に集中しているせん断ひずみは補強材が他の土層より粘着力 c が大きく、砂層を堰き止めているために発生したと考えている。

最後に砂・シルトの定体積単調載荷一面せん断試験から得られた強度定数をインターフェースに適用した case4 では、左端の水頭 20m まで上昇させたときに崩壊に至った。case1 のせん断ひずみと破壊点が生じた場所が類似しており、砂・シルトの強度定数をインターフェースに用いると地下水位が十分に上昇した際には大規模すべりに進展する危険性が高いことを示唆している。

法先にせん断ひずみが集中している要因は、case3 と同じであると考えており、今後も検討する予定である。

5. まとめ

本論文では、被災箇所で採取した試料を用いて一面せん断試験を実施し、地山材料のせん断強度を明らかにした上で、2次元有限要素解析により試験結果の妥当性を検討したものである。本研究から得られた結論は以下の通りである。

定体積単調載荷一面せん断試験では、軟質化したシルト層と砂層の境界面で大規模すべり崩壊が発生する事象を示す強度定数が得られた。また、有効土被り圧 25～

150kN/m²に相当する領域における境界面のせん断強度が最も小さくなり、崩壊事象と類似することが示された。なお、地下水位が上昇し飽和した際には1割5分程度の切土でも砂層が変状する可能性がある。定体積繰返し載荷一面せん断試験では、砂ならびに砂・シルト供試体では単調載荷試験の強度定数と近い値を示し、一つの供試体で効率よく強度定数を求められることが示された。定圧繰返し載荷一面せん断試験からは、シルトならびに砂・シルト供試体は繰返しせん断を受け続けたことによりせん断強度の低下が確認され、大変位すべりを模擬できたことが示された。

2次元有限要素解析より case1, 2より砂層とシルト層の境界面から地下水位が数 m 上昇し、流れ盤地層境界を有する際、大規模すべりに進展する危険性が高いことが示唆された。case3 は地下水位を十分に上昇させてもインターフェースの強度定数が大きいため崩壊に至らなかったことが示された。

一方、case4 は地下水位が十分に上昇し、流れ盤地層境界を有すると大規模崩壊に進展することが示された。今後は、インターフェースのパラメータと法先に生じるせん断ひずみ、境界条件についてさらに検討する予定である。

謝辞

2次元有限要素解析を行うにあたって、矢作建設工業株式会社の武藤裕久博士にご指導いただきました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 中村浩之, 清水清文: すべり面におけるせん断強度決定のための土質試験法, 日本地すべり学会誌, 第15巻, 第7号, pp.25-32, 1978.

人造石工法で建造された百々貯木場の写真測量調査と強度測定について

Photogrammetric Survey and Strength Measurement of Doudo Lumberyard Constructed with Artificial Stone

竹内幸輝¹，藤井幸泰²

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・213433005@ccmailg.meijo-u.ac.jp

2 名城大学・理工学部社会基盤デザイン工学科

概 要

百々貯木場は河川を利用した木材輸送の中継施設である。河川中流域に建造された水中貯木場としては日本で唯一残る土木遺産であり、豊田市有形文化財にも認定されている。この貯木場は、人造石工法と称される、たたきと割石を組み合わせた土木工法で造られている。人造石は、水に対する耐久性の高さや環境面から、近年注目されているが、貯木場は建造から100年以上経過しており、その維持管理が問題である。このような遺産の修復・保全を考慮する際、はじめに行うのが記録調査である。本研究では、UAVを用いた空中写真測量により記録活動を行い、古文書とも呼べる大正期の設計記録との比較を行った。また、遺産保全という観点からは、劣化による強度低下が大きな問題となる。そこで、たたきが露出している部分に対し、針貫入試験を用いて一軸圧縮強度の推定も行った。その結果、百々貯木場は比較的良好な状態であるが、想定され得る強度より低い場所もあり、材料の劣化が進んでいると考えられる。

キーワード：人造石，たたき，UAV，針貫入試験，土木遺産

1. はじめに

我が国における歴史的遺産や埋没文化財には、軟岩などの石材を使用しているケースが多い。これらのいわゆる石材文化財の多くが、建設されて数十年から数百年の間に、自然現象による風化・劣化が原因の損傷を受けている。文化財というと考古学の問題と捉えがちであるが、石材で構成される文化財に土木工学が果たす役割は非常に大きいと考えられている¹⁾。

鉄筋コンクリートが普及する以前の明治期から大正期にかけて、土木分野を中心とする工事に使用された工法として「人造石工法」が挙げられる²⁾。愛知県出身の服部長七が考案し、練土と割石を組み合わせた土木工法である。割石を使うため、石造構造物の一種であると言える。練土の材料にはまさ土が使われていたため、その母岩である花崗岩が広く分布する中部地方や中国地方を中心に施工が行われた。広島県広島市の宇品築港（1884年着工）、三重県四日市市の潮吹き防波堤（1894年竣工）、愛知県豊田市の明治用水旧頭首工（1909年竣工）同市の百々貯木場（1918年竣工）が代表例として挙げられる^{2)~4)}。

遺産の歴史的な調査及び修復・保全を考慮する際、はじめに行うのが対象となる構造物の記録活動（documentation）である。この記録を基に、修復に用いる材料強度などの物性を把握し、長期的な修復プランを

作成することが重要である。本論では、大正期に建造された百々（どうど）貯木場を対象として、画像計測技術である空中写真測量を用いた三次元記録活動について報告する。作成した三次元記録から、距離や面積の計測が可能であり、大正期の設計記録との比較を行い、現在の状況把握を試みた。さらに、遺産保全という観点からは、劣化による強度の低下が大きな問題となる。そこで針貫入試験を用いて、現地で練土の一軸圧縮強度の推定を行い、想定され得る強度との比較による劣化状態の評価を試みた。

2. 百々貯木場の概要

百々貯木場は、河川を利用した木材輸送の中継施設であり、愛知県豊田市を南北に流れる矢作川の中流域に現存する（図1）⁵⁾。貯木場の全容を図2に示す。1918年に建造され、長さ約130m、幅約60m、深さ約10mの貯木場である。河川中流域に建造された水中貯木場としては、日本で唯一残る遺産構造物である。この貯木場内で把握することができる施設は、貯水池、突堤、樋門、堤防、製材所跡である（図3）⁵⁾。1929年に貯木場から約2km上流に越戸（こしど）ダムが建設されたことで木材の輸送に支障をきたし、1930年に使用停止となった（図1）。貯木場は使用されずに放置され、河川から土砂などが流入し、半ば埋没状態であった。その後、1988

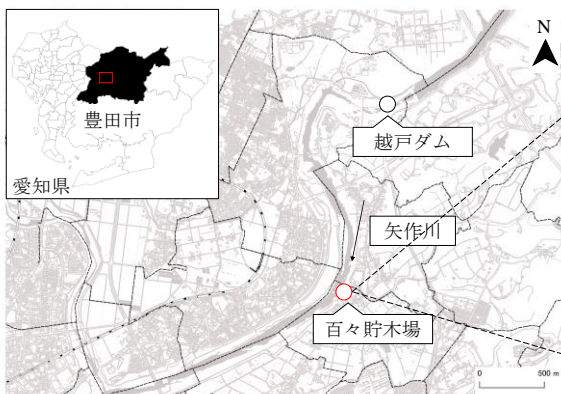


図 1 百々貯木場の位置図 (地理院タイルに加筆)



図 2 南側からの百々貯木場の全容 (2021年10月撮影)

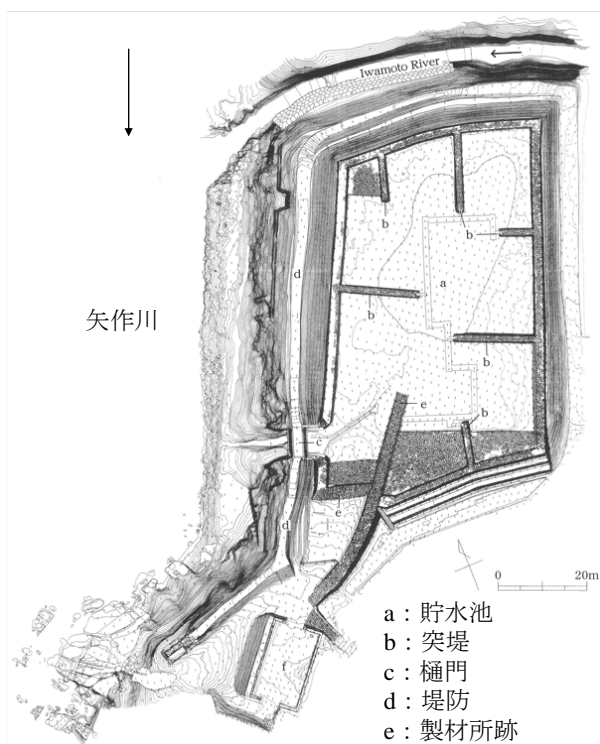


図 3 百々貯木場の平面図 (2001年豊田市作成⁵⁾に加筆)

年から 1993 年にかけて豊田市教育委員会による発掘作業が行われるとともに、傷んでいた擁壁などの補修が行われた。また、豊田市教育委員会は 1997 年に旧所有者から用地を取得し、貯木場跡を市指定の有形文化財(建造物)に指定した⁶⁾。さらに、2008 年には土木学会選奨土木遺産にも認定されている。

百々貯木場の主要施設は、人造石工法で造られている。人造石とは「たたき」の練土と割石(主に花崗岩)を組み合わせたものである。たたきとは、消石灰にまさ土を混ぜ、井戸水やにがりを加えた練土を作り、締め固めたものである。人造石の外観上の特徴(図 4)²⁾として、

- ・ 割石と割石が離れている。
- ・ 割石と割石の間の目地にはたたきが充填されている。
- ・ 目地表面には目塗り(セメントで表面を 1 cm 程度保護)と称される作業が行われている。

