



第32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。

<http://jgs-chubu.org/sympo32/>

2020年10月3日（土）（オンライン開催）

主催：公益社団法人 地盤工学会 中部支部

後援：（一社）日本建設業連合会中部支部

（一社）日本応用地質学会中部支部

（一社）中部地質調査業協会

（一社）建設コンサルタント協会中部支部

目次

8 : 30 開場

9 : 00 ~ 9 : 05 開会あいさつ (地盤工学会中部支部支部長 小高 猛司)

第1セッション (9 : 05 ~ 10 : 40)

司会 岐阜工業高等専門学校 水野 和憲

- 1-1. 矢板周りの浸透破壊を対象とした模型実験における地盤材料がプレ破壊からポスト破壊現象へ及ぼす影響 1
○矢上 英里香 (豊橋技術科学大学), 松田 達也, 三浦 均也, 内藤 直人, 藤井 湧大
- 1-2. 河川堤防のパイピング破壊における間隙水圧の消散および浸透流の局所化の影響 5
○伊神 友裕 (名古屋工業大学), 前田 健一, 牧 洋平, 岡田 類
- 1-3. 堤防模型実験の実務適用性と法尻排水工の対策効果の検討 13
○中村 宏樹 (名城大学), 小高 猛司, 李 圭太, 山田 紘太郎, 福永 葵衣, 大橋 健司
- 1-4. セメント浸透注入工法による改良地盤の温度・酸の環境下における力学挙動に関する研究 17
○岩田 朋也 (名古屋工業大学), 大原 一哲, 彭 鵬, 岩井 裕正, 張 鋒
- 1-5. 鉛直振動荷重を受けるパイルドラフト基礎の水土連成変形特性に関する研究 23
○千野 伸晶 (名古屋工業大学), 長崎 耕欣, 朱 文軒, 岩井 裕正, 張 鋒
- 1-6. 構造的砂質土と疑似粘性土の単調ならびに繰返し載荷時の力学挙動 29
○藤田 薫 (名城大学), 小高 猛司, 久保 裕一, 李 圭太, 神野 俊也
- 1-7. 落石防護土堤の性能設計法の確立に向けた重錘衝突実験 33
○杉山 直優 (名古屋工業大学), 前田 健一, 峯 祐貴, 磯合 凌弥, 鈴木 健太郎,
今野 久志

第2セッション (10 : 50 ~ 12 : 25)

司会 名城大学 藤井 幸泰

- 2-1. 既設小規模構造物を対象とした浮き型格子状地盤改良による液状化対策効果 41
○中谷 一貴 (名古屋工業大学), 森河 由紀弘, 前田 健一, 佐藤 智範
- 2-2. 細粒分流出量の違いが砂質土の単調・繰返しせん断挙動に及ぼす影響 47
○廣田 康起 (名古屋大学), 中野 正樹, 酒井 崇之

2-3. アンカー式補強土壁の地震時変形量の簡易的算定手法	53
○林 大瑚 (豊田工業高等専門学校), 小林 睦, 小浪 岳治, 林 豪人, 三浦 均也	
2-4. 海溝型および直下型地震が泥岩高盛土の変形挙動に及ぼす影響	59
○犬飼 翔吾 (名古屋大学), 酒井 崇之, 中野 正樹	
2-5. 傾斜地盤上の既設高盛土の表層置換・押え盛土工の耐震性に関する数値解析的検討	65
○酒井 崇之 (名古屋大学), 中野 正樹, 稲垣 太浩	
2-6. 海底地すべりにおけるクリープ挙動の分岐に関する線形安定解析	73
○岩井 裕正 (名古屋工業大学), 安井 俊平	
2-7. 横ずれ断層の非一様な幾何形状がリーデルせん断の形成に及ぼす影響に関する検討	79
○岩井 周平 (名古屋大学), 野田 利弘, 豊田 智大	

12:25～12:30 閉会挨拶 (シンポジウム部会部会長 藤井 幸泰)

第1セッション
(9 : 05 ~ 10 : 40)

司会 水野 和憲
(岐阜工業高等専門学校)

矢板周りの浸透破壊を対象とした模型実験における地盤材料が プレ破壊からポスト破壊現象へ及ぼす影響

矢上英里香¹，松田達也²，三浦均也²，内藤直人²，藤井湧大¹

- 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

概 要

洗堀・侵食現象において、実現象を定量的に再現しうる数値モデルの構築が課題となっている。モデルを構築するために模型実験がよく行われるが、実物と模型の相互関係において、幾何学的相似性や力学的相似性を満足しなければ、実現象を再現することはできない。現状における洗堀・侵食現象を対象に実施される移動床実験では、移動床として使用する地盤材料の取扱いに関する相似則の検討が不十分であり、得られた結果の妥当性を評価することが難しい。本研究では水理模型実験における地盤材料の取扱い方法を明確にするため、矢板周りの浸透破壊現象を対象に、プレ破壊～ポスト破壊に至るまでの現象を定性的・定量的に評価し、地盤材料による現象への影響を分析した。限界動水勾配と統一した実験から地盤材料によって破壊までの時間、破壊状態、土粒子速度の挙動などで差異が見られた。材料形状や粒度、透水性などの要因により変化することを確認した。

キーワード：水理模型実験，地盤材料，相似則，浸透破壊

1. はじめに

洪水による河床変動や波浪・津波による海底床変動は構造物の安定性を喪失させる可能性が高い。このような底床移動は、表面流れによる底面せん断力と地盤内の有効応力変動が複雑に影響し合う現象と考える¹⁾²⁾。現象を解明する手法として模型実験があるが、実物と模型の相互関係において幾何学的相似性や力学的相似性を満足しなければ、模型実験において実現象を再現することはできない³⁾。しかしながら、現状では上述のような現象を対象として実施される移動床実験において、底床として使用する地盤材料に対して実験条件に従う幾何学的縮尺比を適用すると、非常に小さな粒径の材料を使用しなければいけなくなり、実際には実物と同等の材料を使うか、粒径は同程度で比重が軽い材料を使うなどの工夫が取られている。しかし、地盤材料の取扱いについてはこれまで十分な議論がなく、相似則に関する検討は不十分である。そのため、今後は各々の現象をもとに相似則を考察し、基準化を図る必要がある。

一方で、地盤工学分野ではこれまでピーク時での破壊判定が主な議論の対象であり、模型実験においても破壊に至るまでの力学挙動に着目した相似則に則って検討が行われてきた。しかし今後は、模型実験における崩壊挙動を積極的に評価し、破壊過程全体を捉えることが重要と考える。

本研究では、上記に示す水理-地盤工学が融合する問題に対し、地盤工学分野において古典的かつ基礎的な矢板

周りの浸透破壊現象を対象とすることにした。その理由として、破壊に至るまで（プレ破壊と称す）は、地盤工学における典型的な問題であり、これまでの知見⁴⁾⁵⁾⁶⁾を踏まえて現象を観察することができること、また、破壊後（ポスト破壊と称す）は、土粒子の移動を伴う大変形が生じるため、地盤工学の知見に加え、水工学の知見が重要となる問題であり、かつ、地盤材料による土砂移動への影響が適切に評価できると考えたためである。

本実験では地盤材料の粒径を変化させた際のプレ破壊からポスト破壊までの現象を定性的・定量的に評価し、地盤材料による現象の違いについて分析した。

2. 矢板周りの浸透破壊現象を対象とした模型実験

2.1 実験概要

図1に示す通り、縦200mm×横600mm×高さ600mmの模型装置を使用した。矢板の長さは装置天端から500mmであり、底面まで100mmのクリアランスがある。

地盤模型を作製するため、底部から150mmまで水を注水し、矢板根入れ深さが50mmとなるよう、水中落下法により高さ150mmの地盤を作製した。すべての実験において、間隙比が一定となるように調整した。詳細の次節で示す。

