



第34回 中部地盤工学シンポジウム論文集

論文のダウンロードはこちらからお願いいたします。

<https://jgs-chubu.org/download2/第34回中部地盤工学シンポジウム/>

令和4年8月8日（月）

主催：公益社団法人 地盤工学会 中部支部

後援：一般社団法人 中部地質調査業協会

一般社団法人 建設コンサルタント協会 中部支部

一般社団法人 日本建設業連合会 中部支部

一般社団法人 日本応用地質学会 中部支部

第34回中部地盤工学シンポジウム

目次

9:00 開場

9:30～ 9:35 開会あいさつ 地盤工学会中部支部 支部長 沢田 和秀

第1セッション (9:35～11:20)

司会: 大同大学 棚橋 秀行

- 1-1 排水性の高い浮き型格子状地盤改良による液状化対策効果とそのメカニズム..... 1
○花田 響 (名古屋工業大学), 森河 由紀弘, 前田 健一, 佐藤 智範
- 1-2 砂質土に形成される骨格構造の評価と液状化予測への適用..... 7
○山下 隼史 (名城大学), 小高 猛司, 久保 裕一, 李 圭太, 夏目 将嗣
- 1-3 液状化程度の異なる砂の液状化後の圧縮・変形特性および骨格構造変化の把握..... 13
○沈 策 (名古屋大学), 中井 健太郎, 野田 利弘
- 1-4 半円筒型スカート基礎の貫入時の浸透流による土粒子挙動に着目した小型模型実験..... 19
○村瀬 颯生 (名古屋工業大学), 前田 健一, 小山 宏人, 丹羽 俊介, 安部 友規
- 1-5 土堤の落石捕捉性能把握を目的とした小型・実規模衝突実験と二次元 DEM 解析..... 25
○木村 絢 (名古屋工業大学), 前田 健一, 磯合 凌弥, 近藤 慶亮, 鈴木 健太郎, 石原 寛也
- 1-6 空中写真測量を用いた崩壊斜面の経時的変化に関する研究 -飛騨の風化変成岩を対象に-..... 33
○山内 滉大 (名城大学), 藤井 幸泰, 日野 康久, 加藤 歌那子
- 1-7 落石防護土堤の破壊挙動に及ぼす落石の载荷速度の影響に関する DEM 解析..... 39
○ARIF DANIEL BIN AZMI (豊橋技術科学大学), 内藤 直人, 松田 達也, 石原 寛也, 前田 健一,
牛渡 裕二

特別講演 (11:30～12:30)

司会: 名城大学 藤井 幸泰

「土石流はどのようにして発生するのか? -現地観測による発生プロセスの解明-」

静岡大学農学部 生物資源科学科 教授 今泉 文寿 先生

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

閉会挨拶 (15:00~15:05)

地盤工学会中部支部シンポジウム部会 部会長 藤井 幸泰

第1セッション
(9:35~11:20)

司会： 棚橋 秀行
(大同大学)

排水性の高い浮き型格子状地盤改良による液状化対策効果とそのメカニズム
Mechanisms of effectiveness of countermeasure against liquefaction
by floating grid type improvement with high drainage

花田響¹，森河由紀弘²，前田健一²，佐藤智範³

1 名古屋工業大学・大学院・工学専攻社会工学系プログラム・h.hanada.636@nitech.jp

2 名古屋工業大学・大学院・社会工学専攻

3 名古屋工業大学・技術部

概 要

住宅などの小規模な既設構造物にも適用可能な液状化対策の開発は急務である。本研究では浮き型格子状地盤改良に着目しこれまで様々な検討を行い、格子壁体に一般的な地盤改良を想定した不透水性改良体を用いた場合には構造物の傾斜被害に対する抑制効果が期待できないことや、排水性改良体を用いた場合には沈下被害および傾斜被害の抑制効果が増大することを確認した。そこで、本検討では排水性改良体の効果的な深度やその対策効果のメカニズムを明らかにするため、不透水性改良体の一部に排水性改良体を組み合わせた複合型改良体を新たに考案した。振動台実験による検討の結果、複合型改良体の全改良長に対する排水性改良体の比率が大きくなるほど改良効果が増大し、排水性改良体の設置深度は構造物の影響が大きい浅層部付近が効果的であり、浮き型格子状地盤改良に複合型改良体を用いることで高い対策効果が期待できることが分かった。

キーワード：液状化対策，振動台実験，格子状地盤改良

1. はじめに

これまで東北地方太平洋沖地震¹⁾²⁾などの度重なる大地震により、多くの戸建て住宅が深刻な液状化被害を受けてきた。近い将来、より大規模な地震の発生も危惧されており、戸建て住宅などの既設小規模構造物にも適用できる施工性、経済性に優れた液状化対策工法の開発が急務である。

そのような中、本研究では、戸建て住宅など既設小規模構造物にも適用可能な液状化対策工法として、改良深度を液状化層の浅い部分に留めた「浮き型格子状地盤改良」に着目した。ここで、一般的な格子状地盤改良は、高い剛性を持つ地中連続壁により、液状化層の下端まで狭い間隔で格子状に改良することで、地震に伴う地盤のせん断変形を抑制し、液状化の発生を防止する工法である。そのため、今日までに格子間隔が過剰間隙水圧や沈下量に及ぼす影響^{3)~8)}、最適格子間隔の算定方法^{9)~10)}などが検討されてきた。一方、本研究では改良深度を液状化層の浅い部分に留めた格子間隔の広い経済的な改良を行うことにより、液状化の発生は許容するものの、液状化地盤の側方流動を抑制することで構造物の液状化被害を低減させる方法を

提案し、これまで格子間隔や改良深度が構造物の沈下被害に及ぼす影響¹¹⁾などについて検討を行ってきた。しかし、住家の損傷は沈下量のみならず、傾斜量によっても大きくなるため^{12) 13)}、住家などの液状化対策を考える場合には沈下被害に加え、傾斜被害についても考慮する必要がある。

図1に接地圧が偏心した模型構造物が20 mm沈下した時の地盤内変位を示し、図2に構造物の左下端部をヒンジ付きロッドで固定し、構造物の左下端部を回転中心として回転させた場合の地盤内変位を示す。液状化により構造物が沈下する際には、構造物の端部付近から外側に側方流動が発生するため、この側方流動を抑制することで構造物の沈下被害を低減可能¹⁴⁾である。一方で、構造物が沈下せずに傾斜した場合、傾斜角が全壊として判定される基準値¹²⁾の4倍となる200/1000に達しても地盤内の変位量や変位領域は構造物が沈下する場合に比べてわずかであるため、構造物の傾斜被害を抑制するためには、過剰間隙水圧消散工法などを併用することが効果的であることも既往研究¹⁴⁾により明らかとなっている。しかし、すべての改良体を排水性改良体にするには、経済性や施工性の観点からも困難であり、現実的であるとは言い難い。

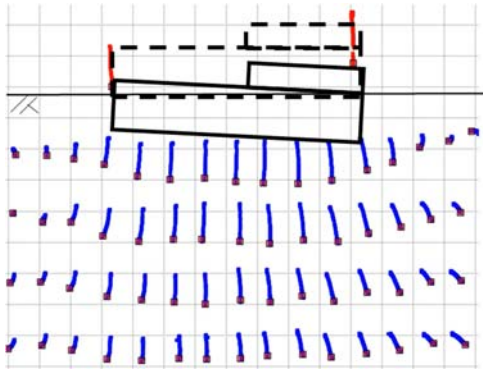


図1 構造物が沈下した際の地盤内変位（沈下量：20 mm）

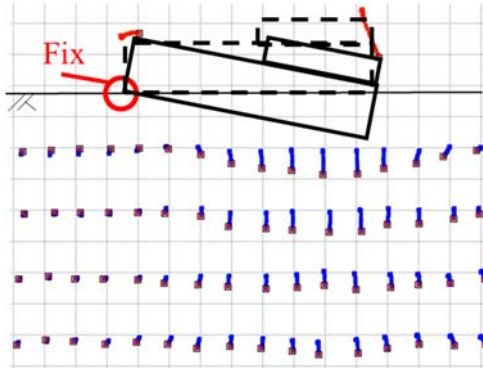


図2 構造物が傾斜した際の地盤内変位（傾斜角：200/1000）

そこで、著者らは改良深度全体ではなく改良体の一部に排水性改良体を用いた「複合型改良体」を新たに考案し、この複合型改良体を用いた浮き型格子状地盤改良による液状化被害の低減効果、およびメカニズムの検討を行った。本稿では、2次元振動台実験により排水性の高い改良体が液状化地盤の変形挙動や過剰間隙水圧の抑制・消散効果に与える影響、そして浮き型格子状地盤改良に複合型改良体を用いた場合の液状化対策効果や、排水性改良体の効果的な深度についての検討結果を報告する。

2. 排水性改良体による液状化抑制メカニズム

2.1. 実験概要

排水ドレーンによる間隙水圧の抑制・消散効果についてはこれまで多く研究されてきたが、液状化地盤の剛性や地盤内変位などに与える影響については研究が進んでいない。そこで本検討では小型の簡易ベーン試験機を用いて、加振中における液状化地盤のせん断強さの計測を行った。

図3に本研究で用いた簡易振動台実験装置を示す。実験装置は既往研究¹¹⁾¹⁴⁾と同様であり、振動モーターの周波数と電源供給時間のみを制御している。ここで、モーターへの電源供給を停止した後、振動は徐々に弱まり約10秒後に完全に静止するため、本検討では電源が供給されている3秒間を主要動とする。また、本実験では加振中における液状化地盤の挙動を観察するため、未改良の地盤は完全に液状化する程度を入力波を用いる必要がある。そのため、本実験で用いた入力波は図4に示すように周波数が約17Hz、最大加速度が約2.5 m/s²の3次元的正弦波とした。

図5に実験概要図を示す。本検討では液状化中における構造物や地盤内の挙動を観察するため、幅500 mm×奥行85 mm×高さ500 mmの透明なアクリル製の二次元土槽を用いており、模型地盤は珪砂7号 ($D_{50}=0.15$ mm) を層厚が300 mm、相対密度が50%程度の中密な飽和地盤となるように作成した。また、液状化に伴う構造物の変位や地盤内の変位状況を観察する場合には、地盤内を20 mm間隔で着色した。排水性改良体は珪砂2号を金属製メッシュの容器に入れて作成し、土層左端に設置した。ここで、模型改良体の剛性は液状化地盤に比べて十分に高く、珪砂2号による排水性改良体の透水性は約 $k=2.2 \times 10^{-2}$ m/s であり、模型地盤 ($k=6.5 \times 10^{-5}$ m/s) に比べて十分に高い。



図3 簡易振動台実験装置

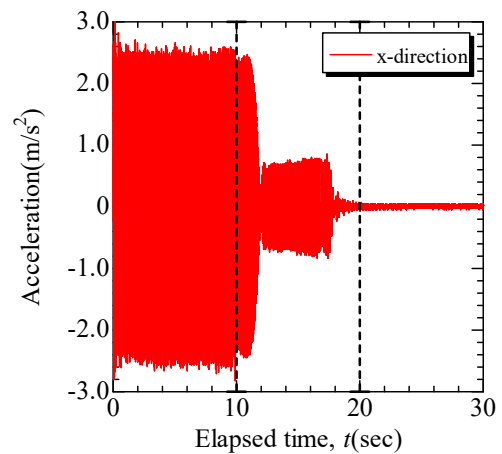


図4 入力加速度（主要動10秒）

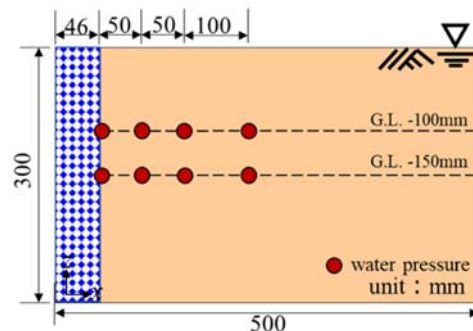
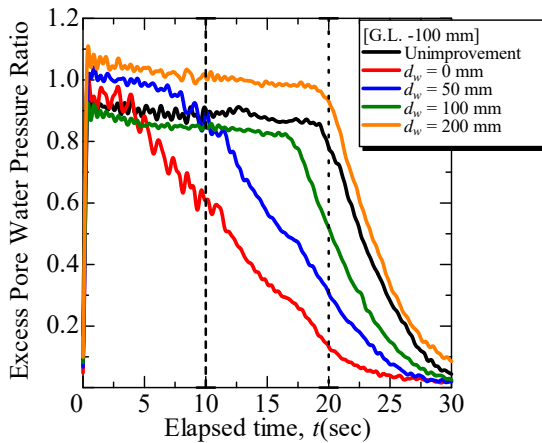


図5 実験概要図

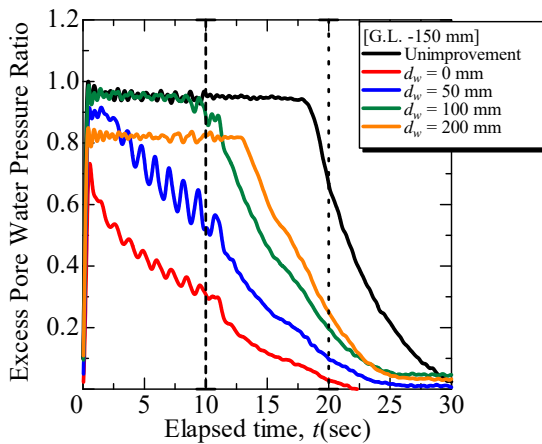
2.2. 排水性改良体による過剰間隙水圧比の抑制効果

本試験では、排水性改良体の排水効果を検討するため、間隙水圧計を G.L.-100mm, および G.L.-150mm の深度で、排水性改良体からの距離 $d_w=0$ mm, 50 mm, 100 mm, 200 mm の位置に設置し、過剰間隙水圧を計測した。なお、本試験では模型構造物は設置せず、主要動は 10 秒間とした。

図 6 に過剰間隙水圧比を示す。G.L.-100mm, G.L.-150mm 共に、排水性改良体に近いほど過剰間隙水圧の抑制効果や早期消散効果が高く表れ、特に深度 z で正規化した排水性改良体までの距離 d_w が $d_w/z \leq 0.5$ 程度の範囲では、加振直後に過剰間隙水圧が 1.0 に到達し液状化したとしても、主要動中(加振開始から 10 秒間)でも水圧が低下し始める。一方で、排水性改良体から遠くなるほど排水効果は徐々に弱くなる傾向にあるが、 $d_w/z < 2.0$ の範囲内であれば未改良地盤よりも過剰間隙水圧の消散が早いことが分かる。



(a) G.L.-100 mm



(b) G.L.-150 mm

図 6 過剰間隙水圧比

2.3. 排水性改良体が液状化地盤の剛性に与える影響

前述したように、排水性改良体に近いほど過剰間隙水圧の抑制効果などが高いことが分かった。しかし、本検討においては排水性改良体を設置した場合においても、地盤内の過剰間隙水圧比はある程度上昇していることが分かる。そこで、本検討では主要動を 10 秒間とし、排水性改良体が液状化地盤の剛性に与える影響について検討を行った。

図 7 に G.L.-150mm における排水性改良体からの距離と液状化地盤のせん断剛性との関係を示す。ここで、本試験では幅 20 mm×高さ 30 mm の小型ベーン試験機を用いて加振中における液状化地盤のせん断強さを計測しており、図の縦軸は未改良地盤の同深度における加振前のせん断強さで正規化した液状化地盤のせん断強さであり、横軸は深度 z で正規化した排水性改良体までの距離 d_w/z である。ここで、前述の通り、液状化地盤の過剰間隙水圧は排水性改良体の効果により加振中においても変化する。そのため、本試験では加振直後から主要動が終了するまでベーンを回転させ、主要動である 10 秒間の中での最大値によってせん断強さを評価した。

排水性改良体の排水効果により、 $d_w/z \leq 0.5$ の範囲では、液状化中においても排水性改良体に近くなるほど急激に地盤剛性が高くなる傾向にあることが確認できる、一方で $d_w/z \geq 1.0$ の範囲では距離に関わらずせん断剛性は同程度の値となり、未改良地盤における加振前の剛性とほぼ同等となった。これは、排水性改良体に近いほど高い排水効果が得られるため、排水性改良体に向かう透水力や地盤密度の増大による効果だと考えられる。また、過剰間隙水圧の計測結果と併せて考えると、 $d_w/z \geq 1.0$ の範囲では排水性改良体によって過剰間隙水圧の消散効果は得られるものの、地盤剛性の増大効果はあまり大きくないと考えられる。

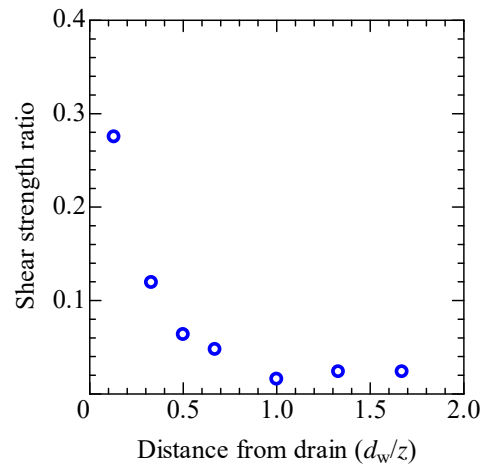


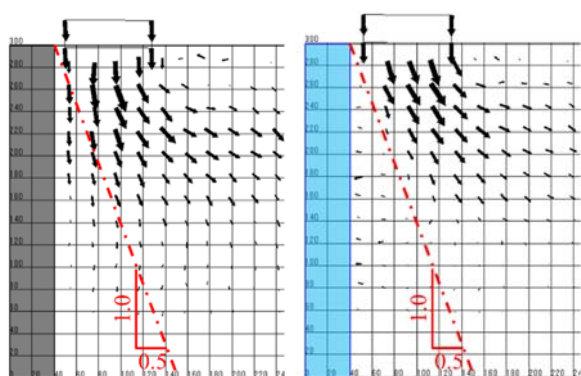
図 7 加振前の未改良地盤に対する加振中のせん断強さ比

2.4. 排水性改良体による地盤内変位の抑制効果

本検討では、地盤内の変位を観察しやすくするために、相対密度が約 35%の緩い飽和地盤を対象に、排水性改良体が液状化地盤の変位抑制効果に与える影響について検討を行った。図 8 に土槽の左端に排水性改良体を設置し、その近傍で液状化により構造物が 20 mm 沈下した時点における地盤内変位を示す。模型構造物には、2 階建ての住宅を想定した平坦なアルミニウム製ブロックを用いており、接地圧は 0.67 kPa である。不透水性改良体を設置した場合は、改良体近傍で下向きの変位のみが発生し、構造物の端部から外側に向け側方流動が発生しているのが確認できる。これは、構造物に近接した不透水性改良体による格子壁の内側では、鉛直変位のみが発生することを意味する。

一方で、排水性改良体を設置したケースでは、 $d_w/z \leq 0.5$ の範囲において地盤内変位が大きく抑制された低流動化領域が形成され、その領域内では排水性改良体に向かったわずかな水平変位のみが発生していることが確認できる。これは、排水性改良体の効果により、排水性改良体に近いほど過剰間隙水圧が抑制され、また改良体に向かう透水力や排水に伴う密度増大効果などにより改良体近傍ではせん断剛性が高いためだと考えられる。

以上より、排水性改良体もたらす過剰間隙水圧の抑制効果が高い領域（図6）や、加振により液状化していてもある程度の地盤剛性が得られる低流動化領域（図7, 図8）などは概ね一致しており、排水性改良体には過剰間隙水圧の抑制効果や早期消散効果、液状化地盤内における低流動化領域の形成等が期待できると考えられる。



(a) 排水ドレーン無し (b) 排水ドレーン有り

図8 地盤内変位（構造物の沈下量：20 mm）

3. 複合型改良体による浮き型格子状地盤改良

3.1. 排水性改良体の深度が対策効果に与える影響

既往研究¹⁴⁾より、構造物の傾斜被害を低減させるには、過剰間隙水圧消散工法を併用するなどして、地盤支持力を確保することが重要であることが明らかとなった。そこで、本研究では不透水性改良体の一部に排水性改良体を組み合わせた「複合型改良体」による浮き型格子状地盤改良を考案した。しかし、効果的な排水性改良体の深度や排水層の比率などは明らかとなっていない。そこで、本検討では格子壁全体の改良長 H と排水性改良体長 H_d との比率が $H_d/H = 1/3$ の条件で、排水性改良体の深度が構造物の液状化対策効果に与える影響について検討を行った。

図9に実験概要図を示し、図10に本検討で用いた接地圧が偏心した模型構造物を示す。ここで、実験土槽や地盤条件、加振条件などは前述した検討と同様である。本実験で用いた模型構造物は平面ひずみ条件を満足するように幅80 mm×奥行80 mm×高さ20 mmのアルミニウム製ブロックの片側に、幅40 mm×奥行80 mm×高さ10 mmのアルミニウム製ブロックを重ねており、接地圧は2階建ての住宅に相当する0.67 kPa（実物で20 kPa）とし、偏心量 e を基礎幅 B で除した偏心比は $e/B = 1/20$ である。また、模型改良体にはアクリル製の不透水性改良体と金属製の

メッシュ、および珪砂2号による排水性改良体を用いた。

ここで、不透水性改良体下部に排水性改良体を配置する場合、不透水性改良体内に鉛直方向の排水孔を複数設けて排水性改良体から地表面へ排水できるようにした。また、一般的な格子状地盤改良のように格子壁体が連結された地中連続壁を想定し、加振中に改良体の間隔が変化しないように改良体を土槽に固定した条件で検討を行った。また、本実験では主要動が3秒間であり、振動が完全に停止するまでは約13秒となる。また既往研究¹¹⁾から、改良間隔 L 、および改良深度 H は効果的な改良効果が得られるように、基礎幅 B に対して $L/B = 1.20$ 、 $H/B = 2.25$ とした。本実験では、未改良地盤（Unimproved）、不透水性改良体だけのケース（Impermeable）、上部排水（Upper drainage）、および下部排水（Lower drainage）の複合型改良体を用いたケースの4ケースとした。

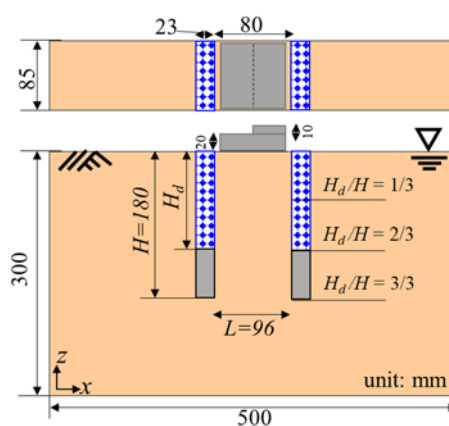


図9 実験概要図（浮き型格子状地盤改良）

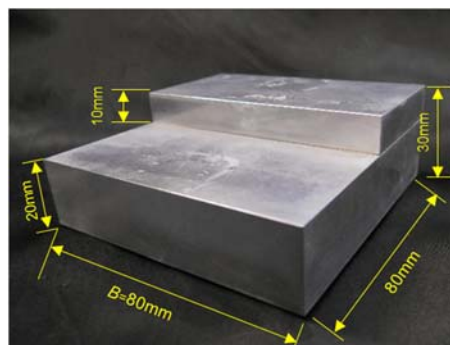


図10 偏心模型構造物

図11に平坦な模型構造物を設置し、排水改良比が1/3となる上部排水と下部排水の複合型改良体を用いた場合の加振3秒後における地盤内の変位を示す。上部排水では、浅層部で若干液状化地盤が変位しているが、中層部以深においては変位が非常に小さいことが分かる。一方で、下部排水では上部排水に比べて地盤全体で変位が大きいたことが分かる。これは、排水層に近いほど排水効果は高くなり、上部排水の場合は構造物の影響を受けやすい地表面付近で高い排水効果が得られるため、構造物の沈下に伴う影響が浅層部でほぼ収束され、中層部以深への影響が減少したためだと考えられる。

一方で、下部排水の場合は地表面から全改良長の 2/3 の深度までは排水効果が得られないことから、構造物の影響を受けやすい浅層部において地盤の剛性が回復している上部排水に比べて、剛性が低下したままである下部排水の地盤は変位しやすと考えられる。さらに、下部排水では、深層部へ上部の液状化地盤が流れ込み、改良下端部からの流動を含め全体での変位が大きくなったと考えられる。

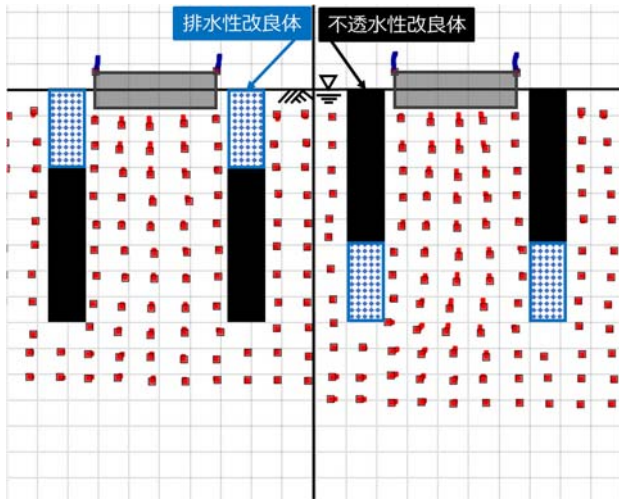
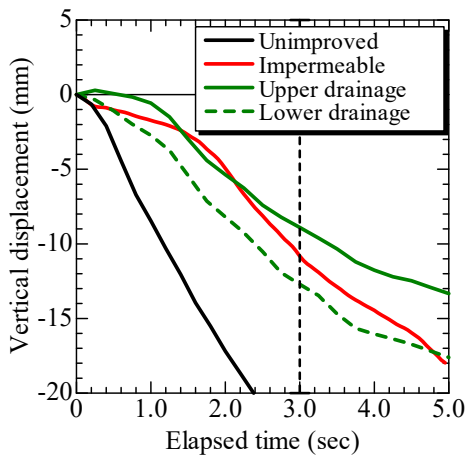
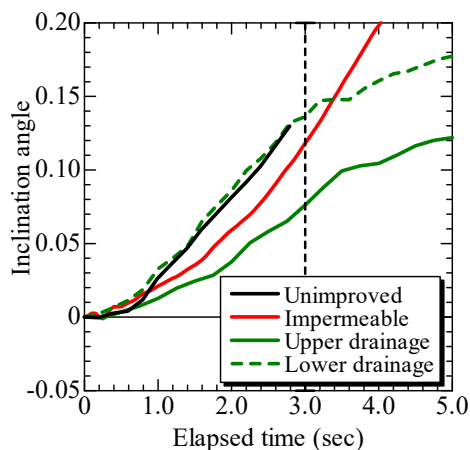


図 11 加振 3 秒後における地盤内変位
(左：上部排水，右：下部排水)



(a) 構造物の沈下量



(b) 構造物の傾斜角

図 12 構造物の平均沈下量および傾斜角（排水深度の影響）

図 12 に未改良，不透水性改良体，上部排水・下部排水の複合型改良体を用いた模型構造物の平均沈下量および傾斜角を示す。不透水性改良体と比べると改良間隔や改良深度が同じであっても，複合型改良体を用いた上部排水や下部排水のケースは排水効果が得られることから，主要動が終了するとすぐに構造物の沈下速度，および傾斜速度が減少していることが分かる。ここで，下部排水のケースは，上部排水のケースよりも沈下被害の抑制効果も傾斜被害の抑制効果も共に小さいことが分かる。これは，前述したように，上部排水では浅層部付近で排水効果が得られることから，構造物の影響を受けやすい表層部付近である程度の支持力が確保され，構造物の回転や沈下に対する抵抗力が得られたためだと考えられる。

以上より，複合型改良体を用いる場合においては，上部に排水性改良体を設置することが望ましいと考えられる。

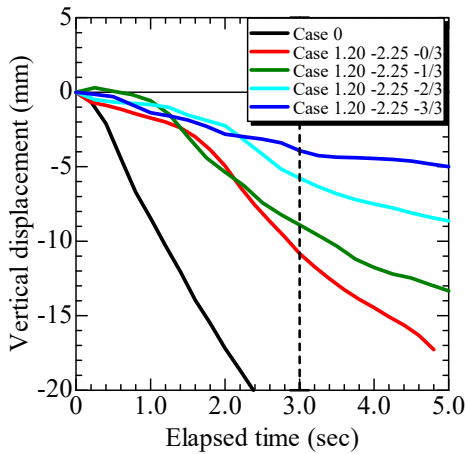
3.2. 排水性改良体の比率が対策効果に与える影響

前述した検討より，複合型改良体を用いた浮き型格子状地盤改良では，排水性改良体を上部に設置したほうが下部に設置するよりも高い液状化対策効果が得られることが明らかとなった。そこで本検討では上部排水型の複合型改良体について，全改良長 H における排水性改良体長 H_a の比率が対策効果に与える影響を検討した。ここで，前述の検討と同様に改良間隔や改良深度は $L/B=1.20$ ， $H/B=2.25$ とし，排水性改良体の割合を $H_a/H=0$ （不透水性改良体）， $1/3$ ， $2/3$ ， $3/3$ （完全な排水性改良体）に未改良地盤である Case0 を加えた 5 ケースとした（表 1）。

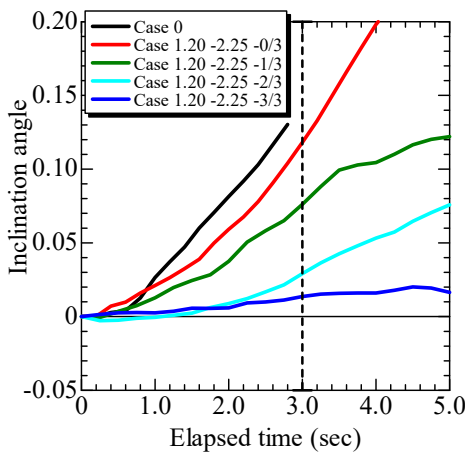
表 1 実験ケース

Case	排水改良比 H_a/H
0	(未改良)
1.20-2.25-0/3	0.00 (不透水性改良体)
1.20-2.25-1/3	0.33 (上部 1/3 が排水性)
1.20-2.25-2/3	0.66 (上部 2/3 が排水性)
1.20-2.25-3/3	1.00 (完全排水性改良体)

図 13 に上部排水の複合型改良体を用いた模型構造物の平均沈下量および傾斜角を示す。図 2 でも示したように，不透水性改良体を用いた Case1.20-2.25-0/3 では側方流動の抑制に伴う沈下被害の抑制効果ほど傾斜被害の抑制効果は得られていない。一方で，改良体の上部に排水性改良体を設置した複合型改良体を用いたケースでは，全ケースで主要動が終了するとすぐに構造物の沈下速度や傾斜速度が減少し，沈下被害や傾斜被害の抑制効果は排水改良比が高くなるにつれて増大する傾向が確認できる。この結果は，図 7，図 8 で示した通り，排水性改良体により形成される剛性の高い低流動化領域は深度が深くなるほど広がるため，排水改良比が高くなるほど低流動化領域の重なりが大きくなったことや，図 11 に示した通り構造物の影響が大きい浅層部付近において高い排水効果が得られ，地盤の支持力が確保されたためだと考えられる。



(a) 構造物の沈下量



(b) 構造物の傾斜角

図 13 構造物の平均沈下量および傾斜角（排水改良比の影響）

4. 結論

本検討では複合型改良体による浮き型格子状地盤改良を対象に、効果的な排水性改良体の設置位置や排水改良比、対策効果のメカニズムを明らかにするため、振動台実験による検討を行った。以下に検討結果を示す。

- 1) 排水性改良体を用いることで、過剰間隙水圧の抑制効果や早期消散効果が得られ、排水性改良体に近いほどその排水効果は高い。
- 2) 排水層の近傍では特に排水効果が高いため、排水層までの距離に応じて加振中においても地盤剛性の回復、また液状化地盤の低流動化領域の形成が期待できる。
- 3) 浮き型格子状地盤改良に複合型改良体を用いる場合において、排水性改良体は深層部ではなく、表層部に設置する方が高い液状化対策効果が期待できる。
- 4) 浮き型格子状地盤改良に複合型改良体を用いる場合において、全改良長に対する排水性改良体の比率が大きくなるほど液状化対策効果は向上する。

謝辞

本研究は JSPS 科学研究費（21K04253）の助成を受けたものである。末筆ながら深謝の意を表する。

参考文献

- 1) 風間基樹：2011 年東北地方太平洋沖地震被害の概要と地盤工学的課題，地盤工学ジャーナル，Vol.7, No.1, pp.1-11, 2012.
- 2) 岡二三生ら：東北地方太平洋沖地震被害調査報告—宮城県北部—，地盤工学ジャーナル，Vol.7, No.1, pp.37-55, 2012.
- 3) 東祥二ら：実大実験における格子状固化改良の液状化対策効果に関する研究，材料，Vol. 59, No. 1, pp. 14-19, 2010.
- 4) 津國正一ら：格子状地盤改良による住宅沈下量抑制効果に着目した遠心模型振動実験，地盤工学ジャーナル，Vol.9, No.4, pp.767-771, 2014.
- 5) 津國正一ら：格子状地盤改良内で発生する沈下量に着目した遠心模型振動実験，土木学会論文集 C, Vol.70, No.3, pp.301-312, 2014.
- 6) 金田一広ら：格子状地盤改良の格子間隔に対する地震時の沈下解析，日本建築学会構造系論文集，Vol.79, No.706, pp.1817-1824, 2014.
- 7) 高橋英紀ら：液状化対策のための浮き型格子状固化処理工法の岸壁への適用性に関する検討，土木学会論文集 B3, Vol.68, No.2, pp.I_450-I_455, 2012.
- 8) 高橋英紀ら：浮き型格子状固化処理工法の液状化地盤への適用性に関する実験的検討，土木学会論文集 B3, Vol.68, No.2, pp.I_432-I_437, 2012.
- 9) 田屋裕司ら：格子状地盤改良における格子間隔の簡易設定法，地盤工学ジャーナル，地盤工学ジャーナル，Vol.3, No.3, pp.203-212, 2018.
- 10) 内田明彦ら：格子状地盤改良工法における格子間隔簡易設定法の適用性，地盤工学ジャーナル，Vol.11, No.3, pp.259-267, 2016.
- 11) 森河由紀弘ら：小規模な浮き型格子状地盤改良による液状化被害の低減効果，土木学会論文集 A2, Vol. 75, No. 2, pp. I_329-I_339, 2019
- 12) 内閣府（防災担当）：災害に係る住家の被害認定基準運用指針，pp.5-6, 2013
- 13) 橋本隆雄ら：東北地方太平洋沖地震による液状化被災地区における住宅の傾斜とめりこみ沈下量の関係，第 47 回地盤工学会研究発表，pp.1487-1488, 2012
- 14) 中谷一貴ら：浮き型格子状地盤改良による偏心荷重が作用した既設小規模構造物の液状化被害抑制効果，土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.76, No.2 (応用力学論文集 Vol.23), pp.I_279-I_288, 2021

砂質土に形成される骨格構造の評価と液状化予測への適用
Evaluation of soil structure formed in sandy soil
and its application to liquefaction prediction

山下隼史¹, 小高猛司², 久保裕一³, 李 圭太⁴, 夏目将嗣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
- 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 日本工営株式会社・コンサルティング事業統括本部

概 要

近年、南海トラフ地震をはじめとする巨大地震に備えて、河川堤防や海岸堤防といったインフラの液状化対策が急務となっている。液状化の検討を行う必要のある砂地盤は、それぞれ特有の骨格構造を有しており、地盤の液状化対策を適切に行うためには、この骨格構造を考慮して液状化に対する強度を評価する必要がある。本研究では、今まで曖昧な概念とされてきた砂質土の骨格構造を定量的に評価した上で、その骨格構造が液状化強度に及ぼす影響の評価を試みた。具体的には、同一間隙比でありながら異なる骨格構造を形成するように作製した砂質土供試体を用いて、 \overline{CU} 試験と弾塑性構成モデルによるシミュレーションによって骨格構造の違いを力学的かつ定量的に評価したとともに、繰返し三軸試験および模型地盤の振動台試験を実施し、その骨格構造の違いが液状化特性に及ぼす影響を明らかにした。さらに、土-水連成弾塑性有限要素解析を用いて振動台試験の妥当性も示した。

キーワード：液状化，砂質土，骨格構造，三軸試験，振動台試験，弾塑性構成式

1. はじめに

地盤材料はそれぞれ固有の骨格構造を有するが、特に砂質材料の場合には、その骨格構造の違いが地盤の液状化特性の評価に影響を及ぼすと考えられる¹⁾²⁾。そのため、砂地盤の液状化強度を正確に把握するためには高品質なサンプリングを行い、室内試験により詳細に評価することが望ましい。しかし、高品質なサンプリングを何本も行うのはコストによる制約の観点から現実的ではない。

図 1 に同一地点におけるサンプリング方法の違いによる液状化強度の違いを示す¹⁾。凍結サンプリングとチューブサンプリングによる液状化強度の違いは、サンプリング時の乱れの度合いが影響したと考えられる。そこで筆者らは、このようなサンプリング時に発生する「乱れ」の原因が「骨

格構造の劣化」であるとする、曖昧な概念として語られてきた砂質土の「乱れ」が定量的に評価できる可能性があると考えている。すなわち、低品質な試料の乱れの度合いを定量的に評価出来れば原地盤の液状化強度を推定できる可能性がある。以上を最終ゴールと見据えつつ、本研究においては、まずは以下の3点を目的とする。