などが挙げられる。目塗りを行うことで、表層からの

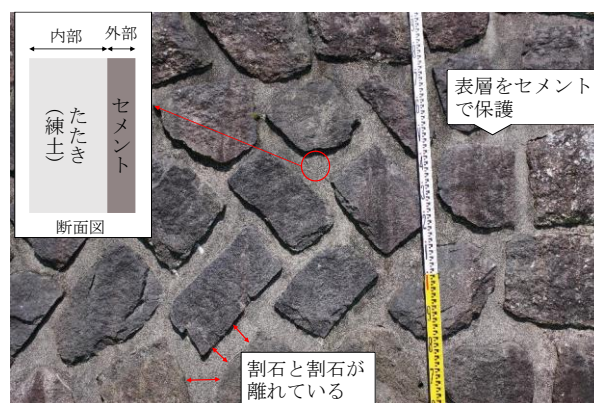


図 4 人造石の外観上の特徴(左上:断面図)

風化、侵食を防ぐことができる。内部にあるたたきはセメントで覆われているため直接確認は難しく、内部状況を把握することが困難である。

3. UAV を用いた百々貯木場の写真測量調査

3.1 三次元モデルの作成手順

現地での撮影は、植生の影響を比較的受けにくい 2021 年 1 月中旬に行った。今回使用した UAV (Unmanned Aerial Vehicle) は、DJI 社製の Phantom4 Pro+ V2.0 である。搭載されているカメラは、1 インチ CMOS センサーで解像度 2,000 万画素、レンズの焦点距離 C は、8.8 mm (分解能: $\delta_{CCD} = 0.0024 \text{ mm}$) である。撮影は、手動による操縦で行い、解像度が一定になるように撮影高度 H を 30 m とした。したがって地上解像度 σ_{XY} は次式より約 8.2 mm となった。

$$\sigma_{XY} = \frac{H}{C} \times \delta_{CCD} \quad (1)$$

撮影枚数は約 260 枚であり、鉛直下方向ならびに斜め下方向への撮影を行った。写真撮影時にカメラ位置を精密に測定するには特別な装置が必要である。そこで標定点と呼ばれる座標が既知のポイントを貯木場内に設置し、撮影時に対象物とともに写し込む。これらの標定点 (30×30 cm) を 12 点設置し、貯木場内にある基準点を利用してトータルステーション (TS) で地上測量した。



図 5 東側からみた百々貯木場の鳥観図

撮影した空中写真から三次元モデルを作成するため、SfM/MVS (Structure from Motion/Multi View Stereo) 解析ソフトである Agisoft 社製の Metashape を使用した。はじめに、解析ソフトに空中写真を取り込み、重なり合った写真の特徴をマッチングしてできる三次元の点の集合体 (ポイントクラウド) を作成する。ポイントクラウドから共線条件に基づき点群の三次元座標を求め、カメラ位置を復元する。この際に標定点の位置座標も利用し、世界測地系の座標としてカメラ位置の座標を取得する。この作業は、最小二乗法を用いたバンドル調整によって実行される。これらを基に、高密度な点群を作成し、三次元形状の復元を行う。最後に点群を基にメッシュを作成し、三次元モデルの質感を表現するためテクスチャ (撮影写真) を貼り付け、三次元モデルが完成する (図 5)。作成した三次元モデルを QGIS に読み込ませ、各施設の距離や面積を測定した。なお、バンドル計算時における標定点の平均二乗誤差は、約 0.015 m となった。

3.2 測量成果との比較

今回測定した施設は、貯木場内にある突堤、樋門、貯水池とした。設計記録 (古文書) と調査結果 (UAV 測量) を比較した結果を表 1~3 に示す。比較した結果、主要施設に若干の違いを確認できた。突堤の高さは、調査結果と比べ設計記録の方が 0.3~0.6 m 程度高くなった。これは池床に堆積物が 0.5 m 程度あるのが影響しており、写真測量では把握困難である。同様に、突堤の幅に数十センチの違いを確認できた。しかし、各突堤の幅はほぼ一定であることから、建設中に設計変更が行われたと考えられる。突堤は建設作業の終盤に行われており、作業用の道としては十分な幅を確保していると推察できる。その他の施設については、0.1 m 以下の違いが確認される程度で、大きな変化や損傷はないと考えられる。これらの結果から、百々貯木場には大きな劣化がみられず、現在でも良好な状態を保っていると考えられる。

4. 軟岩ペネトロ計を用いた針貫入試験による一軸圧縮強度の推定

遺産の劣化・風化として強度の低下が大きな問題とな

表 1 突堤の比較 (単位: m)

	設計記録			調査結果		
	高さ	長さ	幅	高さ	長さ	幅
東側 1	2.1	18.2	1.8	1.7	18.1	1.4
東側 2	2.1	7.6	1.8	1.7	7.5	1.4
西側	2.1	18.2	1.8	1.8	18	1.4
南側	2.1	10	1.8	1.5	10	1.6
北側 1	2.1	18.2	1.8	1.7	18	1.5
北側 2	2.1	10.9	1.8	1.8	10.5	1.5

表 2 樋門の比較 (単位: m)

	設計記録	調査結果
高さ	4.3	4.3
長さ	4.6	4.5
幅	4.6	4.5

表 3 貯水池の比較

	設計記録	調査結果
周囲の長さ (m)	237	2373
面積 (m ²)	3,590	3,530

る。百々貯木場は文化財に認定されているため、掘削や削孔といった形状の変化を伴う調査は難しい。そこで本調査では、非破壊試験法の一つである針貫入試験機を採用した。

4.1 針貫入試験の概要

本試験は、地盤工学会に規定されている JGS3431-2012⁷⁾に基づき試験を行った。使用した試験機は丸東製作所製軟岩ペネトロ計 SH-70 である。試験機は、もめん針 (太さ: 0.84 mm) を測定対象に貫入させ、貫入量 10 mm のときの貫入荷重、もしくは貫入荷重 100 N に達したときの貫入量を測定する。測定した値より、針貫入勾配 N_p (N/mm) (貫入荷重 P (N)/貫入量 L (mm)) を計算する。得られた針貫入勾配により、一軸圧縮強度 q_u (N/mm²) を次式から計算できる⁷⁾。

$$\text{Log}q_u = \alpha \text{Log}N_p + \beta \quad (2)$$

ここでは、 $\alpha=0.978$, $\beta=2.621$ (相関関係 0.914) の値を利用した⁸⁾。

4.2 測定方法及び測定場所

2022年5月に針貫入試験を行った。調査場所は、貯木場内にある製材所跡の側面部とした。人造石は2章で述べたように表面をセメントで保護してある。そのため、人造石の重要な構成要素である、たたきが露出している部分に針を貫入させて試験を行った。製材所跡は、かつて木材を加工する場として使用されていた。たたきが露出している部分には木材の流出防止のため、門が設置されていたと思われる。そのため、建造時にも目塗りは施されていなかったと考えられる。調査場所は4か所とした(図6左)。各調査場所は、高さ約2mで幅が約20cm程度の範囲でたたきが露出している(図6右)。そこで、地表面から鉛直方向に10cm間隔で貫入試験を実施した。各ポイントで3回測定して、平均をとり、式(2)より一軸圧縮強度に換算した(図7)。

4.3 測定結果

以下、針貫入試験から換算した一軸圧縮強度を換算一軸圧縮強度と表記する。

図7より、地点1, 2における平均換算一軸圧縮強度は1.18 N/mm², 1.00 N/mm²となり、地点3, 4では0.85 N/mm², 0.75 N/mm²であった。現存する人造石構造物から採取した試験片サンプルを用いた圧縮試験より²⁾、たたきの圧縮強度は1~2 N/mm²程度と推定されている。地点3, 4は地点1, 2より強度が低く、既存研究と比較しても明らかに低いことから材料の劣化が進んでいると考えられる。地点3, 4の後方には畑があることから水が供給されやすい。さらに北向きに面していることから、表面が乾きにくいことで植生が繁茂しやすく、劣化が進みやすい環境下であることが原因と考えられる。

5. まとめ

本研究では、愛知県豊田市に現存する百々貯木場を対象に現状の記録活動及びたたきの強度測定を行った。はじめに、UAVを用いた記録活動により、貯木場全体の劣化状況を確認できた。その結果、突堤の高さと幅に数十cm程度の差がみられた。高さについては写真測量で把握できない池床の堆積物が影響しており、幅については建設中の設計変更が行われたと考えられるため、劣化による影響ではない。そのほかの施設についても0.1m以下の違いが確認されたが、大きな変化はみられなかった。よって、建造から100年以上経過した現在でも良好な状態を保っていると言える。次に、針貫入試験による一軸圧縮強度の推定を行った。測定結果より、想定され得る強度より低い部分があり、植生などによって劣化が進行していることが明らかになった。今後の展望として、記録活動では、百々貯木場で実施した別時期の測量成果を