実験時は、地盤内の間隙水圧を計測するため、矢板周りに沿って地盤面から25mmピッチで上流および下流に6箇

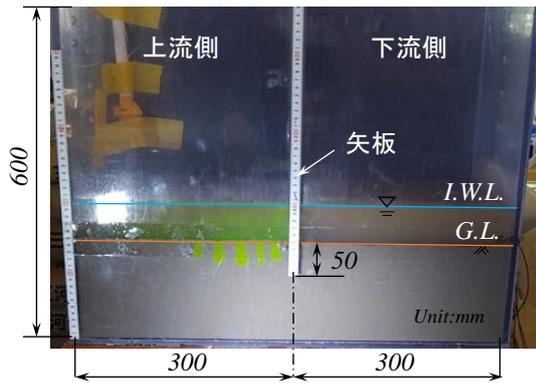


図1 実験装置の概要

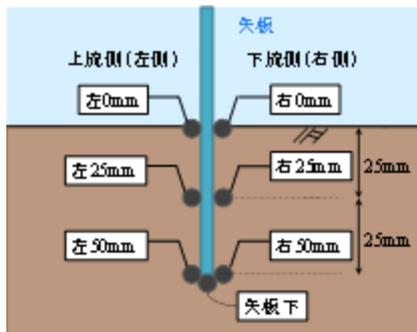


図2 間隙水圧計の設置位置

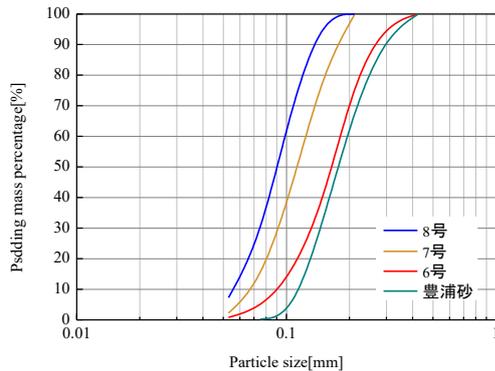


図3 地盤材料の粒径加積曲線

表1 地盤材料の物理的性質

	平均粒径 D_{50} (mm)	相対密度(%)	透水係数[m/s]
硅砂 8号	0.009	45.5	6.5×10^{-6}
硅砂 7号	0.012	30.5	9.0×10^{-6}
硅砂 6号	0.017	28.4	2.6×10^{-5}
豊浦砂	0.018	4.7	3.8×10^{-5}

所, さらに矢板下に1箇所, 計7箇所に間隙水圧計を設置した。図2に間隙水圧計の設置場所を示す。また, 現象を視覚的に考察するため, 高速度カメラ(200fps)とビデオカメラを用いて実験の撮影を行った。水の流れを可視化するために, ウラニン水溶液を上流側の地盤に注入した。その後, 初期水位(地盤面より+50mm)からポンプを用いて上流側へ一定流量($Q=42.9\text{cm}^3/\text{s}$)で注水した。

2.2 実験条件

地盤材料は硅砂8号, 硅砂7号, 硅砂6号, 豊浦砂を使用した。図3に地盤材料の粒径加積曲線を, 表1に地盤材料の物理的性質をそれぞれ示す。

本実験では, すべての地盤材料において堆積時の初期間隙比を0.936に統一した。その理由として, 浸透破壊が生じる限界動水勾配は式(1)に示すとおり, 土粒子比重 G_s と空隙比 e のみで決まるため, 各々の材料の破壊外力を統一することができるからである。

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (1)$$

3. 実験結果と考察

3.1 地盤内の空隙水圧変化

図4に空隙水圧計により計測された, 各地盤材料の空隙水圧の経時変化を示す。

一定流入条件により, 透水係数が小さい硅砂8号では透水量が少ないため, 上流側の水位上昇が早くかつ大きくなり, 傾きの勾配が急となった。一方で, 材料により透水係数が大きくなるに従い, 上流側の水位の上昇が小さくなり, 傾きは緩やかとなった。硅砂8号は他の地盤材料に比べ, 上流側の空隙水圧値が特に大きくなった。

3.2 プレ破壊に至るまでの水位差変化

本実験結果は各地盤材料で4回ずつ浸透破壊実験を実施したうち, 各実験で再現性が得られた実験データを採用して検討する。

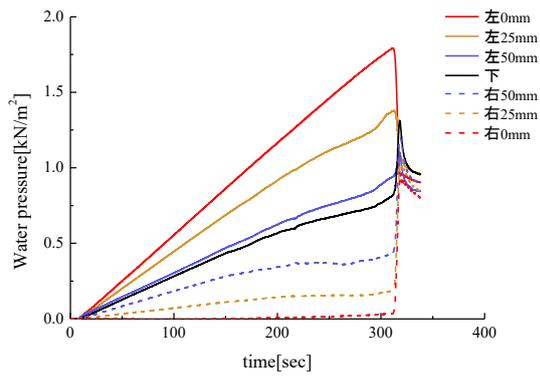
浸透破壊に至るまでの変化について, 空隙水圧計より得られた空隙水圧値から算出した土粒子の有効応力をもとに, 有効応力がゼロになる時の実験経過時間と水位差を動画より抽出した水位差の時系列変化と合わせて考察した。地盤の有効応力 σ' は式(2)より算出した。

$$\sigma' = \sigma - u = \left(\frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot D + h_2 \right) \cdot \gamma_w - u \quad (2)$$

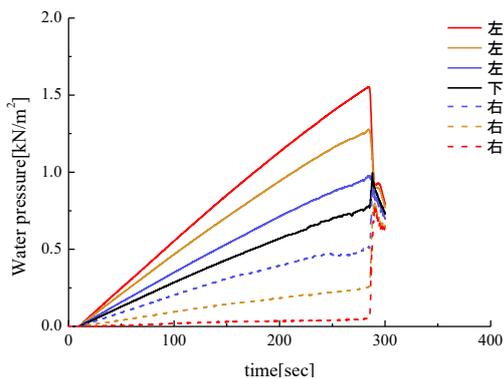
ここで, 全応力 σ [kN/m²], u :空隙水圧[kN/m²](下流側 G.L.-50mm), γ_{sat} :飽和単位体積重量[kN/m³], D :根入れ深さ=0.05[m], h_2 :下流側の水位差=0.05[m]である。有効応力を算出することで, 地盤の不安定状態を考察した。

図5に各地盤材料における水位差の経時変化を, 表2に有効応力がゼロに至った時点, 目視により浸透破壊を確認した時点のそれぞれ示す平均水位差を示す。

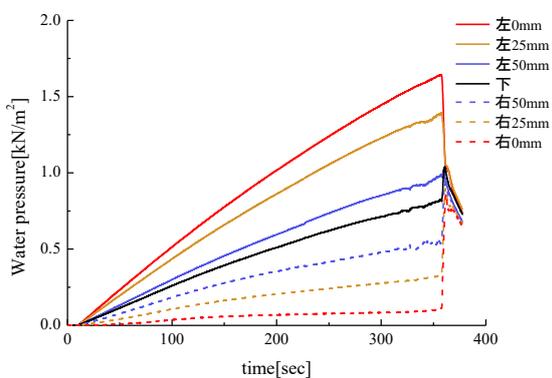
地盤の有効応力がゼロに至るまでの経過時間は地盤材料ごとに若干の違いは見られるものの, 大凡同等であることを確認した。ただし, 硅砂8号については経過時間が長く, さらに水位差が大きくなっている。これは, 硅砂8号の細粒分の含有量の高さによる, 粘性の影響が考えられるが, 十分な考察までには至っていない。一方で, 最大水位差に至り, 浸透破壊が生じるまでの経過時間及び水位差は地盤材料によって異なることがわかった。



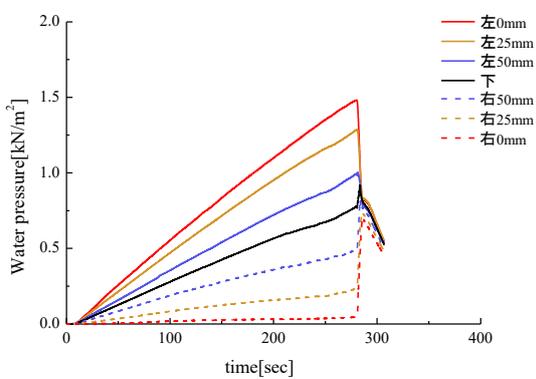
(a) 珪砂8号



(b) 珪砂7号



(c) 珪砂6号



(d) 豊浦砂

図4 各地盤材料の間隙水圧の経時変化

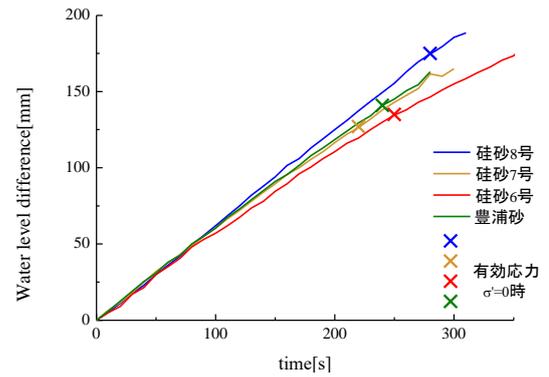


図5 矢板で隔てられて生じる水位差の経時変化

表 2 各状態時における平均水位差 [mm]