- 1) 砂質土に形成される骨格構造の可視化
- 2) 砂質土の骨格構造の力学的かつ定量的な評価
- 3) 骨格構造の違いが液状化特性に及ぼす影響の評価

サンプリング時に発生する乱れを骨格構造の劣化として模擬するため、後述する骨格構造を人為的に変化させる手法を用いて、同一間隙比でありながら異なる骨格構造を有する供試体を作製する。砂質土に形成された骨格構造の違いは、顕微鏡による供試体表面の観察と、X線CTによる内部観察によって確認する。次に、砂質土の骨格構造を定量的かつ力学的に評価するため、 \overline{CU} 三軸圧縮試験と骨格構造を記述出来る SYS カムクレイモデル³⁾によるシミュレーションを行う。加えて、その骨格構造の違いが液状化特性に及ぼす影響を評価するため、繰返し載荷三軸試験による液状化強度試験および模型地盤の振動台試験を実施する。さらに、 \overline{CU} 試験のシミュレーションによって得られた SYS カムクレイモデルのパラメータの妥当性を検証するため土-水連成弾塑性解析 GEOASIA⁴⁾を用いた振動台試験のシミュレーションを行う。

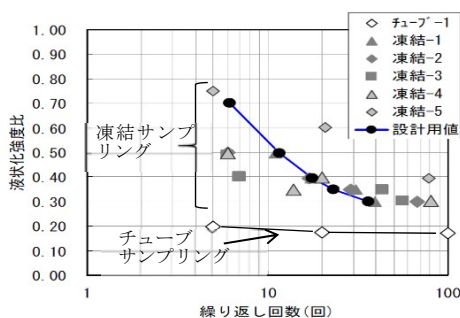
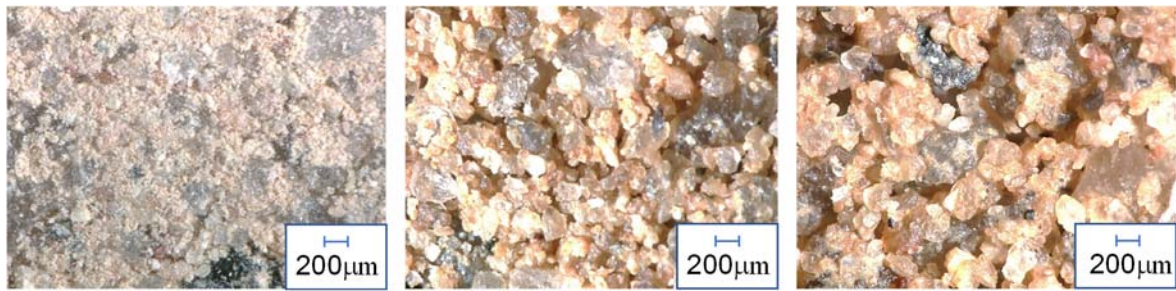


図1 サンプリング法の違いによる液状化強度の違い¹⁾

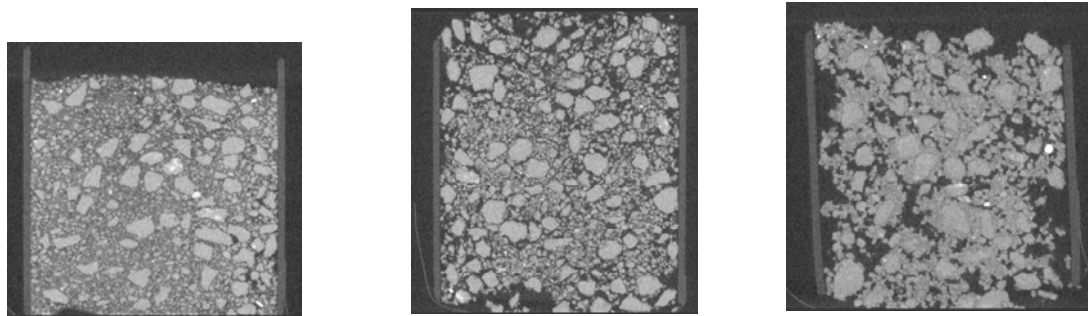


(a) 初期含水比0%

(b) 初期含水比5%

(c) 初期含水比10%

写真1 マイクロスコープによる供試体表面の観察



(a) 初期含水比0%

(b) 初期含水比5%

(c) 初期含水比10%

写真2 マイクロ X 線 CT による供試体の観察

2. 骨格構造の観察

図2は試験に用いた試料の粒径加積曲線である。試験試料は、三軸試験、模型試験ともに三河珪砂4号と6号、および野間精配砂を重量比3:1:3で配合した混合砂であり、細粒分を15%程度含む砂質土試料である。本研究では、同一間隙比でありながら人為的に異なる骨格構造を砂質土に形成する手法を用いて供試体を作製する。具体的には、供試体を締め固める際の含水比（以下：初期含水比）を変化させることによって、サクシオンに応じて細粒分の団粒化の度合いを変化させ、それら団粒化した細粒分が粗粒分の周囲に付着することで異なる骨格構造が形成される。本研究では供試体作製時の初期含水比を0%、5%、10%と変化させた。初期含水比5%、10%は、乾燥試料を所定の含水比になるように蒸留水を加水し、均一になるまで十分に攪拌した。その後、湿潤試料をモールド内で所定の間隙比（ $e=0.60$ 、 $D_r=71.6\%$ ）となるように5層に分けて締め固め、高さ100mm、直径50mmの供試体を作製した。一方、初期含水比0%は三軸試験装置内にゴムスリーブを被せたモールドを設置し、乾燥試料を5層に分けて空中落下させることにより、供試体を作製した。

写真1は、マイクロスコープにより撮影された供試体表面の画像である。初期含水比5%と10%は、モールド脱型後の供試体の表面であり、初期含水比0%はアクリル円筒に実際の三軸試験と同様の空中落下法で作製したものをアクリル越しに撮影した画像である。これらの供試体はすべて同一間隙比で作製した供試体であるから、マクロな視点で見れば、「土粒子」と「間隙」の割合は三種類とも等しい。しかし、マイクロスコープの観察においては、細粒分の団粒化により初期含水比が高くなるにつれて、供試体の

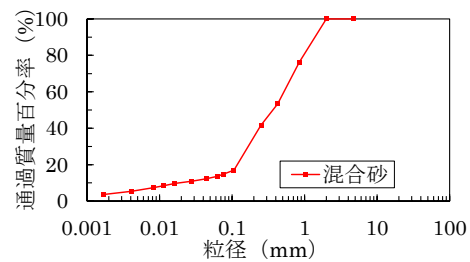


図2 混合砂の粒径加積曲線

「間隙」がより大きくなるように観察される。このようなミクロな土粒子配列の違いこそが砂質土における骨格構造の違いであると考えられる。

写真1で見られた骨格構造が供試体内部にまで形成されているかを確認するため京都大学が所有するマイクロフォーカス X 線 CT 装置による観察も行った（写真2）。初期含水比5%と10%においては、モールドから脱型後の供試体の中心部を内径11mmのプラスチック製ストローで押し抜いて観察用供試体を作製した。初期含水比0%では、ストローに直接所定の密度となるように空中落下して供試体を作製した。観察の結果、マイクロスコープによる表面観察以上に、初期含水比が高いほど、団粒化した細粒分が粗粒分の周囲に凝集する様子が明確に観察でき、画像内で黒く映る「間隙」がより大きくなる。マクロの間隙比は同一であることから、間隙以外の部分ではより強固な骨格構造が形成されていると考えている。

3. 試験の概要

3.1 三軸試験の概要

初期含水比を変えた3種類の供試体を2章で述べた方

法で作製し、二重負圧法を用いて完全飽和を行って試験を実施した。なお、飽和後も写真1に見られた骨格構造が残存することを別途確認している。 $\overline{\text{CU}}$ 三軸試験は有効拘束圧 50, 100, 150kPa, せん断時の荷重速度は 0.1%/min である。繰返し荷重三軸試験（液状化強度試験）は、有効拘束圧 100kPa, 周波数 0.1Hz で実施した。

なお、 $\overline{\text{CU}}$ 試験に対しては表 1 のパラメータを用いて SYS カムクレイモデル³⁾によるシミュレーションを行った。

3.2 振動台試験の概要

図 3 に振動台模型の概要を示す。模型地盤は 1 層あたり 20mm とし、5 層に分けて締固めを行い、間隙比 $e=0.60$ となるように図の寸法の地盤を作製した。振動台試験においても三軸試験と同様に、初期含水比 0%, 5%, 10% と変化させた 3 ケース実施した。模型地盤底部の有孔アクリル板を通して、模型地盤内の間隙空気を CO_2 に置換した後に、やはり地盤底部から脱気水を浸透させて飽和化を行った。入力加速度は、振幅 3m/s^2 , 振動数 3Hz の正弦波（開始 1/3 秒間はスイープ波）とした。加振中は、加速度計による振動台の加速度と微小間隙水圧計による深さ 40, 80mm の位置で地盤内の過剰間隙水圧を測定した。

表 1 シミュレーションに用いたパラメータ

		初期含水比	0%	5%	10%
パラメータ 弾塑性	圧縮係数 λ			0.044	
	膨潤指数 κ			0.012	
	限界状態定数 M			1.350	
	NCL の切片 N			1.550	
	ポアソン比 ν			0.300	
パラメータ 発展測	構造劣化指数 a ($b=c=1.0$)		8.0	0.70	0.20
	正規圧密土化指数 m			0.03	
	回転硬化指数 b_r			2.00	
	回転硬化限界定数 m_b			0.50	
初期値	初期比体積 v_0			1.60	
	初期の構造の程度 $1/R_0$		2.5	20.0	30.0
	初期過圧密度 $1/R_0$			20.0	
	初期異方性 ζ_0			0.01	
	初期平均有効応力 p_0'			20.0	

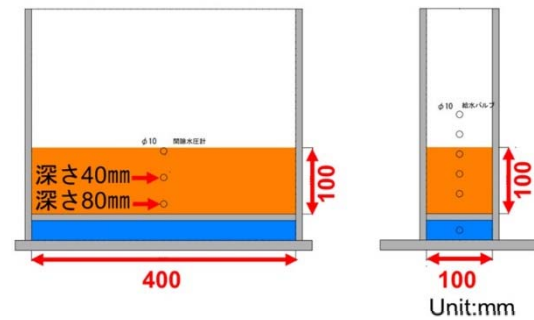


図3 振動台模型寸法

4. 三軸試験結果

4.1 $\overline{\text{CU}}$ 試験結果

図 4 に $\overline{\text{CU}}$ 三軸試験による有効応力経路を黒線で示す。 $\overline{\text{CU}}$ 試験の有効応力経路から、初期含水比が異なることで、全く異なる力学挙動を示すことがわかる。さらに、液状化抵抗と関連が深いと思われるせん断初期に着目すると、初期含水比 0% は有効応力が減少する塑性圧縮挙動を示す。一方、初期含水比 5%, 10% は、せん断初期において、有効応力経路が鉛直に立ち上がる弾性挙動が卓越している。さらに、初期含水比 5% と 10% の有効応力経路は軸差応力 100kPa 付近までの経路はほぼ一致するが、軸差応力が 100kPa を超えた付近から経路が大きく異なるようになる。図 4 には表 1 に示したパラメータを用いた SYS カムクレイモデル³⁾によるシミュレーション結果を赤線で示している。初期含水比 0% の有効応力経路に合致するようにすべての弾塑性パラメータを決定した後に、骨格構造に関するパラメータである構造の程度の初期値 $1/R_0^*$ ならびに構造劣化指数 a のみを変化させることで、初期含水比 5% と 10% の有効応力経路の再現を試みている。

図 5 にせん断中の構造の程度 $1/R^*$ の変化を示す。初期含水比が高いほど構造の程度の初期値 $1/R_0^*$ が大きく、せん断に伴う劣化が遅いというように骨格構造の違いを定量的にモデル化することで、図 4 に観察されるような有効応力経路をはじめとする力学挙動の大きな変化は一定程度説明可能であることが示された。

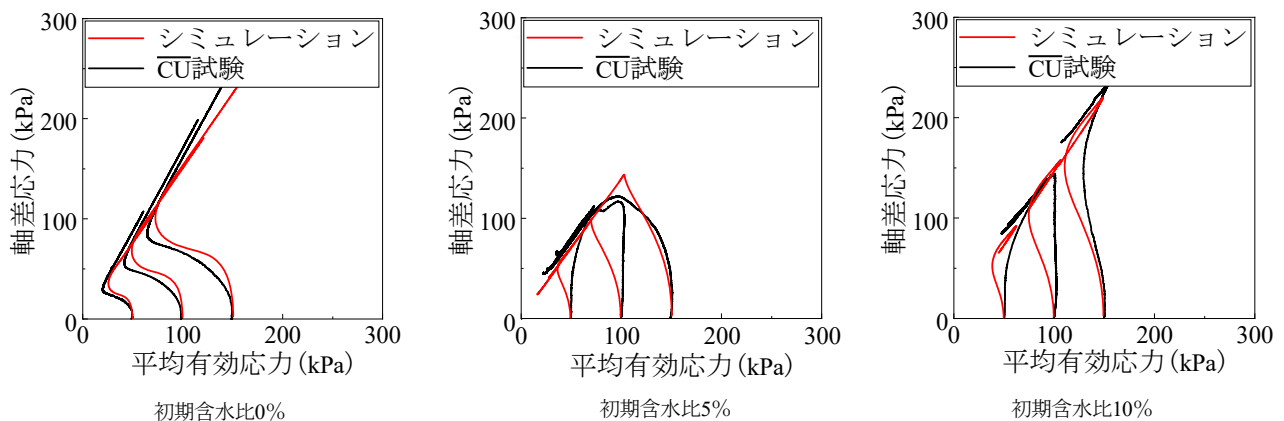


図4 $\overline{\text{CU}}$ 試験結果及びシミュレーションの有効応力経路

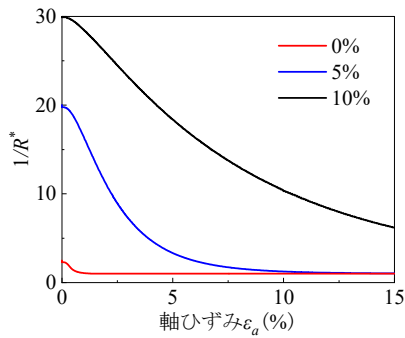


図5 せん断に伴う構造の劣化の程度の推移

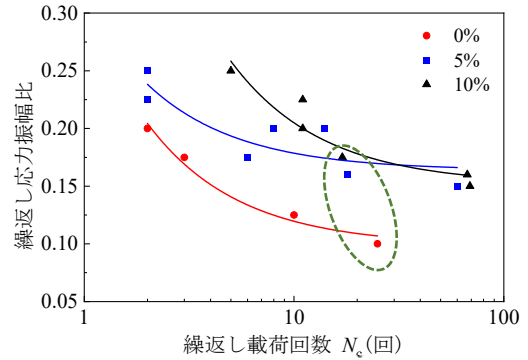


図6 液状化強度曲線 ($\Delta u/\sigma'_v=95\%$ で判定)

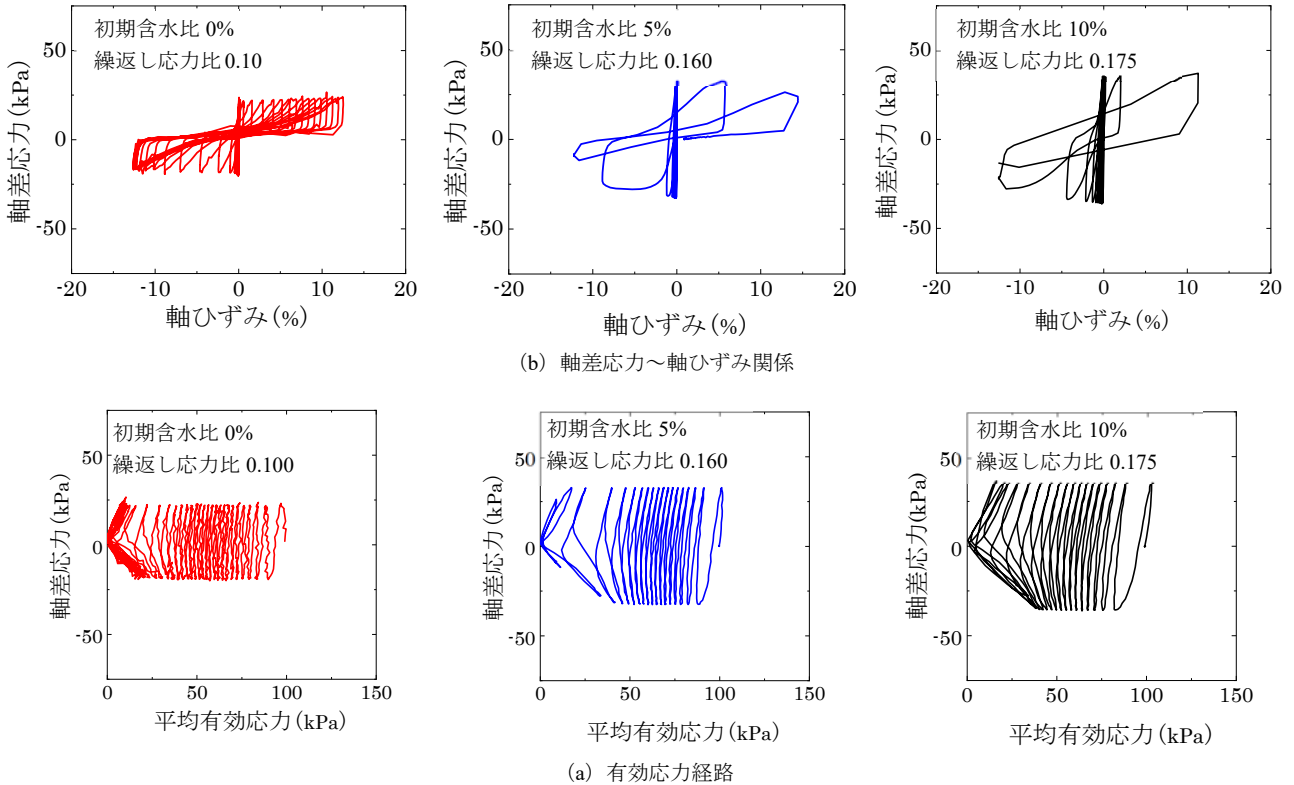


図7 繰返し荷試験結果 (液状化判定回数が20回に近いもの)

4.2 液状化試験結果

図6に繰返し荷三軸試験より得られた液状化強度曲線を示す。液状化強度曲線は有効応力が95%消失した際の繰返し荷回数でプロットした。曲線は、東ら⁹⁾が提案した以下の式(1)を用いてフィッティングを行った。

$$R_L = \frac{a}{N_c} + b \quad (1)$$

ここで、 R_L は繰返し応力振幅比、 N_c は液状化判定時の繰返し荷回数、係数 a 、 b はフィッティングパラメータである。図6からは初期含水比0%で $R_{L20}=0.105$ 、初期含水比5%は $R_{L20}=0.170$ 、初期含水比10%は $R_{L20}=0.183$ の液状化強度が得られた。初期含水比5%と10%は、初期含水比0%と比較して液状化強度が明確に高い。この理由としては、図3の \overline{CU} 試験で見られた、せん断初期の卓越した弾性挙動が大きく影響していると考えてよい。しかし、繰返し応力比が小さい範囲では、初期含水比5%と10%の液

状化強度に大きな差が見られなくなる。これは、 \overline{CU} 試験の有効応力経路でも軸差応力が小さい範囲では初期含水比5%と10%がほぼ同じ経路であることと合致している。繰返し応力振幅比が高くなると差が生じる傾向が見られるのも、 \overline{CU} 試験において軸差応力の増大につれて有効応力経路に差が生じることと合致する。

図7は図6の液状化強度曲線において、液状化判定時の繰返し荷回数が20回に近い3ケースの軸差応力～軸ひずみ関係(上段)と有効応力経路(下段)である。初期含水比0%のケースは繰返し応力比0.100で繰返し荷回数25回、初期含水比5%のケースは繰返し応力比0.160で繰返し荷回数18回、初期含水比10%のケースは繰返し応力比0.175で繰返し回数17回と液状化判定している。初期含水比10%と5%では、過剰間隙水圧が上昇して平均有効応力が95%程度消失する直前に急激な軸ひずみの増加が見られ、液状化した。一方、初期含水比0%では、平均

有効応力が原点に近づいてからも、剛性の劣化と回復を繰り返すサイクリックモビリティ現象が確認され、軸ひずみも徐々に増加する傾向が見られた。サイクリックモビリティ現象が初期含水比 5%と 10%にあまり見られない理由は、 \overline{CU} 試験結果を示した図 4 において、初期含水比 5%と 10%が明確なピーク値を迎えた後に、急激なひずみ軟化傾向を示す脆性的な破壊挙動を示した事に関連があると考えられる。すなわち、初期含水比 5%と 10%のケースはサイクリックモビリティが発生する間もなく脆性破壊し、一気に軸ひずみが増加したと考えている。

図 8 は、図 7 の 3 ケースにおける両ひずみ振幅～繰返し載荷回数比関係である。繰返し載荷回数比 N/N_c は有効応力が 95%減少した回数 N_c を 1 としたときの割合である。このグラフからも初期含水比 5%と 10%は急激な軸ひずみの増加によって液状化しているのに対し、初期含水比 0%は段階的に軸ひずみが増加していることが読み取れる。

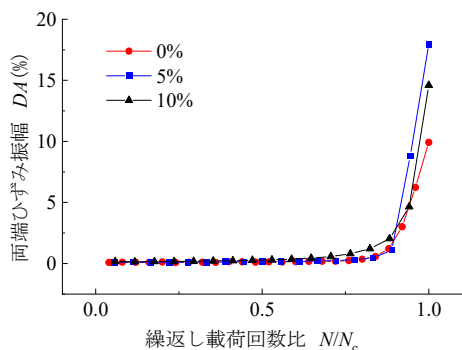
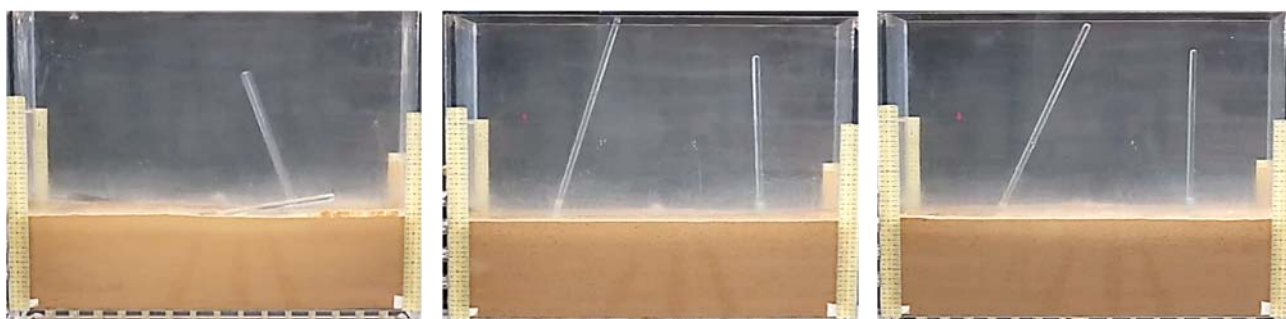


図8 両振幅軸ひずみ～繰返し載荷回数比関係

5. 振動台試験結果

振動台試験における加振後 15s と加振終了時の画像を写真 3 に示す。上段が加振後 15s の写真であり、下段が加振終了時である。地盤には液状化の程度が観察しやすいように、左側には 40mm、右側には 80mm の深さまでガラス棒を差し込んである。この 40mm と 80mm の位置は間隙水圧計の計測位置の深さであるが、ガラス棒の振動が直接間隙水圧計に影響しないように位置は離してある。初期含水比 0%のケースは、加振後 15s の段階で地盤に 40mm の深さまで差し込んだガラス棒が完全に倒れ、右側の深さ 80mm のガラス棒も傾いている。加振終了時においてはガラス棒が 2 本とも地盤の中に埋まっている。初期含水比 5%と 10%においては、加振後 15s で地盤に 40mm の深さまで差し込んだガラス棒が同じように紙面右側に傾いているが、初期含水比 10%の方がやや大きく傾いている。加振終了時には、初期含水比 10%のケースにおいて深さ 40mm まで挿入したガラス棒が完全に地盤に埋まっており、少なくとも初期含水比 10%の地盤表面は液状化していたと推定される。

図 9 に振動台試験における過剰間隙水圧比の経時変化を示す。深さ 80mm における初期含水比 0%の過剰間隙水圧比は、初期含水比 5%と 10%の試験結果と比べて突出して高く出ている。さらに、初期含水比 0%のグラフは大きく振動しているがこれはサイクリックモビリティに起因するものと考えている。なお、グラフは載せていないが、深さ 40mm における過剰間隙水圧比も同様の結果を示

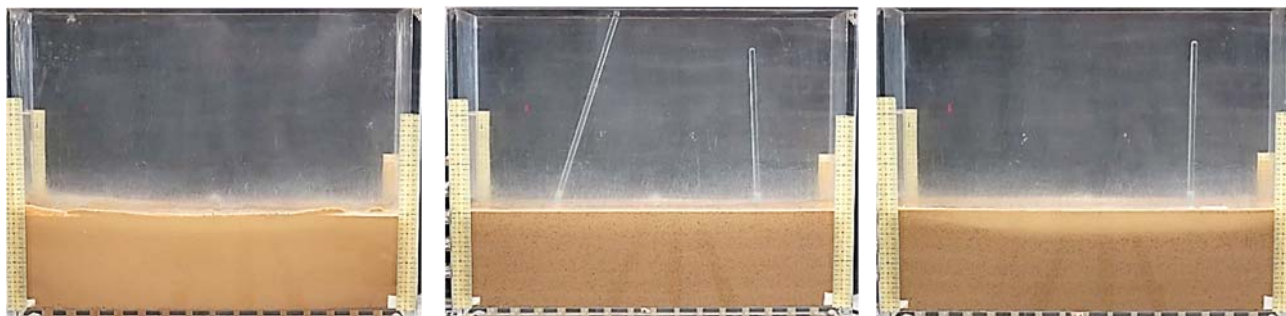


初期含水比 0%

初期含水比 5%

初期含水比 10%

(a) 加振後15sの様子



初期含水比 0%

初期含水比 5%

初期含水比 10%

(b) 加振終了時の様子

写真3 振動台試験結果

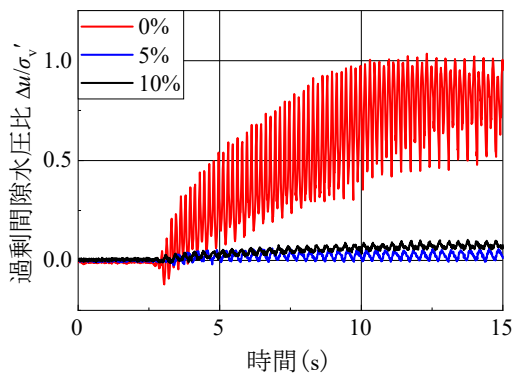


図9 振動台試験における過剰間隙水圧の経時変化
(深さ80mm)

した。この振動台試験の結果は、図6の液状化強度曲線において、初期含水比0%は明らかに液状化強度が低いことと合致する。今回は加振力が小さく、初期含水比5%と10%は明確な液状化には至らなかった。

図10はSYSカムクレイモデルを搭載した弾塑性変形解析GEOASIA⁴⁾によって、表1のパラメータを用いて実施した振動台試験の予備解析結果である。入力波形を最初から最大振幅の規則波とするなど、詳細なすりあわせができていないが、骨格構造が一番脆弱な初期含水比0%の地盤のみ完全液状化に到達するなど、試験で得られた現象を大局的に説明している。今後、境界条件や入力波形など詳細な検討を進めるとともに、模型試験においても地盤の飽和化、間隙水圧の計測精度の向上などの課題解決に取り組む必要がある。

6. まとめ

本研究は人工的に砂質土に形成させた骨格構造を弾塑性構成モデルによって定量的に評価するため、 \overline{CU} 三軸試験とその結果に対してSYSカムクレイモデルによるシミュレーションを行った。また、その骨格構造が液状化特性に及ぼす影響を評価するため、三軸試験機による液状化試験と振動台試験を行った。さらに、土-水連成弾塑性解析GEOASIAを用いて振動台試験のシミュレーションも実施した。以上の各試験とシミュレーションの結果より次のような知見が得られた。

- 1) 砂質土の骨格構造には細粒分の団粒化が大きく関わっており、本研究のケースでは団粒化が進むほど卓越した骨格構造を形成する傾向がある。
- 2) \overline{CU} 三軸試験の結果から、骨格構造が異なることによってせん断時の力学挙動が大きく変化することを確認した。さらに \overline{CU} 三軸試験のシミュレーションを行うことによって、SYSカムクレイモデルの構造に関するパラメータを用いることで、骨格構造の違いを定量的に説明可能であることを示した。
- 3) 液状化試験の結果から、骨格構造は動的な力学挙動にも影響を及ぼすことが確認された。さらに同一間隙比の供試体であっても、初期の構造の程度が高位

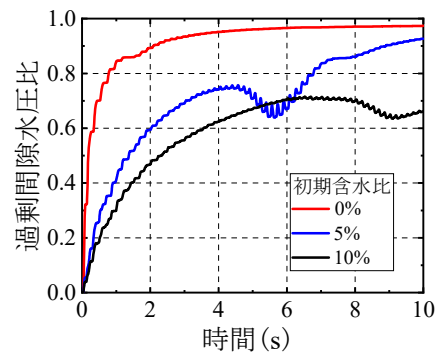


図10 過剰間隙水圧比の経時変化(GEOASIA)

であると液状化強度が増加する傾向があることを系統的な実験とシミュレーションにより示した。ただし、応力比が小さい範囲では初期含水比5%と10%の強度に大差がない結果となった。

一連の試験とシミュレーションの結果から、高位な骨格構造を形成しているほど液状化強度が高くなる傾向が見られた。これは、図1で見られるような原地盤からのサンプリング時に、構造が劣化することによって液状化強度が低下することに結びつけられることを示唆する。さらにその構造の劣化、すなわち乱れの評価は、SYSカムクレイモデルのパラメータを用いることで説明することが可能である。湿潤突固めによって形成される骨格構造と自然堆積で形成される骨格構造とは異なる点が多くあるが、骨格構造の液状化抵抗への寄与度を評価する第一歩となった。

謝辞

X線CTの撮影では、京都大学肥後陽介教授ならびに木戸隆之祐助教に大変お世話になりました。SYSカムクレイモデルによる要素挙動の解析にあたっては名古屋大学中井健太郎准教授に、振動台実験の解析にあたってはジオアジア研究会事務局高稲敏浩博士に大変お世話になりました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 水口幸司, 阿部武, 吉川慎一, 西尾岳裕: 凍結サンプリングの液状化試験を用いた港湾施設設計事例報告, 平成22年度土木学会年講, 2010.
- 2) 吉見吉昭: 砂の乱さない試料の液状化抵抗 $\sim N$ 値 \sim 相対密度関係, 土と基礎, Vol. 42, No.4 pp. 63-67, 1994.
- 3) 例えば, Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol. 42, No.5, pp. 47-57, 2002.
- 4) 例えば, 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.
- 5) 東拓生, 大塚久哲, 二宮嘉朗: 砂質土の相対密度を考慮した液状化強度曲線の定式化, 土木学会第49回年次学術講演概要集, pp. 528-529, 1994.

液状化程度の異なる砂の液状化後の圧縮・変形特性および骨格構造変化の把握

Compression-deformation characteristics and soil skeleton structural change of sands with different degree of liquefaction

沈策¹, 中井健太郎², 野田利弘³

- 1 名古屋大学大学院・工学研究科・shence213163559@gmail.com
- 2 名古屋大学大学院・工学研究科
- 3 名古屋大学大学院・工学研究科

概 要

本報では、液状化発生の有無という観点ではなく、液状化の程度がポスト液状化挙動や液状化中の骨格構造変化に与える影響を実験的に把握することを目的に、ひずみ制御非排水繰返し三軸試験を実施した。得られた結論は以下の通りである。1) 変位制御非排水繰返し試験によって、異なる液状化履歴の状態を作り出すことができた。2) 液状化履歴が大きいと、その後の単調載荷挙動において、剛性回復が生じにくいことを示した。3) 液状化履歴が大きいほど、液状化後の体積圧縮量が大きくなることを示した。4) 液状化した供試体は液状化後の圧縮によって密実化、つまり、過圧密の高位化が生じるが、それに加えて、液状化履歴が大きいと液状化時に構造が高位化するため、相対密度が大きいにもかかわらずせん断初期に著しい塑性圧縮を示すことを新たに示した。

キーワード：砂質土、ひずみ制御非排水繰返しせん断、液状化程度、骨格構造変化

1. はじめに

地震時の地盤の液状化被害が広く認識されるようになったのは、日本では新潟地震（1964）である。鉄筋コンクリート造の共同住宅が基礎ごと傾倒し、港湾施設の流動被害や埋設管の破損が見られた。これを契機に地盤の液状化が構造物の設計に反映されるようになり、地震による作用せん断応力と地盤の液状化強度を比較して液状化抵抗率 F_L を求める液状化判定法が考案され、現在でもその考えに従って液状化判定が行われている。兵庫県南部地震（1995）では、それまでに考えられてきた設計地震動を遥かに超える大きな地震動が作用し、液状化抵抗が大きいと考えられてきた礫質土も液状化の対象とする必要性が指摘されるとともに、耐震設計に2段階の設計外力を考慮する考えが導入されるようになった。東北地方太平洋沖地震（2011）では、東北から関東に至るまでの広範囲で液状化被害が観測されたが、特に東京湾沿岸部の埋立て地盤における宅地の液状化被害が甚大であり、地層構成や堆積年代といった地形・地質情報に加えて、継続時間や余震の影響など地震動特性が液状化に及ぼす影響を解明することの必要性が指摘されている¹⁾。古くは、一度液状化した地盤は地震後の密実化によって液状化しにくくなると考えられていたが、東北地方太平洋沖地震では、千葉県東方沖地震（1987）で液状化が発生した場所と同じ場所で再び液状化が観測

されており、再液状化の発生メカニズム解明も求められている。

このように、液状化被害の発生が認知されるとともに、砂質土の液状化に対する研究も数多く行われてきた²⁾⁴⁾など。その後、もともとは地盤が液状化するかしないかを把握するために疲労破壊的な強度を求めることが目的であったが、液状化後に地盤がどの程度沈下するのかといったポスト液状化挙動に関する研究や⁵⁾⁶⁾など、従来の応力的判定法に変わって地震中のエネルギー損失に着目し、地震動の繰返し回数や波形の違いの影響を考量する取り組み⁷⁾⁸⁾なども行われてきている。また、液状化/再液状化発生メカニズム解明のために、繰返し載荷中のひずみ履歴や骨格構造変化に着目した研究も実施されてきている⁹⁾¹¹⁾など。

本報では、単に液状化発生の有無という観点ではなく、液状化の程度がポスト液状化挙動（ここでは、液状化中の変形特性および液状化直後の圧縮特性）や液状化中の骨格構造変化に与える影響を実験的に把握することを目的とする。なお、液状化強度を調べるために一般的に行われる応力振幅一定応力制御非排水繰返しせん断試験では、液状化到達後に供試体が破壊に至るため、多数回の繰返し載荷（大きな液状化履歴）を与えることができない。そこで本報では、ひずみ振幅一定ひずみ制御非排水繰返しせん断を実施した。

2. 実験に用いた砂試料の基本的性質

2.1 物理特性

実験には三河珪砂と呼ばれる人口珪砂を使用した。三河珪砂の主な鉱物組成は、 SiO_2 、 Al_2O_3 、 Fe_2O_3 であり、大部分を SiO_2 が占めている。愛知県岡崎市東部周辺に広がる良質な石英片岩類を原料に粉砕加工して作成されている。三河珪砂は粒径ごとに4号～9号に分けられており、本研究では珪砂6号を使用した。物性を表1に、粒径加積曲線を図1に示す。なお、粒径加積曲線は豊浦標準砂と類似しており、粒径幅が狭く分級した砂試料である。

表1 三河珪砂6号の物性

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.650
平均粒径 D_{50} (mm)	0.022
均等係数 U_c	1.790
曲率係数 U_c'	0.926
最大間隙比 e_{\max}	1.055
最小間隙比 e_{\min}	0.663

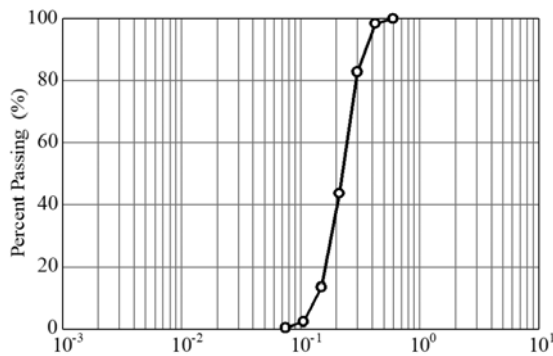


図1 粒径加積曲線

2.2 非排水せん断特性と骨格構造概念に基づく解釈

続いて、図2に初期相対密度の異なる単調非排水三軸圧縮試験結果を示す¹²⁾。図から、相対密度が小さい緩詰め砂は塑性圧縮を伴う軟化挙動(平均有効応力 p' の減少を伴う軸差応力 q の減少)のみを示すが、相対密度の増加に伴って塑性圧縮を伴う軟化の程度が小さくなり、代わりに塑性膨張を伴う硬化挙動 (p' の増加を伴う q の増加) が支配的となる。

これら砂質土の典型的な非排水せん断特性は、土の骨格構造概念¹³⁾に基づくと、塑性変形の進展に伴う構造低位化は塑性圧縮(非排水せん断時の p' 減少)として、過圧密解消は塑性膨張(非排水せん断時の p' 増加)として働くことから、相対密度の小さい緩詰め砂は構造高位で過圧密低位な土として、相対密度の大きい密詰め砂は構造低位で過圧密高位な土として記述できる¹⁴⁾。

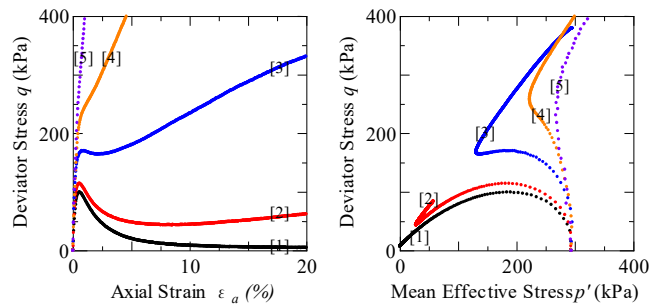


図2 初期間隙比の異なる砂の非排水せん断挙動

表2 非排水せん断前の間隙比

	間隙比 e	相対密度 D_r
[1]	1.07	-0.03
[2]	0.97	0.23
[3]	0.92	0.33
[4]	0.87	0.45
[5]	0.77	0.69