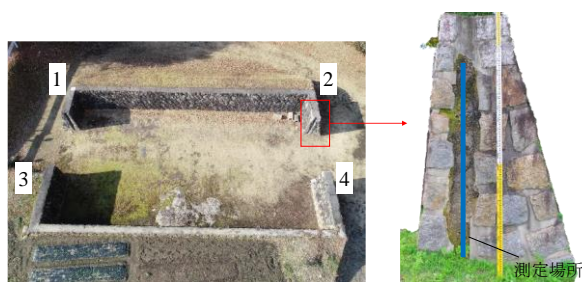


図6 測定場所

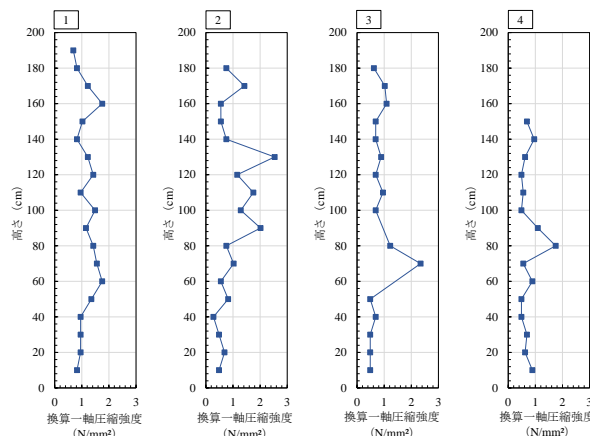


図7 針貫入試験による換算一軸圧縮強度の分布

用いて、さらに詳細な現況把握を行っていく。たたきについては、強度以外の物性にも着目し、百々貯木場の劣化状況について総合的に明らかにしていく所存である。

謝辞

本研究を実施するにあたり、現地での計測作業や測量成果の提供に関して、豊田市役所生涯活躍部文化財課の伊藤達也氏、永田悠記氏、梅村美紀子氏に大変お世話になった。設計記録(古文書)については百々貯木場の持ち主であった今井善六氏の子孫である今井紀博氏より、複写の許可を頂いた。紙面を借りて感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 関陽太郎: 石造文化財の保存1. 講座をはじめに当たって、土と基礎, Vol.44, No.8, pp.37-38, 1996.
- 2) 天野武弘: 服部長七没後100年にあたり歴史的土木工法(人造石工法)に再び光を, シンポジウム「日本の技術史をみる眼」第38回講演報告資料集, pp.5-28, 2020.
- 3) 樋口輝久, 馬場俊介, 天野武弘, 片岡靖志: 中国地方の人造石工法—服部長七をめぐる人間関係—, 土木史研究, Vol.26, pp.107-116, 2007.
- 4) 石田正治: 人造石工法(たたき)の遺産の調査とその保存, 土木史研究, 第11号, pp.309-318, 1991.
- 5) 畔柳武司: 新修豊田市史22別編建築, 新修豊田市編さん委員会, pp.507-508, 2016.
- 6) 天野博之, 天野武弘, 大橋公雄, 佐々木享, 夏目勝之, 堀恭子: 河川中流域の水中貯木場跡・百々貯木場矢作川における木材輸送, 近代化遺産調査報告, 2006.
- 7) 地盤工学会編: 地盤調査の方法と解説—二分冊の—, pp.426-432, 2013.
- 8) 丸東製作所: 軟岩ペネトロ計SH-70取扱説明書

間隙水のダイナミクスを考慮した弾塑性解析による
飽和地盤の不安定化現象の数値解析
Numerical analysis on instability phenomena of saturated soil
with elasto-plastic analysis considering pore water dynamics

豊田智大¹，野田利弘²，佐竹孝曜³

1 名古屋大学大学院・工学研究科・toyoda@civil.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学大学院・工学研究科

3 中部電力

概 要

著者らは間隙水の相対加速度を考慮可能な $u-w-p$ formulation に基づく水～土連成解析手法を開発してきた。本稿では、同手法の地盤の不安定化問題に対する有用性を以下の2つの点から示した。1) $u-w-p$ formulation に基づく弾塑性有限変形解析手法を飽和地盤の不安定化問題（砂地盤～盛土系の地震外力による液状化問題，鉛直動水勾配作用下でのボイリング問題）に対して適用し，平均有効応力減少に伴い地盤が不安定化する条件下でも破綻することなく計算を継続できることを示した。2) 時空間離散化した $u-w-p$ formulation の支配方程式および時間積分公式より構築した連立漸化式の数値安定性をスペクトル半径を用いて評価し，同手法の数値安定性が透水係数や時間刻み幅によらず，また $u-p$ formulation（間隙水の静的浸透を仮定する手法）の適用不能域においても保証されることを，より一般性の高い形で示した。

キーワード：水～土連成，Full formulation，不安定化，液状化，ボイリング

1. はじめに

液状化やボイリングのような，有効応力低下に伴い地盤の剛性が次第に喪失する現象や，すべり破壊，動的座屈といった不安定化問題を対象に時刻歴解析を行う場合，不安定化に伴い step 毎の変位増分が次第に増加してゆくため，十分な時間積分の精度を維持するためには，時間刻み幅 Δt を小さくしてゆく必要がある。

時間刻み幅 Δt の設定に関する要請として代表的なものには，双曲型方程式の陽解法における CFL 条件¹⁾（実波速を c ，格子幅を Δx として， $\Delta x/\Delta t > c$ で与えられる数値安定条件）があり，これは Δt に関する数値解析上の上限を与える。一方， $u-p$ formulation（以下， $u-p$ と記す）に基づく水～土連成解析においては，時間離散化された水～土骨格連成式において物理的不合理を生じないための条件（ $\gamma_{\theta 1}$ 基準²⁾，透水係数～時間刻み幅比 $k/\Delta t$ の上限を与える， $k/\Delta t < a$ ）を満足する必要がある，こちらは，ある透水係数 k に対して Δt の下限を与える。この Δt の下限の存在により， $u-p$ では不安定化問題の解析時に Δt を下げてゆくと数値不安定を生じ，計算継続が困難となる。

これに対し，著者らは間隙水の相対加速度および相対移流を考慮した $u-w-p$ formulation（以下， $u-w-p$ と記す）に基づく水～土骨格連成弾塑性有限変形解析手法を開発し，主

として高透水性土の連成問題において，同手法により $u-p$ の適用限界が克服可能であることを，いくつかの計算事例を通して示してきた³⁾。本稿では，1) $u-p$ では Δt の下限により計算継続不能に陥るような飽和地盤の不安定化問題（砂地盤～盛土系の地震外力による液状化問題，鉛直動水勾配作用下でのボイリング問題）について， $u-w-p$ であれば難なく解けることを確認し，不安定化問題の解析手法としての $u-w-p$ の有用性を示す。また，数値安定性に関する話題として，2) $u-p$ において透水係数を大きく／時間刻み幅を小さくしたときの不安定性はあくまで支配方程式を時間離散化した際に生じる数値的なものであって， $u-p$ の方程式系が本質的に有する不安定性ではない（理論解は発散しない）ことを示すとともに， $u-p$ の不安定域においても $u-w-p$ であれば数値安定性が保証されていることをスペクトル半径の観点から示す。

2. 砂地盤～盛土系の地震応答解析

2.1 遠心模型実験の概要

解析条件は，国土技術研究センターによる模型実験⁴⁾を参照して与える。同実験は，剛土槽内に作成した砂地盤～盛土系の模型（図1）を50Gの遠心場で加振するものである。

2.2 境界条件および材料定数

図2の二次元モデル(1D, 基礎地盤のみ)および二次元モデル(2D, 基礎地盤+盛土)に対し、 $u-p$ および $u-w-p$ で解析を行った。いずれも実規模解析である。入力波として、模型底面において図3の水平加速度を与える。簡単のため、構成材料は全域で飽和江戸崎砂とした。弾塑性構成式としてSYS Cam-clay modelを用い、その材料定数を表1のとおり与えた。江戸崎砂の透水係数は $1.7\sim 3.9\times 10^{-3}$ cm/sであるが、模型実験では間隙流体を「水」としたため、実地盤の透水係数に換算すると $0.85\sim 1.95\times 10^{-1}$ cm/s(高透水性)となる。そこで本研究では、3種類の透水係数① 1.95×10^{-2} cm/s, ② 9.75×10^{-2} cm/s, ③ 1.95×10^{-1} cm/sに対し解析を行った。解析初期の Δt は 1.25×10^{-3} secで統一したが、液状化による不安定化に伴い、陰的計算を収束させるためには、解析中に Δt をより小さい値に変更してゆく必要がある。このとき、 Δt の低下に伴い、解析条件はスペクトル半径から求めた $u-p$ の不安定域(4.で後述)に漸近してゆくこととなる。とくに、透水係数の大きい③では、解析初期の Δt に対しても数値不安定となる。

2.3 一次元地震応答解析

解析結果として、下端要素での平均有効応力~時間関係および中央深さの要素での応力経路を図4に示す。①では、 $u-p$ でも数値不安定を生じることなく解き切ることができ、その解は $u-w-p$ と一致したが、②では $u-p$ 解と $u-w-p$ 解が一致せず、とくに $u-p$ 解(23sec以降)においては、等体積条件下で正の過剰水圧の発生が解かれたにもかかわらず平均有効応力は増大する結果となった。これは、静的浸透仮定の破綻により生じた不合理な物理現象²⁾である。③では、初期 Δt に対しても $u-p$ による計算は全く実行できず、 $u-w-p$ によってのみ計算を継続できた。

物性値	
土粒子密度 ρ^s (g/cm ³)	2.65
透水係数 k (cm/s)	Case 毎
弾塑性パラメータ	
圧縮指数 λ	0.050
膨潤指数 $\bar{\kappa}$	0.012
限界状態定数 M	1.00
正規圧密線の切片 N	1.98
ポアソン比 ν	0.30
発展則パラメータ	
正規圧密土化指数 m	0.060
構造劣化指数 a	1.00
回転硬化指数 b_r	3.50
回転硬化限界定数 m_b	0.90
初期条件	
初期過圧密比 $1/R_0$	分布
初期構造の程度 $1/R_0^*$	2.00
初期土圧係数 K_0	0.60
初期間隙比 e_0	0.90

2.4 二次元地震応答解析

紙幅の都合上、③の透水係数に対する $u-w-p$ 解に限定し、その概略を示す。盛土から離れた図5の点Aにおいては一次元と同様の有効応力低下が解かれたのに対し、盛土直下の点Bでは、せん断作用下での下部地盤からの水の供給により、限界状態線上側での軟化挙動が解かれた。また、基礎地盤における有効応力減少のほか、土骨格加速度に対

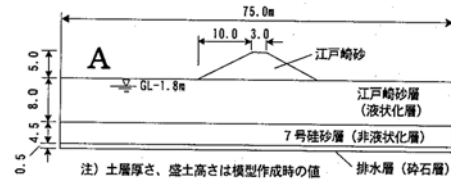


図1 遠心模型実験のモデル⁴⁾

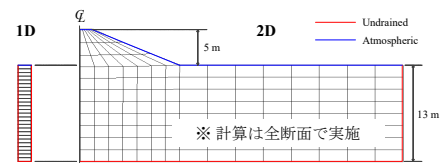


図2 有限要素メッシュ(地震応答解析)