	珪砂 8号	珪砂 7号	珪砂 6号	豊浦砂
有効応力 $\sigma=0$ 時	173	128	130	137
浸透破壊時	189	170	180	158

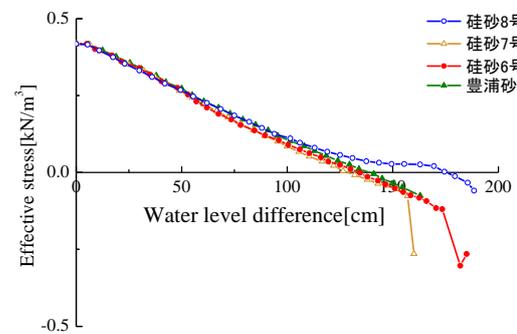


図6 水位差の上昇に伴う有効応力の変化

3.3 プレ破壊に至るまでの有効応力変化

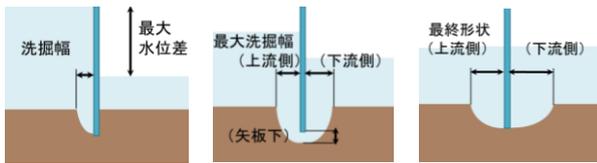
図 6 は水位差の上昇に伴う有効応力の変化を示している。水位差が 125mm までの挙動が地盤材料によらず、概ね一致している。しかし、珪砂 8号は地盤が不安定になる直前に有効応力の減少が緩やかになっている。一方で、他の地盤材料は地盤が不安定になってから、破壊するまでの水位差に開きがあり、急激に安定性を失い破壊に至っていることがわかる。

3.4 プレ破壊からポスト破壊の破壊モード

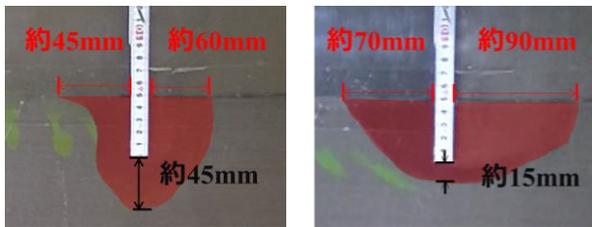
地盤材料による浸透破壊挙動の相違を考察するため、撮影画像をもとに、プレ破壊時、ピーク破壊時、ポスト破壊時を対象に土粒子移動の視覚的評価を試みた。

図 7 に比較対象とした 3 つの破壊モードの概略図を示す。プレ破壊時は上流側と下流側の水位差が最大となり、浸透破壊が生じた時点と定義している。また、ピーク破壊時は浸透破壊過程で矢板周りの地盤の洗掘が最大の時点と定め、ポスト破壊時では上流から下流への土砂移動が落ち着き、地盤が静止状態になった時点と定めている。

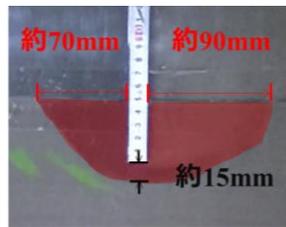
図 8 にビデオカメラより撮影した各地盤材料のピーク破壊時の破壊モードを示す、赤色のマーキング箇所が地盤



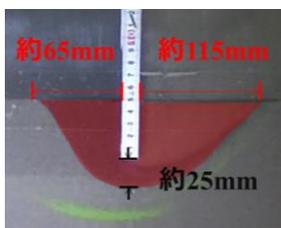
(a)プレ破壊時 (b)ピーク破壊時 (c)ポスト破壊時
図7 比較対象とした破壊モードの概略図



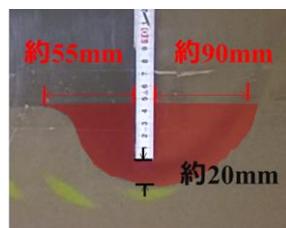
(a) 珪砂8号



(b) 珪砂7号



(c) 珪砂6号



(d) 豊浦砂

図8 各地盤材料のピーク破壊時のモード

の洗掘部分である。他の材料は水平方向の洗掘が大きく、深さが浅い破壊モードに対し、珪砂8号は深さ方向の洗掘が大きく、横幅が狭まった破壊モードである。また、上流側の地盤に注入したインクに着目すると、珪砂8号は上流側にインクが残留しているが、豊浦砂は下流側の地盤までインクが浸透している。以上から、地盤材料ごとで破壊モードや水の浸透力の違いが確認された。

続いて、各地盤材料のプレ破壊時、ピーク破壊時、ポスト破壊時の平均洗掘幅を求めた(表3)。土粒子の粒径が大きくなるほど、洗掘幅が大きくなっている。しかし、全体的に洗掘幅が小さい珪砂8号は、最大洗掘幅時の矢板下の洗掘幅が特に大きいことから、他の材料と比較しても洗掘されにくいことがわかった。

一方で、珪砂6号と豊浦砂では近い粒度分布にも関わらず、洗掘形状等に違いが生じた。この理由については、地盤材料の特性と合わせ、今後詳細に考察が必要と考える。

4. 結論

本研究では、矢板周りの浸透破壊実験を行い、地盤材料の粒径を変化させ、地盤材料が矢板周りの浸透破壊挙動に与える影響評価を行った。以下に主な結論をまとめる。

- 1) 珪砂8号は他の地盤材料に比べ、水位差、有効応力変化、破壊モード、土粒子の速度などで違いが見られた。これは、透水性が低く、細粒分を多量に含むことで粘着力の効果が生じている可能性が考えられる。

表3 地盤材料の平均洗掘幅値[mm]

	珪砂8号	珪砂7号	珪砂6号	豊浦砂
プレ破壊時	20	38	55	38
ピーク破壊時(上流側)	45	65	73	60
ピーク破壊時(上流側)	60	93	110	75
ピーク破壊時(矢板下側)	45	18	23	15
ポスト破壊時(上流側)	80	10	100	90
ポスト破壊時(下流側)	80	93	70	88

- 2) 珪砂6号と豊浦砂は粒径加積曲線からみると非常に近い粒度分布を示すが、破壊モードに違いが見られた。豊浦砂は粒度分布と相対密度が小さいことによる、地盤強度の変化が影響していると考えられる。また、豊浦砂は天然のシリカサンドで粉砕された人工のものに比べ粒に丸みを帯びており、このような面も結果に作用したと考える。

謝辞

本研究は、日本学術振興会学術研究助成基金助成金基盤研究(c)17K06553ならびに日本学術振興会学術研究助成基金助成金若手研究20K14824の助成を受けています。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 松田達也, 三浦均也, 佐藤隼可, 諫山恭平, 澤田弥生: Dean Number を適用した移動床造波水路実験における地盤内水圧応答, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.73, No.2, pp.I_1117-I_1122, 2017.
- 2) 穴井啓太, 高柳林太郎, 松田達也, 三浦均也: 波浪により誘発される地盤浸透力と土砂移動に及ぼす地盤の密度の影響に関する造波水路実験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.74, No.2, pp.I_727-I_732, 2018.
- 3) 江守一郎, 斉藤孝三, 関本孝三: 模型実験の理論と応用 (第3版), 技報堂出版, 2000.
- 4) Asaoka, A., and Kodaka, T.: "Seepage failure experiments and their analyses of loose and medium dense sands", Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp.117-129, 1992.
- 5) Tanaka, T., and Verruijt, A.: "Seepage failure of sand behind sheet piles: The mechanism and practical approach to analyze", Soils and Foundations, Vol.39, No.3, pp.27-35, 1999.
- 6) Veiskarami, M., and Zanj, A.: "Stability of sheet-pile walls subjected to seepage flow by slip lines and finite elements", Geotechnique, Vol.64, No.10, pp.759-775, 2014.