3. 液状化程度を変化させる繰返しせん断方法

本章では、一般的に液状化試験として行われている応力振幅一定応力制御非排水繰返しせん断試験(以降、応力制御非排水繰返しせん断試験と呼ぶ)と、本研究で用いるひずみ振幅一定ひずみ制御非排水繰返しせん断試験(以降、ひずみ制御非排水繰返しせん断試験と呼ぶ)、2通りの試験方法と試験結果を示して、本研究で着目する「液状化程度」を議論するためにはひずみ制御式が適していることを述べる。その後で、本研究の実験方法を説明する。

3.1 応力制御とひずみ制御非排水繰返しせん断試験

図3に応力制御非排水繰返しせん断試験結果を示す。有効応力パス ($q \sim p'$ 関係図) に着目すると、繰返し回数の増加とともに p' が減少して(初期)液状化 ($q = p' = 0$) に達する。一度液状化に達した後も、塑性膨張硬化 (p' の増加を伴う q の増加) と塑性圧縮軟化 (p' の減少を伴う q の減少) を繰り返す「く」の字型の繰返し挙動を示す。応力状態がほとんどゼロとなっているが、この段階では供試体は円筒形を保ち、すぐには破壊しない。応力ひずみ関係 ($q \sim \epsilon_a$ 関係図) を見ると、初期液状化に達するまでは ϵ_a がほとんど発生しないが、有効応力パスにおける「く」の字の繰返し挙動を示す頃には、 ϵ_a が圧縮・伸張側両方に進展していく。液状化到達後の載荷挙動に着目すると、載荷時に曲線は下に凸のカーブを描き、一度失った剛性を回復する様子がわかる。載荷方向が逆転すると $q = 0$ まで剛性が急減し、剛性を失ったまま流動する。この繰返し載荷中の剛性回復と流動を伴うひずみ進展挙動はサイクリックモビリティと呼ばれ、砂質土の特徴的な繰返しせん断挙動である。なお、試験結果からわかるように、応力制御試験の場合、サイクリックモビリティ到達後は ϵ_a が徐々に進展するため、供試体は最終的に破壊する。

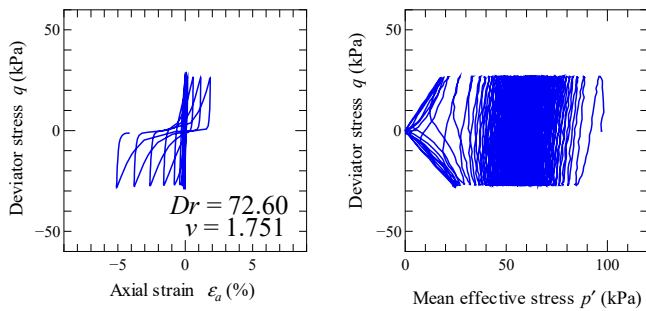


図 3 応力制御非排水繰返しせん断挙動

図 4 にひずみ制御非排水繰返しせん断試験結果を示す。有効応力パスを見ると、図 3 の応力制御と同様に、繰返しとともに有効応力が減少して $q = p' = 0$ となり、液状化を示す。応力ひずみ曲線を見ると、載荷初期は q が大きく高い剛性を示すが、繰返し回数の増加とともに剛性は次第に低下し、最終的にはほぼゼロとなる。応力制御と同様、ひずみは下に凸の曲線を描き、サイクリックモビリティを示す。ひずみ振幅を一定に制御しているため、液状化到達後も供試体は変形が進展せずに円筒形を保ち、多数回の繰返し載荷を与えることができる。

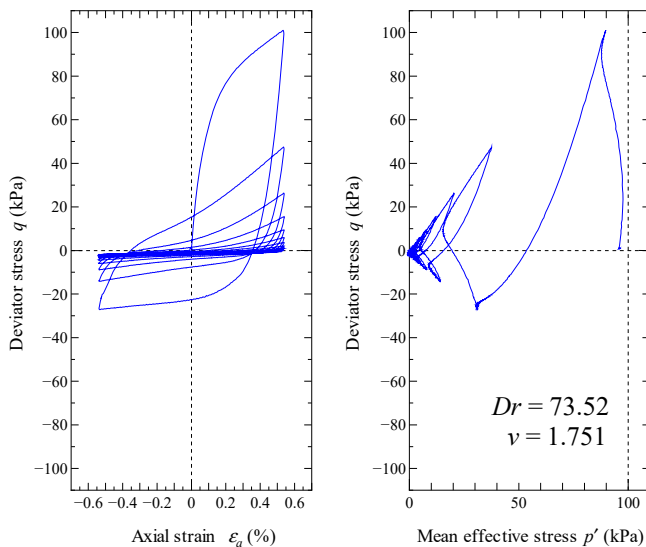


図 4 応力制御非排水繰返しせん断挙動

図 3 に示す応力制御非排水繰返しせん断は、土の疲労破壊的な強度を与えているため、1) 低サイクルでの強度を求めることが難しいこと、2) 載荷中のひずみ速度が異なること、3) ひずみが大きくなった時の挙動の要素特性としての信頼性、などの問題点が指摘されている。そのため、供試体の要素性を保ったまま液状化の程度を変えることが難しい。そこで本研究では、繰返し載荷中の変形を拘束することのできるひずみ制御非排水繰返しせん断を実施し、液状化程度（液状化到達後の繰返し回数）の違いが、液状化後の力学挙動に及ぼす影響について、三軸試験機を用いて調べることにした。

3.2 本研究における実験方法

実験に用いた供試体は、高さ 100mm、直径 50mm であり、相対密度が約 60%となるように密度調整した。乾燥砂をモールドに自由落下させて投入した後、細い棒を 15 回モールド底面まで突いて、抜き差しした。この作業によって、自由落下時に発達した固有異方性の影響を消すことができる。供試体内に二酸化炭素と脱気水を通して飽和度を高めた後、拘束圧 300kPa（側圧 500kPa、背圧 200kPa）で等方圧密した。いずれの供試体も B 値が 0.95 以上であることを確認している。等方圧密後、ひずみ振幅を供試体高さの 1% (1mm) または 3% (3mm) に制御して、ひずみ制御非排水繰返しせん断試験を行った。載荷速度は 4mm/min である。

図 5 にひずみ振幅 3%の時の非排水繰返しせん断挙動を示す。同じ条件下で複数回の実験を実施しているが、十分な再現性を有することを確認している。繰返し回数の増加に伴う剛性変化を図 6 に示す。図 5 からわかるように、繰返しとともにせん断剛性 (q の最大値) が減少していく。10 回も繰り返すと、供試体は剛性回復をほとんど示さなくなることがわかる。しかし、ひずみ振幅一定で制御しているため、応力制御繰返し試験とは異なり、多数回の繰返し載荷を与えても供試体は円筒形を保つ。つまり、液状化到達後の繰返し回数を変えることで、液状化の程度を変えることが可能である。ただし、図 7 は 100 回繰り返した時の供試体の写真である。液状化程度を変えるとはいえ、あまりに繰返し回数が多いと供試体内部で砂試料が沈降してキャップと砂試料の間にギャップが生じてしまい、要素性を保つことができなくなる点は注意が必要である。

なお、Yamada et. al¹¹⁾ は、サイクリックモビリティ中に異方性が目まぐるしく変化することを実験的に確認し、残留ひずみが正の時は圧縮側に、残留ひずみが負の時は伸長側に異方性が発達し、同方向に載荷すると強度が強くなることを示している。本研究では、この異方性の影響を無視できるように、残留ひずみがゼロの状態 (図 5 中の A) で繰返し載荷を止めることを基本とした。

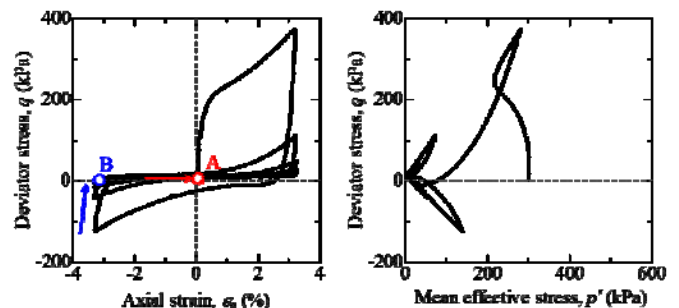


図 5 ひずみ振幅 3%での非排水繰返しせん断挙動

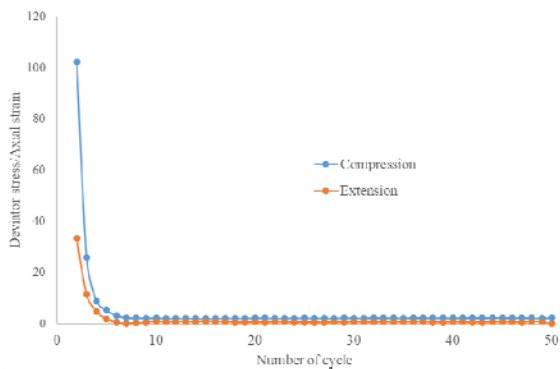


図 6 繰返しに伴うせん断剛性の低下



図 7 100 回繰り返した時の供試体の様子

このように、異なる液状化程度となるよう、任意回数の非排水繰返しせん断を与えた後、以下の実験を実施した。

- (1) 非排水繰返し載荷後、非排水状態を保ったまま、単調載荷非排水三軸圧縮試験
- (2) 非排水繰返し載荷後、排水コックを開いて圧縮試験
- (3) (2)の後で、単調載荷非排水三軸圧縮／伸長試験

4. 液状化程度がポスト液状化挙動に与える影響

本章では、液状化程度が異なる供試体のポスト液状化挙動として、液状化供試体の変形特性／剛性回復特性（上記(1)の実験）および液状化後の体積圧縮特性（上記(2)の実験）を実験的に確認した。

4.1 液状化供試体の変形挙動

図 8 に単調載荷時の荷重変位関係を示す（実験(1)）。なお、単調載荷前に実施した非排水繰返し載荷のひずみ振幅は全て 1%である。いずれの供試体も液状化しているため、再載荷時の初期剛性はゼロであるが、載荷が進むと下に凸の曲線を描きながら剛性が回復（ q が増加）する、いわゆるモビリティ挙動を示す。繰返し回数が少なく液状化程度の小さい供試体は小さい変形でも剛性回復を示すが、繰返し回数が多く液状化程度の大きい供試体は剛性回復を示すのに大きな変形を要する。このように、液状化の程度が異なると、その後の供試体の変形挙動／剛性回復挙動が異なることがわかる。

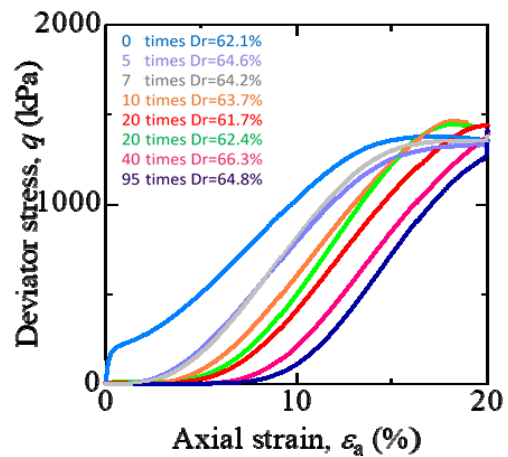


図 8 液状化供試体の剛性回復の様子

4.2 液状化後の圧縮挙動

図 9 に非排水繰返し載荷後の体積圧縮量を示す（実験(2)）。非排水繰返し載荷のひずみ振幅は 3%である。繰返し回数 50 回でバラツキが見られるが、繰返し回数が少なく液状化程度が小さい供試体に比べて、繰返し回数が多く液状化程度が大きい供試体の方が、液状化後の体積圧縮量が大きい。図 10 にはひずみ振幅 1%と 3%のまとめを示す。非排水繰返し回数の増加とともに体積圧縮量は増加するが、やがて収束傾向を示す。同じ繰返し回数であれば、ひずみ振幅が大きい方が体積圧縮量は大きくなるが、体積圧縮量の収束値はひずみ振幅に依らずほぼ等しい。

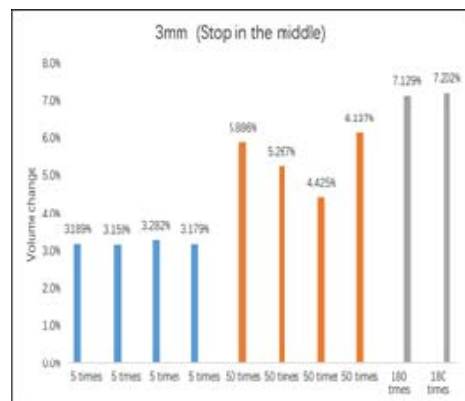


図 9 液状化後の体積圧縮挙動

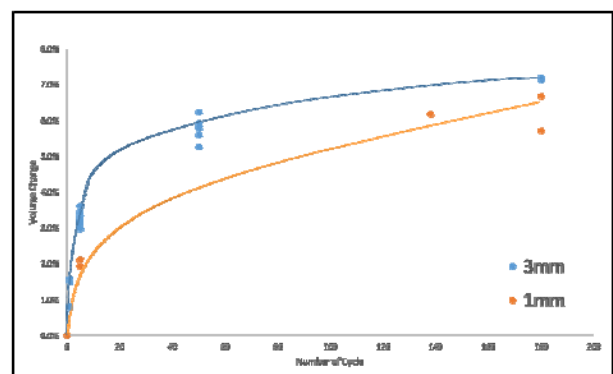


図 10 ひずみ振幅による液状化後の体積圧縮量の比較

5. 液状化中の骨格構造変化

ここでは、液状化程度の異なる供試体を再圧縮した後の単調載荷非排水せん断挙動から、液状化中の骨格構造変化の把握を試みる(実験(3))。図 11 と図 12 に有効応力パス ($q \sim p'$ 関係) と応力ひずみ図 ($q \sim \varepsilon_a$ 関係) を示す。(a) は液状化履歴なし、(b) は液状化履歴を大きく与えた(50 回の非排水繰返しせん断) 時の試験結果である。液状化後の圧縮によって、(b) の方が、相対密度が 30%ほど大きくなって密な状態になっている。

有効応力パス(図 11)を見ると、液状化履歴のない(a)だけでなく、大きな液状化履歴を与えた(b)も、圧縮側と伸張側でほぼ対称的な挙動を示しており、非排水繰返しせん断を残留ひずみゼロで止めたため、固有異方性がほぼない等方状態であったことがわかる。せん断初期の有効応力パスに着目すると、相対密度が大きいにもかかわらず、大きな液状化履歴を与えた(b)の方が、圧縮・伸張両方向において、有効応力 p' 減少の程度が顕著である。2.2 で述べた骨格構造概念に基づくと、 p' 減少(塑性圧縮)は構造低位化によって生じるので、大きな液状化履歴を与えた(b)の方が、液状化履歴なしの(a)よりも構造が高位な状態にあることを意味する。従来、構造は塑性変形の進展によって低位化する一方であると考えられてきたが、剛性を失った液状化中は土粒子が浮遊状態にあるため、構造が高位化したと捉えることができる。続いて、応力ひずみ関係(図 12)を見ると、せん断初期はやはり、大きな液状化履歴を与えた(b)の方が軸差応力 q は小さいが、変形が進むと逆転する(伸長試験はせん断途中のネッキング破壊が原因で逆転しない)。このことは、液状化後の再堆積時の密度増加に伴う過圧密比の高位化で説明することができる。

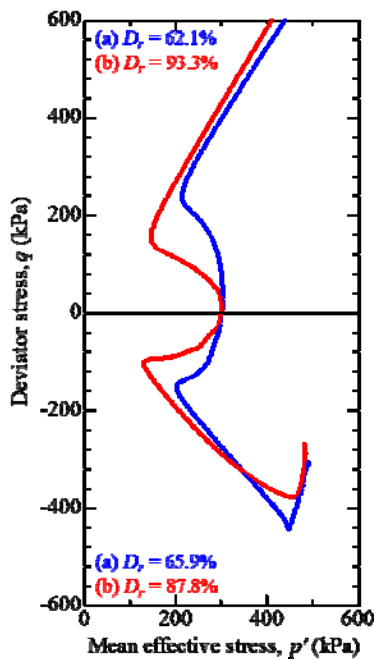


図 11 液状化履歴の異なる砂の有効応力パス(残留ひずみなし)

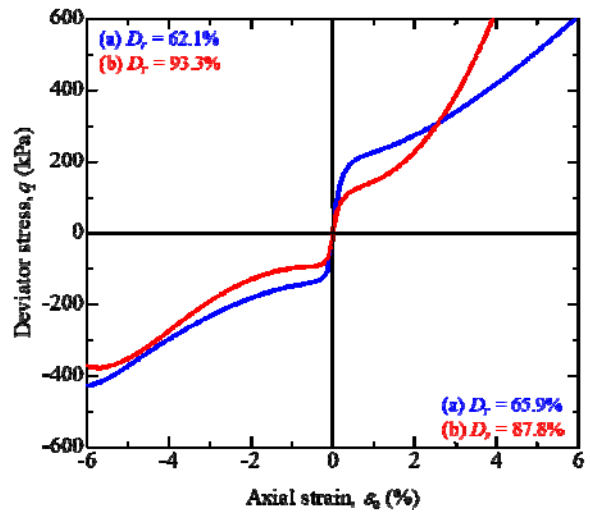


図 12 液状化履歴の異なる砂の応力ひずみ(残留ひずみなし)

構造・過圧密だけでなく、異方性の発展についても確認するために、残留ひずみがマイナス(図 5 中の B 点)で非排水繰返し載荷を止めた時の単調載荷非排水せん断挙動を図 13 と図 14 に示す。(a) は液状化履歴なし、(c) は液状化履歴を大きく与えた(50 回の非排水繰返しせん断) 時の試験結果である。液状化後の圧縮によって、(c) の方が、相対密度が 30%ほど大きくなって密な状態になっている。

有効応力パス(図 13)を見ると、図 11 とは異なり、圧縮側と伸張側で非対称な挙動を示す。伸長側に強く (p' 減少の程度が小さい)、圧縮側では(a) > (c) だが、伸長側では(a) < (c) となる。サイクリックモビリティ中は異方性が目まぐるしく変化するが¹¹⁾、非排水繰返し載荷を B 点で止めて異方状態(伸長側)にあったため、圧縮挙動に比べて伸張挙動が強くなったと捉えることができる。

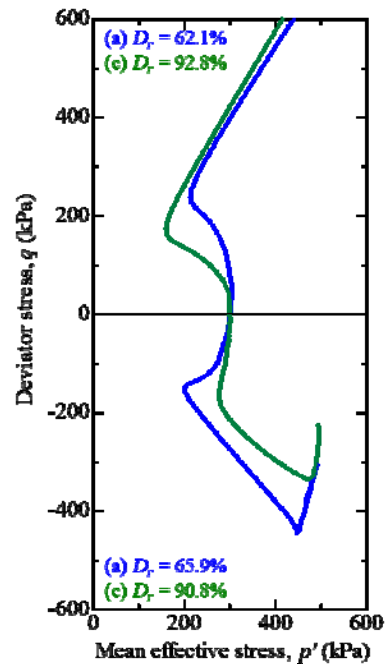


図 13 液状化履歴の異なる砂の有効応力パス(残留ひずみあり)

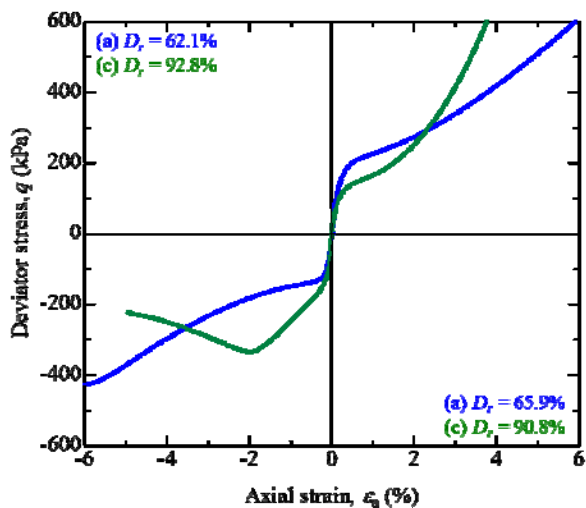


図 14 液状化履歴の異なる砂の応力ひずみ (残留ひずみあり)

以上から, Yamada et. al¹¹⁾ が述べるように, サイクリックモビリティ中は異方性が目まぐるしく変化することを確認した。また, 液状化した供試体は液状化後の圧縮によって密実化, つまり, 過圧密の高位化が生じるが, それに加えて, 液状化履歴が大きいと, 液状化時に構造が高位化し, 相対密度が大きいにもかかわらずせん断初期に著しい塑性圧縮を示すことを新たに示した。

6. おわりに

本報では, 液状化発生の有無という観点ではなく, 液状化の程度がポスト液状化挙動や液状化中の骨格構造変化に与える影響を実験的に把握することを目的に, ひずみ制御非排水繰返しせん断試験を実施した。得られた結論は以下の通りである。

- 1) 変位制御非排水繰返し試験によって, 異なる液状化履歴の状態を作り出すことができた。
- 2) 液状化履歴が大きいと, その後の単調載荷挙動において, 剛性回復が生じにくいことを示した。
- 3) 液状化履歴が大きいほど, 液状化後の体積圧縮量が大きくなることを示した。
- 4) 液状化した供試体は液状化後の圧縮によって密実化, つまり, 過圧密の高位化が生じるが, それに加えて, 液状化履歴が大きいと液状化時に構造が高位化するため, 相対密度が大きいにもかかわらずせん断初期に著しい塑性圧縮を示すことを新たに示した。

本報では単調載荷挙動しか示すことができなかったが, 高位な構造が低位化するときは塑性圧縮 (p' の減少) として働くため, 繰返しせん断時には液状化強度が小さくなると考えられる。このことは, 再液状化発生の有無は, 従前

にどの程度の繰返し履歴を受けたのかが影響している可能性を示唆している。今後は液状化履歴の大きさが非排水繰返しせん断特性に与える影響を調査し, 再液状化発生メカニズムの解明に貢献していく。

参考文献

- 1) 国土交通省, 液状化対策技術検討会議, 2011.
https://www.mlit.go.jp/common/000169750.pdf
- 2) Iwasaki, Y.: Liquefaction of sand interpreted as fatigue failure and its predictive method of analysis, Proc. of 6th annual research convention of soil engineering, pp. 523-526, 1971.
- 3) Tanimono, K. and Suga, Y.: Liquefying process of saturated sand subjected to dynamic loading, Proc. of 4th Asian regional conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol. 1, pp. 235-239, 1971.
- 4) Ishihara, K., Tatsuoka, F. and Yasuda, S.: Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses, Soils and Foundations, Vol. 15, No. 1, pp. 29-44, 1975.
- 5) Nagase, H. and Ishihara, K.: Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 1, pp. 65-76, 1988.
- 6) 仙頭紀明, 風間基樹, 渦岡良介.: 非排水繰返しせん断履歴後の再圧密実験と体積収縮特性のモデル化, 土木学会論文集, Vol. 764, III-67, pp. 307-317, 2004.
- 7) 風間基樹, 鈴木崇弘, 柳澤栄司.: 地盤へ入力された累積損失エネルギーの評価法と液状化予測への適用, 土木学会論文集, No. 631, III-48, pp. 161-177, 1999.
- 8) 國生剛治.: エネルギーによる液状化判定法の適用性検討と FL 法との対比, 地盤工学ジャーナル, Vol. 8, No. 3, pp. 463-475, 2012.
- 9) Finn, W. D. L., Bransby, P. L. and Pickering, D. J.: Effect of strain history on liquefaction of sand, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 96, No. 6, pp. 1917-1934, 1970.
- 10) Yasuda, S. and Tohno, I.: Sites of reliquefaction caused by the 1983 Nihonkai-Chubu earthquake, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 2, pp. 61-72, 1988.
- 11) Yamada S., Takamori, T. and Sato, K.: Effects on reliquefaction resistance produced by changes in anisotropy during liquefaction, Soils and Foundations, Vol. 50, No. 1, pp. 9-25, 2010.
- 12) 中井健太郎.: 構造・過圧密・異方性の発展則に基づく土の弾塑性構成式の開発とその粘土, 砂, 特殊土への適用性に関する基礎的研究, 名古屋大学学位請求論文, 2005.
- 13) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57, 2002.
- 14) Nakano, M., Nakai, K. and Asaoka, A.: A description of mechanical behavior of clay and sand based on evolutions of soil structure and overconsolidation, ASCE Geotechnical Special Publication No.143, Geomechanics: Testing Modeling and Simulation, pp.136-153, 2003.

半円筒型スカート基礎の貫入時の浸透流による土粒子挙動に着目した小型模型実験 Model test regarding penetration behavior focused on soil particle behavior due to seepage of hollow semi-cylindrical skirt-foundation

村瀬颯生¹, 前田健一², 小山宏人³, 丹羽俊介⁴, 安部友規⁵

- 1 名古屋工業大学大学院 社会工学専攻・E-mail address s.murase.496@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 (株)大林組 生産技術本部設計第二部
 4 名古屋工業大学大学院 社会工学専攻
 5 名古屋工業大学大学院 社会工学専攻

概 要

洋上風力施設の基礎として期待されるスカートサクシヨン基礎の貫入制御には、浸透流による基礎貫入挙動のメカニズムを理解することが重要である。本研究では、基礎貫入時における基礎先端周りの地盤の変形を可視化するため、半円筒模型を用いた実験及び解析を実施した。結果、サクシヨン作用下において動水勾配の上昇とともに極限支持力は低下し、サクシヨン作用がない場合に比べ、小さい貫入力で沈下していることが明らかとなった。また、土粒子挙動については、基礎沈下時に基礎直下の地盤は圧縮されようとし、基礎に押しつけられた土粒子が主に基礎内部に移動する様子が観察された。加えて、すべり線のようなものが基礎内部の方向に発達している様子が見られた。これらは、上向き浸透流により、基礎内の地盤の有効応力が基礎外地盤よりも低下し、受働抵抗が減少したためと考えられ、サクシヨン基礎貫入における地盤の変形が明らかとなった。

キーワード：浸透流，SS 基礎，支持力

1. はじめに

再生可能エネルギー分野で洋上風力発電は特に成長が見込まれている。日本においては、広い海と安定した風が得られる地域があり、今後洋上風力発電の発展が期待されている。スカートサクシヨン基礎（以下、SS 基礎）は基礎頂版より下方に伸びた円筒形（スカート）を海底地盤に根入れさせて安定性を確保する新形式の海上基礎である。貫入の原理は、スカート内の水を排水することによって生じるスカート内外の水圧差（サクシヨン）を利用する（図1）。

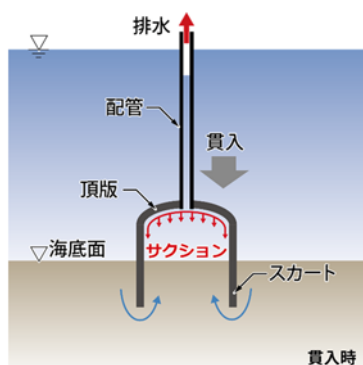


図1 貫入の原理

サクシヨンによる下向き荷重が生じるのに加え、スカート内側地盤に上向きの浸透流が発生することにより、スカート内の地盤の有効応力が低下し、貫入抵抗が低減するという特長を持つ。SS 基礎貫入の制御には、浸透に伴う支持力低下のメカニズムを解明することが重要である。既往の研究¹⁾では、SS 基礎を模擬した円筒模型を用い、基本的な貫入挙動について整理した。本研究では、基礎貫入時挙動のメカニズム解明に向け、土粒子挙動に着目し、半円筒模型を用いて実験と解析を行った。

2. 土粒子挙動の可視化

2.1 実験概要

実験で用いた装置の概略図を図2に示す。実験には高さ300mm、幅200mm、奥行200mmの土槽を用いた。水タンクは基礎模型とチューブで接続し、手で操作できる昇降機上に設置した。土槽には随時水を注入することで土槽内の水位を一定とした。地盤材料は豊浦砂（平均粒径 $D_{50}=0.173\text{mm}$ 、透水係数 $k=2.21 \times 10^{-4}\text{m/s}$ ）を用い、各ケースとも相対密度 D_r は40%とした。実験模型（図3）は半円筒型で基礎の先端から15cmは断面がC型になっている。また、基礎模型との境界からの水の流入を防ぎつつ、観察

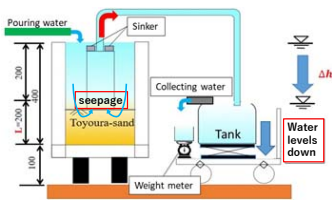


図 2 実験装置概略図

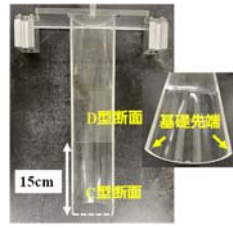


図 3 半円筒基礎模型

表 1 実験ケース一覧

実施ケース	可視化方法	Dr (%)	初期沈下量 (mm)	水位降下 (mm/min)
Case1	色砂	40	25	0
Case2	色砂	40	25	3
Case3	PIV 解析	40	25	0
Case4	PIV 解析	40	25	3

面との摩擦を軽減するために弾力性のあるテープとグリズを用いて実験模型を加工した。実験条件を表 1 に示す。実験はサクシオンありとなしの場合について色砂を用いた実験と PIV 解析を用いた実験により、基礎貫入時の地盤の変形の様子を観察した。色砂を用いる実験では、豊浦砂を墨汁に投入し、乾燥炉で乾燥させることで着色した豊浦砂を作成し、模型地盤は着色砂と無着色砂の互層地盤とした。また、サクシオンがない場合については重りを載荷することで基礎を沈下させている。

2.2 実験結果および考察

(1) 貫入力と沈下量の関係

Case1 と Case2 について、貫入力と沈下量の結果を図 4 に示す。ここで貫入力は以下の式(1)で表される。

$$I_p = Mg + F_{suc} - \rho gV - F \quad (1)$$

ここで、 I_p : 貫入力(N), M : 自重(kg), g : 重力加速度 (m/s^2), F_{suc} : サクシオン力(N), ρ : 水密度 (kg/m^3), V : 模型体積 (m^3), F : 摩擦力である。また、サクシオン力 F_{suc} は以下の式で表される。

$$F_{suc} = \gamma_w(h_0 - h) \times A \quad (2)$$

このとき、 γ_w : 水の単位体積重量 ($9.800N/m^3$), h_0 : 基礎外の水深(m), h : 基礎内の水深(m), A : 頂版面積 (m^2) で

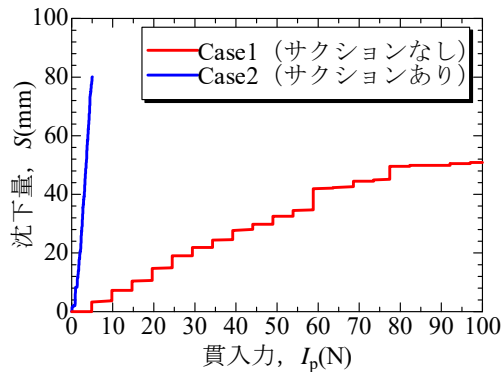


図 4 Case1 (サクシオンなし) と Case2 (サクシオンあり) の貫入力-沈下量の結果の比較

ある。図 4 よりサクシオンありの方が小さい貫入力で沈下していることが分かる。このことから、基礎の沈下においてサクシオンに起因する浸透流による基礎内側地盤の有効応力低下が沈下を大きく支配していると考えられる。

(2) 極限支持力公式との比較

動水勾配上昇に伴う基礎の沈下に関して、支持力の観点から考察する。砂地盤における基礎の支持力公式は、一般的に Terzaghi の支持力公式が用いられる。支持力の算定は Case4 の結果を用い、サクシオン基礎構造物技術マニュアル²⁾より、式(3)-(6)を用いて計算した。

$$q_t = \gamma_1'(t/2)N_\gamma + \sigma_{vm}'N_q \quad (3)$$

$$\sigma_{v' in} = B/A \{ \exp(Az) - 1 \} \quad (4)$$

$$A = 2\mu K_s / r_i \quad (5)$$

$$B = \gamma' - i_{in}\gamma_w \quad (6)$$

ここに、 q_t : 先端抵抗 (kN/m^2), γ_1' : 基礎底面下の土の水中単位体積重量 (kN/m^3), $\sigma_{v' in}$: 基礎内側で求めた先端の有効土被り圧 (kN/m^2), N_γ, N_q : 支持力係数, t : 基礎の側壁厚 (m), z : 地表面からの深さ (m), μ : 摩擦係数, K_s : 土圧係数, i_{in} : 基礎内側の動水勾配, γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3), γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m^3), r_i : 円筒形の内部半径 (m) である。

図 5 に深さ-極限支持力の関係を示す。横軸に地盤深さ、縦軸に極限支持力をとったグラフであり、動水勾配を変化させて計算した。グラフより、動水勾配の大きさに関わらず、地盤が深くなると極限支持力が大きくなっていることが分かる。これは、地盤が深くなると沈下しにくくなっていることを表している。動水勾配 $i=0.0$ の時、極限支持力は $8.5kN/m^2$ だが、動水勾配を $i=0.80$ に上昇させると、極限支持力は $1.5kN/m^2$ となり、動水勾配を上げていくと、極限支持力が小さくなっていく。これは、極限支持力式から考えると、式(6)より、動水勾配 $i=0.0$ の時、 $B=8.8kN/m^3$ だが、動水勾配 $i=0.80$ の時は、 $B=0.96kN/m^3$ となる。B はスカート内地盤の水中単位体積重量の透水による低減を表す項であり、動水勾配の上昇により、大きく低減されていることが分かる。すなわち、動水勾配上昇に伴う極限支持力の低下は上向き浸透流によりスカート内の地盤の有効応力が低減しているためであると考えられる。

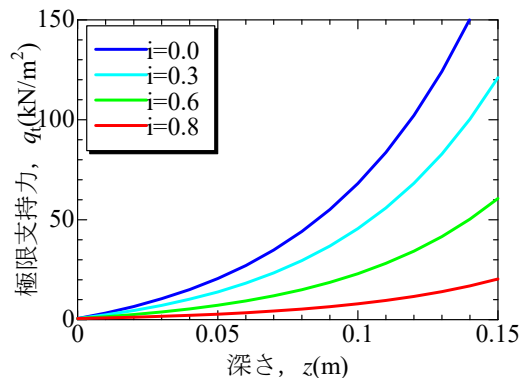


図 5 深さ-極限支持力の関係 (Case4 の結果を用いて計算)

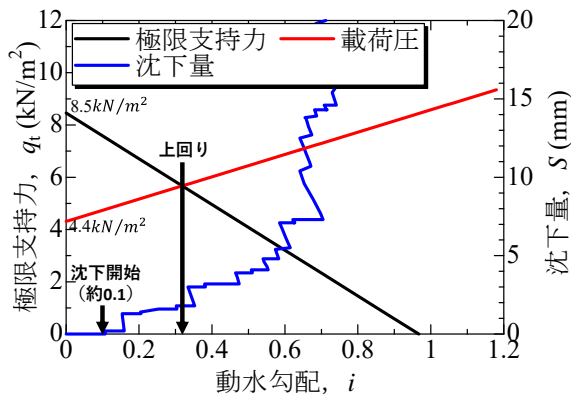


図 6 極限支持力と沈下量の結果 (Case4)

また、動水勾配 $i=0.0$ の場合は、深さに対して指数関数的に極限支持力が増加しているが、動水勾配 $i=0.80$ の時はほぼ直線的になっている。これは、動水勾配を上昇させていくと、極限支持力は深さ方向に大きく影響されなくなることを表している。実際に、図 4 の貫入力-沈下量の結果では、サクシオンがない場合はその傾きは次第に緩やかになっており、深いところでさらに沈下させるには貫入力を大きく増加させる必要があることが分かる。一方で、サクシオンがある場合はその傾きはほぼ直線的であり、深いところでも深さにあまり影響されずに動水勾配によって効率よく沈下していることが考えられる。

図 6 に Case4 の実験条件から算定した極限支持力と、Case4 の実験結果を比較したグラフを示す。動水勾配の上昇に伴い計算上の極限支持力が低下していることが分かる。図中の載荷圧とは、貫入力を基礎先端面積で除した値であり、式(1), (2)より動水勾配 $i=0$ (基礎内外で水位差が 0) の時には、 $F_{suc}=0$ となる。理論上、載荷圧が極限支持力を上回ると沈下が始まると考えられるが、Case2 は載荷圧が極限支持力を上回る前に沈下する結果となった。これは、基礎外側から内側に周りこむ浸透流により、支持力係数が小さくなっている可能性が考えられる。また、沈下に必要な理論上の載荷圧 (8.5 kN/m^2) の約半分の力 (4.4 kN/m^2) でも動水勾配を約 0.1 上昇させることで沈下が発生していることが分かる。

(3) 色砂実験による基礎先端周辺地盤の変形

浸透流による基礎周辺地盤の変形について、Case1 (サクシオンなし) と Case2 (サクシオンあり) の色砂の層の形から考察する。基礎先端の幅は 5mm で色砂の間隔は 10mm である。サクシオンの有無により色砂の層の形に共通点と相違点が見られた。

共通点として、図 7 に示すように基礎直下の色砂層が水平方向に連続したまま、貫入方向に変形しており、基礎の沈下前にすでに貫入方向に動いている様子が分かる。これは、基礎が沈下することによって、基礎直下の地盤が圧縮されたためであると考えられる。また、基礎内外の色砂の層が上に凸のような形に変形している様子が観察できる。これは、基礎先端付近の土粒子が基礎の沈下により押しつけられ、基礎内外に移動したためであると考えられる。