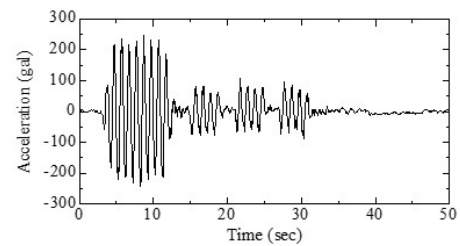
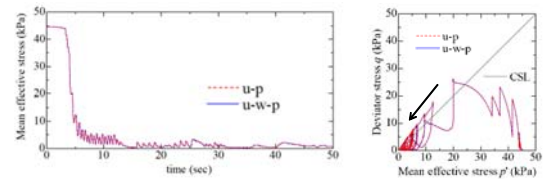
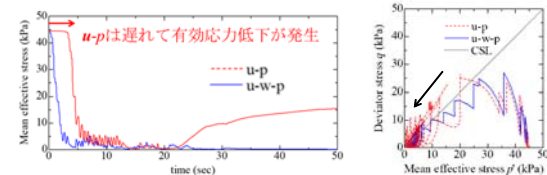


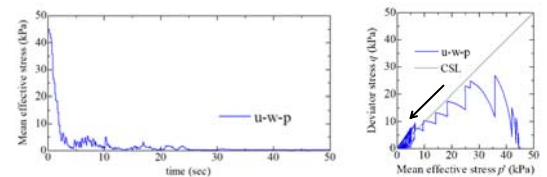
図3 入力不規則波



① $k = 1.95\times 10^{-2}$ cm/s



② $k = 1.95\times 10^{-2}$ cm/s



③ $k = 1.95\times 10^{-1}$ cm/s

図4 有効応力~時間関係(左)と要素挙動(右)

して無視できない間隙水相対加速度の発生や透水性の高さに起因した流線の乱れも確認された。

3. 飽和弾塑性地盤の鉛直浸透力によるボイリング解析

3.1 一次元ボイリング解析

次に、 $u-w-p$ による一次元飽和地盤のボイリング解析について述べる。解析には、図6に示す有限要素メッシュを用いる。水理境界条件について、上端を大気圧境界条件とし、下端における全水頭を静水圧から一定の割合で増加させる ($dh/dt = 1\text{cm/s}$) ことで、鉛直上向きの動水勾配を与えた。構成材料は均質な弾塑性材料とし、SYS Cam-clay modelの材料定数および初期状態は、非常に密な状態にある三河珪砂6号の値を参照し、表2のとおり設定した。

解析結果として、メッシュの変形と流速分布の推移を図7に、下端要素の要素挙動を図8にそれぞれ示す。図7において、解析初期には一様流速の発生が解かれたが、下端要素で平均有効応力がゼロに近づくと(図8の点C、およそ60sec時点)、その後は剛性を失った下端要素のみで吸水膨張が進行し、地盤全域でのボイリングは解かれなかった。そこで、透水係数の間隙比依存モデル ($e \propto \log k$) を導入したところ、図9のような不安定化後の挙動、すなわち、地盤全域で比体積の増減を繰り返す、地表面がポコポコと振動する様子を解くことができた。これは、ある要素で体積膨張が先行しても、その要素の透水係数が体積膨張に応じて周辺要素より大きくなることで、その要素での損失水頭は周囲に較べて相対的に小さくなり、逆に周辺要素での局所動水勾配は相対的に増加して、結果的に地盤全体で連鎖的にボイリングを生じることによる。なお、(今回与えた水位上昇速度に対しては) 平均有効応力がゼロに近

表2 材料定数 (三河珪砂6号)

物性値	
土粒子密度 ρ^s (g/cm^3)	2.65
透水係数 k (cm/s)	1.5×10^{-1}
透水係数変化率 $de/d(\ln k)^*$	0.01
弾塑性パラメータ	
圧縮指数 $\bar{\lambda}$	0.050
膨潤指数 $\bar{\kappa}$	0.012
限界状態定数 M	1.00
正規圧密線の切片 N	1.98
ポアソン比 ν	0.30
発展則パラメータ	
正規圧密土化指数 m	0.060
構造劣化指数 a	2.20
回転硬化指数 b_r	0.00
初期条件	
初期過圧密比 $1/R_0$	分布
初期構造の程度 $1/R_0^*$	1.26
初期土圧係数 K_0	0.956
初期間隙比 e_0	0.970

※ 透水係数の間隙比依存モデル使用時

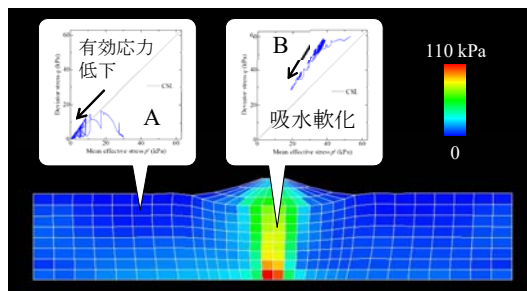


図5 平均有効応力 (最大加速度到達時)

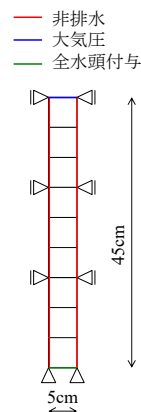


図6 一次元メッシュ (一次元ボイリング解析)

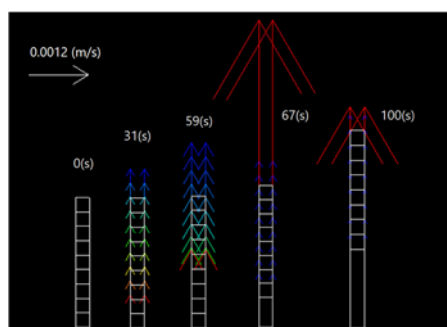


図7 相対平均流速分布 (透水係数一定)

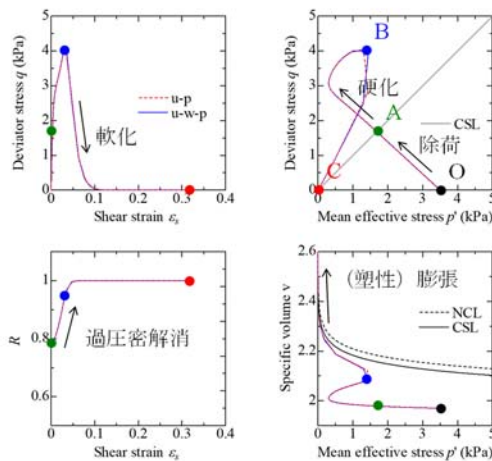


図8 下端要素の要素挙動 (透水係数一定)

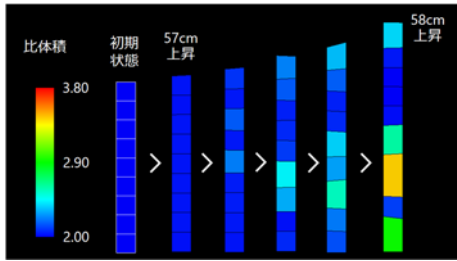


図9 比体積分布 (透水係数は間隙比依存)

づくまでの過程は $u-p$ でも解くことが可能であったが、その後の不安定挙動は $u-w-p$ によってのみ解くことができた。

ここでの $u-p$ の破綻は、平均有効応力喪失後の不安定挙動の追跡には非常に小さい Δt を設定することが要求され、また、透水係数の間隙比依存モデル採用時には透水係数も体積膨張に伴い増大することによる。

3.2 二次元ボイリング解析

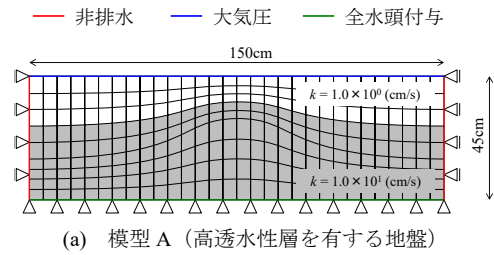
図10に示す(a)地盤下部に高透水層を有し、上部層厚の薄い中央部で局所動水勾配が最大となる模型Aと、(b)堤体まわりに二次元浸透場を生じる模型Bに対し $u-w-p$ で解析を行った。弾塑性定数および全水頭を与える境界での全水頭増加率は一次元解析に準拠した。

解析結果を図11よび図12に示す。模型Aでは図11(a)のような模型中央部での比体積増減に伴う地表面振動や(b)のような流速集中が、模型Bでは、図12のような動的浸透に起因した流線の乱れが解かれた。

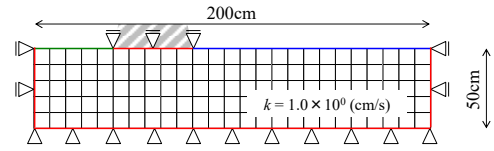
なお、一次元解析および二次元解析(模型A)では解が非対称となったが、これは数値誤差の影響で不安定化時に解が非対称モードに分岐したためであると考えている。

4. スペクトル半径を用いた $u-p/u-w-p$ の数値安定性の評価

本章では、離散化した $u-p$ および $u-w-p$ の支配方程式より連立漸化式を構築し、その安定性をマトリクスのスペクトル半径を用いて評価した。特に、 $u-w-p$ により水～土連成計算の実行可能域の拡大 ($u-p$ 適用限界の克服) が可能であることを示すとともに、従来より $u-p$ 適用可否判別に用いられてきた γ_{01} 基準²⁾の例外についても指摘する。本章では、種々の非線形性(弾塑性、有限変形、相対移流項)を無視した上で系の数値安定性を議論するが、これは本章で着目する不安定性があくまで $u-p$ 定式化に由来する不安定性であり、上記の非線形性に由来する不安定性(材料軟化、分岐など)は対象外とするためである。また、ここでは方程式を一次元化した上でその数値安定性を評価するが、実は多次元問題に対して安定性を評価しても一次元の場合とほぼ変わらない結果が得られる。これは、 $u-p$ 由来の不安定性が間隙水圧の発散を伴うが、微小変形・弾性条件下では、水平変位(せん断)は間隙水圧発生に一切寄与せず、これによる数値不安定も生じないことによる。