河川堤防のパイピング破壊における間隙水圧の消散および浸透流の局所化の影響 Effect on dissipation of pore water pressure and localization of seepage in piping of river levees

伊神友裕¹，前田健一²，牧洋平³，岡田類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 32415005@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター
- 3 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻
- 4 名古屋工業大学・社会工学科

概 要

近年の豪雨の長期化に伴い、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し、パイピング破壊に至る危険性が高まっている。河川堤防におけるパイピングのメカニズムを解明し重点監視箇所を検討することは、今後の河川管理には不可欠な課題である。そこで本論文では、パイピング発生メカニズムについて噴砂の発生及び堤体下のパイピング孔の進展に着目した模型実験と三次元浸透流解析を実施した。その結果、噴砂の発生によって基礎地盤内の水圧消散が伝播する様子を解析により再現した。またパイピング孔が進展する際、その先端ではパイピング孔直径の約10倍の範囲から三次元的な集水によって流速が増大しており、また基礎地盤が単一層の場合にはパイピング孔先端に流速が作用することが、複層の場合にはパイピング孔全体に浸透流が作用することが、パイピングを助長させる要因となることが明らかになった。

キーワード：河川堤防，パイピング，噴砂

1. はじめに

近年の豪雨の長期化に伴い、河川堤防でのパイピングの危険性が高まっている。パイピングとは、基礎地盤に高水位の外力が長時間作用し続けた場合に、河川水が基礎地盤中への浸透に伴う堤内側法尻付近で発生する噴砂をきっかけとし、その後堤体下の土が排出されることで形成されるパイピング孔が川表側へと進展し、最終的に破堤に至る河川堤防の破壊形態の一つである。

既往の研究から、河川堤防のパイピングの危険性は堤体—基礎地盤の地盤特性により大きく異なり、特に堤体の強度が高く、透水層の上に低透水層が被覆する複層構造基礎地盤を有する場合、パイピングが発生しやすいことが明らかになった¹⁾。平成28年から30年にかけて3年続けて被災した宮崎県北部を流れる北川でも、複層構造の基礎地盤を有する地点から噴砂跡(図1参照)が確認されていることから、実堤防においても複層構造基礎地盤を有する場合にはパイピングの危険性が高いと考える。

パイピングのきっかけとなる噴砂や漏水といった現象が日本全国の河川で報告されている一方で、その多くは堤防決壊などの致命的な破壊現象には至らずに終息しており、パイピングの発生から決壊に至るまでの詳細なメカニ

ズムについては未解明な点も未だに多く残っている。したがって、パイピングのメカニズムを解明することは、パイピングにより堤防が決壊する危険性が高い条件を特定し、それに基づく今後の重点監視箇所を絞り込みに有益な情報になると考える。

メカニズム解明の取り組みとしては、例えば田端ら²⁾や田中ら³⁾は数値解析を用いて裏法尻からパイピングが進展する際の様子を再現・表現する取り組みを行っている。

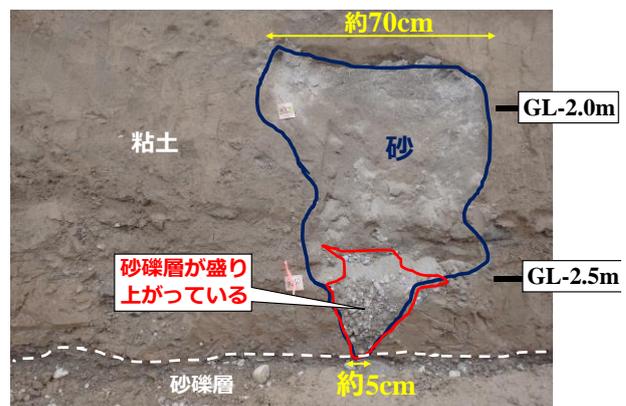


図1 北川の噴砂跡

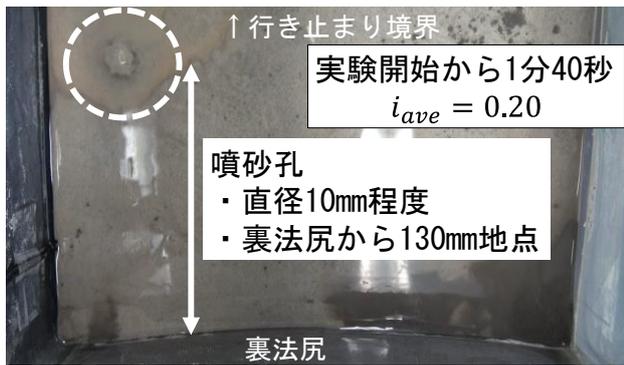


図5 噴砂発生時の堤内の様子

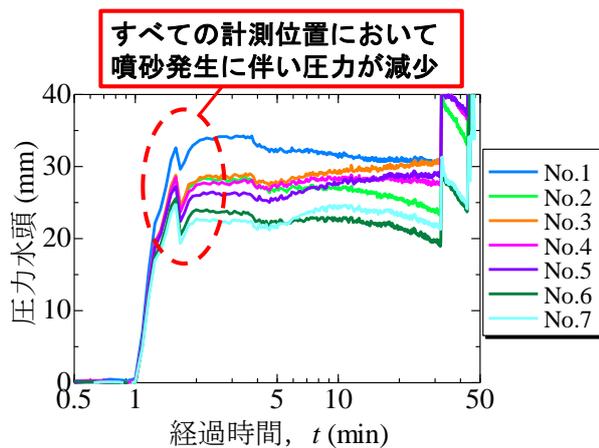


図6 噴砂発生時の圧力水頭挙動

表現できるか試みた。数値計算には、三次元飽和・不飽和浸透流解析コード (UNSAF3D) ⁶⁾ が組み込まれた 3D-Flow (地層科学研究所) を用いた。不飽和浸透流の基礎式は以下の式 (1) に示す支配方程式となる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_r \left(K_{ij}^s \frac{\partial \psi}{\partial z} + K_{iz}^s \right) \right) - q = (\beta S_s + C) \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad (1)$$

ψ は圧力水頭、 t は時間、 q は流出流入項である。比水分容量は C とし、不飽和土中の透水係数 K は飽和透水係数 K_{ij}^s と相対透水係数 K_r の積となる。 S_s は貯留係数で、 $\beta=0$ は不飽和領域、 $\beta=1$ が飽和領域を示す。不飽和領域での水理特性は van Genuchten モデル ⁷⁾ を用いて算出することとし、上層珪砂 7 号の van Genuchten の α を $\alpha=7.5$ 、 n を $n=1.89$ とした ⁸⁾。解析モデルは図 2 を基本とし、実験に基づき裏法尻から 130mm 離れた箇所に噴砂孔を模擬した縦横 10mm 深さ 45mm の低地を設置した。噴砂孔を模擬した低地の深さについては、噴砂が発生する際に下層の珪砂 2 号から地表面へと噴砂孔が貫通していく様子が観察されたため、基礎地盤上層の厚さである 45mm とした。なお噴砂孔内の境界条件は、堤内地表面を水面の基準として深さに比例した静水圧を作用させ、簡易的に噴砂孔に水が溜まった状態としている。噴砂孔以外の堤内の地表面は浸出面境界とした。また、モデル側面は非排水境界とした。外力条件は実験と同様のため図 4 に示したとおりであり、まず初期水位