相違点としては、Case2 (サクシオンあり) の場合について、図 8 に示すように、基礎内の地盤が変形 (以下、盤ぶくれ) している様子が観察された。基礎中央部で低くなっており、その両側が盛り上がった、M 字形のようになっていることが分かる。また、基礎内で色砂層の間隔が大きくなっていることが分かる。これは、Case1 (サクシオンなし) の場合には観察されなかった。そのため、この M 字形の変形は浸透流の影響によるものであると考えられる。また、沈下量 90mm の時の盤ぶくれの様子について図 9 に示す。Case1 は沈下が進行するにつれて盤ぶくれの高さは初期の地盤よりも 2mm 高くなっているのに対し、Case2 は盤ぶくれの高さは初期の地盤よりも 31mm 高くなっている。このことから、盤ぶくれは基礎内外の水位差に起因する浸透流が大きく影響していることが明らかとなった。また、実験開始前の土の全体の体積を比較すると、盤ぶくれの分だけ体積が増加していることから基礎内の地盤は非常に緩い地盤になっていると考えられる。そのため、基礎内側の土圧が小さくなり、基礎に押された土粒子がスカート内に移動しやすく色砂層が基礎内外で異なる形状になったと考えられる。

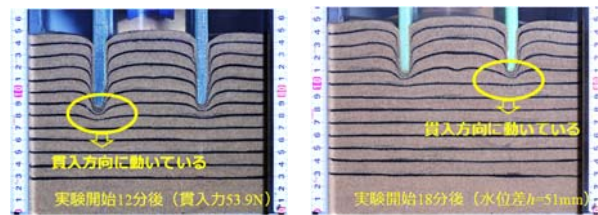


図 7 基礎内の色砂の層の様子 (共通点)

左図: Case1 (サクシオンなし, 沈下量 $S=58\text{mm}$)

右図: Case2 (サクシオンあり, 沈下量 $S=37\text{mm}$)

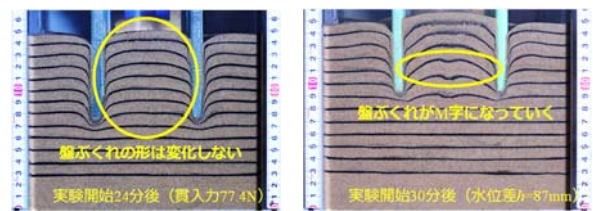


図 8 基礎内の色砂の層の様子 (相違点)

左図: Case1 (サクシオンなし, 沈下量 $S=70\text{mm}$)

右図: Case2 (サクシオンあり, 沈下量 $S=49\text{mm}$)

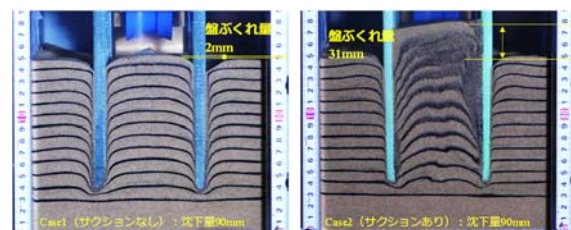


図 9 沈下量 $S=90\text{mm}$ の時の盤ぶくれの様子

左図: Case1 (サクシオンなし)

右図: Case2 (サクシオンあり)

(4) PIV 解析による土粒子挙動の可視化

Case3 (サクシオンなし) の場合の PIV 解析結果を示す (図 10)。鉛直方向の土粒子の動きについて、基礎直下の土粒子が貫入方向に動いている様子が分かる (図 10, 左)。水平方向の動きについては、基礎先端付近の土粒子が基礎内部と外部の両方向に動いている様子が分かる (図 10, 右)。地盤の支持力理論³⁾によると、貫入力が増加とともに基礎直下の地盤が圧縮されようとしていると考えられる。しかし、地盤は横に広がろうとするため、水平方向において基礎内外の方向に速度が出ていると考えられる。

Case4 (サクシオンあり) の場合の PIV 解析結果を示す (図 11)。鉛直方向の土粒子の動きについて、基礎直下の土粒子が貫入方向に動いている様子が分かる (図 11, 左)。水平方向の土粒子の動きについては、主に基礎内部の方向に動いている様子が分かる (図 11, 右)。

サクシオンがある場合とない場合の水平方向の土粒子の動きには相違点があった。サクシオンがない場合は基礎直下の土粒子が遠回りして基礎内部に動いている様子が観察された (図 10, 右)。対してサクシオンがある場合は直下の広い領域の土粒子が最短で基礎内部に動いていた (図 11, 右)。これは上向き浸透流により、基礎内側周辺の土圧が小さくなり、基礎先端に押された土粒子がスカート内に移動しやすくなっているためであると考えられる。

(5) ひずみ速度についての考察

PIV 解析から得られた速度勾配テンソルを計算し、ひずみ速度について考察する。基礎沈下時におけるせん断変形

の様子を最大せん断ひずみ速度を計算することにより検討する。最大せん断ひずみ速度を以下の式で定義する。

$$1/2\dot{\gamma}_{max} = \sqrt{\{1/2(\partial u/\partial x - \partial v/\partial y)\}^2 + \{1/2(\partial v/\partial x + \partial u/\partial y)\}^2} \quad (7)$$

ここで、 $1/2\dot{\gamma}_{max}$: 最大せん断ひずみ速度(1/s), u : 水平方向速度, v : 鉛直方向速度である。式(7)の平方根の中の第 1 項は、純粋せん断を表しており、鉛直方向に縮んで水平方向に広がる速度である。第 2 項は、単純せん断を表しており、ずり変形する速度である。Case3 (サクシオンなし) と Case4 (サクシオンあり) の実験データを用いて、せん断変形の様子を検討する。

Case3 (サクシオンなし) の実験で沈下量が 45mm に達した時の、最大せん断ひずみ速度を計算した。結果を図 12 (左) に示す。図中で白色の実線で囲まれた部分が基礎先端を表している。せん断変形している部分を赤色で表示している。せん断はスカート周面および先端で集中しており、変形の局所化が見られた。また、基礎先端で二等辺三角形をした主働くさびのような領域があり、その頂点からすべり線のようなものがスカート内外に向かって、ほぼ左右対称に伸びている様子が分かる。この分布から、基礎直下の地盤はある程度は基礎と一体となって剛体として、地盤の中に押し込まれていると考えられる。そして、このくさびが沈もうとすることで左右の土塊で抵抗が働き、破壊し、沈下すると考えられる。

図 12 (右) に沈下量が約 60mm に達した時の最大せん断ひずみ速度分布を示す。沈下量が 45mm の時と同様に、スカート周面および先端で変形の局所化が見られた。基礎先端付近で主働くさびのような領域が見られ、すべり線のようなものもほぼ左右対称に発達していることが観察できる。

Case4 (サクシオンあり) の実験で沈下量が 41mm に達した時の最大せん断ひずみ速度を計算した。結果を図 13 (左) に示す。Case3 と同様に、基礎直下で主働くさびのような領域が見られた。しかし、その形は不等辺三角形をしていることが分かる。また、すべり線のようなものはスカート内外に向かって発達しているのではなく、スカート内部に向かう方向に発達していることが分かる。これは、スカート内部の方が上向き浸透流により地盤の有効応力が低下し、受働抵抗が小さいため、内部に発達したものと考えられる。

図 13 (右) に沈下量が 70mm に達した時の最大せん断ひずみ速度分布を示す。沈下量が 41mm の時と同様に、基礎直下で不等辺三角形をした主働くさびのような領域が見られ、すべり線のようなものはスカート内部に発達していることが分かる。沈下量が 41mm の時と比較すると、より周面で変形が集中していることが分かり、沈下が進行すると周面抵抗が大きくなることが考えられる。

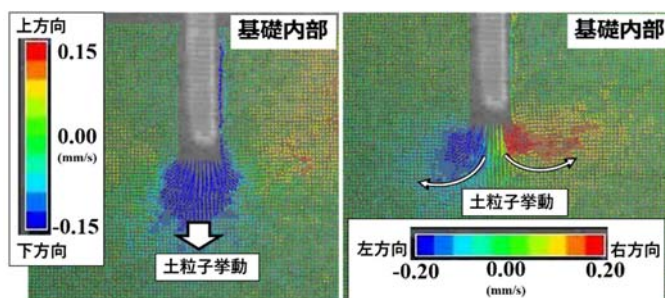


図 10 サクシオンなしの場合の土粒子の挙動
(Case1 : 貫入力 $I=34.3\text{N}$, 沈下量 $S=42\text{mm}$)
左図 : 鉛直方向, 右図 : 水平方向

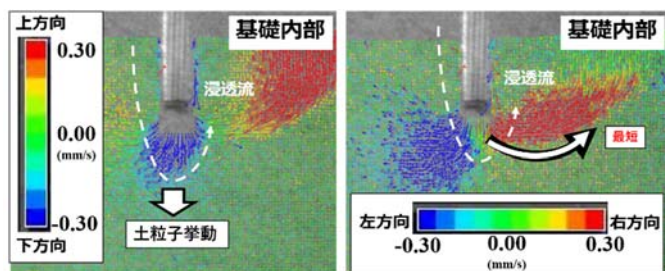


図 11 サクシオンありの場合の土粒子の挙動
(Case2 : 水位差 $h=45\text{mm}$, 沈下量 $S=35\text{mm}$)
左図 : 鉛直方向, 右図 : 水平方向

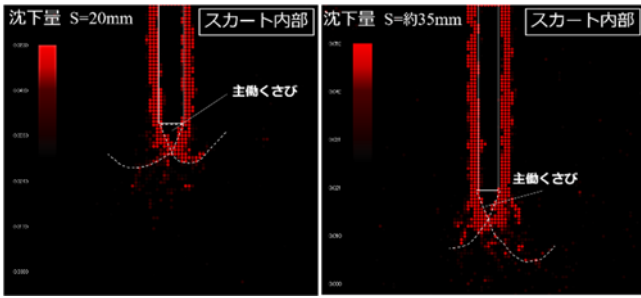


図 12 サクシヨンなしの場合の最大せん断ひずみ速度の分布
 左図：沈下量 $S=45\text{mm}$ のとき
 右図：沈下量 $S=60\text{mm}$ のとき

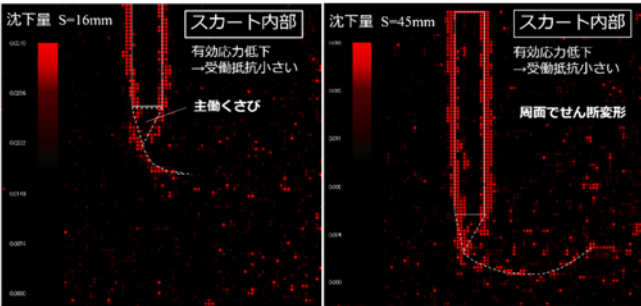


図 13 サクシヨンありの場合の最大せん断ひずみ速度の分布
 左図：沈下量 $S=41\text{mm}$ のとき
 右図：沈下量 $S=70\text{mm}$ のとき

3. 浸透流解析

3.1 解析概要

基礎貫入時挙動のメカニズムを理解するためには、サクシヨン載荷下における、土粒子挙動とは別に地盤内で発生している浸透流、間隙水圧の状態を把握することが重要である。しかしながら、地盤内の浸透流は目視観察が困難であるため、有限要素法 (FEM) を用いた定常解析により、飽和浸透流を求めた。解析では噴砂や盤ぶくれの発達過程、貫入による基礎先端付近の複雑な地盤の相対密度変化、過剰間隙水圧変化を再現することは不可能であるが、貫入時に地盤内で発生している浸透流の基礎的な知見を得ることを目的とした。解析計算には三次元飽和-不飽和浸透流解析ソフトである地層科学研究所 GEOSCIENCE の 3D-Flow を使用した。飽和/不飽和浸透問題、定常/非定常解析、不圧/被圧地下水問題、透水係数の異方性考慮に対応可能である。

3.2 解析条件

解析条件について、地盤材料である豊浦砂のパラメータは実験条件と同様の透水係数 $k=2.21 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ 、飽和体積含水率 0.453 は室内試験結果より設定し、比貯留係数 0.005 は仮定した。解析は、Case4 の実験結果を対象に行った。Case2 の沈下量 $S=35, 45, 55, 65\text{mm}$ となったときの、それぞれの水位差 $\Delta h=54, 69, 84, 99\text{mm}$ を入力値とした。境界条件は、基礎根入れ部分を非排水壁とし、基礎内外の水位差を表現するために、基礎内外に異なる静水圧を入力した。

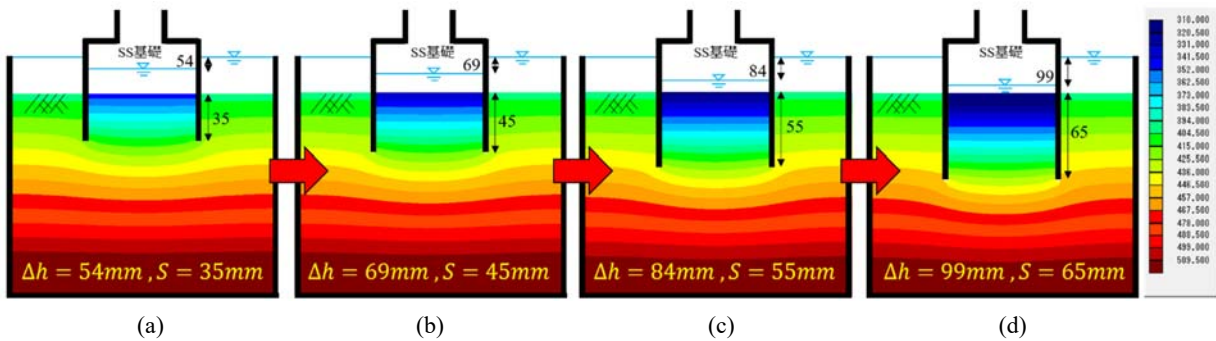


図 14 圧力水頭コンター図

(a) $\Delta h=54\text{mm}, S=35\text{mm}$ (b) $\Delta h=69\text{mm}, S=45\text{mm}$ (c) $\Delta h=84\text{mm}, S=55\text{mm}$ (d) $\Delta h=99\text{mm}, S=65\text{mm}$

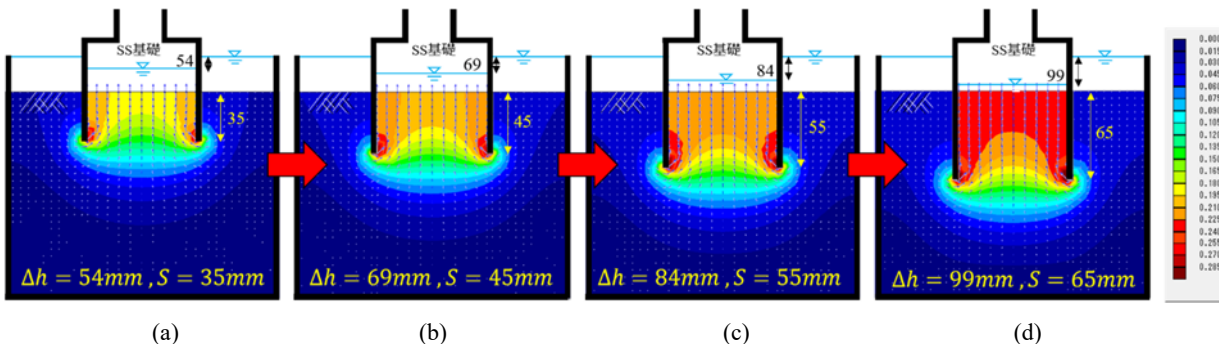


図 15 浸透流速コンター図

(a) $\Delta h=54\text{mm}, S=35\text{mm}$ (b) $\Delta h=69\text{mm}, S=45\text{mm}$ (c) $\Delta h=84\text{mm}, S=55\text{mm}$ (d) $\Delta h=99\text{mm}, S=65\text{mm}$

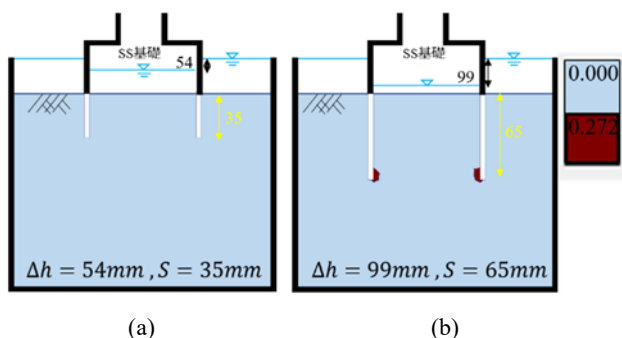


図 16 限界流速の二値化

(a) $\Delta h=54\text{mm}$, $S=35\text{mm}$ (b) $\Delta h=99\text{mm}$, $S=65\text{mm}$

3.3 実験・解析結果および考察

(1) 圧力水頭分布

図 14 に圧力水頭コンター図の結果を示す。定常解析では、十分時間が経過し、間隙水圧が平衡状態に至ったときの分布を示している。基礎内の水位低下に伴い、基礎内の圧力水頭が低下している。また、基礎内の水位低下（沈下の進行）に対して、基礎外の圧力変化は小さいことが分かる。しかし、基礎内では、コンターが密になっており、圧力変化、圧力勾配が大きくなっている。そのため、基礎内には大きな外力が働いていることが考えられる。

(2) 浸透流速分布

図 15 に浸透流速コンター図の結果を示す。沈下量 $S=35\text{mm}$ の時、浸透流速は基礎先端から内壁にかけて大きくなっている。沈下の進行に伴い、浸透流速が大きい範囲は次第に広がっていき、沈下量が $S=65\text{mm}$ の時には基礎内で均一に大きくなっている。これは、沈下が小さいときには最も浸透経路長の短い壁面付近のみに流入が集中するが、沈下が大きくなると、より広範囲から内側地盤に流入する浸透流同士が相互に押合う効果で均一に近い流速になったためだと考える。

浸透流を受ける土粒子の移動開始の指標となる限界流速を基準に二値化した分布を図 16 に示す（限界流速を赤色で示す）。限界流速については、杉井らにより提案された多粒子限界流速の式⁴⁾を用いて算出した。沈下量が $S=35\text{mm}$ の時には、限界流速は発生していないが、沈下量が $S=65\text{mm}$ の時には、基礎先端から内壁付近で限界流速が発生した。また、この結果は PIV 解析による土粒子の移動が先端付近で確認された事実と整合する。

4. まとめ

本研究では、スカートサクシオン基礎のサクシオンによる貫入時挙動のメカニズム解明に向け、実験及び解析を行った。半円筒模型を使用し、色砂を用いた実験や PIV 解析を行うことにより、基礎沈下時の土粒子の挙動について可視化することに成功し、サクシオンによる基礎沈下時の地盤の変形が明らかとなった。実験結果および解析結果から、以下の知見を得ることができた。

1) 貫入力と沈下量の関係について、サクシオンありの方がサクシオンなしの場合に比べ、小さい貫入力でも沈下

しており、基礎の沈下においてサクシオンに起因する地盤の有効応力の低下が沈下を大きく支配していることが明らかとなった。

- 2) 動水勾配の上昇に伴い、極限支持力は低下する。本実験においては、沈下させるのに必要な理論上の貫入力 (8.5kN/m^2) の約半分 (4.4kN/m^2) の力でも動水勾配を 0.1 程度上昇させることで沈下が発生することが確認できた。
- 3) 色砂を用いた実験により、サクシオンありの場合については、基礎内の盤ぶくれの着色層の形が M 字形に変形する様子が観察された。これは、サクシオンなしの場合については観察されず、浸透による地盤の変形であることが明らかとなった。
- 4) PIV 解析により、水平方向の土粒子の挙動について、サクシオンなしの場合は基礎直下の土粒子が遠回りして基礎内部に入っていく様子が明らかとなった。サクシオンありの場合は、基礎直下の広い範囲の土粒子が浸透流により、上向きに最短で基礎内部に入っていく様子が明らかとなった。
- 5) ひずみ速度の計算により、サクシオンの有無に関わらず、せん断変形はスカート周面および先端に集中しており、変形の局所化が見られた。サクシオンがない場合にはすべり線は左右対称で基礎直下の地盤には二等辺三角形の主働くさびのような領域が見られた。サクシオンがある場合は、すべり線はスカート内部方向にのみ発達しており、基礎直下の地盤では不等辺三角形の主働くさびのような領域が見られた。これはスカート内部の方が上向き浸透流により、地盤の有効応力が低下し、受働抵抗が小さいためであると考えられる。
- 6) 浸透流解析により、基礎内部は基礎外部に比べ、圧力勾配が大きくなっており、基礎内には大きな外力が働いていると考えられる。沈下初期においては、浸透流速は基礎先端から内壁にかけて大きいですが、沈下が進行するにつれ、周辺地盤の広範囲から間隙水が集水されることで基礎内の浸透流速は一様に大きくなるのが明らかとなった。

本研究では、サクシオン基礎貫入時挙動のメカニズム解明に向け、基礎内部のゆるみを土粒子の挙動から定性的に評価した。今後は基礎内部のゆるみを間隙水圧の測定等により、定量的に評価することを試みる。

参考文献

- 1) 小山宏人ら, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.76, No.2, I_883-I_888, 2020.
- 2) (財)沿岸開発技術研究センター: サクシオン基礎構造物技術マニュアル, pp.42-69, 2003.
- 3) 河上房義・森芳信・柳沢栄司: 土質力学, 森北出版, 2012, pp.156
- 4) 杉井俊夫, 山田公夫, 中島賢: 多粒子限界流速を用いた地盤の浸透破壊メカニズムに関する研究, 地盤の浸透破壊のメカニズムと評価手法に関するシンポジウム論文集, pp.123-128, 2002.

土堤の落石捕捉性能把握を目的とした小型・実規模衝突実験と二次元 DEM 解析
Small and full-scale rockfall impact model test and 2D-DEM of soil embankment
for comprehension of rockfall grasping performance

木村 絢¹, 前田 健一², 磯合 凌弥³, 近藤 慶亮⁴, 鈴木 健太郎⁵, 石原 寛也⁶

- 1 名古屋工業大学大学院・社会工学系プログラム a.kimura.020.@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学大学院教授・高度防災工学センター maeda.kenichi@nitech.ac.jp
- 3 名古屋工業大学大学院・社会工学系プログラム r.isoai.791@stn.nitech.ac.jp
- 4 名古屋工業大学大学院・社会工学系プログラム k.kondo.690@stn.nitech.ac.jp
- 5 構研エンジニアリング suzu@koken-e.co.jp
- 6 寒地土木研究所 ishihara-h@ccri.go.jp

概 要

我が国では大規模な落石災害の発生リスクが高まっており、落石対策の合理化が求められている。落石対策工の1つである落石防護土堤は土のみで構成され、施工性、経済性などに優れた落石対策工法であるが、土堤の落石エネルギーの吸収・消散のメカニズムについて未だ定量的評価がなされていない。本研究では小型及び実規模土堤を対象とした落体衝突実験を対象に二次元個別要素法（以下、2D-DEM）による再現解析を実施し、土堤衝突時の落体反発挙動やエネルギーの減衰性状について検討を行った。その結果、実験結果では土堤のエネルギー吸収性状について、落体の土堤への貫入がエネルギー吸収率に大きく影響することが示された。再現解析では落体の土堤への貫入後の挙動に課題が残る結果となった。特に、貫入後の落体の跳躍挙動を粒径幅等の各種パラメータを調整することで再現可能になることが期待される。

キーワード：落石、落石防護土堤、小型土堤実験、実規模土堤実験、数値解析

1. はじめに

我が国では、集中豪雨や大地震及び、高度経済成長期に整備されたインフラの更新時期とも重なり、大規模な落石災害の発生リスクが高まっている。落石災害は人命に直接関わるとともに、道路網の寸断等により地域経済に多大な被害を及ぼす。これらの被害を限られた財源や人材で最小限に抑えるため、適切な落石対策の実施が求められている。落石対策工の1つである落石防護土堤は土のみで構成され、施工性、経済性、環境負荷低減に優れた落石対策工法である。しかしながら、現在、主たる設計マニュアルとして用いられている落石対策便覧には落石防護土堤でのエネルギーの消散メカニズムなどが示されておらず、性能設計法は未だ確立されていない現状にある。そこで、本研究では落石防護土堤の性能設計法確立に向け、高さ 0.5m の土堤を対象とした小型土堤実験、高さ 2m の土堤を対象とした実規模土堤実験を実施し、土堤のエネルギー吸収性能や落体の動的挙動について検討した。加えて個別要素法による数値解析を用いてスケールの異なる際の各種パラメータの設定について検討を行った。

2. 実験概要

本研究では高さ 0.5m の土堤を対象とした小型土堤実験及び高さ 2m の土堤を対象とした実規模土堤実験を実施した。小型土堤実験では土堤材料並びに衝突外力を変化させ、挙動の違いについて検討を行った。また、実規模土堤実験では小型土堤実験で得られた結果との比較、検討を行った。

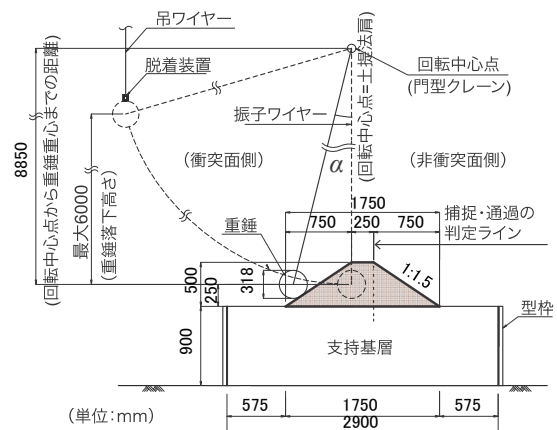


図 1 実験概要図（小型土堤実験）

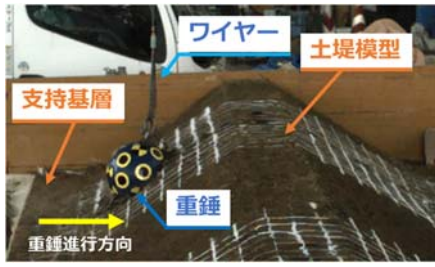


図 2 実験時の様子

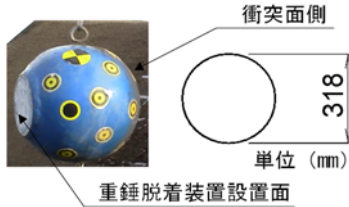


図 3 小型土堤実験用落体

2.1 小型土堤実験

図 1 に小型土堤実験の実験概要図を示す。本実験では実スケールの 1/5~1/4 を想定し、高さ 0.5m の土堤を作成した。また、天端幅 0.25m、法勾配 1:1.5 とし土堤は厚さ 0.9m の支持基層上に設置した。土堤本体は厚さ 0.25m ごとに、支持基層は厚さ 0.3m ごとに敷きならし、振動締め機により締め固めながら成形した。また、落体衝突後の土堤内部の変状計測のために 5~6 本の着色砂を土堤断面方向に埋設した。支持基層は土堤本体と同様の土砂材料を用いた。実験は図 2 に示すように落石を模した落体を振り子運動により、水平に土堤へ衝突させた。また、落体重心が土堤高さの半分となる土堤底面から 0.25m の高さに衝突するように調整した。図 3 に実験に使用した落体を示す。落体の質量は 54kg、形状は球形、落体直径は土堤高さの 3/5 程度の 0.318m であり、既製品の鋼製半球キャップにコンクリートを充填させたものである。表 1 に実験ケース一覧、表 2 に土堤材料の物性値を示す。本実験では土堤材料を砂質土、粘性土の 2 種類、落体の落下高さを 2m、6m の 2 種類とした計 4 ケースの実験を行った。なお、落体の重心が非衝突面側の法肩を通過したケースを通過、通過せずに停止したケースを捕捉と定義した。表 1 中の実験ケース名について、一番左側の文字が土堤材料 (S: 砂質土, C: 粘性土) を表しており、H に付随する数字が落下高さ (m) を表している。

2.2 実規模土堤実験

図 4 に実規模土堤実験の実験概要図を示す。本実験では実スケールを想定し、ポケット部及び土堤は落石対策便覧に記載されている形状寸法に倣い、斜面法尻から土堤衝突面側の天端までの距離を 5m、ポケット表層からの土堤の高さ 2m とした。土堤寸法について、法勾配は土のみの盛土として安定する最急勾配である 1:1.2、天端幅は土堤の破壊性状を計測するために 0.3m (通常は 1m 以上で施工

表 1 実験ケース一覧 (小型土堤実験)

ケース名	土堤材料	落下高さ (m)	位置エネルギー (kJ)	土堤衝突角 (°)	衝突速度 (m/s)	実験結果
S-H2	砂質土	2	1.06	37.7	7.12	捕捉
S-H6	砂質土	6	3.18	37.7	11.04	通過
C-H2	粘性土	2	1.06	37.7	6.70	捕捉
C-H6	粘性土	6	3.18	37.7	11.29	捕捉

表 2 土堤材料物性値 (小型土堤実験)

項目	単位	試験結果	
		砂質土	粘性土
地盤材料の分類名	-	砂	シルト
土粒子の密度	g/cm ³	2.58	2.66
均等係数	-	2.15	6.21
最適含水比	%	20.8	29.4
自然含水比	%	10.0	20.4
内部摩擦角	度	36.5	29.8
粘着力	kN/m ²	0.75	4.60

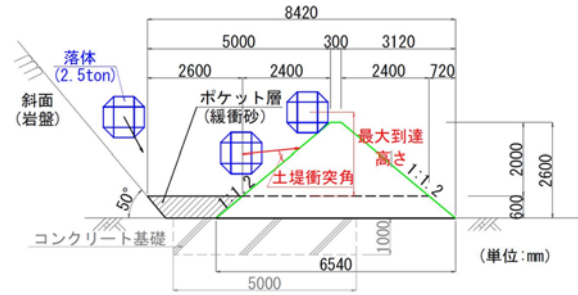


図 4 実験概要図 (実規模土堤実験)

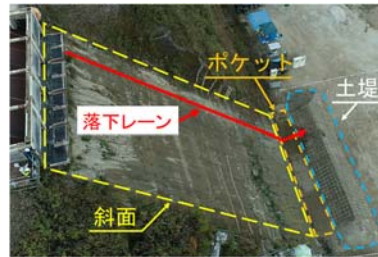


図 5 実験場風景

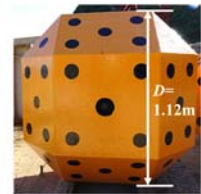


図 6 実規模実験用落体

される), 土堤延長は 16m とした。土堤の施工については、厚さ 0.3m ごとに敷きならしバックホウ及びハンドガイドローラーにより走行転圧を行った。図 5 に実験場風景を示す。図 5 に示す落下レーンから落体を落下させた。本実験で用いた斜面は最大高さ 30m、勾配 50° である。ネットで覆った落体をクレーンで吊り下げ、斜面と接するように配置したのち、ネットを解放させることで落体を落下させた。図 6 に実験で使用した落体を示す。本実験で使用した落体は ETAG²) に準拠した質量 2.5ton の多面体落体である。表 3 に実験ケース一覧、表 4 に土堤材料の物性値を示す。なお、土堤基礎の変形による影響を小さくするため基礎部には厚さ 1m のコンクリートブロックを設置した。

表 3 実験ケース一覧 (実規模土堤実験)

ケース名	落下高さ (m)	位置エネルギー (kJ)	土堤衝突角 (°)	衝突速度 (m/s)	実験結果
H15	15	367.5	54.2	9.92	捕捉
H20	20	490.0	4.2	5.33	捕捉
H25	25	612.5	18.8	8.19	捕捉

表 4 土堤材料物性値 (実規模土堤実験)

項目	単位	試験結果	
地盤材料の分類名		細粒分まじり砂質礫	
土粒子の密度	g/cm ³	2.628	
自然含水比	%	23.9	
粒度	石分 (75mm 以上)	%	0
	礫分 (2~75mm)	%	26.9
	砂分 (0.075~2mm)	%	47.8
	シルト分 (0.005~0.075mm)	%	12.1
	粘土分 (0.005mm 未満)	%	13.2
	均等係数	—	167.14

また、実際の現場施工性を考慮し、ポケット表層の層厚は 0.6m とした。落下高さから換算した落体の位置エネルギーは 367.5kJ~612.5kJ である。なお、表 3 中のケース名について、H に付随する数字が落下高さ (m) を表している。また、本実規模実験では実施したすべてのケースで落体は土堤の法肩を乗り越えず、捕捉された。

2.3 計測項目

小型土堤実験、実規模土堤実験共に測定項目は落体衝突時の落体挙動及び実験後の土堤変状である。落体挙動は高速度カメラを用いた画像解析より算出した。高速度カメラによる画像解析では 3 台の高速度カメラ (小型土堤実験 : 1000fps, 実規模土堤実験 : 500fps) を用いて落体の表面に貼り付けた複数のターゲットの挙動を画像解析し、ターゲットの 3 次元挙動を計測した。得られたターゲットの 3 次元挙動から落体の重心座標を算出し、重心座標を元に落体の軌跡、速度、角速度、運動エネルギー等を算出した。ただし、画像解析から算出した速度及びエネルギーは土堤衝突時に飛散した土粒子や光の反射によりターゲットが隠れてしまうことが原因でノイズが大きくなってしまった。そこで、スパイクノイズを取り除くため小型土堤では 3words (3ms) の中央値処理を施した後、5words (5ms) の矩形移動平均処理により、実規模土堤では 7words (14ms) の移動平均処理によりデータをスムージングした。実験後の土堤変状は手動にて計測した。

3. 実験結果及び考察

3.1 小型土堤実験

小型土堤実験に関しては既往研究³⁾の再整理を行った。

(1) 落体軌跡図

図 7 に小型土堤実験の各ケースの落体軌跡図を示す。

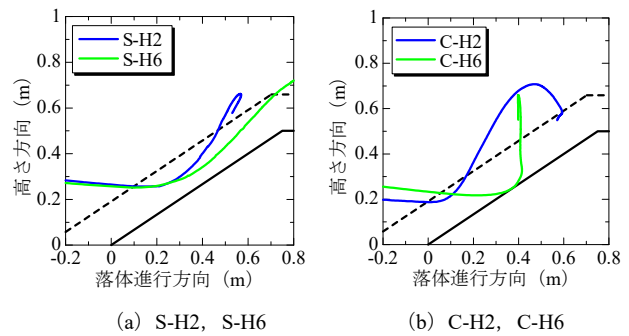


図 7 落体軌跡図 (小型土堤実験)

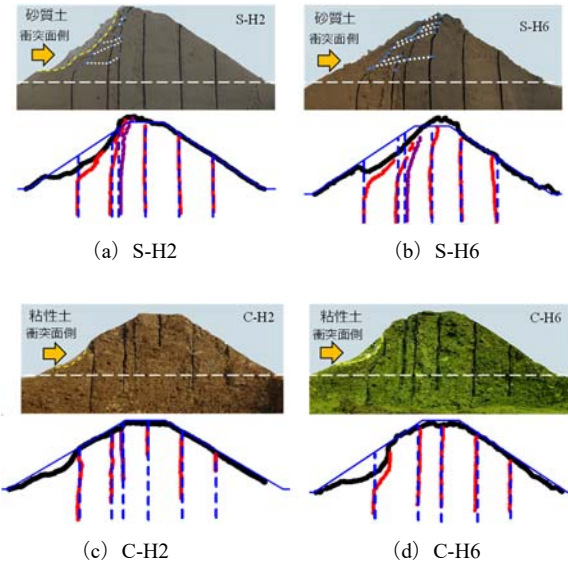
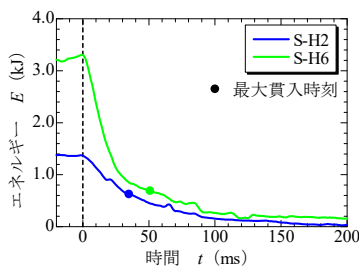


図 8 実験後の土堤断面図 (小型土堤実験)

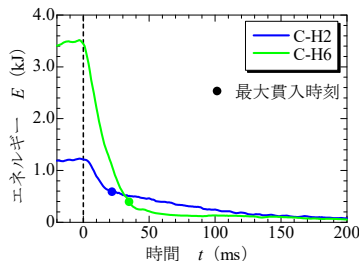
なお、図中の黒実線が土堤の外形線を、黒破線が落体半径分の土堤のオフセットラインを表している。軌跡がオフセットラインと交わったときに落体が土堤に接触したことを意味する。図より、いずれの落下高さ、土堤材料においても落体は土堤に衝突した直後は土堤へ貫入していることがわかる。しかし、貫入後は土堤材料により異なる挙動を示している。貫入後の挙動について、S-H2 は法面をかけた後に跳躍し、捕捉された。S-H6 は S-H2 より大きく土堤に貫入し、法面をかけることで天端を乗り越え、土堤を通過する結果となった。C-H2 は土堤天端方向へ跳ね上がり、C-H6 は鉛直上方へ跳ね上がる挙動となっている。なお、小型土堤実験では S-H6 のみ落体が土堤を通過する結果となった。

(2) 土堤の変形状

土堤材料の違いによる落体挙動の違いについて考察するため、図 8 に各ケースの実験終了後の土堤断面図を示す。なお、C-H2 は着色砂設置時の不備で、着色砂下部が欠損している。上段の写真中の黄色破線は落体衝突後に変形が見られた土堤部分の外形線を、白破線は土堤法尻の延長線を示す。加えて、着色砂のせん断変形がみられた箇所を青実線で、着色砂のせん断変形から予測した想定すべり線を白点線で追記している。また、下段には衝突断面の写真から作成した土堤の衝突断面における変形図を示す。



(a) S-H2, S-H6



(b) C-H2, C-H6

図 9 全運動エネルギーの時刻歴波形 (小型土堤実験)