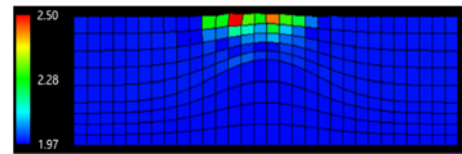


(a) 模型A (高透水性層を有する地盤)

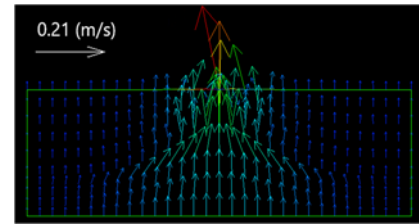


(b) 模型B (堤体まわりの浸透)

図10 二次元メッシュ (ボイリング解析)



(a) 比体積分布



(b) 流速分布

図11 ボイリング時のコンター図 (模型A)

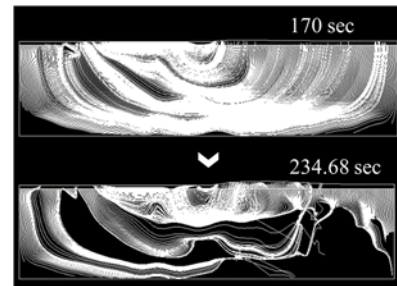


図12 流線の推移 (模型B)

4.1 水～土連成問題の支配方程式

$u-w-p$ の支配方程式³⁾を以下に示す。

飽和土の運動方程式 (速度型)

$$\rho_s D_s^2 \mathbf{v}_s + \rho_f D_s D_f \mathbf{v}_f + \rho^f (\text{div } \mathbf{v}_s) (D_s \mathbf{v}_s - \mathbf{b}) = \text{div} (D_s \mathbf{S}_t) \quad (1-a)$$

間隙水の運動方程式

$$\rho^f D_f \mathbf{v}_f = -\gamma_w \text{grad } h - \frac{\gamma_w}{k} \mathbf{w} \quad (1-b)$$

水～土骨格連成式

$$\text{div } \mathbf{v}_s + \text{div } \mathbf{w} = 0 \quad (1-c)$$

ここに、 ρ 、 ρ_s 、 ρ_f 、 ρ^f は混合体、固相、液相、間隙水の

密度, D_s , D_f は固相, 液相に着目した物質時間微分, \mathbf{v}_s , \mathbf{v}_f は固相, 液相の速度, $\mathbf{w} = n(\mathbf{v}_f - \mathbf{v}_s)$ は間隙水の相対平均流速, \mathbf{b} は物体力, $D_s \mathbf{S}_t$ は公称応力速度, $h = z + p/\gamma_w$ は全水頭, p は間隙水圧, z は位置水頭, n は間隙率, k は透水係数, γ_w は水の単位体積重量である。一方, $\mathbf{u-p}$ の支配方程式は, 浸透加速度(間隙水の土骨格に対する相対加速度)が土骨格加速度に対して十分に小さい ($D_f \mathbf{v}_f - D_s \mathbf{v}_s \ll D_s \mathbf{v}_s$) ことを仮定して式(1)を縮約することで得られる²⁾。

飽和土の運動方程式 (速度型)

$$\rho D_s^2 \mathbf{v}_s + \rho^f (\text{div} \mathbf{v}_s) (D_s \mathbf{v}_s - \mathbf{b}) = \text{div} (D_s \mathbf{S}_t) \quad (2-a)$$

水～土骨格連成式

$$\frac{\rho^f k}{\gamma_w} \text{div} (D_s \mathbf{v}_s) - \text{div} \mathbf{v}_s + \text{div} (k \text{grad} h) = 0 \quad (2-b)$$

本稿では最も単純な条件として, 自重および真物質の圧縮性を無視し, 一次元微小変形弾性体について検討する。この場合, 式(1)および(2)は以下のように書き換えられる。

$\mathbf{u-w-p}$

$$\rho_s \ddot{u}_s + \rho_f \ddot{u}_f = E_c \frac{\partial^2 \dot{u}_s}{\partial x^2} - \frac{\partial \dot{p}}{\partial x} \quad (3-a)$$

$$\rho^f \ddot{u}_f = -\frac{\partial p}{\partial x} - \frac{\gamma_w}{k} w \quad (3-b)$$

$$\frac{\partial \dot{u}_s}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial x} = 0 \quad (3-c)$$

$\mathbf{u-p}$

$$\rho \ddot{u}_s = E_c \frac{\partial^2 \dot{u}_s}{\partial x^2} - \frac{\partial \dot{p}}{\partial x} \quad (4-a)$$

$$\frac{\rho^f k}{\gamma_w} \frac{\partial \dot{u}_s}{\partial x} - \frac{\partial \dot{u}_s}{\partial x} + \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} = 0 \quad (4-b)$$

ただし, $x = \{x|0 < x < H\}$ は座標, $t = \{t|0 < t\}$ は時間, $w = n(\dot{u}_f - \dot{u}_s)$, ()は時間微分を表すが, 無次元変数を $U_s = u_s/S$, $U_f = u_f/S$, $W = (d/d\tau)\{n(U_f - U_s)\}$, $P = p/q$, $X = x/H$, $\tau = c_v t/H^2$ と定義すれば, 式(3), (4)の無次元表示が得られる。

$\mathbf{u-w-p}$

$$\frac{G_s e}{1 + G_s e} \ddot{U}_s + \frac{e^2}{1 + G_s e} \ddot{U}_f = 4h^2 \frac{\partial^2 \dot{U}_s}{\partial X^2} - 4h^2 \frac{\partial \dot{P}}{\partial X} \quad (5-a)$$

$$\frac{(1+e)e}{1+G_s e} \ddot{U}_f = -4h^2 \frac{\partial P}{\partial X} - 4h^2 \frac{e}{1+e} (\dot{U}_f - \dot{U}_s) \quad (5-b)$$

$$\frac{\partial \dot{U}_s}{\partial X} + \frac{\partial W}{\partial X} = 0 \quad (5-c)$$

$\mathbf{u-p}$

$$\frac{e(G_s + e)}{1 + G_s e} \ddot{U}_s - 4h^2 \frac{\partial^2 \dot{U}_s}{\partial X^2} + 4h^2 \frac{\partial \dot{P}}{\partial X} = 0 \quad (6-a)$$

$$\frac{e(1+e)}{1 + G_s e} \frac{\partial \dot{U}_s}{\partial X} - 4h^2 \frac{\partial \dot{U}_s}{\partial X} + 4h^2 \frac{\partial^2 P}{\partial X^2} = 0 \quad (6-b)$$

ここに, $X = \{X|0 < X < 1\}$ は無次元座標, $\tau = \{\tau|0 < \tau\}$ は時間係数, ()は時間係数による微分を表す。ここに, $h = c_p H/2c_v$ は透水係数に反比例する無次元パラメータ, $c_p = \sqrt{(E_c/\rho')}$ は非減衰波速, $c_v = kE_c/\gamma_w$ は圧密係数, $\rho' = \rho_s + \rho_f/e^2$, $G_s = \rho^s/\rho^f$ は土粒子密度, $e = n/(1-n)$ は間隙率, $S = qH/E_c$ は静荷重 q 作用時の最終沈下量である。一次元圧密の初期条件・境界条件(片面排水, 瞬間載荷)の下で

$\mathbf{u-w-p}$ および $\mathbf{u-p}$ の方程式系(5), (6)を変形すると, それぞれ

$\mathbf{u-w-p}$

$$\ddot{U}_s + 4h^2 \ddot{U}_s - 4h^2 \frac{\partial^2 \dot{U}_s}{\partial X^2} = 0 \quad (7-a)$$

$\mathbf{u-p}$

$$\ddot{U}_s + 4h^{\#2} \ddot{U}_s - 4h^{\#2} \frac{\partial^2 \dot{U}_s}{\partial X^2} = 0 \quad (7-b)$$

という全く同じ型の微分方程式が得られる。ただし,

$$\left(\frac{h^{\#}}{h}\right)^2 = \frac{1 + G_s e}{e(G_s - 1)} \quad (8)$$

である。式(7-a), (7-b)は減衰波動方程式と呼ばれる混合型の微分方程式であり, その理論解の n 次モードは, 固有値 $\beta_n = (2n-1)\pi/2$ と無次元パラメータ h (または $h^{\#}$)の大小関係に応じてその性質が変化する⁵⁾。

- $\beta_n < h, h^{\#}$: 過減衰 (指数関数解)
- $\beta_n = h, h^{\#}$: 臨界減衰
- $\beta_n > h, h^{\#}$: 減衰振動 (三角関数解)

ここで重要なのは, 上記の式(7)の理論解は, $\mathbf{u-p}$, $\mathbf{u-w-p}$ を問わず, 左辺第2項の減衰項の存在により, 時刻 $\tau \rightarrow \infty$ において必ず収束するという点である。 $\mathbf{u-p}$ の理論解が収束するということは, 先の2章, 3章で見られたような $\mathbf{u-p}$ による計算の不安定性は, 方程式系を時間離散化した際に初めて生じる数値的なものであることを意味している。

4.2 連立漸化式とスペクトル半径

式(5), (6)について, それぞれ Noda and Toyoda³⁾および Noda et al.²⁾に倣い, 有限要素法および Christian・田村流の物理モデルにより空間離散化し, Wilson- θ 法の時間積分公式を組み合わせると, 以下の代数方程式の形に整理できる。

空間離散化した支配方程式・Wilson- θ 法の内挿公式

$$\mathbf{A} \mathbf{u}_{n+\theta} = \mathbf{B} \mathbf{u}_n \quad (9-a)$$

Wilson- θ 法の引き戻し公式

$$\mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{C} \mathbf{u}_n + \mathbf{D} \mathbf{u}_{n+\theta} \quad (9-b)$$