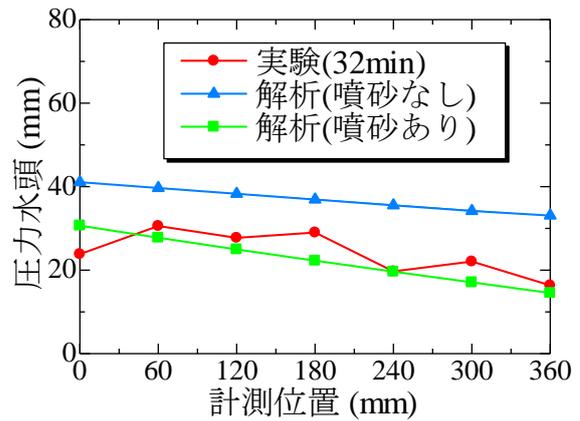


図7 実験と解析の間隙水圧分布の比較

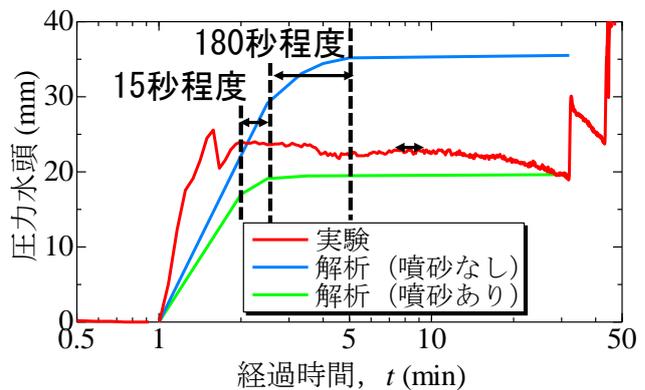


図8 実験と解析の No.5 における間隙水圧の経時変化

10mm を堤外側に作用させ基礎地盤を飽和状態にした後、堤外側の水位を実験と同様に 50mm ずつ上昇させることで非定常解析を行った。なお、噴砂孔を設けなかった場合の解析も同様に行った。

図 7 に模型実験と解析の実験開始後 32 分における圧力水頭の分布を示す。図より、噴砂孔を設けた解析の値と実験の値が非常に近い値を示していることがわかる。噴砂に伴う水圧低下を見込むことで、実験値との差は、最大でも約 6mm となった。また、図 8 に代表値として No.5 (図 2 間隙水圧計測位置参照) における基礎地盤構造ごとの圧力水頭の経時変化を示す。図より、噴砂孔を設けた解析では噴砂孔を設けなかった場合に比べて、圧力水頭の上昇が 180 秒程度早く収まることとわかる。また、実験値と比較するとその差は約 15 秒であった。以上より、解析を行う際に噴砂孔を設けることで、基礎地盤に伝わる間隙水圧の大きさ及び収束する時間を実験値に対して近づけることができると考える。

2.3 噴砂の発生位置及び水圧減少過程の検討

本節では、前節の噴砂孔の解析モデルを用いて、基礎的な考察のために噴砂が 1 つだけ発生した場合を仮定し、噴砂孔の位置や水圧消散に要する時間について、定常解析及び非定常解析で検討を行った。

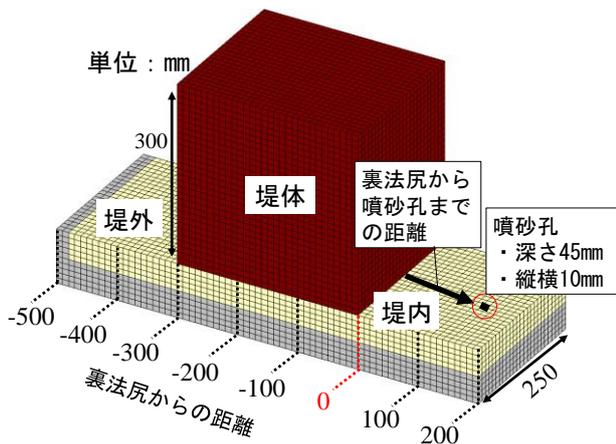


図9 噴砂を設置する解析モデルの概要図

表2 解析ケース一覧

裏法尻から噴砂孔までの距離 (mm)	下層の露出	ケース数				
噴砂なし	50	150	あり	5通り	2通り	5×2=10
100	200	なし				

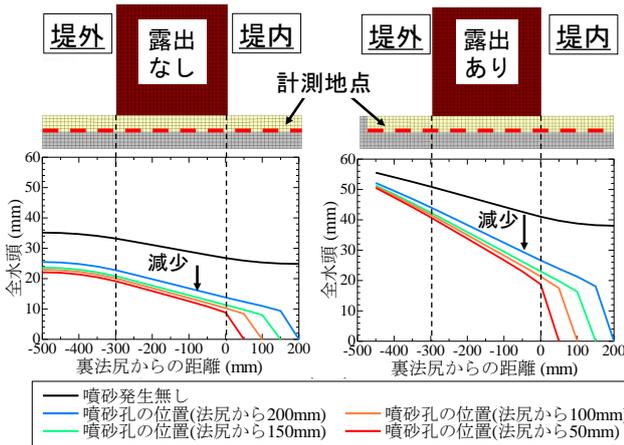


図10 噴砂孔の位置と全水頭分布の関係

(1) 噴砂の発生位置による検討

図9に基本となる解析モデルの概要図を示す。なお、堤外側に露出がないモデルも作成した。解析ケースは表2に示す。噴砂孔は奥行中央に前節と同じ大きさ、深さ、境界条件で設置した。堤内地は浸出面、側面は非排水境界とし、外水位60mmを堤外側に作用させ、定常解析を実施し、上層と下層の境界部の堤防縦断中央の全水頭を計測した。

図10に計測した全水頭分布を示す。なお、噴砂を設置した場合については噴砂孔までの値をプロットしている。図より、噴砂があることで噴砂孔付近の水頭と裏法尻の水頭の差が大きくなっていることがわかる。特に、露出がある場合はその傾向がより強くなっている。水圧が低下する

噴砂孔から最も遠い地点では噴砂が発生してから約3秒後に圧力が減少し始める

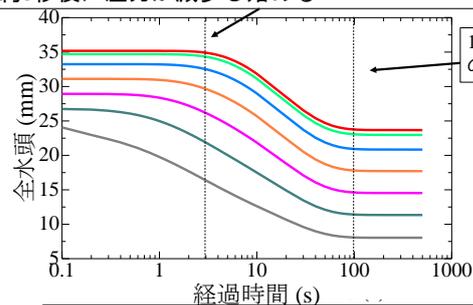


図11 噴砂発生後の全水頭の時間変化

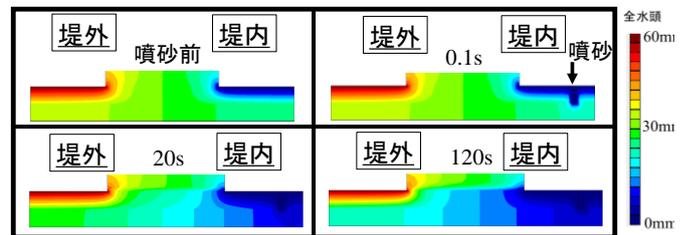


図12 噴砂発生による全水頭コンターの経時変化

場合には噴砂の継続が難しくなることが予想され、噴砂孔は水圧の高い裏法尻方向へ近づくと考える。一方で、噴砂孔が裏法尻に近いほど基礎地盤の間隙水圧の減少が大きいため、噴砂が裏法尻で継続するためにはより高い外力が必要になると考える。

(2) 噴砂による水圧伝播過程の検討

本節では、噴砂による水圧減少の時間変化について検討を行う。図9の解析モデル(露出なし)の堤外側に初期外水位60mmを作用させ基礎地盤を飽和状態にした後、水位一定のまま堤内で噴砂孔を設けて基礎地盤の全水頭の時間変化を非常数解析により計算した。なお、噴砂孔の位置は裏法尻から50mm地点とした。

図11に堤防縦断中央における上層と下層の境界部の全水頭の経時変化を示す。なお、全水頭の変動を正確に捉えるため、グラフの横軸は対数表示としている。また、全水頭コンターの時間変化を図12に示す。図11および図12より、基礎地盤内の水圧は噴砂から近い箇所から順に減少し、水圧の減少が収束するまでにある程度時間を要していることがわかる。すなわち、水圧が減少しきる前に河川水が上昇する場合には噴砂付近と堤外側の水圧差が大きくなり、噴砂が裏法尻により近づきやすくなると考える。今後は上記のような噴砂による水圧減少を踏まえて、より詳細なパイピングの進展メカニズムの検討に繋げていく。