図中の青実線、青破線が落体衝突前の土堤の外形線と着色砂を表し、黒実線と赤実線は落体衝突後の土堤の外形線と着色砂を示す。S-H2, S-H6 では土堤の衝突面側が広範囲にわたり変形しており、複数のすべり線が土堤下方から上方に向かって非衝突面側へ形成されていることがわかる。これは落体の貫入及びかけ上がり時に形成されたと考える。また、既往の研究³⁾から、貫入の初期段階にせん断部が形成され、時間の経過とともに形成されたせん断部が進展したと推察される。このように、土堤材料が砂質土の場合は多くのせん断箇所がみられたことから、せん断による変形が卓越すると考える。C-H2, C-H6 では砂質土よりも土堤の変形範囲が狭く、衝突部に最も近い着色砂のみが変形しており、他の着色砂の変形はみられない。C-H6 では衝突箇所が大きく湾曲している様子が観察されるが、土堤内部にせん断箇所は見られない。このことから、土堤材料が粘性土の場合は圧縮変形が卓越すると考える。

以上より、砂質土と粘性土の土堤材料としての性能を比較すると、砂質土は変形耐力が小さく、せん断による変形が卓越し、粘性土では圧縮変形が卓越することが示された。この特性の違いにより土堤衝突後の落体挙動に差が生じたと考える。

(3) エネルギー減衰性状

図 9 に各ケースの全運動エネルギーの時刻歴波形を示す。全運動エネルギー E は式(1)に示すように、落体重心の速度から求められる線速度エネルギー E_v と落体の回転エネルギー E_r の和により算出した。

$$E = E_v + E_r \quad (1)$$

ここで、線速度エネルギー E_v 、回転エネルギー E_r はそれぞれ式(2)、式(3)により算出した。

$$E_v = \frac{1}{2} M v^2 \quad (2)$$

$$E_r = \frac{1}{2} I \omega^2 \quad (3)$$

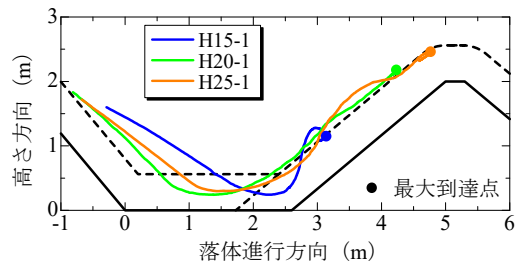


図 10 落体軌跡図 (実規模土堤実験)

ここに、 m : 落体の質量

v : 落体の線速度 (x, y, z 方向の線速度を合成)

I : 落体の慣性モーメント

ω : 落体の角速度 (rad/s)

小型土堤実験においては全ケースにおいて回転エネルギーの占める割合が全運動エネルギーの 2~6%であったため、全運動エネルギーのみ示した。なお、図は落体が土堤に衝突した時刻を 0ms としており、最大貫入時刻を丸プロットにて示す。図より、いずれの土堤材料・落下高さとも衝突後約 50ms にかけて運動エネルギーが急激に減少し、衝突後約 100ms までには緩やかな減衰または一定な推移に転じていることがわかる。また最大貫入時刻までのエネルギー減衰に着目すると、粘性土のケースの方が急なエネルギー減衰となっており、最大貫入時刻でのエネルギーが小さくなっていることが読み取れる。これは粘性土では落体の衝突により圧縮変形が卓越することに起因すると推察する。以上より、砂質土より粘性土の方が土堤衝突による落体のエネルギー減衰が大きくなることが示唆された。

3.2 実規模土堤実験

(1) 落体軌跡図

図 10 に実規模土堤実験の各ケースの落体軌跡図を示す。なお軌跡図は斜面法尻を原点としており、黒実線が斜面・ポケット部・土堤の外形線を、黒破線が落体半径分のオフセットラインを示している。H15 はポケット部への貫入中に落体が土堤に衝突しており、土堤に貫入した後、土堤法面上を再び跳躍することで土堤から離れ、再度土堤に衝突することで捕捉された。再衝突する際、落体は法面に対してほぼ垂直に衝突しているため、再衝突後に法面をかける挙動は見られなかった。H20, H25 は落体がポケット部に衝突した後、ポケット部から跳躍して緩衝層を脱出する段階で土堤に衝突した。その後、法面をかける挙動となり捕捉された。ここで小型土堤実験の落体軌跡図と比較すると、H15 のみ落体が土堤に貫入した後、鉛直上方向に跳ね上がる挙動を示し、C-H2 と似た挙動をとっていることがわかる。ここで、各ケースの土堤衝突角に着目すると、小型土堤実験の衝突角は 37.7° であり、実規模実験では H15 が 54.2° 、H20 が 4.2° 、H25 が 18.8° となっている。このことから、小型土堤実験の衝突角と最も近くなった H15 では落体挙動が類似したと考える。

(2) 土堤の変形状

図 11 に落体衝突後の土堤の様子を示す。また、図中にはポケット部及び土堤の変状範囲を示す。ここで衝突痕は

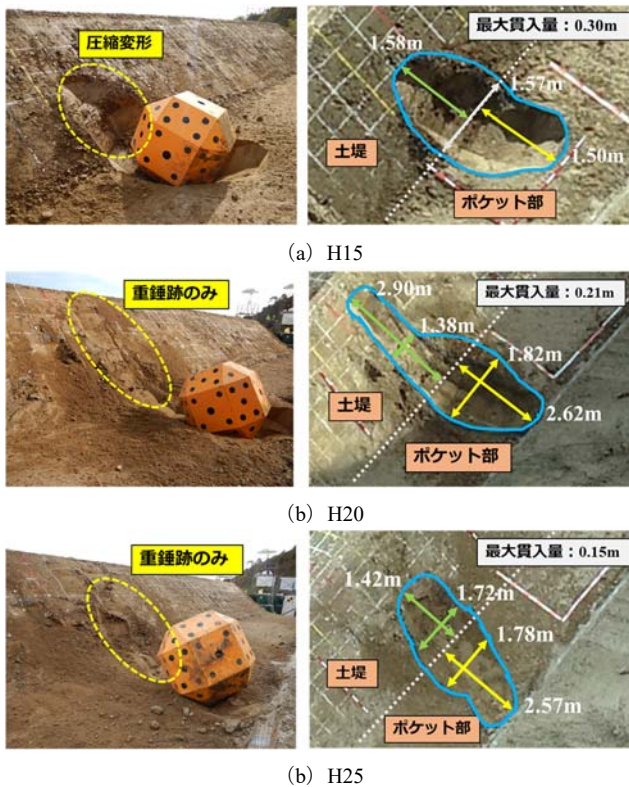


図 11 ポケット部及び土堤の変状 (実規模土堤実験)

ポケット部から土堤本体にかけて連続していたため、ポケット部と土堤部に分けて寸法を記載した。H15では、落体がポケット部と土堤の境界付近に大きく貫入し、土堤法面が圧縮変形していることがわかる。これは貫入中に速度減衰することなく土堤本体に直接衝突したことに起因すると思われる。また、小型土堤の粘性土の変形挙動と比較すると、衝突部に圧縮変形が見られる点については、概ね同等の挙動を示したと判断できる。また、H20、H25ではポケット部に大きな変形が見られるが、土堤本体には落体のかけ上がりによる跡が見られるが、貫入はほとんど生じていないことがわかる。これらのケースでは落体がポケット部に衝突した後にポケット部からの跳ね返り中に土堤に衝突していたことで、土堤衝突時のエネルギーが小さく、かつ土堤への衝突角が浅くなったために、土堤本体の変形が小さくなったと推察される。加えて、実規模実験では回転が作用していることで落体が法面を駆け上がる挙動が卓越したと考える。以上より、落体が土堤に直接衝突する場合など、衝突時の外力及び衝突角が大きい場合には小型土堤実験と同様に圧縮による塑性変形が目立つ結果となったが、衝突時の外力が小さく、衝突角が浅い場合にはかけ上がり挙動に転じやすくなることで土堤の変状が小さくなることが示唆された。

(3) エネルギー減衰性状

図 12 に各ケースのエネルギーの時刻歴波形を示す。図は落体が土堤に衝突した時刻を 0ms としており、ポケット部衝突及び土堤衝突を破線にて示す。なお、線速度エネルギーを赤線、回転エネルギーを青線、全運動エネルギーを黒線で示している。それぞれのエネルギーの算出方法は

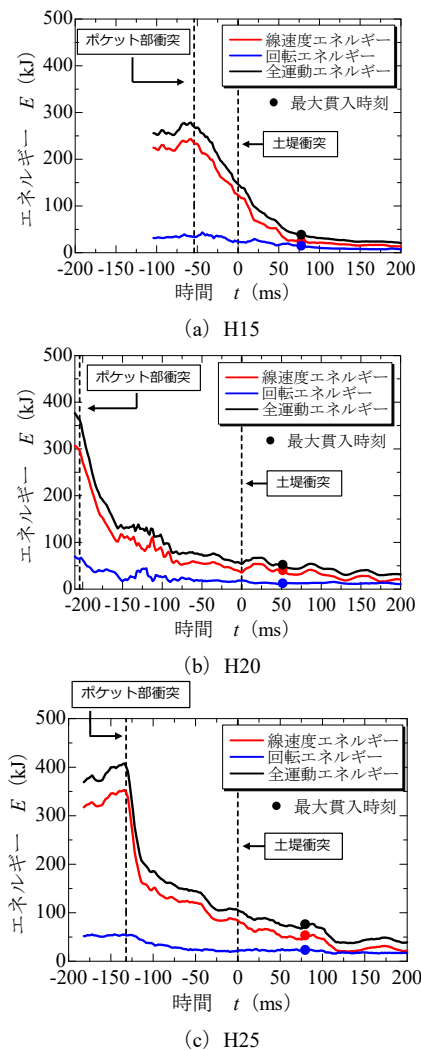


図 12 エネルギーの時刻歴波形 (実規模土堤実験)

3.1(2)中の式 (1) ~ (3) の通りである。また、最大貫入時刻をプロットにて示しており、土堤衝突後のエネルギーの時刻歴波形の拡大図を図 18 に示す。図より、いずれのケースにおいてもポケット部衝突時から急激にエネルギーが減衰していることが読み取れる。また、土堤衝突時 (0ms) のエネルギーに着目すると、位置エネルギーの最も小さい H15 の衝突時エネルギーが最も大きくなっていることがわかる。これは H20、H25 はポケット部に衝突した後に土堤に衝突しているのに対して、H15 ではポケット部と土堤の境界付近に衝突したため、ポケット部でのエネルギー減衰が小さかったことが要因であると考えられる。土堤衝突後のエネルギーの減衰勾配に着目すると、H15 では土堤衝突直後から最大貫入時刻にかけて継続的にエネルギーが減衰し、その後の減衰は緩やかとなっていることがわかる。また、線速度エネルギーの減少よりも回転エネルギーの減少の方が緩やかになっており、時間とともに線速度エネルギーと回転エネルギーが近い値をとるようになることが読み取れる。H20、H25 では土堤衝突以降では緩やかな減衰となっている。これらのケースは土堤衝突時のエネルギーが小さいため、3.2(2)で示したように土堤の変形が小さくなり、緩やかなエネルギー減衰になったと考える。

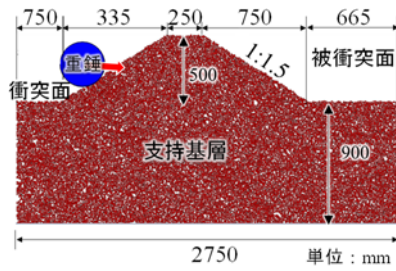


図 13 解析モデル (小型土堤実験)

表 5 解析パラメータ (小型土堤実験)

パラメータ	記号 (単位)	基本設定値	
		粘性土	砂質土
最大粒径	D_{max} (m)	0.0159	0.0159
最小粒径	D_{min} (m)	0.00795	0.00795
平均粒径	D_{50} (m)	0.0119	0.0119
粒子の密度	ρ_s (kg/m ³)	2650	2650
法線方向ばね定数	k_n (N/m)	1.0×10^7	2.0×10^7
接戦方向ばね定数	k_s (N/m)	2.5×10^6	5.0×10^6
粒子間摩擦角	ϕ_u (deg.)	25	25
減衰定数	h	1.0	1.0
ボンド直径	D_b (m)	0.015	0.015
ボンドばね定数	k_b (N/m)	2.0×10^8	2.0×10^8
ボンド強度	s_b (Pa)	3.0×10^6	0.6×10^6

4. 数値解析及び考察

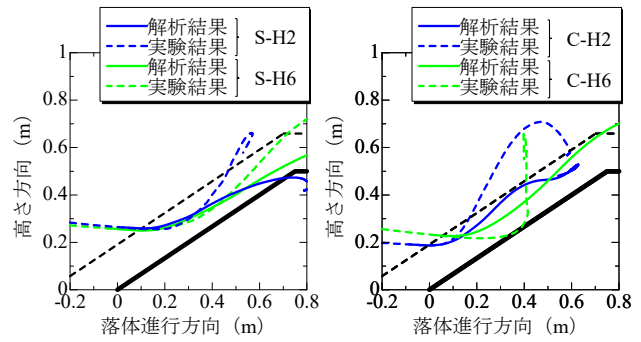
4.1 小型土堤実験の再現解析

(1) 解析概要

図 13 に 2D-DEM による小型土堤実験の再現解析の解析モデルを示す。2D-DEM による再現解析は既往の研究で用いられてきたモデルと同じであり、落石による粒状性の堆積層内の衝撃力伝達挙動の再現実績のあるモデル⁴⁾を用いて実施した。土堤の断面形状は実験と同じ条件で、土堤下部には厚さ 0.9m の支持基層を設けている。表 5 に解析パラメータを示す。解析パラメータは砂質土を土堤材料として実施した既往研究³⁾を参考に設定した。既往研究³⁾では粒子直径に関して最大粒径が落体直径の 1/10 として設定していたが、今回は砂質土、粘性土ともに粒径を既往研究の値の 1/2 すなわち最大粒径が落体直径の 1/20 として最大粒径 $D_{max}=0.0159$ 、最小粒径 $D_{min}=0.00795$ に設定した。なお、粒径を小さくすると同一体積中の粒子数が増加し、土堤全体として剛性が低下するために土堤内の局所的な変形・破壊モードの再現性が向上することがわかっている。また、それぞれの土堤材料に対して粘着力を既往の研究で実施した掘削解析⁵⁾と Culmann の斜面解析⁶⁾を参考に、砂質土は 3kPa、粘性土は 12kPa と設定した。

(2) 落体軌跡図による比較

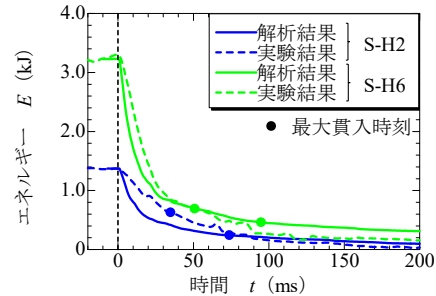
図 14 に各ケースの落体軌跡図を示す。軌跡図は衝突面側の土堤の法尻を原点としている。なお、黒実線と黒破線は実験結果の図と同じ意味を表す。また、破線が実験結果を、実線が 2D-DEM による解析結果を表している。



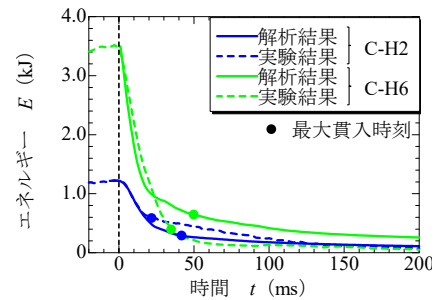
(a) S-H2, S-H6

(b) C-H2, C-H6

図 14 落体軌跡図 (小型土堤実験)



(a) S-H2, S-H6



(b) C-H2, C-H6

図 15 全運動エネルギーの時刻歴波形 (小型土堤実験)

図より、砂質土のケースに着目すると S-H2 では土堤が落体を捕捉しており、S-H6 では落体が土堤を通過する結果となり両ケースとも実験結果と同じ結果となった。貫入後の挙動については実験結果では跳躍挙動を示している一方で、解析結果は跳躍挙動が見られず、落体が土堤を通過する結果となった。粘性土のケースにおいては実験結果では C-H2、C-H6 の両ケースとも土堤が落体を捕捉したが、解析結果では C-H6 において土堤を通過する結果となった。捕捉結果が異なった要因として、実験結果では鉛直方向に跳ね上がり挙動を示している一方で解析結果ではかけ上がり挙動を示したことが挙げられる。以上より、貫入後の挙動の再現性が低いことは今後の課題であり、粘性土のケースの様実験結果において土堤から離れるほど大きく跳ね上がる場合には捕捉結果にも影響を及ぼすことがわかった。この様に解析精度を低下させた要因として、特に土堤の落体衝突時の圧縮変形を本解析モデルでは表現できていないことが挙げられる。土堤の圧縮性能に実現象との差が生じた要因については 4.2(2) で示す。

(3) エネルギー減衰性状による比較

図 15 に各ケースの全運動エネルギーの時刻歴波形を示す。なお、図は落体が土堤に衝突した時刻を 0ms としており、最大貫入時刻を丸プロットにて示す。また、破線が実験結果を、実線が 2D-DEM による解析結果を表している。図より、解析結果が実験結果よりも法面へのかけ上がり挙動を顕著に示した S-H2, S-H6, C-H2 のケースでは土堤衝突直後の全運動エネルギーの減衰勾配が実験結果よりも大きくなっている。これは実験結果では落体は土堤衝突後に跳躍挙動を示したが、解析では落体が土堤へ貫入した後にかけ上がり挙動を示したことで、落体と土堤法面に生じる摩擦等によりエネルギーが減衰したため、エネルギーの減衰勾配が大きくなったと考える。一方、実験では土堤衝突後に鉛直上方へ跳ね上がる挙動を示したが、解析結果では法面へのかけ上がり挙動を示した C-H6 では、最大貫入時刻以降に実験結果よりも全運動エネルギーが大きな値で横ばいに推移していることが読み取れる。これは、図 14 の軌跡図より貫入量の違いによるものと考えられる。解析結果の貫入量の方が小さいため、全運動エネルギーの減少が小さく、最大貫入時刻以降に一定の値で推移する全運動エネルギーが実験結果より大きくなったと推察される。

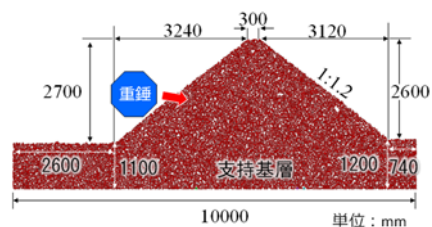


図 16 解析モデル (実規模土堤実験)

表 6 解析パラメータ (実規模土堤実験)

パラメータ	記号 (単位)	基本設定値
最大粒径	D_{max} (m)	0.05
最小粒径	D_{min} (m)	0.025
平均粒径	D_{50} (m)	0.0375
粒子の密度	ρ_s (kg/m ³)	2650
法線方向ばね定数	k_n (N/m)	2.0×10^7
接戦方向ばね定数	k_s (N/m)	5.0×10^6
粒子間摩擦角	ϕ_u (deg.)	25
減衰定数	h	1.0
ボンド直径	D_b (m)	0.025
ボンドばね定数	k_b (N/m)	2.0×10^8
ボンド強度	s_b (Pa)	8.0×10^5

4.2 実規模土堤実験の再現解析

(1) 解析概要

図 16 に 2D-DEM による実規模土堤実験の再現解析の解析モデルを示す。2D-DEM による再現解析は 4.1(1)と同じモデルを用いて実施した。土堤の断面形状は実験と同じ条件で、土堤下部には衝突面側には厚さ 1.1m の支持基層を、非衝突面側には厚さ 1.2m の支持基層を設けている。衝突面側と非衝突面側で支持基層の厚さを変更させた理由は、再現解析において落体初期位置を定める際にポケット表層と落体が重複してしまい、解析を正常に実施できなくなる事例が生じたためである。また、表 6 に解析パラメータを示す。粒径の設定値は小型土堤実験と同様に最大粒径が落体直径の 1/20 となる様に最大粒径 $D_{max}=0.05$ 、最小粒径 $D_{min}=0.025$ (小型土堤実験では最大粒径 $D_{max}=0.0159$ 、最小粒径 $D_{min}=0.00795$) とした。

(2) 落体軌跡図

図 17 に各ケースの落体軌跡図を示す。軌跡図は衝突面側の土堤の法尻を原点としている。なお、図中の黒実線が土堤の外形線を、黒破線が落体半径分の土堤のオフセットラインを表しており、軌跡がオフセットラインと交わったときに落体が土堤に接触したことを示す。また、破線が実験結果を、実線が 2D-DEM による解析結果を表している。図より、H25 のケースを除いて解析結果は実験結果に等しく土堤が落体を捕捉する結果となった。落体が土堤を通過する結果となった H25 においては実験結果では法面へのかけ上がり挙動の途中で跳躍している一方で、解析結果は跳躍することなく法面へのかけ上がり挙動を示したことで異なる挙動になったと考える。捕捉時の到達高さに着目すると解析結果は実験結果と概ね一致したことから、一定

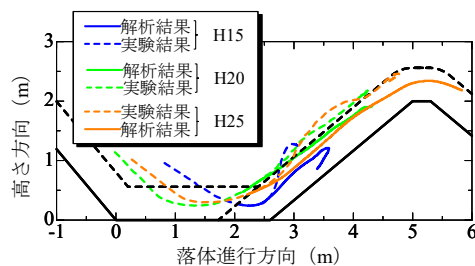


図 17 落体軌跡図 (実規模土堤実験)

程度の再現性を示すことができたと考えられる。

小型土堤実験及び実規模土堤実験のどちらにおいても解析では跳躍挙動が表現されにくい傾向にある。特に、小型土堤実験では天端方向や鉛直方向への跳ね上がり挙動を再現できなかった点において実規模土堤実験よりも課題が残る結果となった。実験において跳躍挙動が見られる要因として、土堤が軟らかく、圧縮性が高いために土堤衝突により作用する力を土堤全体で吸収している可能性が考える。これらを解析で表現するために、土堤の吸収力すなわち軟らかさを考慮するために、粒子密度を粒径幅の観点からアプローチすることを考える。実規模土堤実験と小型土堤実験の解析における最大粒径 D_{max} と最小粒径 D_{min} の差 (粒径幅) は実規模では 0.025m、小型では 0.00795m であり、前者の粒径幅の方が大きい。すなわち、実規模土堤実験の解析モデルの方が間隙比の変化の自由度、つまり粒子構造の変化のしやすさが高いことになる。したがって、実規模土堤実験の解析における土堤は、粒子間の噛み合わせが発揮されることで圧縮性が高い可能性がある。小型土堤実験においても実規模土堤実験と同様に一定程度の再

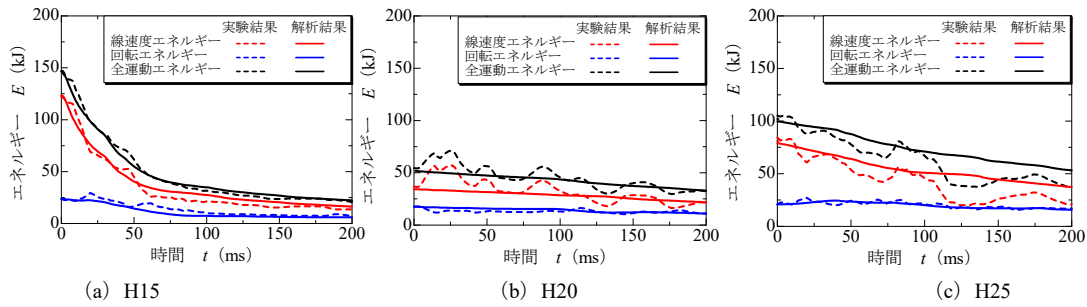


図 18 エネルギーの時刻歴波形 (実規模土堤実験)

現性を示すためには、最大粒径 D_{max} と最小粒径 D_{min} の設定方法を考え直す必要があると考える。ただし粒径を小さくすることで計算コストが増加するため、コストパフォーマンスとのバランスを考慮する必要性も生じる。今後はこの点に留意し、粒径等の最適な設定方法を検討する。

(3) エネルギー減衰性状

図 18 に各ケースの全運動エネルギーの時刻歴波形を示す。なお、図は落体が土堤に衝突した時刻を 0ms としている。また、破線が実験結果を、実線が 2D-DEM による解析結果を表している。図より、H25 のケースを除いて土堤衝突時のエネルギー及び 200ms 時のエネルギーは概ね一致しており、減少勾配の傾向を概ね再現できたと考える。H25 に関しては 4.2(2) で述べた通り、跳躍挙動を解析結果でも表現することができればエネルギーの時刻歴波形についても再現性が向上すると考える。

5. まとめ

本研究では落石防護土堤の性能設計法確立に向け、高さ 0.5m の土堤を対象とした小型土堤実験、高さ 2m の土堤を対象とした実規模土堤実験を実施し、落体の動的挙動や 2D-DEM を用いた再現解析における課題について検討した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 砂質土と粘性土の土堤材料としての性能を比較すると、砂質土は変形耐力が小さく、せん断による変形が卓越し、粘性土では圧縮変形が卓越することが示された。この変形特性の違いにより土堤衝突後の落体挙動に差が生じたと考える。
- 2) 粘性土では落体の衝突により圧縮変形が卓越することで、砂質土より粘性土の方が土堤衝突による落体のエネルギー減衰が大きくなることが示唆された。
- 3) 実規模実験より、落体が土堤に直接衝突する場合など、衝突時の外力及び衝突角が大きい場合には小型土堤実験と同様に圧縮による塑性変形が目立つ結果となった。一方で、衝突時の外力が小さく、衝突角が浅い場合にはかけ上がり挙動に転じやすくなることで土堤の変状が小さくなることが示唆された。
- 4) 2D-DEM により実規模土堤実験を再現した落体の土

堤衝突挙動は軌跡図及び全運動エネルギー波形は概ね再現できたことから、土堤のエネルギー吸収メカニズムを検討するために現行の 2D-DEM を適用することができると考える。

- 5) 小型土堤実験の解析では天端方向や鉛直方向への跳ね上がり挙動を再現できなかった点において実規模土堤実験よりも課題が残る結果となった。実験において跳躍挙動が見られる要因として、土堤が軟らかく、圧縮性が高いために土堤衝突により作用する力を土堤全体で吸収している可能性が考えられる。この特性を解析で表現するために、土堤の吸収力すなわち軟らかさを考慮する必要がある。そのために粒子密度を粒径幅の観点からアプローチをすることで再現性の向上を目指す考えである。

今後は小型土堤実験と実規模土堤実験の比較に向けて、スケール効果に関して実験及び数値解析の両面から検討を実施する予定である。

謝辞

本研究に用いた装置の一部は日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(B)20H02241 の助成を受けたものである。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 公益社団法人日本道路協会：落石対策便覧，pp.243-246，2017.
- 2) European Organization for Technical Approvals (EOTA)：ETAG27, Guideline for european technical approval of falling rock protection kits, p.34, 2008.
- 3) 松尾和茂，前田健一，堀耕輔，鈴木健太郎，今野久志：落石防護土堤の落石捕捉性能把握を目的とした模型実験及び数値解析，応用力学論文集 Vol.22, I_389-I_400201
- 4) 前田健一，羽柴寛文，刈田圭一，牛渡裕二，川瀬良司：二次元個別要素法を用いた落石による水平堆積層の衝撃力伝達挙動応用力学論文集 Vol.67, No.2, pp.355-364, 2011
- 5) 内藤直人，前田健一，田中敬大，堀耕輔，牛渡裕二，鈴木健太郎，川瀬良司：落石防護土堤の耐衝撃性能に及ぼす粘着力の影響に関する個別要素法解析，計算工学講演会論文集，Vol.22, 2017.
- 6) Culmann C: Die Graphische Statik Meyer and Zeller, Zur-ich, Switzerland, 1875.

空中写真測量を用いた崩壊斜面の経時変化に関する研究
-飛騨の風化変成岩を対象に-

A study of temporal changes in collapsed slopes using aerial photogrammetry
-the case of weathered metamorphic rocks in the Hida area-

山内 滉大¹, 藤井 幸泰², 日野 康久³, 加藤 歌那子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・213433009@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

3 KANSO テクノス

4 元名城大学

概 要

岐阜県飛騨市近辺は特別豪雪地帯に指定され、融雪による斜面災害が危惧されている。これを回避するには、斜面崩壊の初期現象を捉えることが効果的である。また、近年では無人航空機を用いた空中写真測量の利活用が急速に進められており、斜面崩壊への適用も図られている。そこで本研究では、空中写真測量を用いて斜面崩壊の初期現象を捉えることを目的とする。さらにその目的に必要な測量条件の把握も試みる。具体的には2021年4月に撮影した空中写真から斜面を3Dモデル化し、崩壊斜面表層の状態を観測する。さらに1年後の斜面の3Dモデルと比較し、経時変化を明らかにすることで、斜面崩壊の初期あるいは前兆現象の把握を試みる。これに加えて、撮影高度や標定点の数を変化させ、測量時の精度や解像度、コストを考慮した最適な撮影条件の調査も試みる。結果の一例として、撮影高度が100m以上の場合、15cm以下の落石などは3Dモデル上で判別できないことが確認された。

キーワード：岩盤斜面、特別豪雪地帯、無人航空機、斜面表層、Structure from Motion

1. はじめに

我が国は山地が多いため急な斜面も多く、降雨や融雪、地震等による斜面崩壊が起きやすい。斜面災害による被害を抑えるには、崩壊の恐れがある斜面を事前に把握することが重要である。そのためには、斜面崩壊の初期現象を捉えることが効果的である。その方法として、素早く安全な測量ができる空中写真測量を用いる。空中写真測量は、アナログ写真の頃から地すべり地等への活用が進められており¹⁻³⁾、近年では無人航空機(UAV: Unmanned Aerial Vehicle)による空中写真測量の斜面崩壊への適用も積極的に図られている(例えば尾原ほか⁴⁾など)。そこで本研究では、空中写真測量を用いて斜面表面の状態を経時的に観察し、斜面崩壊の初期現象を捉えることを目的とする。また、最適な測量条件の把握のため、撮影高度や標定点数、UAVの種類を変化させ、空中写真測量の精度や解像度の検証も行う。

測量条件の検証方法として、斜面崩壊の初期現象の一つである“落石”に見立てた実験を試みた。まず、大きさの異なる礫を2個ずつ、合計6個選定し、それらを任意に動かして移動前後の座標をトータルステーション(TS)と空

中写真測量で測定して比較を行った。

今回研究対象とする斜面は、岐阜県飛騨市河合町元田付近に位置している。(図1, 2)この近辺は特別豪雪地帯に指定され、融雪による斜面災害が危惧されている。さらに活断層である跡津川断層が小鳥川(おどりがわ)沿いに連続しており、地震による斜面崩壊のリスクも存在する。加えて、対象地の地質は変成岩である“飛騨片麻岩”を含む飛騨帯で構成されており、片理面に沿った亀裂が生じやすいため、斜面崩壊の要因になり得るとされている。



図1 研究対象地



図 2 対象斜面と小鳥川

2. 空中写真測量と使用機器

空中写真測量とは、航空機から撮影した空中写真を用いて、地形や地物の座標や標高を求める作業である。今回の測量では 2 種類の UAV を用いて実験を行う。撮影に使用した UAV と撮影条件を表 1 に示す。DJI Phantom4 PRO V2.0 は斜面でのプログラム飛行が困難であるため、手動撮影したため撮影枚数が高度や日にちによって異なる。

UAV は衛星測位システム (GNSS) を利用して自機の位置情報を把握している。しかし通常の GNSS 受信システムでは数 m~数十 m の位置誤差を含んでいる。RTK とは、Real Time Kinematic の略称であり、地上に設置する「固定局」からの位置情報データと移動する UAV などの「移動局」のやり取りによって、高い精度の測位を即時に可能にする衛星測位の技術であり、DJI Phantom4 RTK はこの機能を搭載している。

表 1 撮影に使用した UAV と撮影条件

機体名	撮影高度 (m)	撮影枚数		焦点距離 (mm)	地上解像度 (mm)	標定点数
		9 日 曇り	10 日 晴れ			
DJI Phantom4 PRO V2.0	30	253	221	8.61		
DJI Phantom4 RTK	50	76	76	8.8	13.71	3

3. 研究方法

ここでは現地での作業と、現地で取得した空中写真量と測量値を利用した室内解析とに分けて説明する。

3.1 現地作業

研究対象地は岐阜県飛騨市河合町元田付近の斜面である。2021 年 4 月 9 日と 10 日の 2 日間で撮影を実施した。

現地では下記の手順で標定点測量と UAV による空中写真撮影などを実施した。

- 1) 斜面全体の適切な位置に対空標識 (標定点) を設置
- 2) トータルステーション (TS) で標定点の座標を測定
- 3) 大中小の礫を 2 個ずつ、計 6 個を現地で選定
- 4) TS で礫の中心部の座標を測定
- 5) 撮影高度を変えて UAV で空中写真を撮影
- 6) 翌日に礫を動かした後、再度 5) と 6) を実施

標定点の位置を図 3 に示す。標定点とは、空中写真測量の測量精度を向上させるために設置する、座標値が明らかな点である。次に、選定した礫の位置を図 4 に、礫の大きさを表 2 に示す。

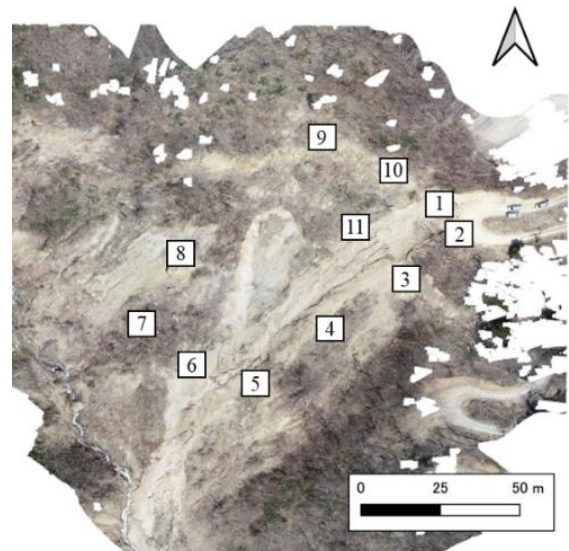


図 3 標定点の位置

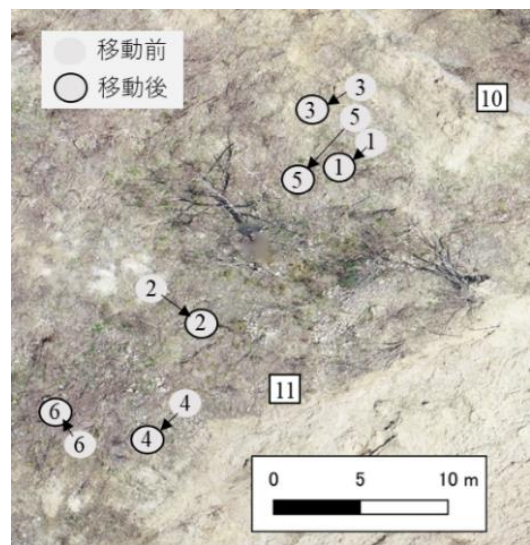


図 4 礫の位置

表 2 礫の大きさ

礫	礫の大きさ	礫の長径 (cm)	礫の短径 (cm)
I-1	小	10	7~8
I-2			
I-3	中	15~20	13~15
I-4			
I-5	大	20~30	20
I-6			

3.2 室内解析

3.2.1 室内での三次元モデル化

室内では SfM / MVS (Structure from Motion / Multi-view Stereo) ソフトを用いて、下記手順で斜面の三次元モデル化を実施した。

- 1) Agisoft Metashape へ空中写真を読み込む
- 2) アライメントを実施
- 3) 高密度クラウド構築
- 4) メッシュ構築をして、3次元モデルを作成
- 5) テクスチャー作業を実施

画像の重複部分から同一の特徴点をマッチングし、点の集合体を作成すると共に、撮影時の UAV の位置と撮影方向を復元する作業をアライメントという。同時にポイントクラウドの作成もできる。また、ポイントクラウドの高密度化処理を行い、より緻密な点の集合体を作成することを高密度クラウド構築という。

3.2.2 検証方法

3.12 で作成した三次元モデル上で、選定した礫が目視で判読可能かを調べた。判読可能なものに対し、三次元モデル上で礫の座標値を計測した。さらに、礫の移動前後の座標値をもとに、礫の移動距離も算出した。礫の座標値と移動距離は、それぞれ TS 測量で測定した値との差を取り、礫の座標値の誤差を E_c 、礫の移動距離の誤差を E_d とした。それぞれの計算式を(1)と(2)、(3)に示す。今回の検証では、三次元モデルから計測した座標値をモデル値、TS 測量で測定した座標値を真値と仮定して解析を行う。

$$E_c = \sqrt{(X_m - X_t)^2 + (Y_m - Y_t)^2 + (Z_m - Z_t)^2} \quad (1)$$

$(X_m \ Y_m \ Z_m)$: モデル値

$(X_t \ Y_t \ Z_t)$: 真値

$$\sigma_1 = \sqrt{(X_1 - X_2)^2 + (Y_1 - Y_2)^2 + (Z_1 - Z_2)^2} \quad (2)$$

$$E_d = \sigma_m - \sigma_t \quad (3)$$

σ_1 : 礫の移動距離の絶対値

$(X_1 \ Y_1 \ Z_1)$: 礫の移動前の座標値

$(X_2 \ Y_2 \ Z_2)$: 礫の移動後の座標値

3.2.3 斜面表面の観測

3.1.2 で作成した斜面の三次元モデルから数値標高モデル (DEM: Digital Elevation Model) を構築し、2022 年 4 月 10 日と 2022 年 4 月 13 日の撮影高度 60m の DEM の差分を取り、斜面表層の変化を捉えた。結果は後述する。

4. 研究結果

4.1 礫の判読結果

DJI Phantom4 PRO V2.0 の撮影高度 30m, 60m, 100m を三次元モデル上から目視で判読した結果を表 3 に示す。日射条件として 9 日が曇り、10 日が晴れの状態で撮影を行った。結果として、撮影高度 30m, 60m の条件では全ての礫が判読可能となった。そして、撮影高度 100m の条件では、礫の大きさが 15cm 以下の場合が判読困難であった。この結果より、撮影高度 100m の条件では礫の判読が困難であると判断し、今後の検証では考慮しないこととする。