自由度毎の未知変数の成分からなる係数列ベクトル \mathbf{u}_n , およびマトリクス $\mathbf{A} \sim \mathbf{D}$ の中身は $\mathbf{u-p}$ と $\mathbf{u-w-p}$ で異なり, その具体形は紙幅の都合上省略するが, (9-b)に(9-a)を代入することで以下の連立漸化式を構築できる。

$$\mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{E} \mathbf{u}_n, \quad \mathbf{E} = \mathbf{C} + \mathbf{D} \mathbf{A}^{-1} \mathbf{B} \quad (10)$$

そこで, 式(10)中のマトリクス \mathbf{E} のスペクトル半径

$$\rho(\mathbf{E}) = \max(|\lambda_1|, |\lambda_2|, \dots, |\lambda_N|) \quad (11)$$

(ただし, $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_N$ は \mathbf{E} の固有値)を調べれば, 式(10)の漸化式の安定性を評価できる。すなわち, $\rho(\mathbf{E}) \leq 1$ であれば, あらゆる初期値 \mathbf{u}_0 に対し発散することなく step 更新可能(安定)であるといえる。

一方, Noda et al.²⁾は, 水～土連成式の符号反転に着目し, その計算可否が次式で定義される係数 $\gamma_{\theta 1}$ の正負により判定できると考えた ($\gamma_{\theta 1} > 0$ のとき安定)。

$$\gamma_{\theta 1} = \frac{1}{6} - \frac{1}{2\theta \Delta t} \frac{\rho^f k}{\gamma_w} \quad (12)$$

以降, $\gamma_{\theta 1}$ による $\mathbf{u-p}$ 計算可否判定の妥当性にも言及する。

4.3 スペクトル半径に基づく安定性評価

透水係数 k および時間刻み幅 Δt を変えたときの $u-p$ および $u-w-p$ の方程式系の安定性を式(11)のスペクトル半径 $\rho(E)$ から判定した。ただし、要素分割数を $m=10$ とし (これ以上分割数を増やしても安定性に影響がないことを確認済)、典型的なパラメータとして、 $\theta=1.4$, 層厚 $H=1\text{m}$, ヤング率 $E=10000\text{kPa}$, ポアソン比 $\nu=0.30$, 土粒子比重 $G_s=2.65$, 間隙比 $e=1.0$ を与えた。固有値解析には Intel® Math Kernel Library を使用した。

$u-p$ および $u-w-p$ による収束判定結果を図 13, 図 14 にそれぞれ示す。 $u-p$ においては, 図 13 のように帯状の発散域 ($\rho(E) > 1$) が出現するのに対し, $u-w-p$ では, 図 14 のように全域が収束域 ($\rho(E) \leq 1$) となることから, $u-w-p$ であればあらゆる透水係数・時間刻み幅に対して安定して計算を継続できる。

次に, 図 13 の $u-p$ 発散域の形態に着目すると, 図の下側 (低透水性) では収束域と発散域の閾線は斜めに分布する。これは, Noda et al.²⁾し, 式(13)より導かれる γ_{01} 基準線 ($\gamma_{01}=0$, 図中の赤線) による計算可否判別が概ね有効であるといえるが, 上側 (高透水性) では閾線が縦に分布し, γ_{01} 基準線にそぐわない結果となる。これは, $u-p$ の理論解の性質が上側と下側とで異なることによる。すなわち, 閾線が斜めになる範囲は, 図中の $\beta_1=h$ 線下側で (式(7-b)の理論解に過減衰モードを1つ以上含む領域) と一致し, 閾線が縦になる範囲は, $\beta_1=h$ 線上側 (式(7-b)の理論解の全モードが減衰振動解となる領域) と一致している。また, 斜めの閾線と縦の閾線では, 相異なるモード ($\beta_1=h$ 線上側では有意な土骨格加速度を含むモード) の固有値の絶対値が1を超えることも確認している。なお, 詳細は割愛するが, 図 13 の $u-p$ 発散域と収束域の閾線近傍や, 左上側のような (Δt が非常に小さく step 毎の固相変位がほとんど進行しない) 非圧縮域においては, たとえ $\rho(E) \leq 1$ の安定域であっても, $u-p$ 解が $u-w-p$ 解と一致しない ($u-p$ 計算は負の即時水圧を生じる) 領域が出現する点に注意を要する。

なお, 図 13 には 2 章における液状化解析における解析条件を①②③として併記している。透水係数を大きく設定するにつれて, 解析条件が次第に $u-p$ の不安定域に漸近し, $u-p$ による計算は困難となってゆく。とくに③は, 初期 Δt に対してもスペクトル半径が 1 を超える不安定域に属しており, 図 4③において解析初期から $u-p$ 計算が実行不能に陥るという事実とよく対応している。

5. おわりに

時間刻み幅 Δt を小さく設定しなければ解くことの難しい不安定化問題の数値解析における $u-w-p$ の有用性を液状化解析・ボイリング解析を通して実証的に示した。また, $u-p$ の不安定性が方程式系を時間離散化することではじめて生じるものである (理論解は発散しない) ことを示した上で, スペクトル半径を用いた安定判別法により, この数値不安定性が $u-w-p$ により克服可能であることを示した。

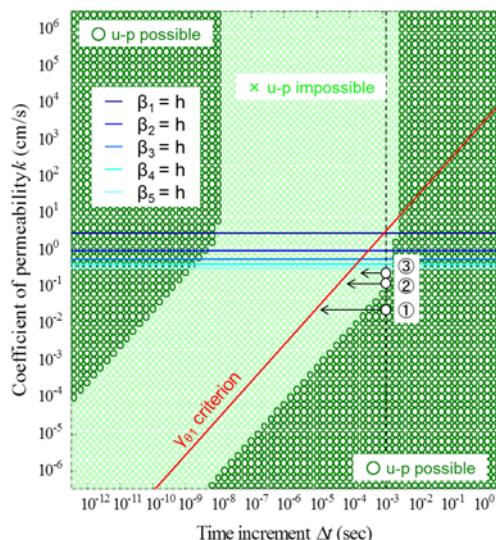


図 13 数値安定性 ($u-p$)

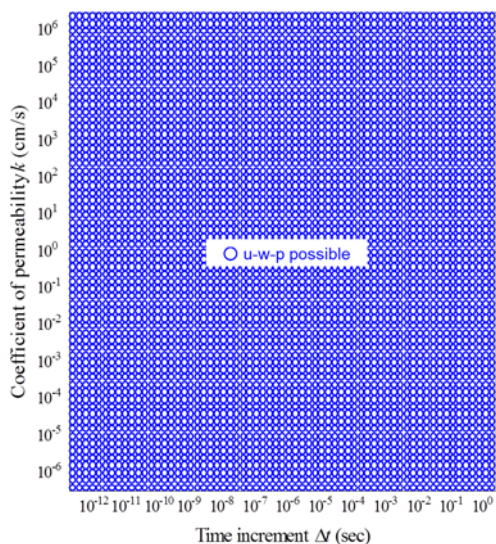


図 14 数値安定性 ($u-w-p$)

謝辞 本研究は JSPS 科研費 22K14324 の助成を受けた。

参考文献

- 1) Thomas, J. W.: Numerical partial differential equations: finite difference methods, Springer, 1995.
- 2) 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, Vol. 48, No. 6, pp. 771-790, 2008.
- 3) Noda, T. and Toyoda, T.: Development and verification of a soil-water coupled finite deformation analysis based on u-w-p formulation with fluid convective nonlinearity, Soils and Foundations, Vol. 59, No. 4, pp. 888-904, 2019.
- 4) 国土技術研究センター：河川堤防の地震時変形量の解析手法, 土と基礎, JICE 資料第102001号, A1-A2, 2002.
- 5) Toyoda, T. and Noda, T.: Numerical simulation based heuristic investigation of inertia-induced phenomena and theoretical solution based verification by the damped wave equation for the dynamic deformation of saturated soil based on the u-w-p governing equation, Soils and Foundations, Vol. 61, No. 2, pp. 352-370, 2021.

粒子群最適化法のパラメータが構成則パラメータの探索能力に及ぼす影響

Effect of parameters of the particle swarm optimization on the ability to search for constitutive model parameter

酒井崇之¹, 中野正樹²

1 名古屋大学・大学院工学研究科・t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・大学院工学研究科

概 要

昨今、土構造物に対しても性能設計が重要視されており、有限要素法等による詳細な解析が実施されている。解析を実施する際のパラメータは、土質試験結果から推定されることが多い。本研究では、粒子群最適化法を改良し、SYS Cam-clay modelの材料定数および初期値を推定する手法を提案した。本報告では実際の実験結果を再現する前の検証として、パラメータが既知な解析結果を再現できるか否かについて検討した。粒子群最適化法はそのパラメータによって収束性や解が変わることがあり得る。そこで、粒子群最適化法のパラメータをいくつか変えて、これらが構成則パラメータ推定速度に及ぼす影響について調査した。その結果、粒子群最適化手法のパラメータの中の慣性パラメータ w が最も探索能力に影響を及ぼし、 $w = 0.9$ だと正解パラメータの探索が速やかにできることがわかった。

キーワード：粒子群最適化手法，構成則，データ同化

1. はじめに

昨今、土構造物に対しても性能設計が重要視されており、有限要素法等による詳細な解析が実施されている。解析を実施する際のパラメータは、土質試験結果から推定されることが多い。著者らは、粒子群最適化法(Particle Swarm Optimization, 以下 PSO¹⁾)を改良して得られた SA-MDMS-PSO²⁾を参考にして、三軸圧縮試験から SYS Cam-clay model³⁾の発展則パラメータおよび初期過圧密、初期構造を推定する手法を提案し、パラメータが既知である解析結果の再現に成功した⁴⁾。ところで、PSOは、そのパラメータが解の探索能力や収束性に影響を及ぼすことが知られている⁵⁾。そこで、本研究では、PSOのパラメータが構成則のパラメータの推定速度や推定能力に与える影響について調査した。なお、本報告では実際の実験結果を再現する前の検証として、パラメータが既知な解析結果を再現できるか否かについて検討した。また、文献4)では、粘土の非排水せん断を想定していたが、本研究では、排水せん断や砂を想定したパラメータでも検討を行った。