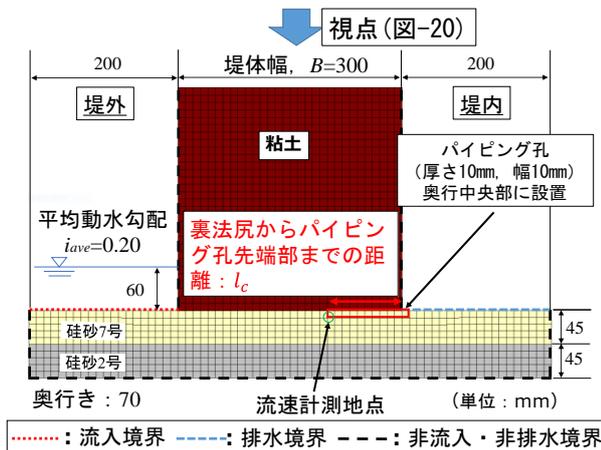


図 13 パイピング孔を設置する解析モデルの概要図

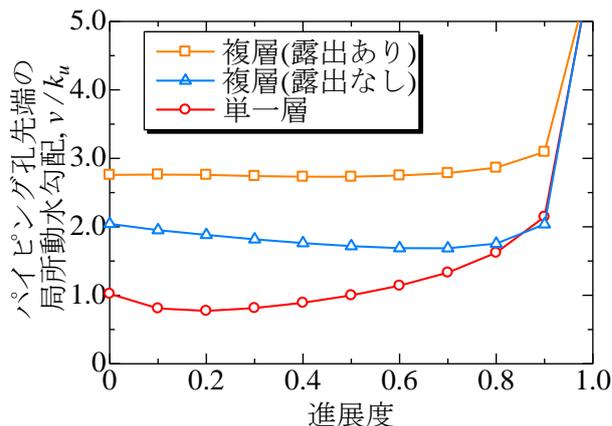


図 16 進展度と局所動水勾配 v/k_u の関係

表 3 解析ケース一覧

進展度				基礎地構造	ケース数
0	0.1	0.2	0.3	複層(露出あり)	11×3=33
0.4	0.5	0.6	0.7	複層(露出なし)	
0.8	0.9	1		単一層	
11通り				3通り	



図 14 進展度の定義

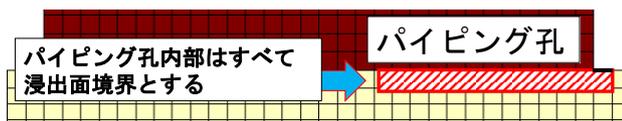


図 15 パイピング孔の境界条件

3. パイピング孔の進展を考慮した浸透流解析

前章において、堤内の噴砂は発生した位置から間隙水圧の高い裏法尻側へと移動すること、また噴砂が裏法尻に到達することで、堤体下の土が噴砂孔から排出されることで形成されるパイピング孔が川表側に向かって進展することが示唆された。本章では、単純化した条件で堤体下のパイピング孔をモデル化した三次元浸透流 FEM 解析を実施した。また、解析モデルと同寸法・材料の模型実験も行い、実験の観察結果とも併せてパイピング進展時のメカニズムやパイピング孔の集水性の検討を行った。

3.1 解析概要

図 13 に基礎地盤が複層の場合の解析モデル概要図を示

す。解析ソフトと使用材料は前章と同様である。なお、基礎地盤が珪砂 7 号のみの単一層や下層の露出部があるモデルも作成した。どのモデルも側面は非排水境界とした。本解析では、既往の研究⁹⁾で確認されている、堤体直下に生じるパイピング孔の進展度を変化させた。解析ケースは表 3 に示す。ここで、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_c を堤体幅 $B=300\text{mm}$ で除した値であり、その定義を図 14 に示す。また、本解析における進展度が 0 とは噴砂に伴う土粒子の流出によって法尻に緩みが発生したことを想定している。なお、パイピング孔設置箇所は簡易評価のためにメッシュを設けず、浸出面境界として設定し(図 15 参照)、解析モデルの奥行中心部にパイピング孔を設置した。本来なら、パイピング孔内には水が流れ、浸透流解析とは別に内部のパイプ流計算が必要と考えるが、今回は簡略化した。パイピング孔の大きさは、模型実験等の様子から、幅と深さを 10mm とし、メッシュサイズは 10mm とした。外力条件は平均動水勾配 $i_{ave}=0.20$ で定常解析を実施した。実験は単一層と複層(露出あり)で実施した。実験の水位条件は前章の図 4 と同様である。

3.2 浸透流速による検討

本章では単一層と複層の違いについて、局所動水勾配から検討を行う。図 16 に各ケースの進展度と図 13 の流速計測地点の浸透流速 v を珪砂 7 号の透水係数 k_u で除して求めた見かけの局所動水勾配 v/k_u の関係を示す。図よりまず進展度 0 における局所動水勾配は単一層、複層露出なし、複層露出ありの順で高い値となっていることがわかる。次に、進展度が大きくなった場合について考える。単一層では進展度の増加に伴い、進展度が 1.0 に近づくほど局所動水勾配の値が大きくなっている。一方、複層の場合には進展度が 0 から 0.6 程度までは局所動水勾配がやや下がるか横ばいとなる。しかし、複層は単一層よりも局所動水勾配の初期値が大きいため、パイピングがより進展しやすいと評価できる。その後、各ケースの進展度が 0.8~0.9 を超えると局所動水勾配が同様に急増する。

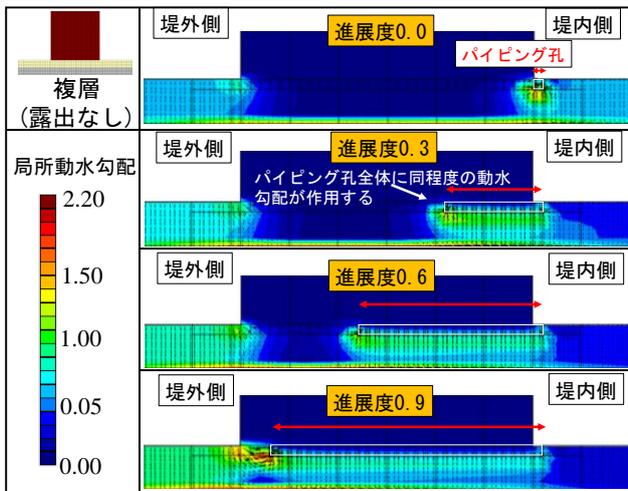
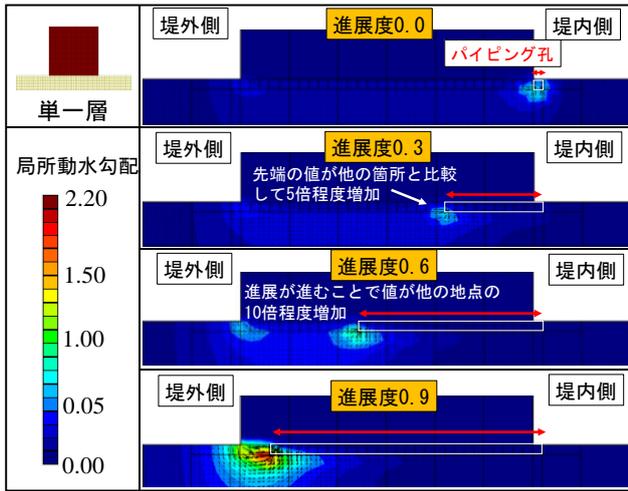


図 17 堤防断面図（縦断方向中央）の局所動水勾配ベクトルとコンター：上図；単一層，下図；複層露出なし

3.3 浸透現象によるパイピング進展メカニズムの検討

前ページの図 16 より，単一層と複層の場合で局所動水勾配の変化の様子に差が見られた。この理由について，堤防縦断中央の断面図の局所動水勾配ベクトルとコンター（図 17 参照）により考察する。図 17 より，単一層では浸透流がパイピング孔先端部に集中していることがわかる。その一方で，複層では進展度が 0.3 と 0.6 の時を比較してみると，パイピング孔全体に一樣な大きさの上向き浸透流が作用していることがわかる。以上のことから，基礎地盤の条件によりパイピング進展メカニズムが異なると思われる。単一層では，パイピング孔の先端部に集中する流速により土粒子が流される作用が支配的になる。その一方，複層ではパイピング孔の先端部に作用する浸透流速の影響のみではなく，パイピング孔全体に作用する上向き浸透流により基礎地盤上層が緩む作用もあると考える。これは，図 18 に示すパイピング孔内から流出する漏水流量の変化からも読み取れる。図よりパイピング孔全体の漏水流量をパイピング孔先端部のみの漏水流量と比較すると，基礎地盤が単一層の場合では 3 倍程度であるのに対し，基礎地盤が複層構造の場合では 10 倍程度となっており，複層の方