表 3 礫の判読結果

撮影高度 (m)	撮影日	I-1	I-2	I-3	I-4	I-5	I-6
		(7cm)	(10cm)	(13cm)	(15cm)	(20cm)	(30cm)
30	9 日	○	○	○	○	○	○
	10 日	○	○	○	○	○	○
60	9 日	○	○	○	○	○	○
	10 日	×	○	○	○	○	○
100	9 日	×	×	×	○	○	○
	10 日	×	×	×	×	○	○

4.2 撮影高度の違いによる比較

DJI Phantom4 PRO V2.0 の撮影高度 30m, 60m の条件で礫の座標値の誤差 (E_c) を算出した結果を表 4 に示す。撮影高度 30m の最大値は 106mm, 最小値は 19mm, 撮影高度 60m の最大値は 107mm, 最小値は 33mm となった。また、平均を取るとどちらの撮影高度も 70mm 程度の誤差であった。このことから、座標の誤差は撮影高度による影響が低いと考えられる。

表 4 撮影高度の違いによる礫の座標値の誤差 (E_c)

撮影高度 (m)	撮影日	礫の座標の誤差 E_c (mm)						平均 (mm)
		I-1	I-2	I-3	I-4	I-5	I-6	
30	9 日	71	67	19	64	71	80	72
	10 日	70	92	72	106	70	78	
60	9 日	95	7	45	77	83	71	68
	10 日	47	65	33	107	68	55	

次に、礫の移動距離の誤差 (E_d) を算出した結果を表 5 に示す。撮影高度 30m の最大値は 54.02mm, 最小値は 7.92mm, 撮影高度 60m の最大値は 52.43mm, 最小値は 0.97mm となった。最小値に違いが見られるが、平均ではどちらも 25mm 程度であった。このことから、今回の場合では撮影高度の違いはあまり影響しないと考えられる。

表 5 撮影高度の違いによる礫の移動距離の誤差 (E_d)

撮影高度 (m)	礫の移動距離の誤差 E_d (mm)						平均 (mm)
	I-1	I-2	I-3	I-4	I-5	I-6	
30	7.92	54.02	6.44	39.43	14.43	37.33	26.6
60	31.18	13.54	0.97	52.43	29.85	20.06	24.7

4.3 UAV と標定点数の違いによる比較

DJI Phantom4 RTK において、標定点数の利用を 0~3 個の 4 つの条件に変更した場合、DJI Phantom4 PRO V2.0 の撮影高度に近い 60m の条件 (標定点 11 個) で礫の座標値の誤差 (E_c) の平均を算出した結果を表 6 に示す。撮影高度 50m, 標定点数 0 個の平均値が 385mm となり、他の条件と比較しても非常に大きいことから、Phantom4 RTK の撮影時の位置情報のみで三次元モデル上から礫の座標を正確に読み取ることが困難であると考えられる。そこで、標定点の数を増やしたところ、標定点数が 3 個の条件で Phantom4 PRO V2.0 と同等の誤差が得られた。よって、許容誤差 70mm 程度を得るには標定点が最低 3 か所必要であるとわかった。

表 6 UAV と標定点数の違いによる礫の座標値の誤差 (E_c)

機体名	撮影高度 (m)	標定点数	最大 (mm)	最小 (mm)	平均 (mm)	地上解像度 (mm)
DJI Phantom4 PRO V2.0	60	11	107	33	68	17.23
		0	440	308	385	
DJI Phantom4 RTK	50	1	169	107	134	13.71
		2	192	39	99	
		3	92	41	64	

次に、礫の移動距離の誤差 (E_d) の平均を算出した結果が表 7 である。撮影高度 50m, 標定点数 0 個の条件が他に比べ 10mm 程度大きいですが、これは礫の座標値の誤差 (E_c) が影響していると考えられる。また、座標の誤差に対して移動距離の誤差はかなり小さい。考えられる理由として、三次元モデル全体の座標が等しく同じ向きにズレており、礫の移動距離の誤差が小さくなったと考えられる。

表 7 UAV と標定点数の違いによる礫の移動距離の誤差 (E_d)

機体名	撮影高度 (m)	標定点数	平均 (mm)	地上解像度 (mm)
DJI Phantom4 PRO V2.0	60	11	25	17.23
		0	38	
DJI Phantom4 RTK	50	1	23	13.71
		2	26	
		3	26	

4.4 二時期の斜面表層の比較

2022 年 4 月 10 日 (F10) と 2022 年 4 月 13 日 (F413) を撮影高度 60m で DEM の差分を計算した結果を図 5 に示す。赤色が堆積, 青色が侵食, 黄色が変化なしを示している。斜面の外回りは、図 6 のように測定範囲外もしくは植生の影響による異常値であるため、計測が困難もしくは不可能である。斜面の内回りを見ると、赤枠で示した部分で、斜面が 3m 程度鉛直方向に侵食され、斜面下側に堆積していることがわかる。

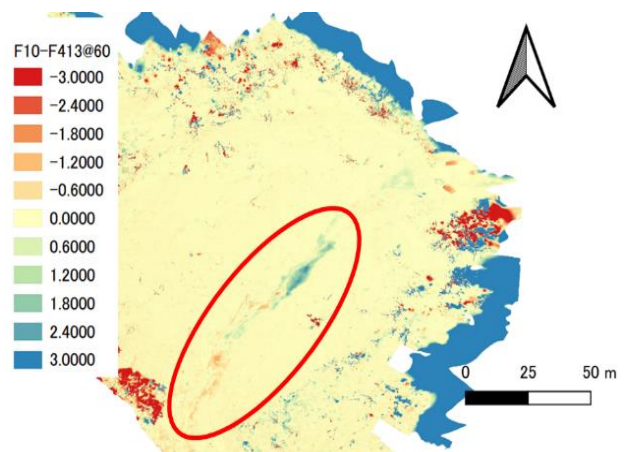


図 5 撮影高度60m での2021年と2022年の斜面のDEMの差分

図 6 は 2022 年 4 月 13 日の斜面のオルソモザイク画像である。図 5 と同様の場所を観察すると、斜面上側から地下水が漏れ出ているように見える。また、この地域は特別豪雪地帯に指定され、融雪による斜面侵食の可能性も高い。これらのことから、斜面を変化させた要因は、地下水の漏水と融雪による侵食が影響していると考えられる。

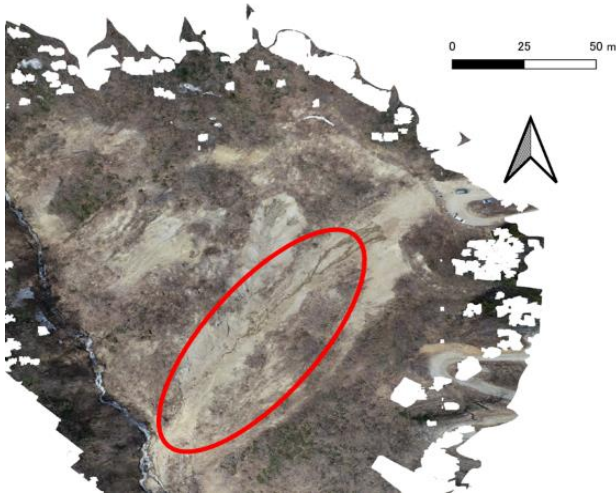


図 6 2022年4月13日の斜面のオルソモザイク画像

5. 考察

5.1 判読結果の考察

撮影高度 100m の条件下で 15cm 以下の礫が判読不能だった理由について考察を行う。今回検証に使用したカメラの焦点距離が 8.8mm, センサーサイズ 0.002527mm であるため、撮影高度が 100m の場合、地上解像度は 28.71mm/画素である。(図 7) 写真から対象物の判別を行う際、一般的に対象物の大きさが 5 画素分は必要とされる。今回の地上解像度 28.71mm では 5 画素に合わせると 14.4cm となる。以上の理由から、大きさ 15cm 以下の礫の判読ができなかったのだと考えられる。

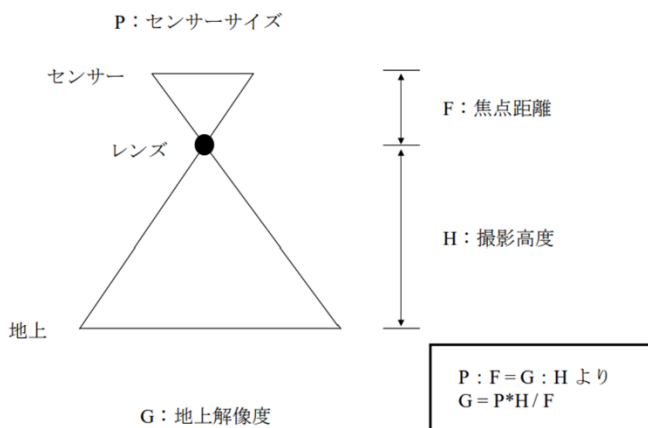


図 7 地上解像度の算出方法

5.2 最適な撮影条件の考察

使用した UAV や標定点数、撮影高度の違いによる比較の結果から、最適な撮影条件を考察する。撮影高度の違いによる比較結果から、撮影高度は誤差にあまりに影響しないことがわかった。撮影枚数が減ると撮影コストが抑えられることを考慮すると、今回の検証では撮影高度 60m の場合が最適だと考えられる。UAV と標定点数の違いによる比較をした結果、DJI Phantom4 RTK の撮影高度 50m の標定点数が 1~3 個の条件では、礫の移動距離の誤差は全て

許容誤差を得られた。そして、礫の座標の誤差は順に、134mm, 99mm, 64mm であり、標定点が 3 個の時点で許容誤差を得られた。したがって、今回の条件では、移動距離を調べただけなら標定点は 1 個、正確な座標まで調べたい場合は、標定点は 3 個設置すれば良いと考えられる。また、DJI Phantom4 PRO V2.0 の撮影高度 60m, 標定点数 11 個の条件でも同様の精度を得られたが、標定点を斜面に設置する手間を考慮すると、標定点数が少なく済む DJI Phantom4 RTK の撮影高度 50m, 標定点数 3 個の条件の方が最適だと考えられる。

5.3 標定点数の違いによる比較の考察

DJI Phantom4 RTK の撮影高度 50m, 標定点数が 3 個の条件のときに、許容誤差を得られた理由を考察する。これは標定点の設置場所が影響していると考えられる。標定点数が 2 個の条件までは、斜面の上部の標定点を使用していたのに対し、3 個目は斜面の下部の標定点を使用した。これにより、標定点が斜面全体を囲うように置かれ、三次元モデル全体の座標値が調整され、許容誤差を得ることができたと考えられる。

6. 結論

本研究では、空中写真測量を用いて斜面表面の状態を経時的に観察し、斜面崩壊の初期現象を捉えることを目的とした。また、最適な測量条件の把握のため、空中写真測量の精度の検証も行った。まず、撮影高度 30m, 60m の条件では今回対象とした全ての礫が判読可能となった。そして、撮影高度 100m の条件では、礫の大きさが 15cm 以下の場合が判読困難であった。これは、地上解像度が足りないためだと考えられる。次に、撮影高度の違いによる精度の比較をした結果、礫の座標の誤差と移動距離の誤差のどちらもほとんど違いが見られなかった。撮影高度が高いほど撮影枚数が減るので、今回のケースでは 60m の撮影条件が最適だと考えられる。そして、UAV と標定点数の違いによる比較をした結果、DJI Phantom4 RTK の撮影高度 50m, 標定点数 0 個の条件で礫の座標の誤差が約 40cm となり、RTK の位置情報のみで正確な値を得るのは困難だといえる。そこで、標定点数を 3 個に増やした結果、許容精度を得ることができた。傾斜が急な斜面では、標定点を設置するのは困難であるため、標定点数が少なく済む DJI Phantom4 RTK, 撮影高度 50m, 標定点数 3 個の条件が最適だと考えられる。

最後に、斜面表面の経時的変化を観察した結果、斜面上部から地下水が漏出しており、融雪と共に斜面を侵食していると考えられる。2021 年 11 月に斜面を撮影しているため、2021 年 4 月から 11 月までの大雨や台風の斜面への影響を調べ、融雪や地下水の漏水が斜面崩壊の発生の要因、初期現象になりうるのか、今後さらに検討していきたい。

謝辞

現地調査ならびに測量調査にご協力いただいた株式会社 KANSO テクノス、ならびに株式会社コアシステムの皆様には大変お世話になりました。紙面を借りてお礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 宮澤圭, 吉澤孝和, 小野塚良三, 久松文男: 時間差空中写真測量による地すべり解析システム-八幡平澄川地すべり地の変位計測データを利用した地すべり面の推定-, 写真測量とリモートセンシング, VOL.39, NO.1, pp39-47, 2000.
- 2) 宮澤圭, 吉澤孝和: 地すべり地の空中写真測量データの重みを考慮した三次元地下すべり面形状の推定, 写真測量とリモートセンシング, VOL.37, NO.6, pp14-27, 1998.
- 3) 吉澤孝和, 丸山昌義, 長尾勲, 村瀬孝三, 西澤茂高, 三澤敏雄, 根岸六郎: 空中写真測量による地すべり情報の提供とすべり面の解析-長野市広瀬地区に発生した地すべり地への応用-, 地すべり, Vol.27, No.4, pp9-17, 1991.
- 4) 尾原祐三, 吉永徹, 濱地亮: ドローンを用いた岩盤斜面観測システムの測恵智精度とその適用, Journal of MMIJ, Vol.134, No.12, pp.222-231, 2018.

落石防護土堤の破壊挙動に及ぼす落石の载荷速度の影響に関する DEM 解析 DEM analysis of the effect of loading rate of falling rocks on failure behavior of a rockfall protection embankment

Arif Daniel Bin Azmi¹ , 内藤直人², 松田達也², 石原寛也³, 前田健一⁴, 牛渡裕二⁵

- 1 豊橋技術科学大学大学院工学研究科・建築・都市システム学専攻
- 2 豊橋技術科学大学大学院工学研究科・建築・都市システム学系
- 3 土木研究所寒地土木研究所
- 4 名古屋工業大学
- 5 構研エンジニアリング

概 要

落石防護土堤は現地発生土のような安価な材料で構築できる落石対策工であり、その性能照査型計法の確立が求められている。土堤の性能を照査するためには適切な破壊モードを予測する必要があるため、落石衝突速度が異なる場合の土堤の破壊挙動を把握しておくことが望ましい。しかし、実規模スケールの土堤に対して落石の载荷速度を制御した実験を実施することは容易ではない。そこで、本研究では、三次元個別要素法を用いて落石防護土堤の破壊挙動に及ぼす落石の载荷速度の影響に関する数値解析的検討を実施した。具体的には、検討手法の妥当性の確認として、実規模スケールの土堤に対する重錘衝突実験の再現解析により解析モデルの妥当性を示した。そのうえで、静的载荷を想定した低速度载荷から落石衝突を想定した数十 m/s の衝撃载荷を実施し、土堤の変形挙動と重錘に作用する荷重の時刻歴波形に及ぼす载荷速度の影響について考察した。

キーワード：落石，落石防護土堤，個別要素法，载荷速度，衝撃

1. はじめに

我が国では、豪雨や地震の頻発により巨大落石のリスクが増加している。人命や重要構造物の安全を確保し、交通ネットワークを維持・発展させるためには、大規模落石災害を防止するための合理的な技術を開発することが必要である。落石対策を実施する際には、環境負荷が小さく、低コストで効果的な落石対策工の開発技術の向上の実施が求められている。土のみで構成される落石防護土堤（以下、土堤）は、施工・維持管理が比較的容易な安価な落石対策工であり、注目を集めている。しかし、土堤による落石捕捉メカニズムは十分に明らかとなっておらず、新しい土堤を開発した際には実規模の実証実験により性能が確認されている^{例え}ば^り。そのため土堤の変形メカニズムを解明し、性能照査型設計法を確立することが求められている。

土堤に関する先行研究として、土堤の破壊挙動に関する数値解析的検討²⁾が行われているものの、解析精度は土を用いた緩衝材の衝撃実験との比較によって確認されており、本来は土堤を対象とした実験との比較による妥当性確認が望ましい。土堤の変形挙動を観察するために幾つかの室内模型実験³⁾が実施されているが、非常に小規模である

ため、寸法効果の影響を確認する必要がある。

これらの背景から、近年、土堤の性能照査型設計法を確立するために、土堤材料や法面勾配が異なる土堤実験や2次元個別要素法（以下、DEM）解析によって、系統的な研究が進められている^{4)~6)}。一方で、効率的に検討を進めるためには全ての条件を実験的に検討するだけでなく、数値解析的検討を組み合わせることが効果的であると言える。

そこで、本研究では、検討ツールの一つとして3次元DEM解析を用いることとし、解析結果は既往の実験結果⁵⁾と比較することで妥当性確認することとした。その上で、土堤への一定速度単調载荷解析を行い、土堤の変形挙動と重錘に作用する荷重の時刻歴波形に及ぼす载荷速度の影響を検討した。

2. DEM 解析モデル

本章では、DEM 接触モデルの概要を述べる。なお、法線方向成分の計算には Hysteretic linear spring model⁷⁾を用い、接線方向成分の計算には Linear spring coulomb limit model⁸⁾を用いた。また、土堤を構成する粒子形状は、計算コスト削減のために球形粒子を用いることとした。

表 1. 実規模落石防護土堤で得られた土堤への落体衝突条件

ケース名	衝突高(m)	衝突高/ 土堤高	衝突角(°)	土堤衝突直前速度				土堤衝突直前エネルギー(kJ)		
				水平速度 (m/s)	鉛直速度 (m/s)	線速度 (m/s)	角速度 (rad/s)	線速度 エネルギー-Ev	回転 エネルギー-Er	全運動 エネルギー-E
A-M2.5-1	0.59	0.293	21.91	12.46	2.59	12.72	18.61	202.3	65.2	267.5
A-M2.5-2	1.74	0.869	35.52	8.50	0.56	8.86	15.72	98.1	47.4	145.5
B-M1.9-1	1.05	0.523	21.84	9.29	3.01	9.77	14.66	90.7	26.0	116.7
B-M1.9-2	0.93	0.465	20.85	8.18	2.79	8.70	11.96	71.0	18.1	89.1
C-M1.9-1	1.43	0.715	29.31	6.82	1.26	6.94	13.90	60.1	27.6	87.7

2.1 回転抵抗モデル

回転抵抗モデルでは、地盤材料の摩擦角に相当するもので、粒子に一定のモーメントを加えている。このモーメントを表す数学式は：

$$M_r = -\mu_r |r| F_n \left(\frac{\omega}{|\omega|} \right) \quad (1)$$

μ_r は回転抵抗係数であり、この無次元パラメータは、回転抵抗モーメントが粒子に作用する力によって生じるモーメントと相殺されるように定義される。 F_n は粒子間の接触法線力を定義するために使用される。また、 ω は粒子の角速度であり、回転抵抗モーメントの方向は、この角速度の方向と一致することになる。は粒子の転がり半径で、 r は粒子の重心と接触点を結ぶベクトルである。法線方向接触力と係数 μ に応じた回転抵抗モデルである。

実験の内部摩擦角は 34.1°であり、簡易な安息角解析を実施した結果、回転抵抗係数が 0.01 のときの安息角は 30°程度であることが分かったため、本解析では 0.01 を用いることとした。

2.2 付着モデル

付着モデルは、地盤材料の粘着力に相当するもので、粒子同士が任意の範囲まで近づくと一定の引張力が作用するシンプルな付着モデルである。

$$F_{n,adh} = 0 \quad \text{if } -s_n \geq \delta_{adh} \quad (2)$$

$$F_{n,adh} = f_{adh} g \min(m_1, m_2) \quad \text{if } -s_n < \delta_{adh} \quad (3)$$

$F_{n,adh}$ は法線方向の付着力、 s_n は接触時の法線方向のオーバーラップである。法線方向のオーバーラップは、粒子同士が近づくと正になり、離れる場合は負になると仮定する。 m と g はそれぞれ接触している粒子の質量と重力加速度として定義される。 δ_{adh} は付着距離であり、2つの粒子間または粒子と境界面との距離が付着距離より小さい場合、付着力は0より大きくなる。さらに、 f_{adh} は付着係数を示している。付着力の値は、粒子重力を f_{adh} 値に乗じた値となる。付着係数が1であれば、付着力は粒子重力に等しい。質量の異なる2つの粒子が接触している場合、重力は最も小さい質量を考慮して計算される。

本解析では、実験時の土堤の限界自立高さとして解析のそれ

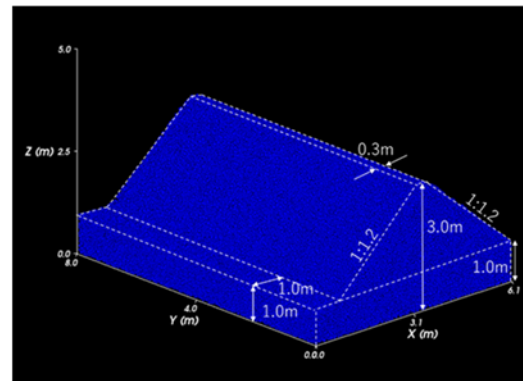


図 1 実規模土堤モデル

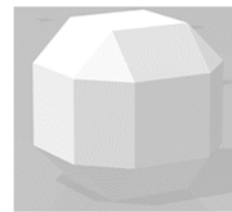


図 2 落石モデル

が一致する付着係数を調べ、付着係数 50 を用いることとした。

3. 実規模落石防護土堤実験の再現解析

本研究では、既往の土堤実験⁵⁾の再現解析を実施した。落体の衝突条件は既報⁵⁾を参考に表1のように設定している。

3.1 再現解析条件（実験ケース）

表1に実験ケース一覧を示す。落体質量 1.9t または 2.5t を土堤中央 ($y=4.0\text{m}$) に設置し、表1の衝突条件で解析を実施した。ケース A は質量 2.5t およびケース B、C は質量 1.9t である。

3.2 実規模落石防護土堤実験の再現解析の解析モデル

土堤の粒子は球形粒子を用いて、回転抵抗と付着モデルを設定している。解析に使用する球体は、2650kg/m³の密度と各サイズ（直径 0.1, 0.0875, 0.075, 0.0625, 0.05m）をそれぞれ同量混合した材料である。土堤の寸法については、図1に示すとおりである。土堤の破壊形状を観察しやすくするため、天端幅は0.3mに設定されている。図2の落体（EOTA）の STL データを示している。落体の質量と

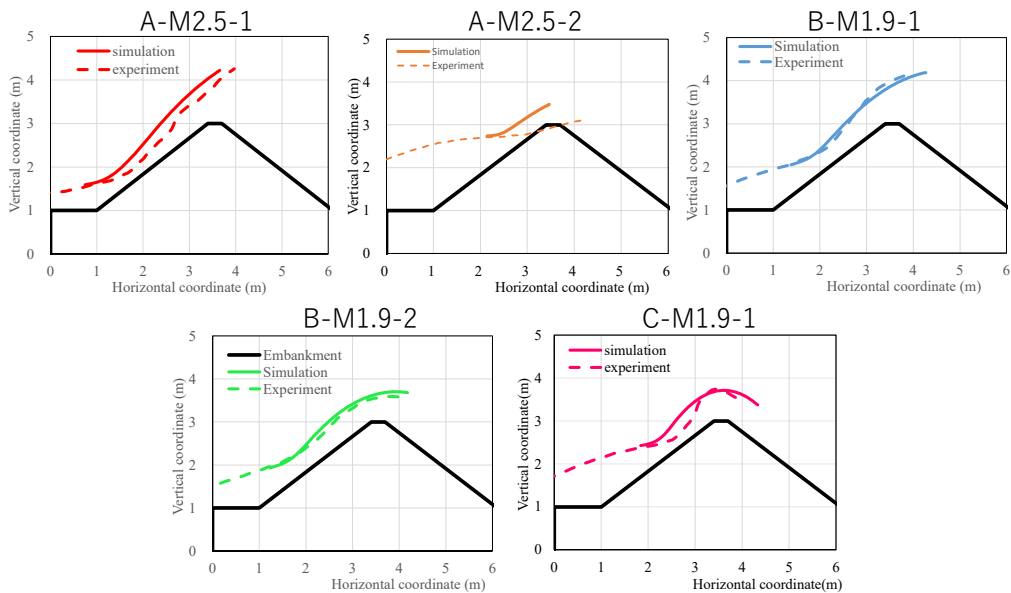


図3 重錘の重心軌跡

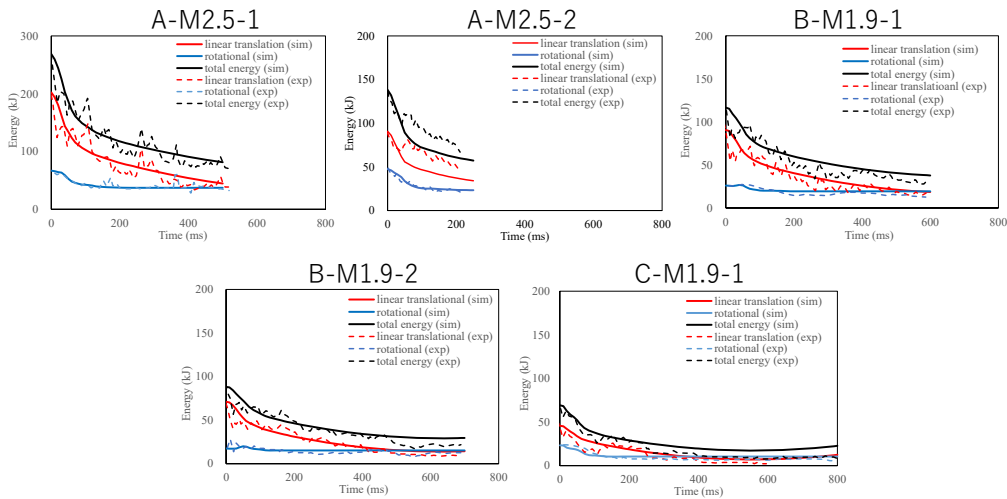


図4 重錘運動エネルギー時刻歴波形

体積は $1.9t \cdot 0.752m^3$, $2.5t \cdot 0.995m^3$ の2種類である。表2は本研究における解析パラメータ一覧を示している。

表2 解析パラメータ一覧

パラメータ	単位	設定値
最大粒子直径	m	0.1
最小粒子直径	m	0.05
平均粒子直径	m	0.075
粒子密度	kg/m ³	2650
ヤング率	N/m ²	1.0×10 ⁸
ポアソン比	-	0.3
摩擦係数	-	0.7
反発係数	-	0.3
回転抵抗係数	-	0.01
付着係数	-	50

3.3 再現解析結果

3.3.1 重錘の重心軌跡

図3は重錘重心の軌跡図を示す。重錘の軌跡図による解析結果では、実験と解析の軌跡は概ねに一致していることが分かる。実験結果より概ね再現できていると考えているが、2.5tのケースAの2回目の条件、A-M2.5-2より、実験より解析の方が、土堤の強度が高い可能性が示されている。A-M2.5-2の実験では重錘が通過した結果から土堤天端部分が完全に消滅したが、解析では土堤天端が半分程度残存した。一方、B-M1.9-1、B-M1.9-2は、衝突後は土堤に貫入せず、土堤を乗り越えて通過して、実験を再現することが分かった。ケースCの1回目の条件、C-M1.9-1は、解析の方が土堤への侵入した領域も少なくなったが、2つ目の土堤法尻ラインより乗り越えた後、実験と同じように土堤に再衝突する軌跡となった。また、土堤衝突直前速度が大きくなるほど土堤への重錘貫入量が大きくなった。

3.3.2 重錘運動エネルギーの時刻歴波形

図4は実験と解析の重錘運動エネルギーの時刻歴波形を示しており、実験と解析のエネルギー推移は概ねに一致していることが分かる。A-M2.5-2は、解析の方が土堤に

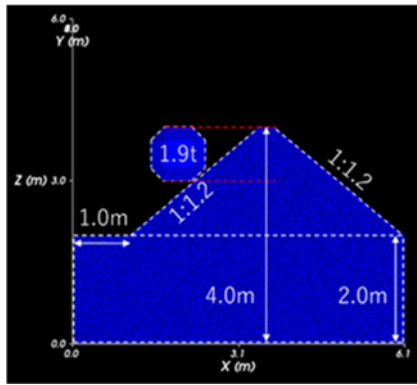


図5 一定速度単調載荷解析の土堤モデル

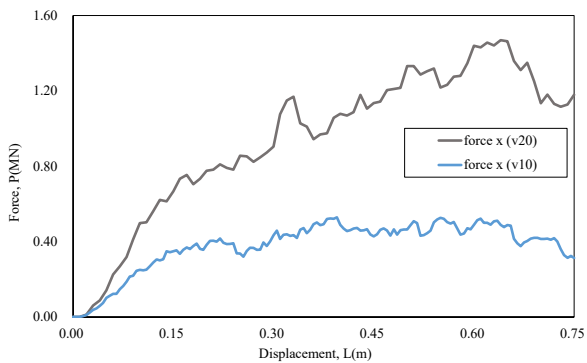
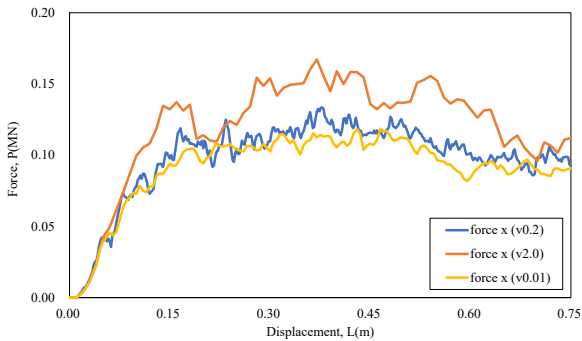


図6 荷重－変位関係図

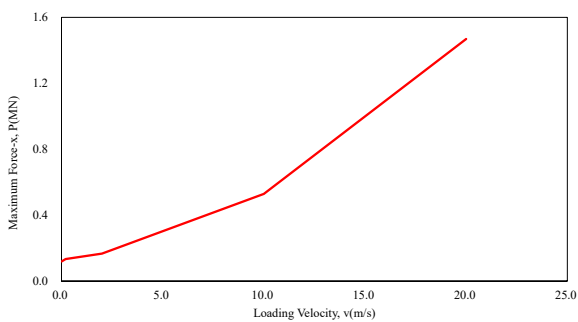


図7 ピーク荷重－載荷速度関係図

跳ね返されるような挙動となっているため、重錘のエネルギーが大きく損失していた。

4. 落石防護土堤への一定速度単調載荷解析

本章では、落石防護土堤の変形挙動を観察するために重錘を一定速度単調載荷させる解析を実施した。解析パラメータは前章と同様である。

4.1 一定速度単調載荷解析モデル

落石防護土堤への一定速度単調載荷解析モデルは図5に示すとおりである。質量1.9tのサイズの重錘を水平方向(x方向)にL=0.75mの変位となるまで一定速度で載荷する解析を実施した。載荷速度は0.01, 0.2, 2.0, 10, 20m/sの5ケースである。載荷位置は、重錘上端と土堤天端の高さが同じとなるように設定している。重錘に作用する荷重の時刻歴波形と土堤の変形挙動を考察する。

4.2 一定速度単調載荷解析結果および考察

4.2.1 荷重－変位関係

図6は荷重－水平変位関係を示している。載荷速度0.01, 0.2m/sのケースは、載荷速度が異なるのに、荷重－変位関係が概ね同じ結果となった。載荷速度2m/sのケースは最大荷重が若干大きくなるが、重錘の水平変位がL=0.075mまでの領域における立ち上がり勾配は、3ケースとも同様の結果となった。

載荷速度が2m/sよりさらに大きい載荷速度10, 20m/sのケースでは、載荷速度に応じて立ち上がり勾配、ピーク荷重ともに大きくなる結果が得られた。また、ピーク荷重となる水平変位も載荷速度とともに増加することが分かる。載荷速度0.01, 0.2, 2.0, 10m/sのケースは、水平変位が0.4m程度の位置で最大荷重となった。しかし、載荷速度が最も大きい20m/sのケースは水平変位L=0.65m程度で最大荷重となった。

4.2.2 ピーク荷重－載荷速度関係

図7は最大荷重－載荷速度の関係を示している。一定速度単調載荷条件では、載荷速度の増加に伴って最大荷重が指数関数的に増加することが明らかとなった。

4.2.3 載荷速度が土堤変形挙動に及ぼす影響

図8は土堤の中央断面および見下げ図の変位分布を表している。水平変位L=0.375mは載荷速度10m/s以下のケースが概ねピーク荷重となるタイミングである。このとき、土堤の見下げ図の変位分布より、変形領域の拡がり角度が概ね同じである。また、載荷速度10, 20m/sのケースでは、土堤の粒子はカラーマップの最大色、赤色(変位量0.09m以上)で示されている領域が載荷速度2m/s以下のケースと比べて小さく、中央断面変位分布による角度は急勾配になる。載荷速度が低い2m/s以下のケースの方が、土粒子の変位量が大きくなっていることが分かる。

平変位L=0.65mでは、載荷速度20m/sのケースがピーク荷重になる変位量である。載荷速度10m/s以上のケースの変形領域は狭くなっていることが分かる。これは、載荷速度が大きいケースでは、同じ水平変位に達するまでの時間が短く、土堤の変形が完了していない可能性があるため、土粒子の変形領域が小さくなっているものと考えている。水平変位L=0.75mでは、中央断面の変形より、載荷速度が大きいケース、特に20m/sでは、変形領域が基盤層にまで及んでいることが分かる。土堤と基盤層の材料が異なる場

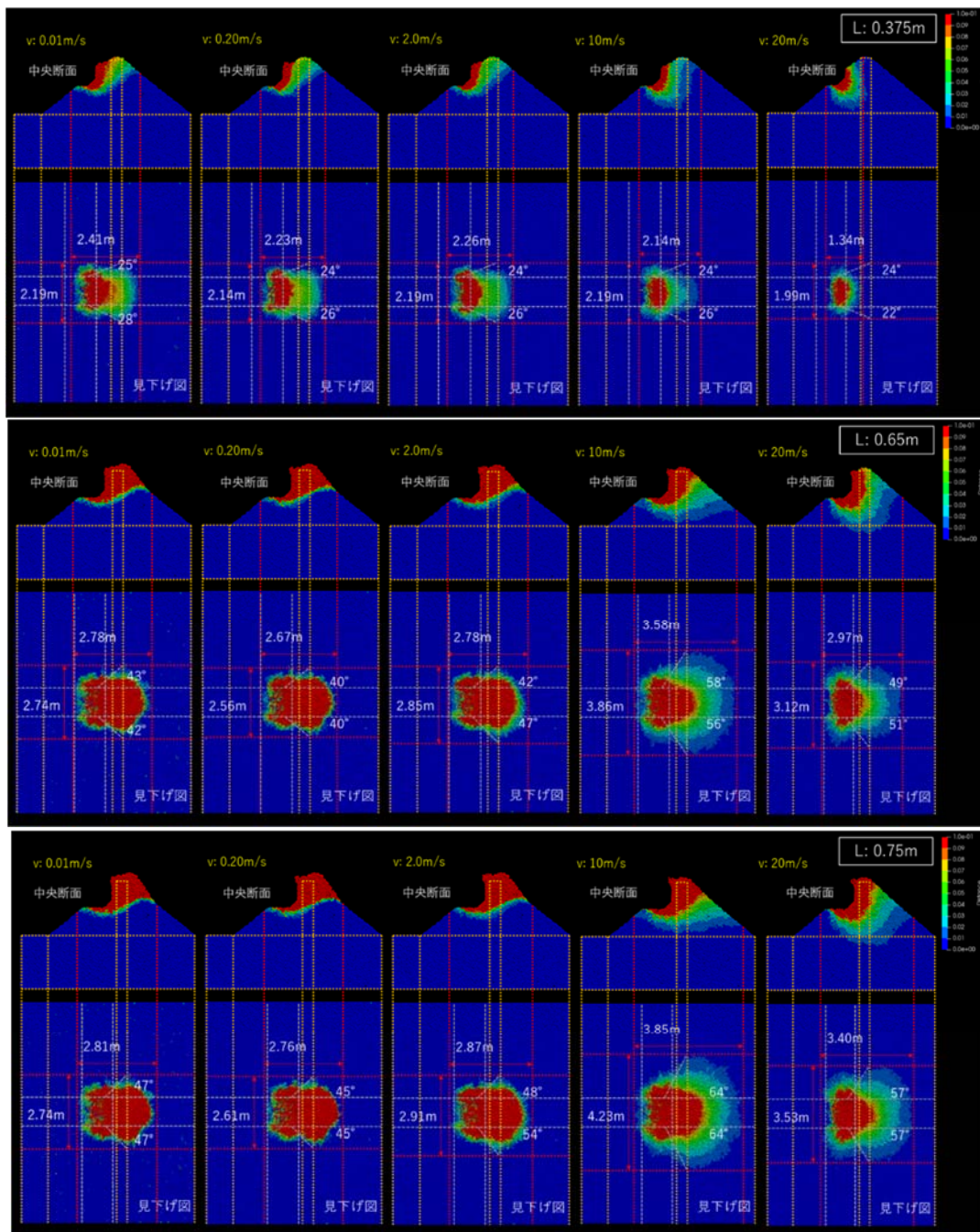


図8 載荷速度が異なる一定速度単調載荷時の土堤の変位分布

合には、より複雑な変形挙動となる可能性がある。載荷速度 0.01, 0.2, 2.0m/s のケースは、載荷速度が異なるものの、中央断面および見下げ図の変位分布は概ね等しくなる。載荷速度 10m/s 以上のケースでは、載荷速度が大きくなるほど変形領域が局所化している。

図9は、載荷速度 20m/s の一定単調載荷解析および初速度 20m/s の自由衝突解析の結果を示している。一定速度単調載荷解析は載荷速度が変わらない極端にシンプルな解析条件であったが、自由衝突条件においても、一定速度単調載荷解析と類似した変形挙動に見える。