2. 本研究で用いた PSO の概要

2.1 PSO の粒子位置更新式

PSO とは、鳥や魚の群れから着想を得た手法である。PSO では、多次元の関数空間上に位置ベクトルと速度ベク

トルを持つ多数の粒子が、群全体の情報を共有しながらある目的関数の評価値が最良となる位置ベクトルの探索を行う。本研究で用いた PSO における速度ベクトル \mathbf{v} と位置ベクトル \mathbf{x} の更新式は以下の通りである。

$$\mathbf{v}_i^{t+1} = w\mathbf{v}_i^t + c_1r_1(\mathbf{pbest}_i^t - \mathbf{x}_i^t) + c_2r_2(\mathbf{lbest}^t - \mathbf{x}_i^t) \quad (1)$$

$$\mathbf{x}_i^{t+1} = \mathbf{x}_i^t + \mathbf{v}_i^{t+1} \quad (2)$$

式(1)が速度ベクトルの更新式、式(2)が位置ベクトルの更新式である。 \mathbf{pbest}_i^t は、ある粒子自身が過去に得た目的関数の評価値が最良となった時の位置ベクトルである。 \mathbf{lbest}^t は、粒子群をいくつかのグループに分けて、そのグループ内で目的関数の評価値が最良となった時の位置ベクトルを示す。何回か粒子の情報を更新した後、グループの分け直しを何度もすることで、集団全体の情報を共有しながらも通常の PSO の弱点である局所解に陥りやすい問題を避ける工夫をしている。なお、島の数が1個であれば、通常の PSO と同じである。

c_1 , c_2 , w は粒子群最適化法のパラメータである。 c_1 が大きくなると、その粒子は \mathbf{pbest}_i^t に引き寄せられやすくなる。このことから、粒子自身の情報を重要視することを示している。 c_2 が大きくなると、その粒子は \mathbf{lbest}^t に引き寄せられやすくなる。このことから、群の情報を重要視することを示している。 w は慣性パラメータであり、この値が大きくなると粒子の速度はどんどん大きくなることから、大域的な探索が可能となるが収束しづらくなる。一方、 w が小さいときは、粒子の速度は小さくなっていくため、局所的

な探索が可能であるが、局所解に陥りやすくなる。 r_1, r_2 は0~1の乱数が代入される。

2.2 本研究で対象とした問題

本報告では、等方圧縮過程およびせん断過程をSYS Cam-clay modelで計算した。初期の拘束圧は20kPaで等方応力状態であるとし、初期の異方性はないものとした。せん断過程における拘束圧は100,300,500kPaの3つとした。正解パラメータを表1に示す。また、正解パラメータで計算した結果を図1に示す。一つは構造が壊れづらく過圧密の解消が速いパラメータ(粘土と表記)で、もう一つは構造が壊れやすく過圧密が解消しづらいパラメータ(砂と表記)である。弾塑性パラメータと比体積は既知とし、発展則パラメータと初期過圧密の正解パラメータの推定を行った。なお、初期過圧密比と初期構造はどちらかが決まれば、もう片方は算出できる。

表1 正解パラメータとパラメータの範囲

材料の種類	粘土	砂	範囲
既知のパラメータ			
圧縮指数	$\bar{\lambda}$ 0.200	0.050	既知のパラメータなので、範囲はない。(動かない値)
膨潤指数	$\bar{\kappa}$ 0.030	0.012	
限界状態定数	M 1.200	1.000	
NCLの切片 (98.1 kPa)	N 2.500	1.980	
ポアソン比	ν 0.300	0.300	
比体積	v 2.700	2.040	
推定するパラメータ			
正規圧密土化指数	m 6.000	0.060	0.01-30.0
構造劣化指数	a 0.600	2.200	0.01-10.0
$\ D_{1av}^p\ $ と $-D_{1v}^p$ の比	c_s 0.300	1.000	0.10-1.00
回転硬化指数	b_r 0.100	3.500	0.01-10.0
回転硬化限界定数	m_b 1.000	0.700	0.01-1.00
初期過圧密比	R 0.05	0.100	0.001-1.00

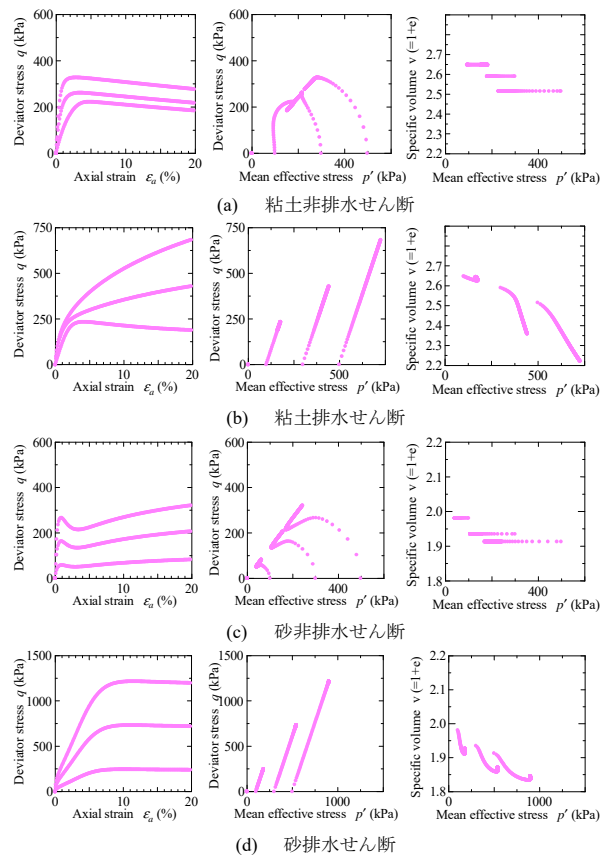


図1 正解パラメータの応答

2.3 計算のフローチャート

図2は計算のフローチャートを示す。まず、初期の粒子を800個用意した。粒子の持つ情報を式(3)に示す。

$$x_i^t = \begin{Bmatrix} m \\ a \\ c_s \\ b_r \\ m_b \\ R \end{Bmatrix}, v_i^t = \begin{Bmatrix} \Delta m \\ \Delta a \\ \Delta c_s \\ \Delta b_r \\ \Delta m_b \\ \Delta R \end{Bmatrix} \quad (3)$$

各粒子は発展則パラメータと初期過圧密の情報を持っている。初期の粒子が持つ情報は、表1に示すパラメータの範囲内で一様乱数を発生させて与えられた。なお、初期速度ベクトルの成分は全て0である。次に、粒子を島に振り分け直す。作成したパラメータセットを用い、SYS Cam-clay modelの計算を実施する。そして、正解パラメータの計算結果と、粒子ごとに得られた計算結果の比較を行い、各々の粒子の評価を行う(評価の仕方については、後述)。その後、 $pbest^t$, $lbest^t$, $gbest^t$ の更新を行う。ここで、 $gbest^t$ とは、粒子群全体で目的関数の評価値が最良となった時の位置ベクトルを示す。その後、式(1)から粒子の速度を算出し、式(2)を用いて粒子の位置情報を更新する。そして、更新した粒子の情報で、SYS Cam-clay modelの計算を実施する。その後、粒子の評価、 $pbest^t$, $lbest^t$, $gbest^t$ の更新、粒子の位置を更新とフローが進んでいく。なお、速度ベクトルのノルムが0.01以下となる粒子が80%を超えた場合に、局所解に陥ったと判定し、粒子を再配置する。再配置の際に、全体の25%を狭い範囲を探索する粒子、残りを広い範囲を探索する粒子に分けた。狭い範囲を探索する粒子については、粒子全体の過去に得た目的関数の評価値が最良となった位置ベクトル付近に粒子を再配置し、広い範囲を探索する粒子は初期粒子の作成と同じ方法で粒子を再配置した。再配置した際の速度ベクトルの成分は全て0にした。また、粒子の位置を島内で何度か更新したら、粒子を10個の島に再度振り分け直す。

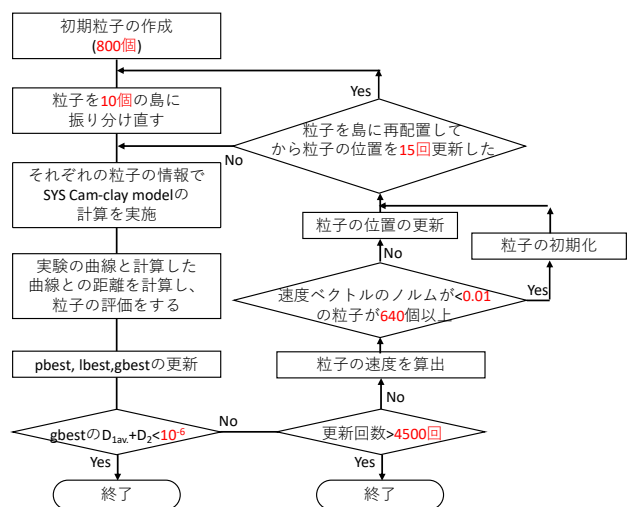


図2 計算フロー (赤文字は自由に設定可能な数値)

各々の粒子の評価方法について、詳しく説明する。図3、

4に、正解パラメータの計算結果とある粒子の非排水せん断と排水せん断の計算結果をそれぞれ示す。図3に示す D_1 は、拘束圧で正規化した p' - q 空間における正解の計算結果と粒子の計算結果の距離の絶対値を計算したものである。 D_{1av} は、軸ひずみ0.1%ごとに D_1 を計算し、それを平均した値である。図4に示す D_1 は、正解の計算結果と粒子の計算結果の拘束圧で正規化した軸差応力の差(D_{1q})と、体積ひずみの差(D_{1v})を計算する。 D_{1av} は D_{1q} と D_{1v} を足してそれを平均化した値である。 D_2 については、等方圧密過程における比体積の差である。 D_{1av} と D_2 の和が目的関数となり、この目的関数が小さくなれば小さくなるほど、正解と推定が近づくことから、その粒子の評価が高くなる。既往の研究から $D_{1av}+D_2$ が 1.0×10^{-6} より小さくなった場合、推定パラメータの小数点第4位を四捨五入すると、正解と完全に一致することがわかっており⁵⁾、**gbest**の $D_{1av}+D_2$ が 1.0×10^{-6} より小さくなったら計算を打ち切った。