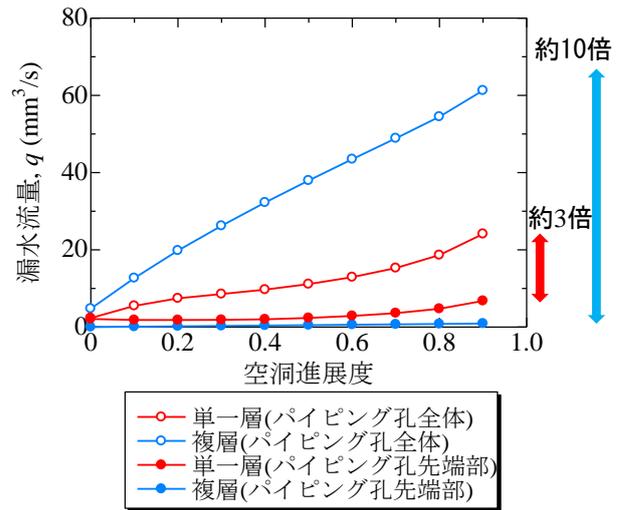


図 18 進展度とパイピング孔内の漏水流量の関係

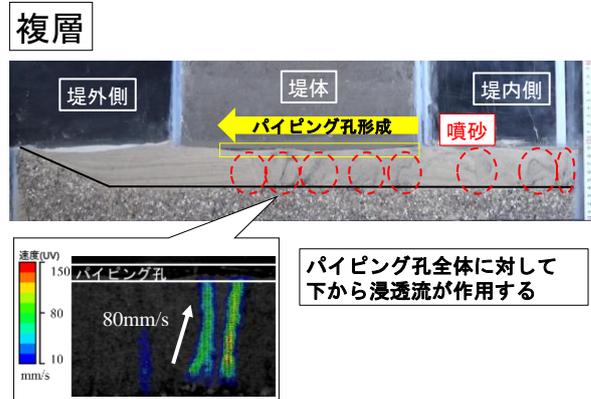


図 19 模型実験におけるパイピング孔進展の様子：上図；単一層，下図；複層露出あり

がパイピング孔先端部の流量に対してパイピング孔全体からの流量が多いことがわかる。つまり，複層は単一層に比べ，パイピング孔全体に上向き浸透流が作用し，上層地盤全体が液状化しやすい状態であると推察できる。

以上を踏まえて，図 19 に示す実験で観察されたパイピング孔の様子と比較する。まず，土粒子の移動を高速度カメラで撮影した画像を PIV 解析（粒子画像流速測定法）を行うことで求めた単一層の結果から，パイピング孔先端部

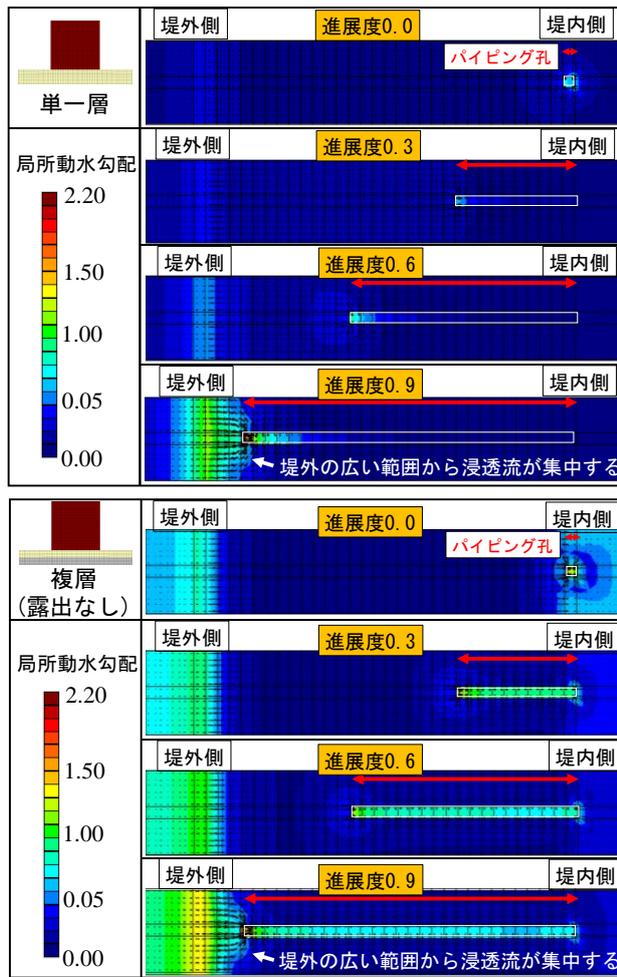


図 20 堤防平面図における局所動水勾配カウンター（堤体非表示）：上図；単一層，下図；複層露出なし

分から砂が流されることでパイピング孔が進展する様子が確認された。複層の場合には図に示すように、流動化した基盤層からパイピング孔全体にダルシー則よりも大きな流れが流入している様子が確認された。解析結果より、単一層では先端に集中する流速により土粒子が流される現象、複層ではパイピング孔に上向き浸透流が作用し、上層地盤が緩む現象が予想されたが、実験結果からも解析によって推測される現象を確認することができた。また、両ケースとも進展度が 0.8~0.9 程度になると局所動水勾配が急増している（図 16 参照）。この理由について堤防の平面図（図 13 の矢印の方向：堤体非表示）の局所動水勾配ベクトルとカウンター（図 20 参照）をみると、進展度 0.9 の状態では、両ケース共に流速の大きい部分が表法尻全体からパイピング孔先端部に集中していることから、これが局所動水勾配を急増させた要因であると考えられる。このことより、最終的な堤体下のパイピング孔進展メカニズムは、表法尻からパイピング孔先端部に集中する浸透流により堤外側から一気にパイピング孔が貫通する現象と考えられる。よって、パイピングによる堤体破壊を防ぐためには、進展度を 0.6~0.7 程度までに抑えられるかどうか重要

表 4 解析ケース一覧

堤防縦断方向の幅 (mm)		基礎地盤構造	ケース数
10	70	複層（露出あり）	5 × 3 = 15
130	270	複層（露出なし）	
470		単一層	
5通り		3通り	

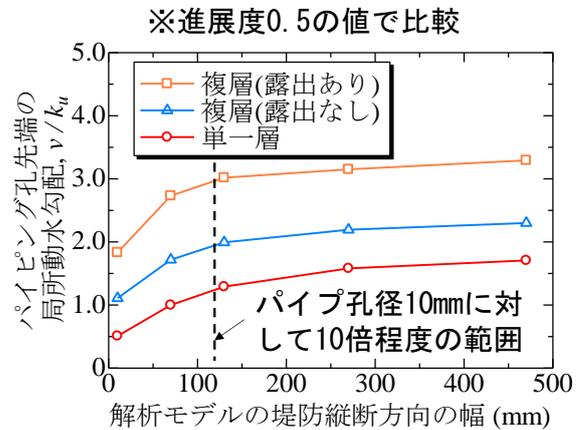


図 21 解析モデルの奥行幅と局所動水勾配の関係

になってくると考える。

3.4 パイピング孔の三次元的集水性の検討

前節より、浸透流がパイピング孔先端に集中し、パイピング孔の進展を助長することがわかった。そこで、解析モデルの堤防縦断方向の幅を変化させ、パイピング孔の集水性にどのように影響するか検討した。解析ケースを表 4 に示す。図 21 に解析モデルの幅と進展度 0.5 における局所動水勾配の値の関係を示す。図より、モデルの幅が大きいほど局所動水勾配が大きいことが分かる。また、局所動水勾配の値はパイピング孔直径の 10 倍程度で収束していることが分かる。幅が大きいほど広い範囲の浸透流がパイピング孔に集中したと考えられる。このことより、解析領域を適切に設定しないと評価を見誤ることになる。本稿のようにパイピング孔の進展を考慮した解析を行う際には、パイピング孔径に対して 10 倍程度の奥行幅を設定する必要があると考える。