図10は、一定速度単調載荷において、重錘の水平変位が $L=0.75\text{m}$ となった瞬間に載荷速度を 0m/s に再設定して、その後の土堤の変位挙動を観察した結果を示している。載荷速度が遅い 2.0m/s のケースでは、重錘静止から 0.05 秒

経過しても土堤の変形領域に変化は見られなかった。一方で載荷速度 10m/s 以上のケースでは、重錘静止後も土堤変形は進行し、重錘静止から 0.05 秒後の変位領域は載荷速度に比例して大きくなるのが分かる。

以上の土堤の変形挙動をまとめると、重錘の載荷速度 2m/s 以下の比較的低速の条件においては、載荷速度に依らず土堤の変形領域は概ね同等になることが分かった。載荷速度 10m/s 以上の比較的高速の条件においては、重錘にピーク荷重が作用する時刻に着目すると、重錘速度が大きいほど土堤の変形領域が局所化することが分かった。しかし、重錘停止後の土堤の変形挙動を継続的に観察すると、載荷速度が大きいほど最終的な土堤の変形領域も大きくなるのが分かった。

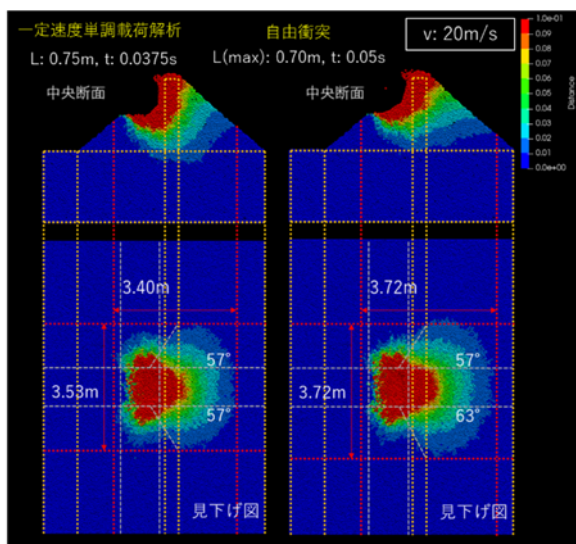


図9 一定速度単調荷重と自由衝突荷重の土堤の変位分布

5. 結論

本研究では、土堤の落石捕捉挙動に対する3次元DEM解析の妥当性を調べるため、実規模土堤の重錘衝突実験の再現解析を実施した。DEM接触モデルの回転抵抗係数で地盤の摩擦角を表現し、粒子間付着係数で地盤の粘着力を表現する解析モデルを設定した結果、実規模土堤実験の落石捕捉挙動を概ね再現できることを明らかにした。

上記解析モデルを用いて土堤に対する一定速度単調荷重解析を実施した結果、重錘の荷重速度2m/s以下の比較的低速の条件においては、荷重速度に依らず土堤の変形領域は概ね同等になることが分かった。荷重速度10m/s以上の比較的高速の条件においては、重錘にピーク荷重が作用する時刻に着目すると、重錘速度が大きいほど土堤の変形領域が局所化することが分かった。しかし、重錘停止後の土堤の変形挙動を継続的に観察すると、荷重速度が大きいほど最終的な土堤の変形領域も大きくなることが分かった。

重錘の荷重速度が10m/s以上のケースでは、土堤内部の変形領域が基盤層に達する結果となっており、本解析条件よりも重錘衝突位置が低い場合には基盤層の変形領域がさらに拡大する可能性が高い。

今後は、本解析モデルを用いて重錘荷重位置や天端幅、法勾配の影響などについて検討を進める予定である。また、土堤や重錘の条件が異なる他の実験の再現解析を実施することで、3次元DEM解析による土堤変位分布の予測・評価精度を向上させたいと考えている。

参考文献

- 1) Sung, E., Yashima, A., Aminata, D., Sugimori, K., Sawada, K., Inoue, S., Nishida, Y., Numerical assessment of the performance of protecting wall against rockfall. Proceedings of the 5th International Symposium on Earth Reinforcement, Kyushu, Japan, pp. 861-867, 2008.
- 2) Plassiard, J.-P., Donzé, F.-V., Rockfall impact parameters on

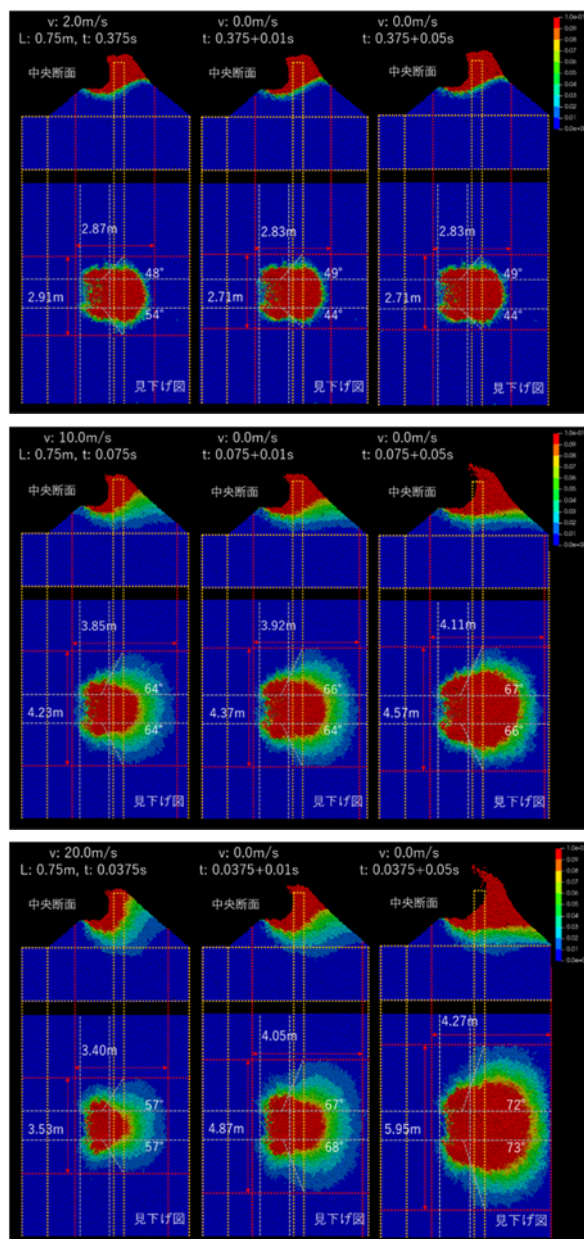


図11 一定速度単調荷重後に0.05秒間土堤変形を進行させた場合の変位分布

embankments: a discrete element method analysis. Structural engineering international 19 (3), pp. 333-341, 2009.

- 3) Kister, B., Horat, P., Berger, T., Quasi-2D-experiments visualization of impacts on embankments. Proceedings of Interdisciplinary workshop on rockfall protection, 2014.
- 4) 松尾和茂, 前田健一, 堀耕輔, 鈴木健太郎, 今野久志: 落石防護土堤の落石捕捉性能把握を目的とした模型実験及び数値解析, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol. 75, No. 2(応用力学論文集 Vol. 22), pp. I_389-I_400, 2019.
- 5) 杉山直優, 前田健一, 鈴木健太郎, 今野久志, 峯祐貴, 磯合凌弥: 落石捕捉性能把握に向けた実規模落石防護土堤の落石衝突実験, 構造工学論文集, Vol. 67A, pp. 864-877, 2021.
- 6) 杉山直優, 前田健一, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 今野久志, 内藤直人: 土堤材料や重錘質量を変化させた小型落石防護土堤への重錘衝突実験, 構造工学論文集, Vol. 68A, pp. 985-998, 2022.
- 7) O.R. Walton, R. L. Braun, Viscosity, granular-temperature, and stress calculations for shearing assemblies of inelastic, frictional disks, J. Rheol 30, pp. 949-980, 1986.
- 8) N. Jimenez-Herrera, G. K. P. Barrios, L. M. Tavares, Comparison of breakage model in DEM in simulating impact on particle beds, Adv. Powder Technol. 29, pp. 692-706, 2018.

第2セッション
(13:30~15:00)

司会： 水野 和憲
(岐阜工業高等専門学校)

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

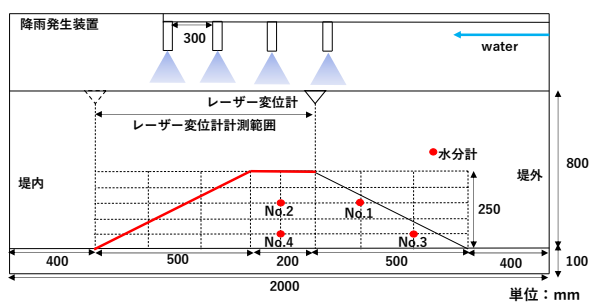


図1 模型実験概略図及び水分計の設置位置

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

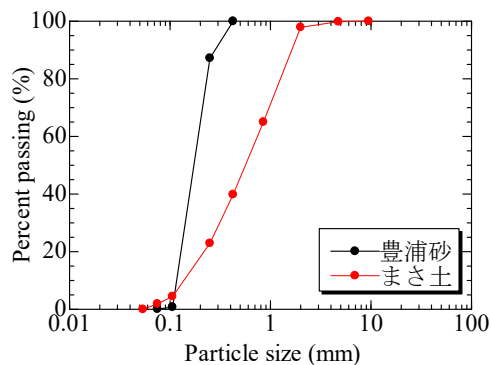


図2 実験に用いた試料の粒度分布

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

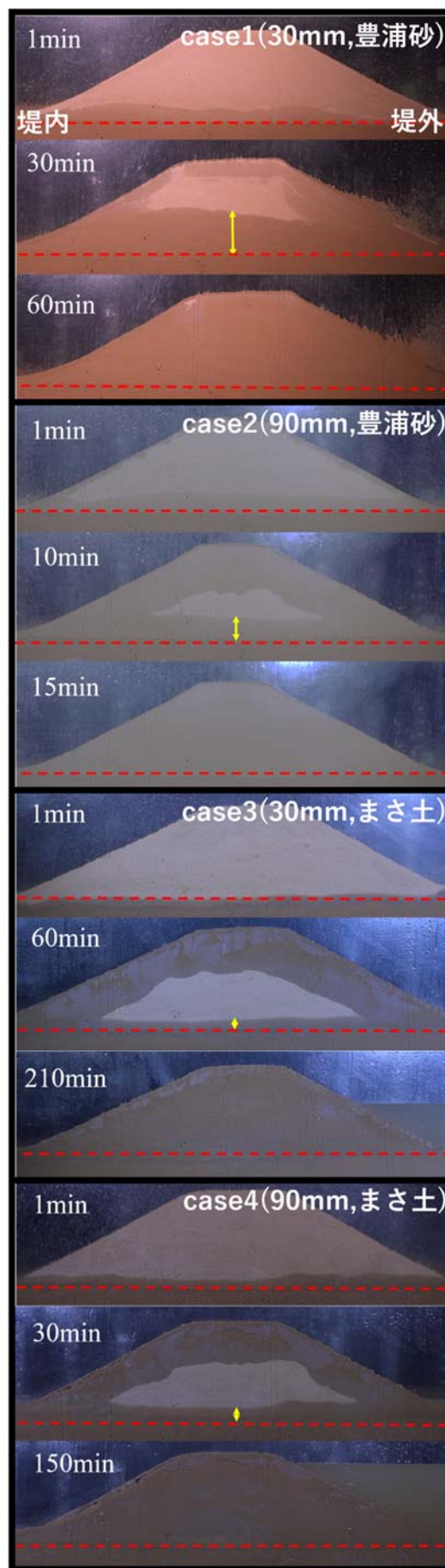


図3 間隙空気圧縮の様子：上から case1 (降雨強度 30mm/h, 豊浦砂), case2 (降雨強度 90mm/h, 豊浦砂), case3 (降雨強度 30mm/h, まさ土), case4 (降雨強度 90mm/h, まさ土)

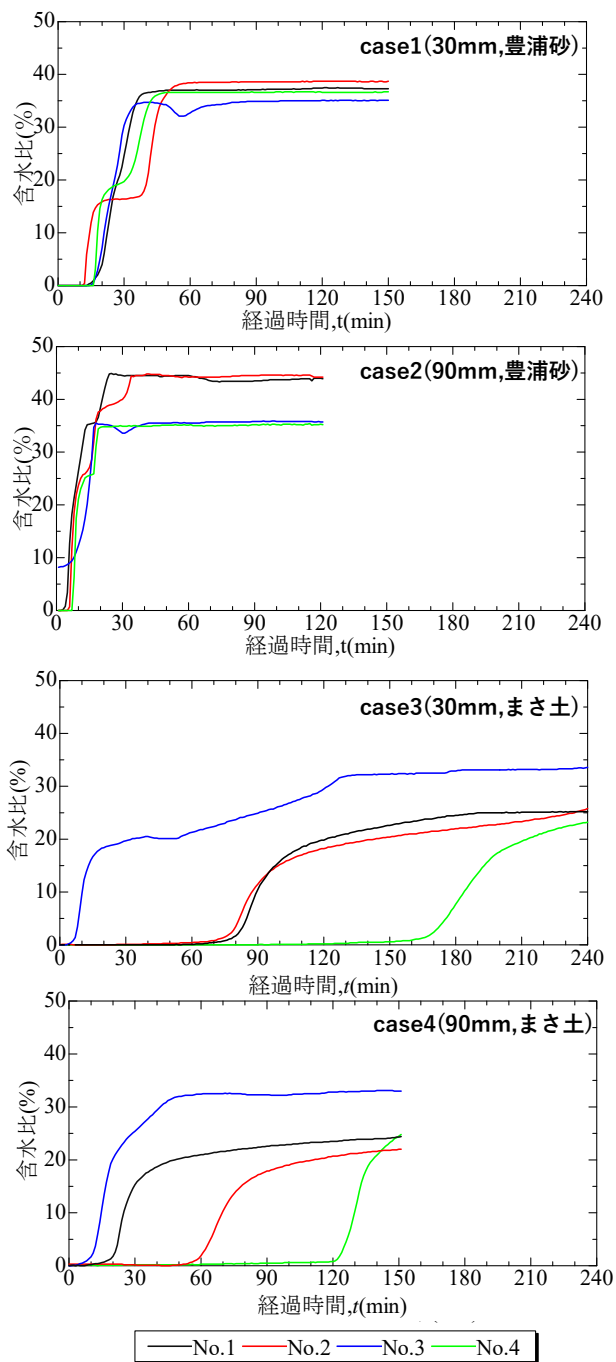


図4 水分量の経時変化：上から case1 (降雨強度 30mm/h, 豊浦砂), case2 (降雨強度 90mm/h, 豊浦砂), case3 (降雨強度 30mm/h, まさ土), case4 (降雨強度 90mm/h, まさ土)



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

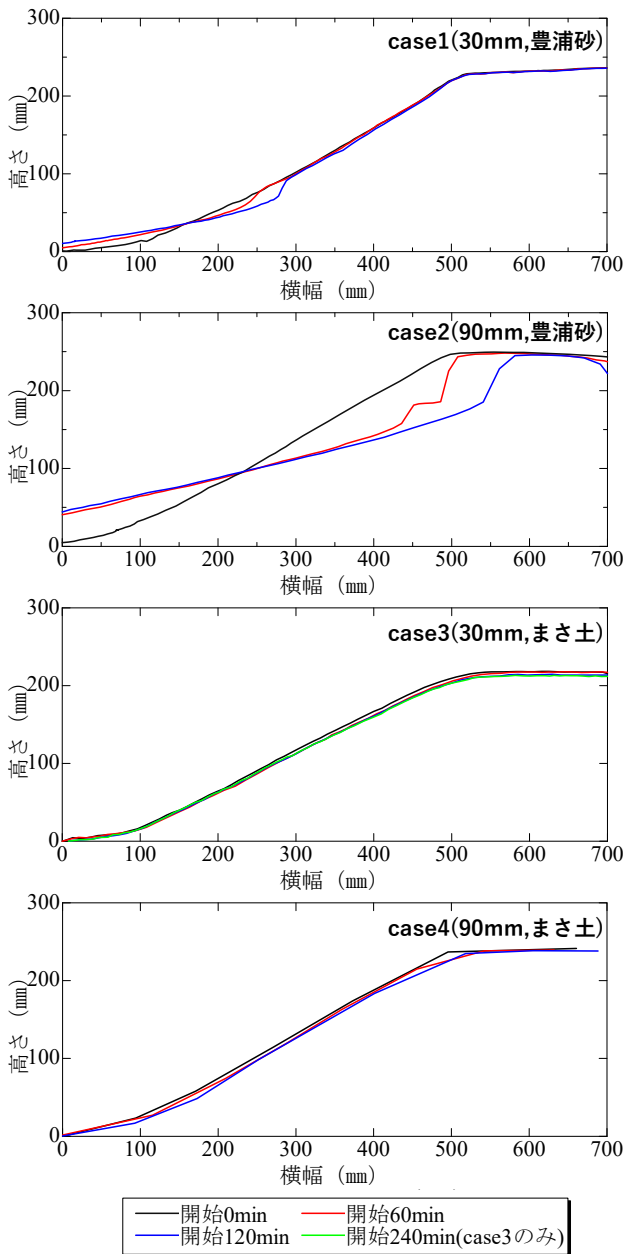


図6 レーザー変位計による堤体形状の経時変化：上から case1 (降雨強度 30mm/h, 豊浦砂), case2 (降雨強度 90mm/h, 豊浦砂), case3 (降雨強度 30mm/h, まさ土), case4 (降雨強度 90mm/h, まさ土)

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, 榊尾孝之, 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, 榊尾孝之, 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

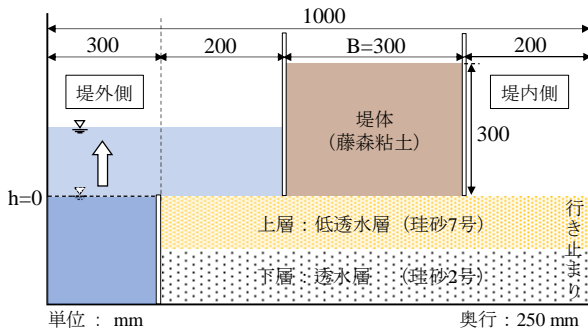


図1 実験模型概略図

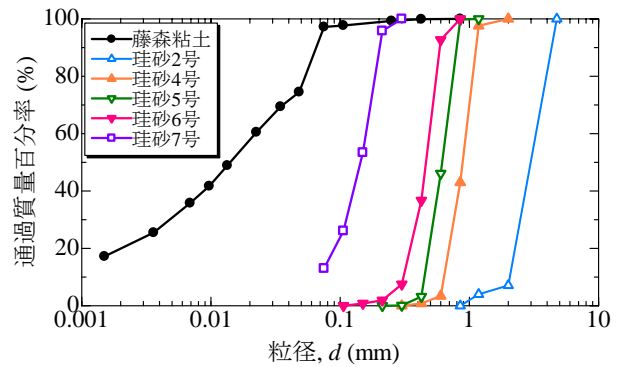


図2 粒度分布

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}

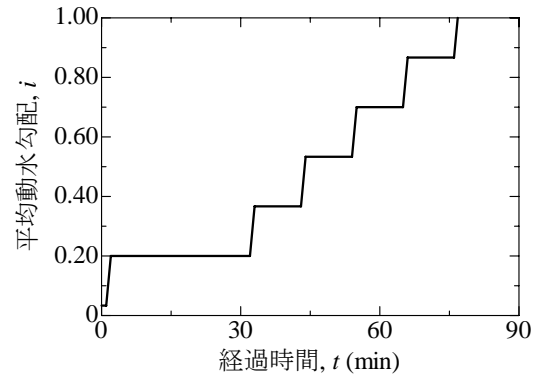


図3 水位条件

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。

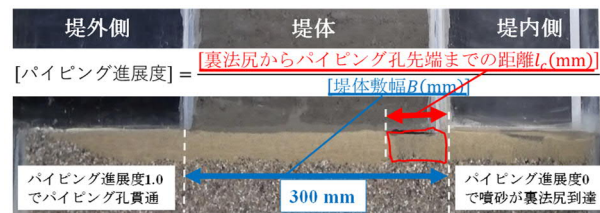


図4 パイピング進展度の定義

(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_p 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

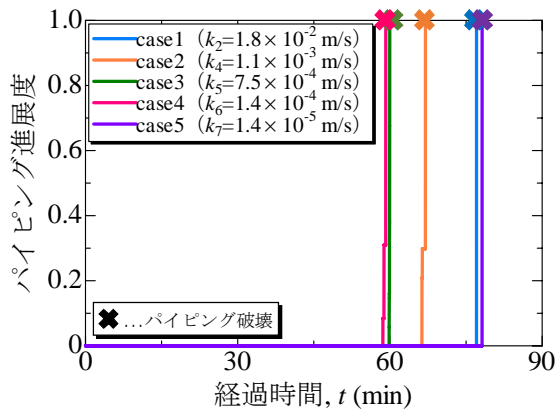


図5 パイピング進展度の経時変化 (単一層)

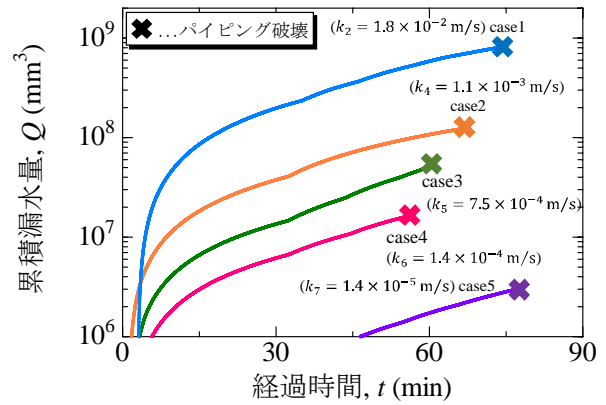


図7 累積漏水量の経時変化 (単一層)

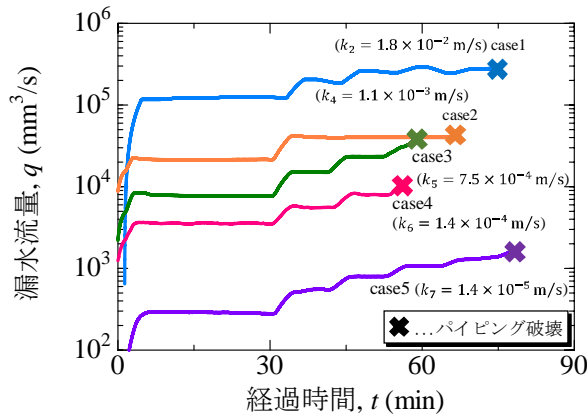


図6 漏水流量の経時変化 (単一層)

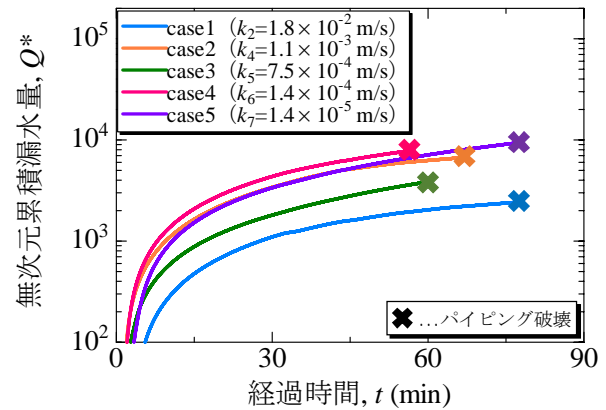


図8 無次元累積漏水量の経時変化 (単一層)

($k_5=7.50 \times 10^{-4}$ 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

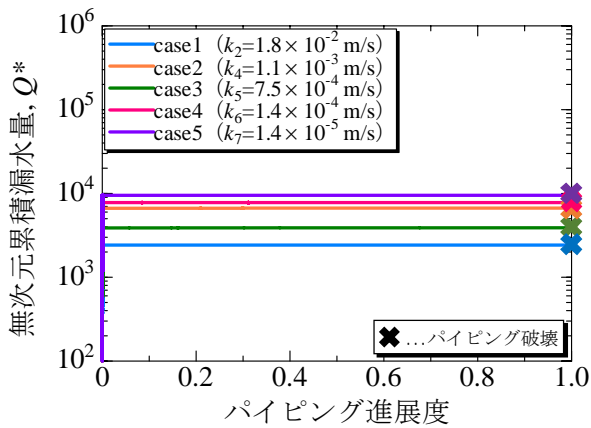


図9 パイピング進展度と無次元累積漏水量 (単一層)

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流量が増加し、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

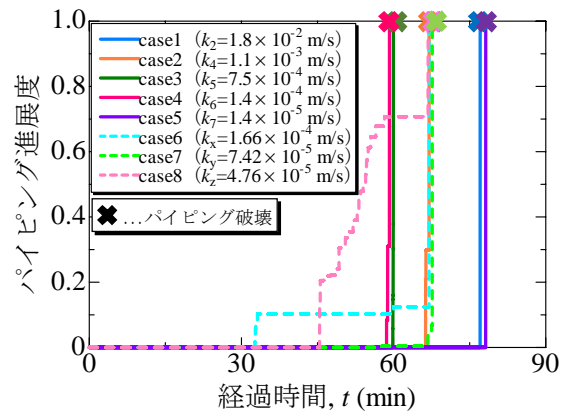


図10 パイピング進展度の経時変化 (全ケース)

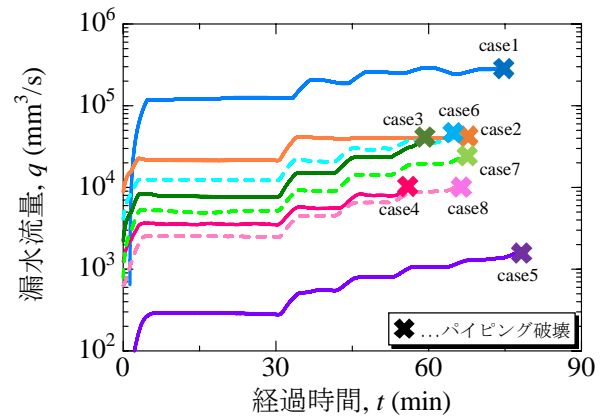


図11 漏水流量の経時変化 (全ケース)

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。

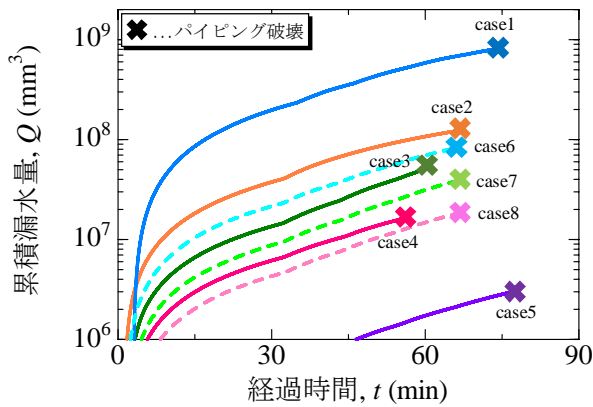


図 12 累積漏水量の経時変化 (全ケース)

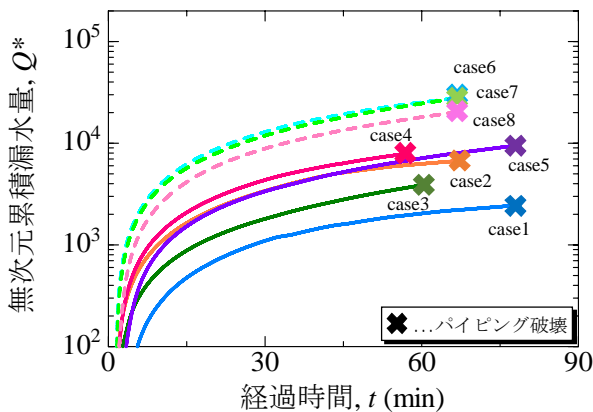


図 13 無次元累積漏水量の経時変化 (全ケース)

(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

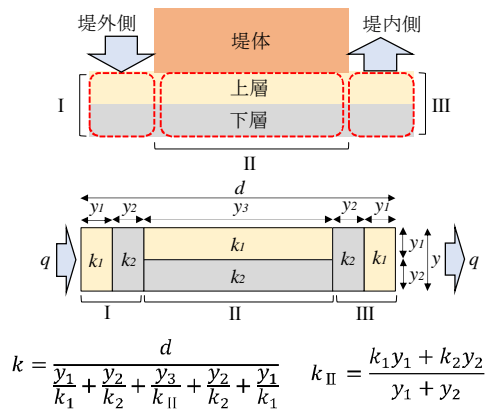


図 14 合成透水係数の算出方法

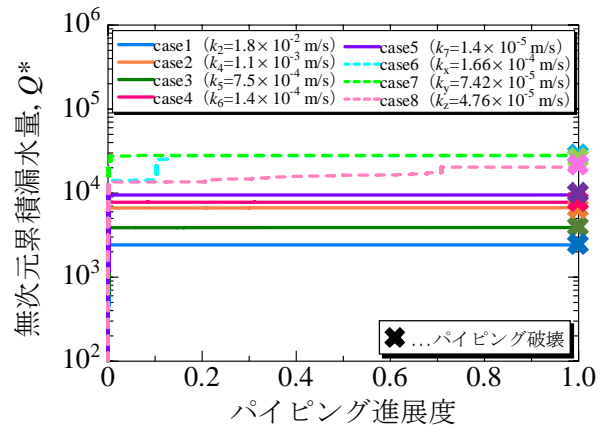


図 15 パイピング進展度と無次元累積漏水量 (全ケース)

られる。複層地盤では、基礎地盤が徐々に弱体化し、破壊に至るといった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

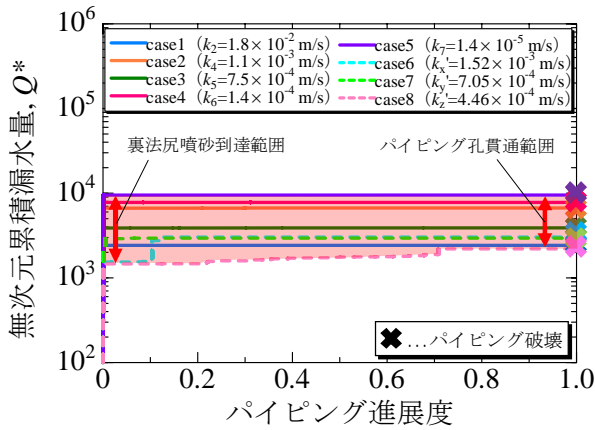


図 16 パイピング進展度と無次元累積漏水量（複層補正）

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路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)。