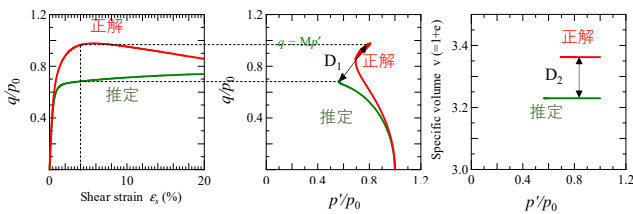


図3 非排水せん断の時の評価方法

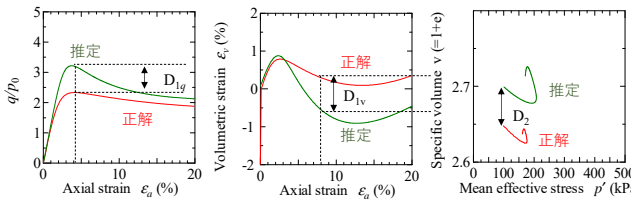


図4 排水せん断の評価方法

3. PSOのパラメータが解の探索力に及ぼす影響

表2は本報告で検討したPSOのパラメータの組み合わせを示す。小さい値として0.1、中くらいの値として0.9、大きい値として1.8と設定し、それぞれを組み合わせで探索力を検討した。

表2 検討したPSOのパラメータ

case	1	2	3	4	5	6	7	8	9
c_1	0.1	0.9	0.9	0.1	0.9	0.9	1.8	0.9	0.9
c_2	0.9	0.1	0.9	0.9	0.1	0.9	0.9	1.8	0.9
w	0.1	0.1	0.1	0.9	0.9	0.9	1.8	1.8	1.8

図5~8に粘土の非排水せん断、粘土の排水せん断、砂の非排水せん断、砂の排水せん断における検討結果をそれぞれ示す。図5~8は $D_{1av}+D_2$ と粒子の更新回数との関係を示している。図5~8においていずれも $w=0.9$ であるcase4~6は最終的に $D_{1av}+D_2$ が 10^{-6} を下回っており、パラメータ

の同定がうまくいっていることがわかる。しかし、 w が0.1のケースと、1.8のケースはいずれも $D_{1av}+D_2$ が 10^{-2} ~ 10^{-3} 程度で止まっており、探索能力が低くなったことがわかる。速度ベクトルの成分を見ると、 $w=0.1$ のときは、小さい値を取っており、粒子があまり動いていないことがわかった。一方、 $w=1.8$ の時は、それぞれの位置ベクトルの成分が表1に示すパラメータの取り得る範囲の最大値か最小値かを取っていることが多く、粒子の速度が大きすぎるのが問題となっている。粒子の速度が大きいために、粒子が初期化されることもない。したがって、探索がうまくいかなかったと推定される。

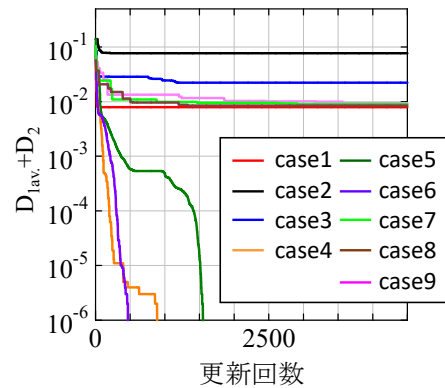


図5 粘土の非排水せん断の時の結果

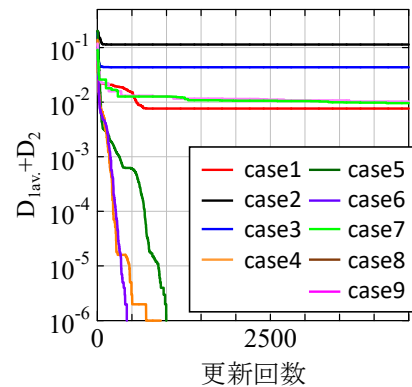


図6 粘土の排水せん断の時の結果

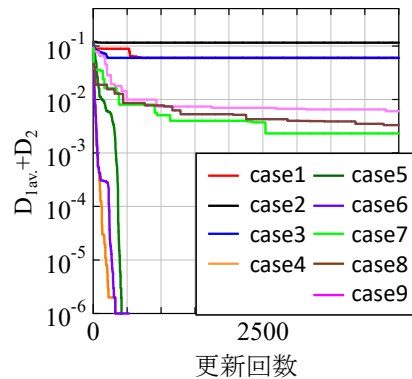


図7 砂の非排水せん断の時の結果

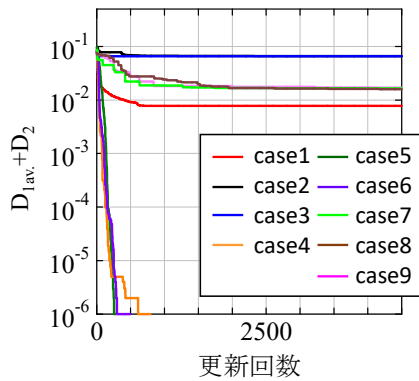


図 8 砂の排水せん断の時の結果

表 3~6 に $D_{1av}+D_2$ の値の推移に対して、パラメータがどの程度推定できているのかを示す。いずれも case 6 の推移を示す。どのケースも $D_{1av}+D_2$ が 10^{-6} になると小数点第四位を四捨五入すると正解パラメータと同じ値が得られ、よく推定できていることがわかった。初期過圧密 R は比較的 $D_{1av}+D_2$ が大きい時から正解と一致している。一方で、回転硬化指数 b_r や回転硬化限界定数 m_b はかなり $D_{1av}+D_2$ が小さくならないと一致しないことから推定が難しいパラメータであると言える。これらの原因については、まだ検討不足であるため、今後検討を重ねたい。

表 3 粘土の非排水試験の時の推定状況の推移

$D_{1av}+D_2$	0.139	0.091	0.010	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}
m	12.151	12.140	5.877	6.031	6.007	6.000	6.000
a	0.099	0.010	0.593	0.596	0.600	0.600	0.600
c_s	0.756	0.853	0.257	0.295	0.299	0.300	0.300
b_r	0.930	0.118	0.512	0.148	0.102	0.100	0.100
m_b	0.102	0.01	0.179	0.677	0.974	0.998	1.000
R	0.062	0.056	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050

表 4 粘土排水試験の時の推定状況の推移

$D_{1av}+D_2$	0.203	0.093	0.011	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}
m	12.151	28.435	6.308	6.048	6.005	6.000	6.000
a	0.099	0.666	0.585	0.595	0.600	0.600	0.600
c_s	0.756	0.312	0.234	0.288	0.300	0.300	0.300
b_r	0.930	0.257	0.730	0.144	0.103	0.100	0.100
m_b	0.102	0.545	0.138	0.672	0.970	0.997	1.000
R	0.062	0.053	0.051	0.050	0.050	0.050	0.050

表 5 砂の非排水試験の時の推定状況の推移

$D_{1av}+D_2$	0.119	0.012	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}
m	2.280	0.067	0.060	0.060	0.060	0.060
a	5.727	2.207	2.241	2.200	2.200	2.200
c_s	0.986	0.999	0.998	1.000	1.000	1.000
b_r	0.550	4.371	3.705	3.490	3.500	3.500
m_b	0.285	0.651	0.700	0.700	0.700	0.700
R	0.379	0.106	0.099	0.100	0.100	0.100

表 6 砂の排水試験の時の推定状況の推移

$D_{1av}+D_2$	0.097	0.010	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}
m	17.585	0.060	0.062	0.060	0.060	0.060
a	5.176	2.110	2.189	2.201	2.200	2.200
c_s	0.964	1.000	0.991	0.999	1.000	1.000
b_r	1.574	3.137	3.449	3.502	3.499	3.500
m_b	0.779	0.703	0.700	0.700	0.700	0.700
R	0.410	0.124	0.098	0.099	0.100	0.100

4. 結論

本研究では、粒子群最適化法のパラメータが構成則パラメータ推定速度に及ぼす影響について調査した。得られた結論を以下に示す。

- 1) 粒子群最適化手法を用いて、三軸圧縮試験の計算結果から正解パラメータを材料や排水・非排水に依らず推定することができることがわかった。
- 2) 粒子群最適化手法のパラメータは w が 0.9 であると探索力が高いことがわかった。 w が小さいと粒子があまり動かないためうまく探索できない。一方、 w が大きいと粒子の速度が大きすぎてうまく探索できないことが分かった。
- 3) 推定したパラメータの中で過圧密 R が最初に推定された。一方、回転硬化指数や回転硬化限界定数は推定が難しいパラメータであることが示唆された。

今後は弾塑性パラメータも分からない場合や実際の実験結果を用いて検討を進めたい。また、大抵の場合、物性試験が実施されている。物性試験からある程度パラメータの取り得る範囲を決定することができれば、精度や探索能力の向上に繋がることも考えられる。

謝辞

本研究を実施するにあたり、株式会社奥村組から助成を受けた。また、名古屋大学地盤工学講座の大西和也君、松本雅紀君、上野優奈さん、安池亮君には、解析補助をして頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) Kennedy, J. and Eberhart, R. C.: Particle swarm optimization, *Proc. of IEEE the International Conference on Neural Networks*, Vol. 4, pp.1942-1948, 1995.
- 2) 小林ら, 停滞回避 PSO の提案と評価, 情報処理学会研究報告, Vol.2014, pp.1-6, 2014.
- 3) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K., Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils. *Soils and Foundations* 42(5), 47-57, 2002.
- 4) 酒井崇之, 中野正樹: 粒子群最適化法による構成則パラメータ推定手法の提案と検討, 令和 3 年度土木学会中部支部研究発表会, III-07, 2022.
- 5) 古川正志, 川上敬, 渡辺美智子, 木下正博, 山本雅人, 鈴木育男: メタヒューリスティックとナチュラルコンピューティング, コロナ社, 2012