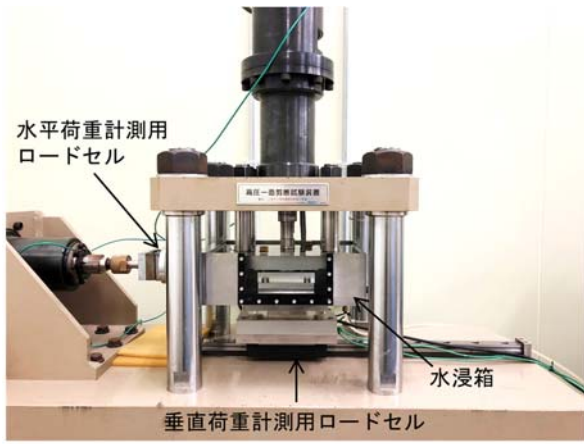


図1 一面せん断試験機

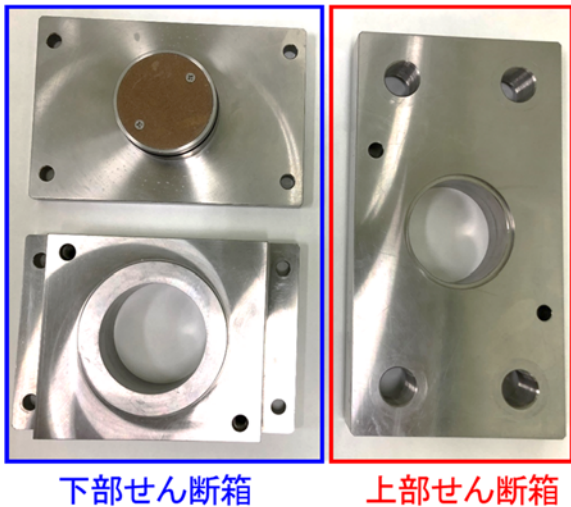


図2 せん断箱

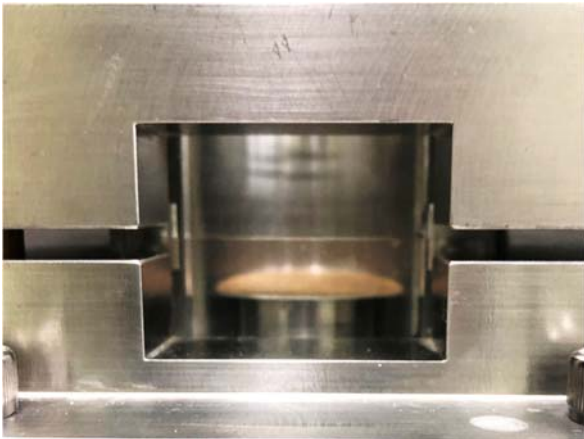


図3 せん断箱前面の亚克力板

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。

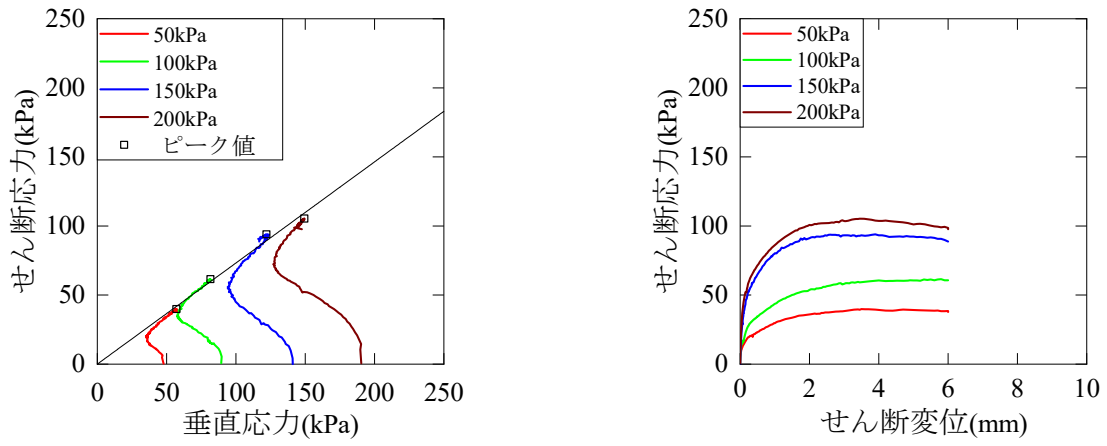


図4 砂の定体積単調一面せん断試験結果

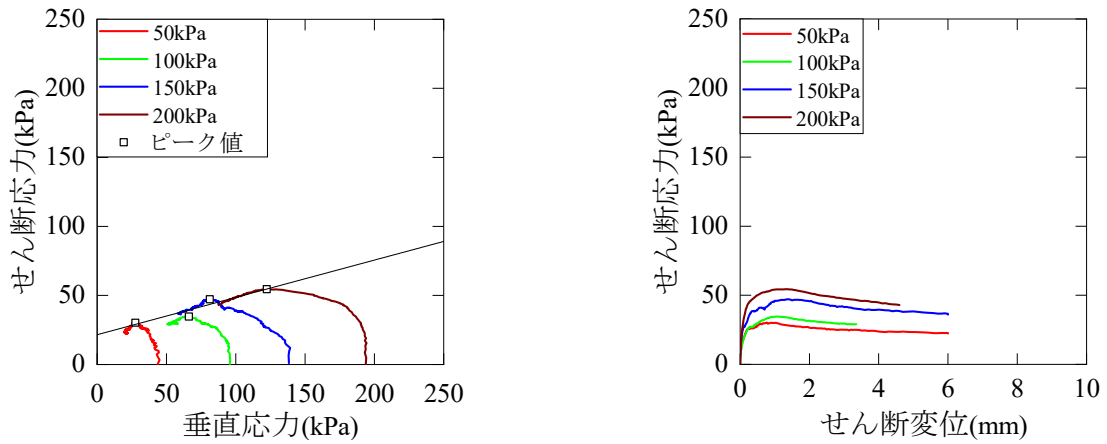


図5 シルトの定体積単調一面せん断試験結果

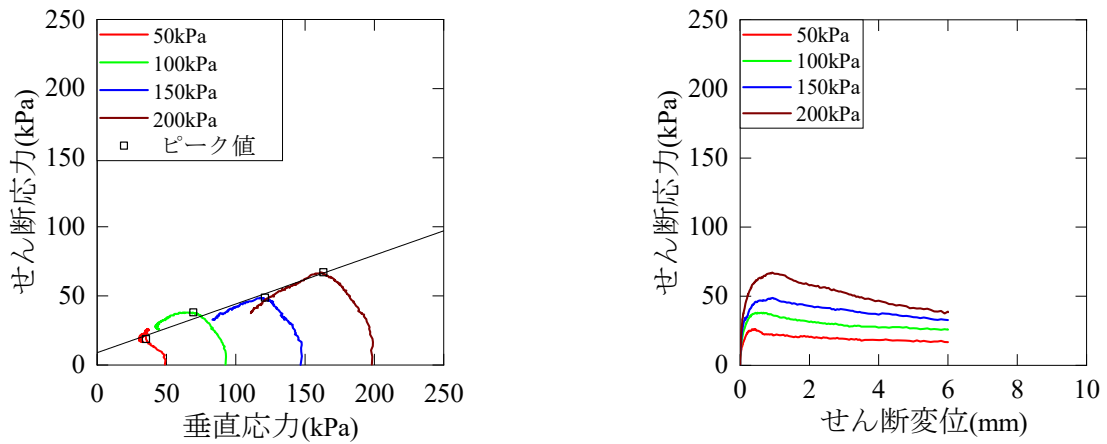


図6 砂・シルトの定体積単調一面せん断試験結果

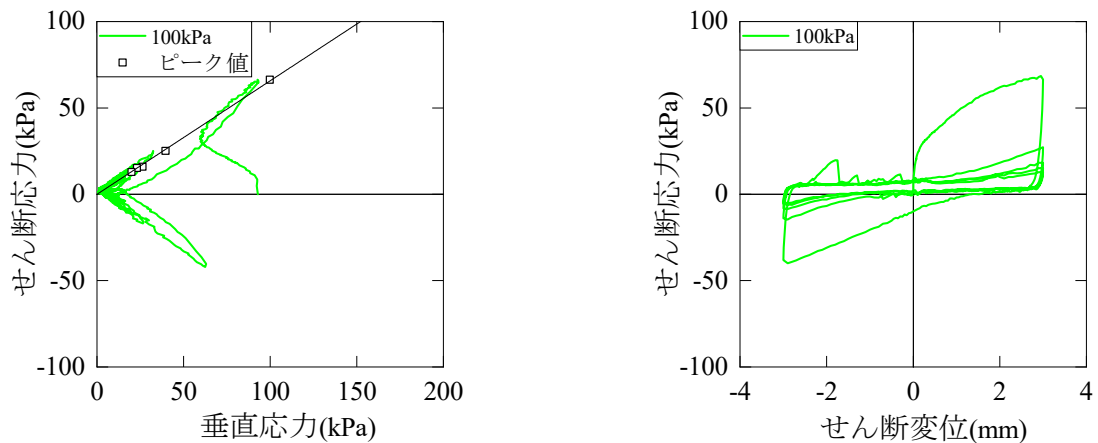


図8 砂の定体積繰返し一面せん断試験結果

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

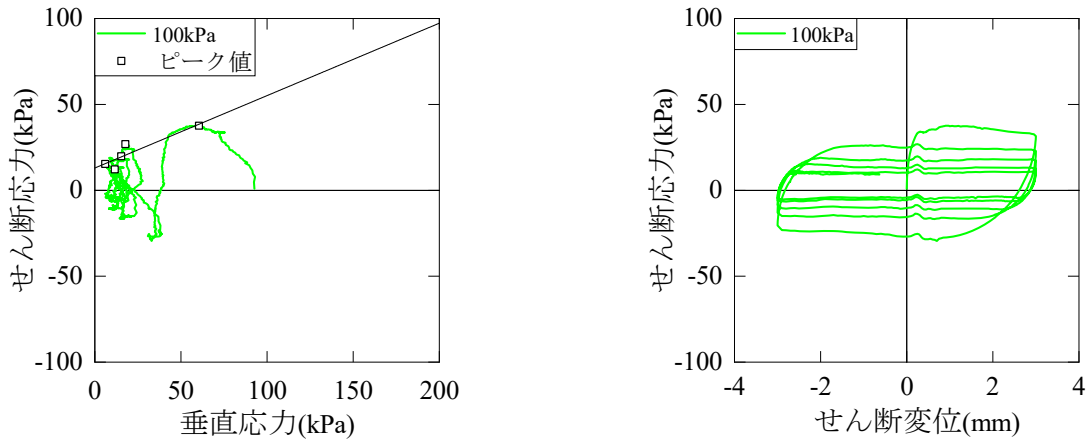


図9 シルトの定体積繰返し一面せん断試験結果

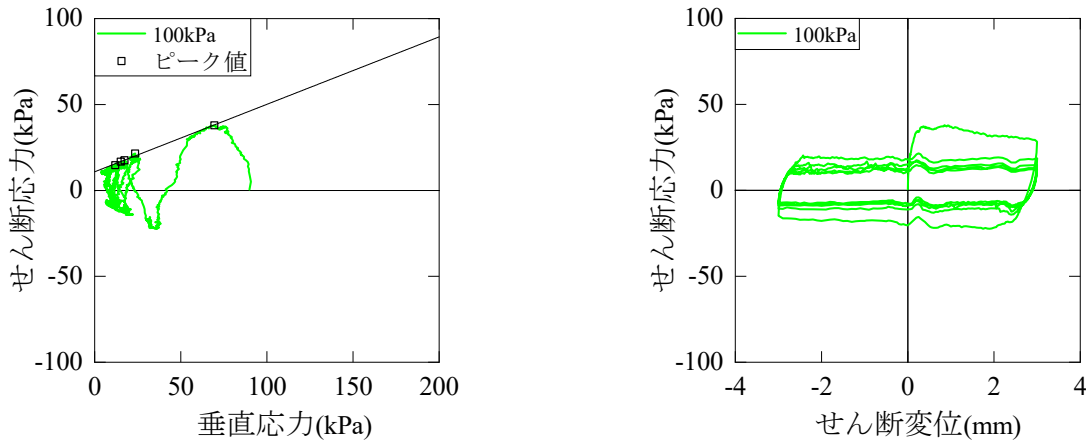


図10 砂・シルトの定体積繰返し一面せん断試験結果

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

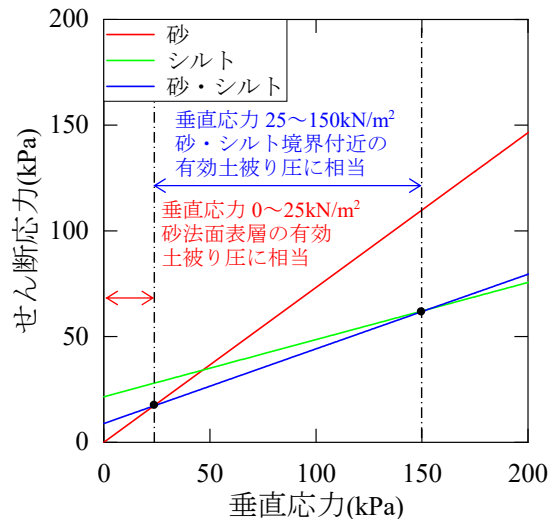


図7 単調載荷試験から得られた破壊基準線

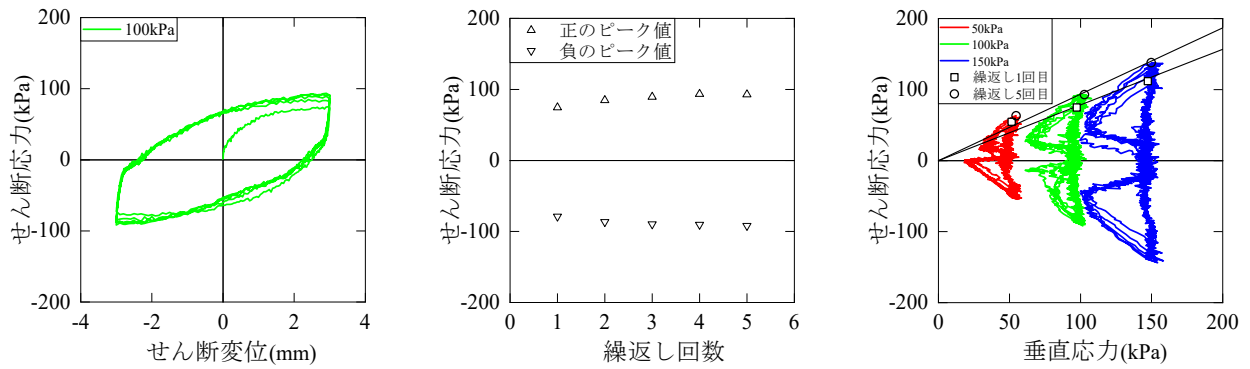


図 11 砂の定圧繰返し一面せん断試験結果

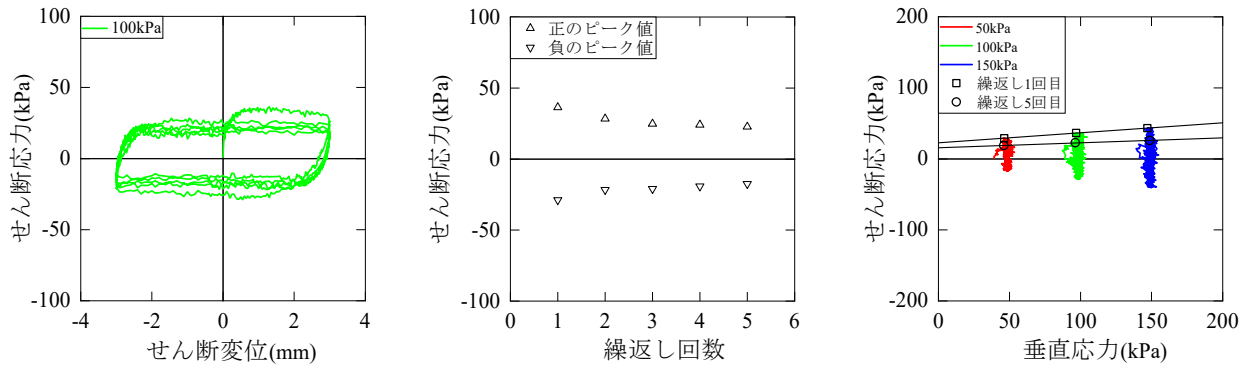


図 12 シルトの定圧繰返し一面せん断試験結果

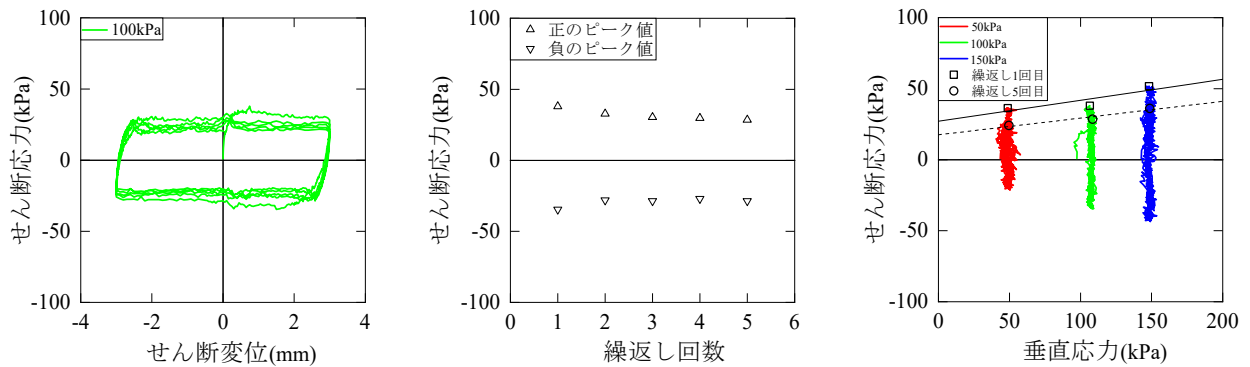


図 13 砂・シルトの定圧繰返し一面せん断試験結果

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。

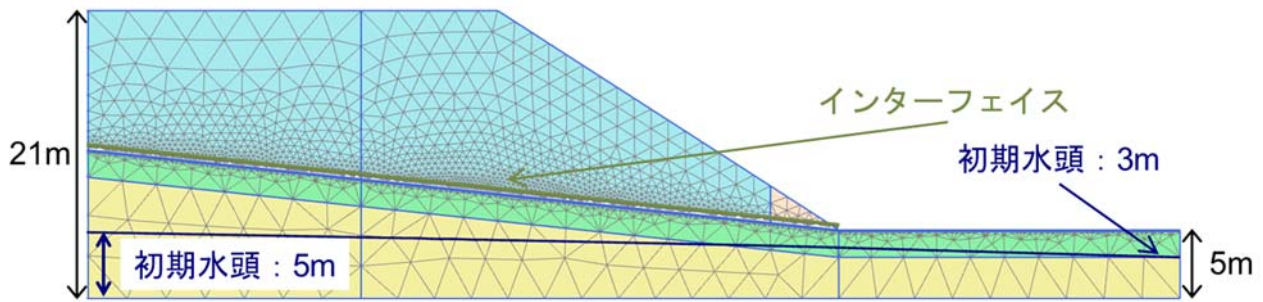


図 14 解析モデル

表 3 各土層の解析パラメータ

名称			砂層	シルト層	砂礫層	インターフェース				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								
インターフェースの剛性	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ース要素を設置した。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、インターフェース、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。インターフェースの粘着力 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。

インターフェースの粘着力 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ー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、インターフェー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

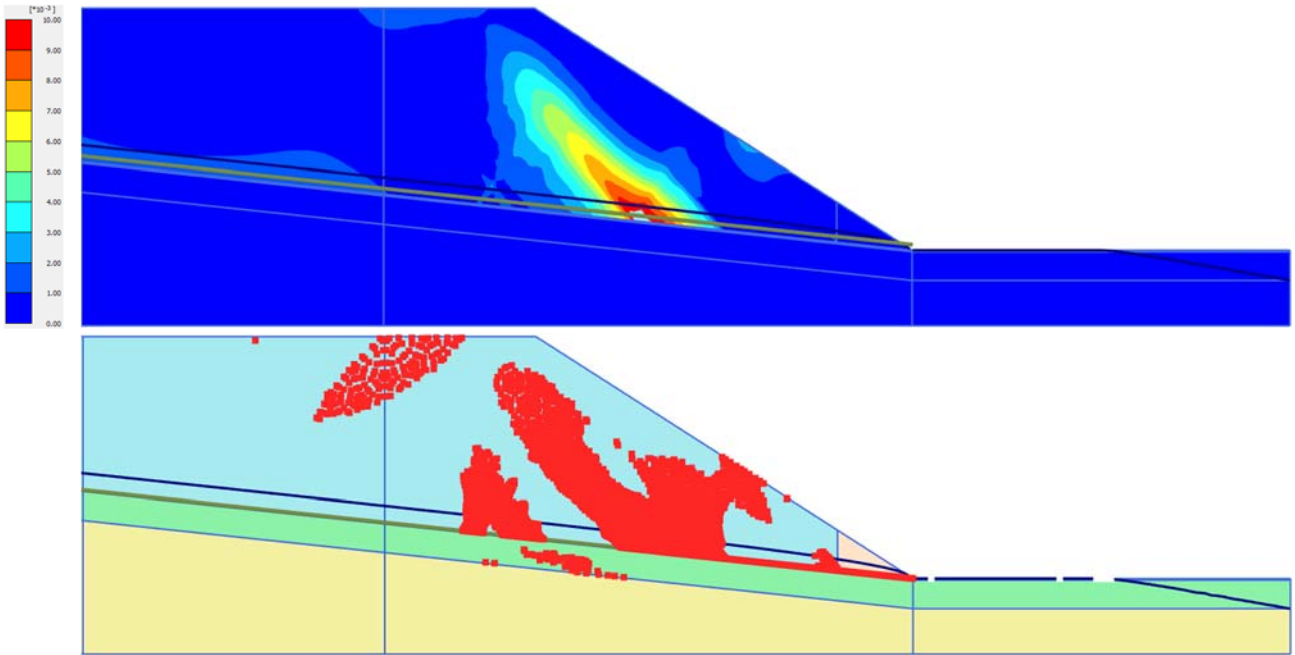


図 15 case1 のせん断ひずみと破壊点分布 (境界層に十分に小さいせん断強度を適用)

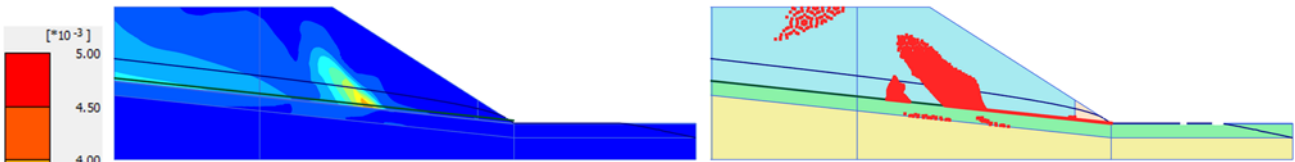


図 16 case2 のせん断ひずみと破壊点分布 (境界層にシルトの定圧繰返しせん断強度を適用)

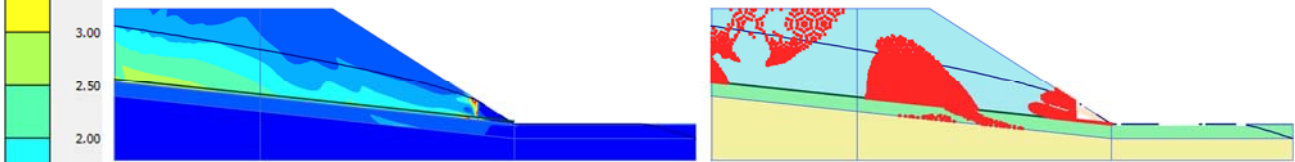


図 17 case3 のせん断ひずみと破壊点分布 (境界層にシルトの定体積せん断強度を適用)

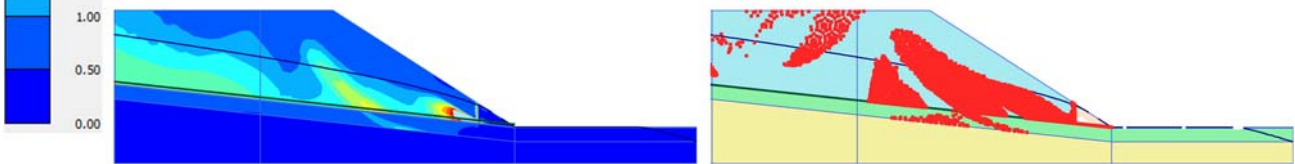


図 18 case4 のせん断ひずみと破壊点分布 (境界層に砂・シルトの定体積せん断強度を適用)

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、近年再注目されているが、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

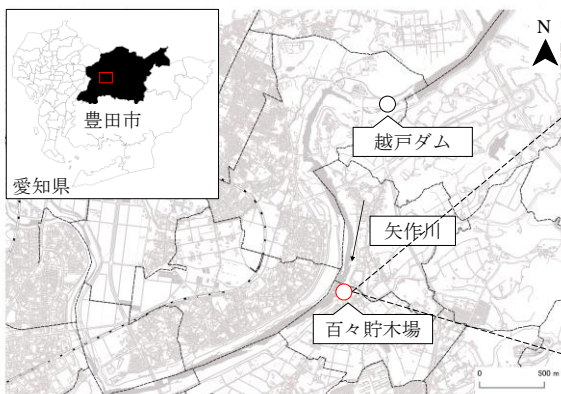


図 1 百々貯木場の位置図 (地理院タイルに加筆)



図 2 南側からの百々貯木場の全容 (2021年10月撮影)

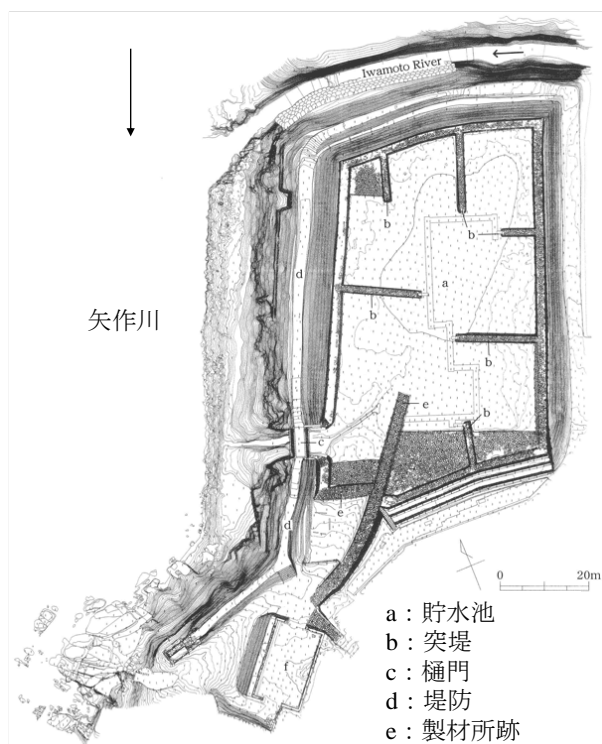


図 3 百々貯木場の平面図 (2001年豊田市作成⁵⁾ に加筆)

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

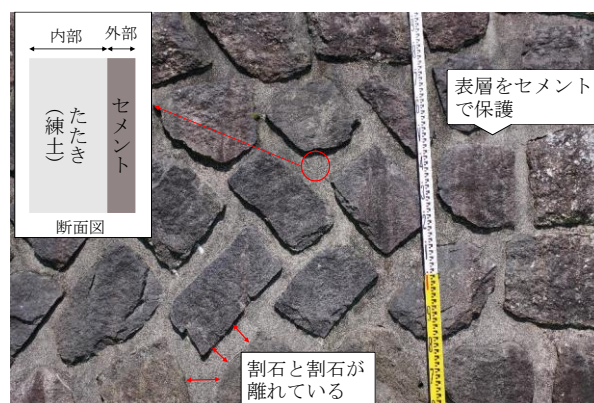


図 4 人造石の外観上の特徴 (左上：断面図)

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： $\delta_{CCD}=0.0024$ 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。



a: 貯水池 b: 突堤 c: 樋門
d: 堤防 e: 製材所跡

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 0.3~0.6m 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、貯木場全域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

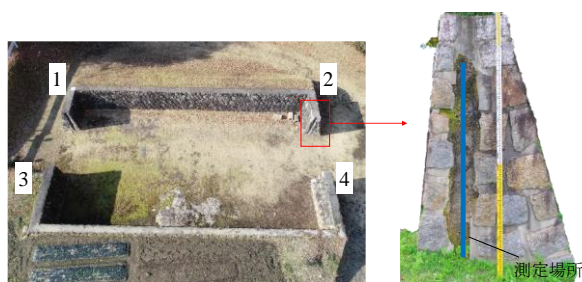


図6 測定場所

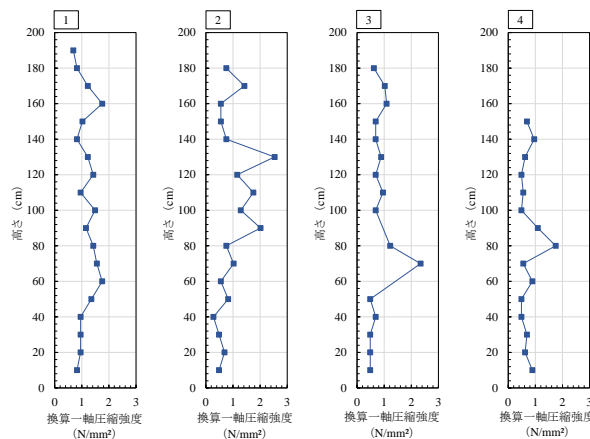


図7 針貫入試験による換算一軸圧縮強度の分布

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と、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の一次元モデル(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 κ	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

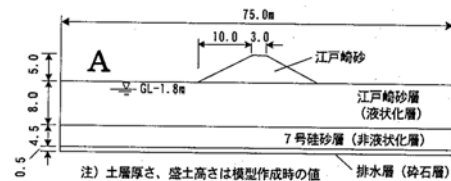


図1 遠心模型実験のモデル⁴⁾

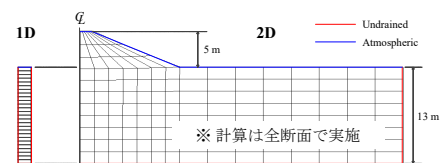


図2 有限要素メッシュ(地震応答解析)

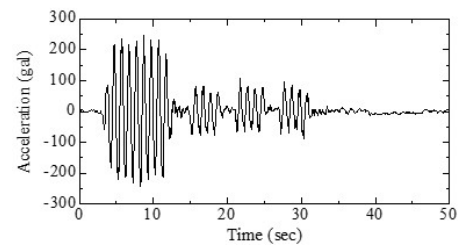
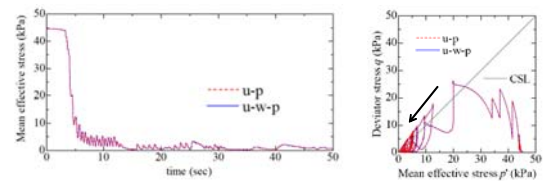
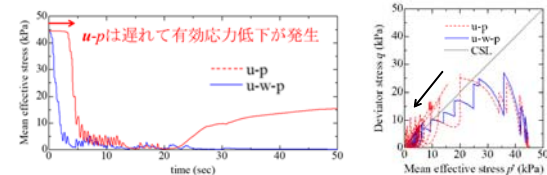


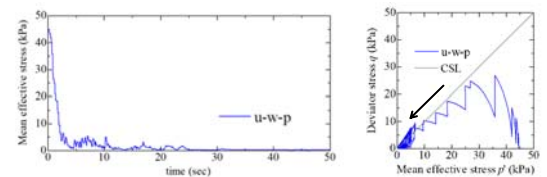
図3 入力不規則波



① $k = 1.95\times 10^{-2}$ cm/s



② $k = 1.95\times 10^{-2}$ cm/s



③ $k = 1.95\times 10^{-2}$ 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し、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

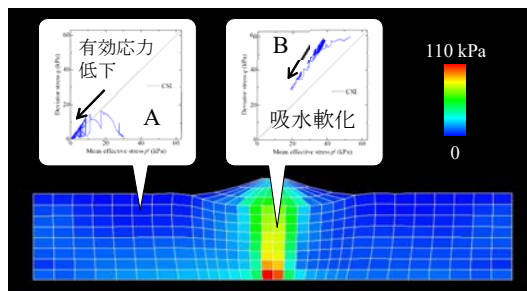


図5 平均有効応力 (最大加速度到達時)

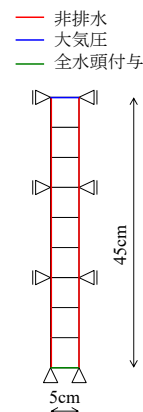


図6 一次元メッシュ (一次元ボイリング解析)

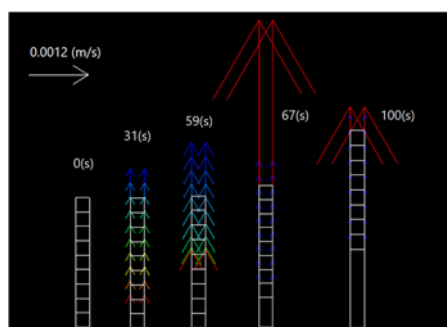


図7 相対平均流速分布 (透水係数一定)

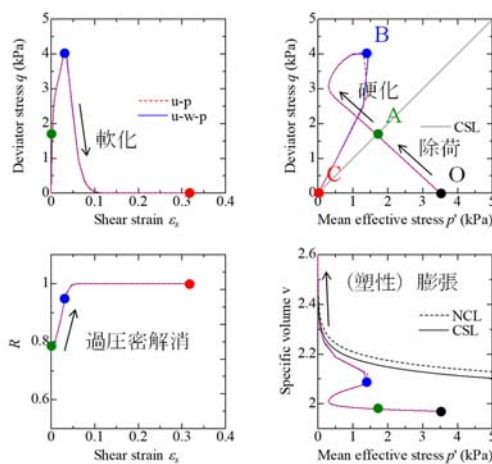


図8 下端要素の要素挙動 (透水係数一定)

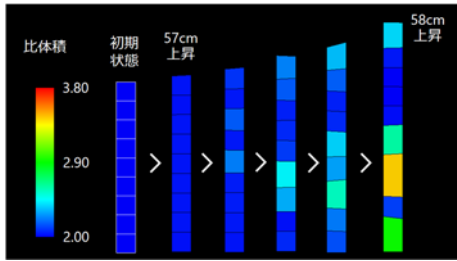


図9 比体積分布 (透水係数は間隙比依存)

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

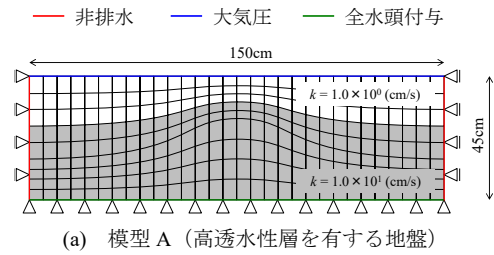
図10に示す(a)地盤下部に高透水層を有し、上部層厚の薄い中央部で局所動水勾配が最大となる模型Aと、(b)堤体まわりに二次元浸透場を生じる模型Bに対し $u-w-p$ で解析を行った。弾塑性定数および全水頭を与える境界での全水頭増加率は一次元解析に準拠した。

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。

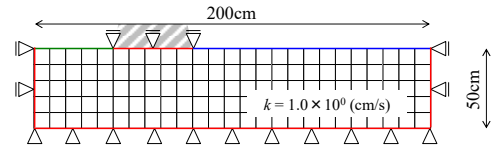
なお、一次元解析および二次元解析(模型A)では解が非対称となったが、これは数値誤差の影響で不安定化時に解が非対称モードに分岐したためであると考えている。

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同時に、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。

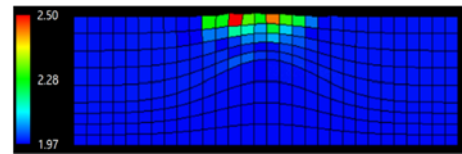


(a) 模型A (高透水性層を有する地盤)

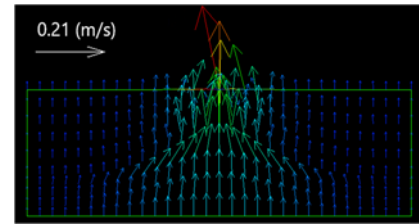


(b) 模型B (堤体まわりの浸透)

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)

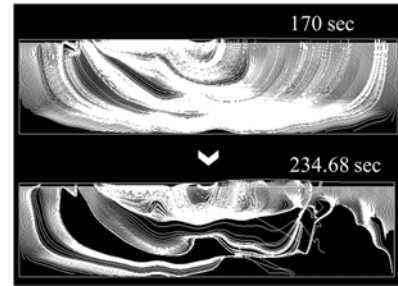


図12 流線の推移 (模型B)

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, $c_p = \sqrt{(E_c/\rho^f)}$ は非減衰波速, $c_v = kE_c/\gamma_w$ は圧密係数, $\rho^f = \rho_s + \rho_f/e^2$, $G_s = \rho^s/\rho^f$ 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。

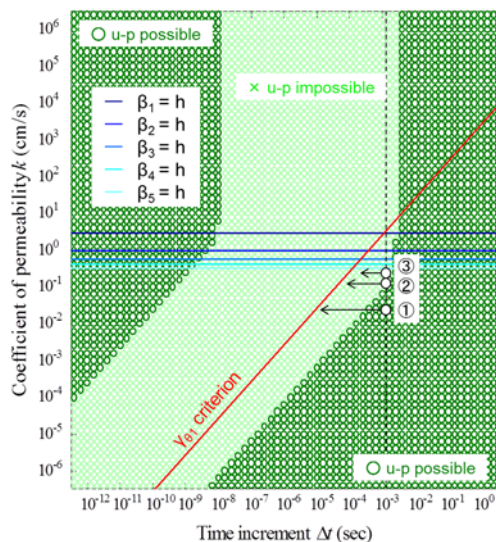


図 13 数値安定性 ($u-p$)

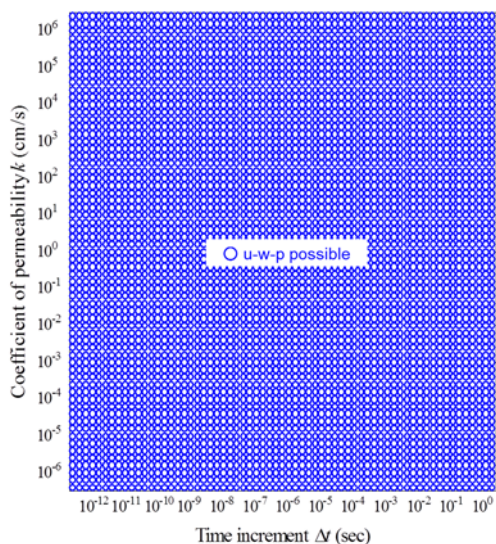


図 14 数値安定性 ($u-w-p$)

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_p^p\ $ と $-D_p^p$ 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

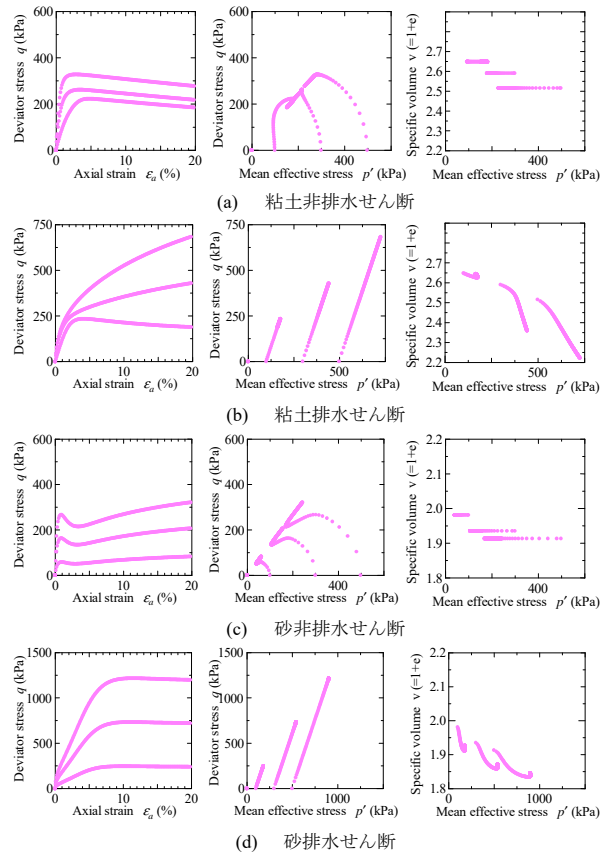


図1 正解パラメータの応答

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、 $pbest_i^t$, $lbest_i^t$, $gbest_i^t$ の更新を行う。ここで、 $gbest$ 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、 $pbest_i^t$, $lbest_i^t$, $gbest_i^t$ 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。

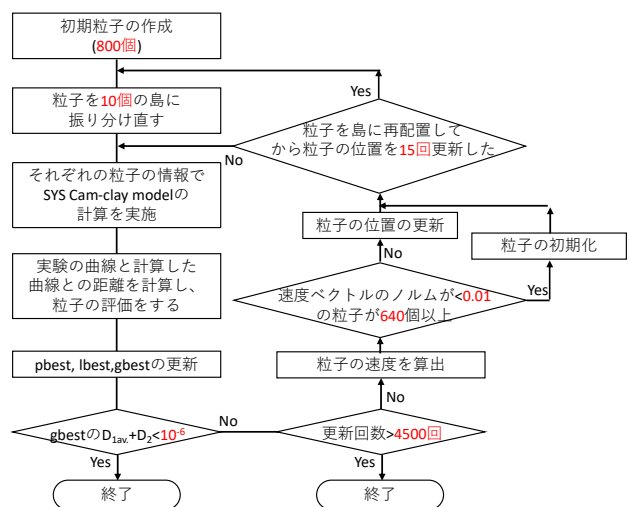


図2 計算フロー (赤文字は自由に設定可能な数値)

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。

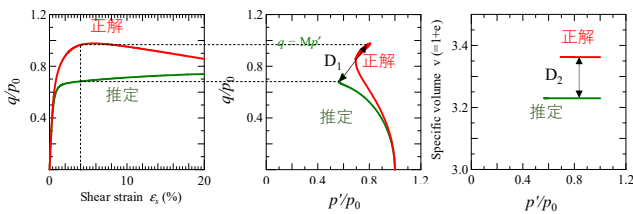


図3 非排水せん断の時の評価方法

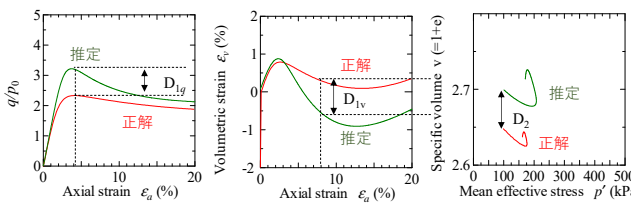


図4 排水せん断の評価方法

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ことで問題となっている。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。

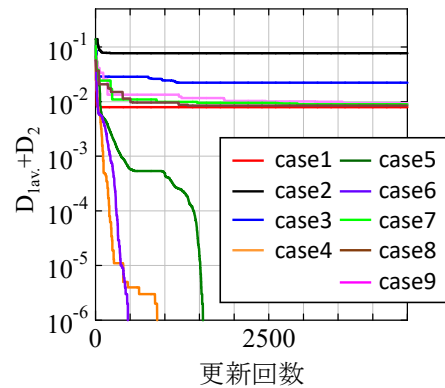


図5 粘土の非排水せん断の時の結果

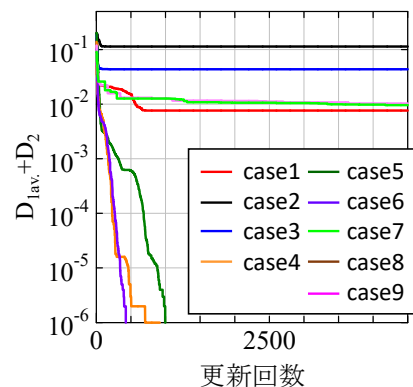


図6 粘土の排水せん断の時の結果

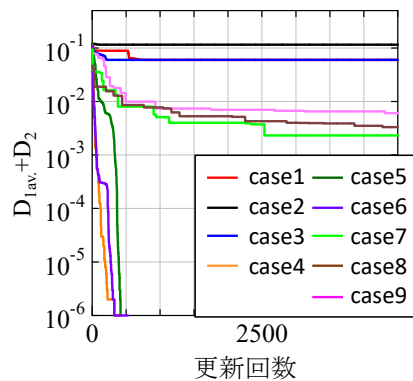


図7 砂の非排水せん断の時の結果

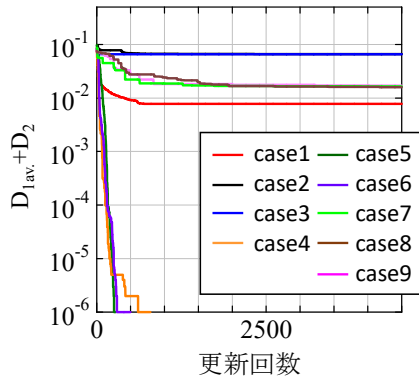


図 8 砂の排水せん断の時の結果

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