3.5 局所動水勾配に及ぼす基礎地盤透水係数比の影響

前節において、パイピング孔の集水性について検討したが、集水性に影響を与える因子としてはパイピング孔周辺の地盤の透水性も挙げられる。そこで、複層構造（露出なし）の解析モデルの上層の透水係数を変化させ、パイピング孔先端の局所動水勾配にどのような影響を与えるか検討した。上層の透水係数は、上層の透水係数 k_u に対する下層の透水係数 k_l の比率 (k_l/k_u) を $k_l/k_u=0.1, 1, 2, 6, 20, 50, 128, 1000, 10000$ と 9 通り変化させた。なお、透水係数が 0.1 のケースは下層の透水係数が上層の透水係数よりも低

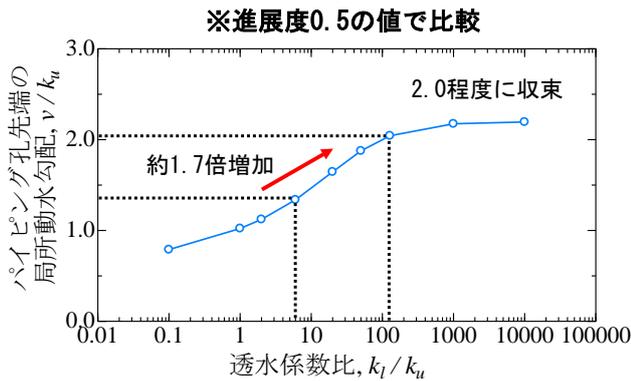


図 22 透水係数比と局所動水勾配の関係

く透水層と難透水層が逆転した複層基礎地盤のモデルになる。図 22 に透水係数比と進展度 0.5 における局所動水勾配の値の関係を示す。図より透水係数比が大きくなるほど上層の見かけの局所動水勾配 v/k_u は大きくなり、透水係数比が 100 付近で局所動水勾配は収束していることがわかる。透水係数比が 6, 128 ケースを比較すると v/k_u の値が約 1.7 倍異なることから、透水係数比はパイピング孔の進展メカニズムに大きな影響を与えると考えられる。また、西村ら⁹⁾はパイピングの発生しやすさに影響を与える指標として透水係数比を上げているが、パイピング発生後の進展しやすさについても透水係数比は重要な指標であると考えられる。

4. まとめ

本論文では、模型実験及び浸透流解析により噴砂の発生及びパイピング孔の進展時におけるメカニズムについて検討した。

噴砂については、噴砂の発生による基礎地盤内の水圧消散が伝播する様子を解析により再現し、噴砂の位置や時間による水圧分布を検討した。今後も噴砂による水圧減少に着目しながら検討を行っていく。また、パイピング孔が進展する際、先端部ではパイピング孔直径の約 10 倍の範囲からの三次元的集水により流速が増大し、また基礎地盤が単一層の場合にはパイピング孔先端に流速が作用することが、複層の場合にはパイピング孔全体に上向き浸透流が作用することがパイピングを助長させる要因であることが明らかになった。

一方で、本稿では噴砂及びパイピング孔を一様な形で再現したが、実際には三次元的に形状を変化させながら進展

していくと考えられる。今後は噴砂やパイピング孔のスケールや形状にも着目した検討を進めていきたい。また、既往の研究において解明されてきたパイピングが発生しやすい条件について、パイピングの進展のしやすさとの関係性についても理解を深めていきたい。

謝辞：本研究の成果は、国土交通省・河川砂防技術研究開発制度平成 29 年度国総研からの委託研究、科学技術研究費（研究課題 17H03305 および 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) 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に及ぼす影響と堤防調査方法の提案, 河川技術論文集 第 26 巻, pp.467-472, 2020.
- 2) 田端幸輔, 福岡捷二: 堤防直下の透水性基盤層の浸透流と砂粒子の運動に伴うパイピング発達機構に関する研究, 第 7 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.41-44, 2019.
- 3) 田中秀岳, 笹岡信吾, 瀬崎智之, 福島雅紀: 浸透流解析を用いた簡易的なパイピング進行評価手法の堤防模型実験への適用性検討, 河川技術論文集 25 巻, pp.565-570, 2019.
- 4) 斎藤啓, 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, pp.349-354, 2015.
- 5) 西村柁哉, 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 25 巻, pp.499-504, 2019.
- 6) 西垣誠, 進士喜英, 今井紀和: 有限要素法による飽和不飽和浸透流解析-AC-UNSAF3D-プログラム解説およびユーザーマニュアル, pp.145, 2005.
- 7) van Genuchten, M.T.: A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Science Society of America Journal, Vol.44, pp.892-898, 1980.
- 8) Carsel, R.F. and Parrish, R.S.: Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics, Water Resour.Res.24, pp.755-769.1988.
- 9) 西村柁哉, 前田健一, 榎山総平, 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 24 巻, pp.613-618, 2018.

堤防模型実験の実務適用性と法尻排水工の対策効果の検討 Practical applicability of embankment model test and effect of the countermeasure by drainage installed in the slope toe

中村宏樹¹, 小高猛司², 李 圭太³, 山田紘太郎⁴, 福永葵衣⁴, 大橋健司⁴

- 1 名城大学大学院・理工学研究科・社会基礎デザイン工学専攻
- 2 名城大学・理工学部・社会基礎デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
- 3 日本工営・大阪支店
- 4 元名城大学学生

概要

我々の研究グループでは、高透水性基礎地盤を有する堤防の模型実験を行い、基盤漏水が堤体変状に対して与える影響およびメカニズムに関する検討を行ってきた。その結果、高透水性基礎地盤と被覆土層あるいは堤体との間に存在する透水性のギャップにより、堤体裏法尻付近への動水勾配の集中による噴砂・噴水をトリガーとして地層間に発達するパイピングや、裏法尻の小規模崩壊から進展する大規模すべり崩壊などを確認するとともに、そのメカニズムの解明を行ってきた。本論文では、我々が実施してきた模型実験の実務適用性を検討するために、福岡らの提案する堤防脆弱性指標を用いて実際の河川堤防との力学的相似性を考察する。さらに、浸透すべり破壊の抑制に効果がある堤体法尻部に設置する排水工について、その大きさと設置位置、さらに上層基礎地盤の透水性の影響について検討する。

キーワード：河川堤防，対策工，浸透破壊，堤防脆弱性指標，排水工

1. はじめに

名城大学の研究グループは、透水性が大きく異なる2層の基礎地盤を有する堤防の模型実験を行い、基礎地盤の漏水が堤体変状に対して与える影響およびメカニズムに関して検討を行ってきた¹⁾²⁾。その結果、非常に透水性の高い基礎地盤上に、それより透水性が低い基礎地盤が存在する複層構造の基礎地盤上の堤防では、法尻付近に高い動水勾配が集中することによって、破堤に結び付くすべり破壊やパイピングの発生が確認された。また、そのような高透水性基礎地盤上の堤防に発生する法尻付近のパイピングとそれをトリガーとする堤体の浸透すべり破壊を抑制するためには、法尻の堤体内に基礎地盤からの排水工を設けることが重要であることを示した³⁾。その際、堤体外の堤内地に排水工を設けても効果が低いことも併せて示した³⁾。

しかし、模型実験は実際の河川堤防と比較して極めて小さいため、たとえ実際の被災事例とおぼしき現象が模型実験で再現できたとしても、実現象との相似性を明確にする必要があった。そこで、田端ら⁴⁾は、河川堤防の形状、構造、透水性そして洪水継続時間などから総合的に被災危険度を評価できる堤防脆弱性指標を提案し、実河川の被災事例との高い適合性を示した。さらに、福岡ら⁵⁾は、名城大学で実施してきた模型実験結果についても堤防脆弱性指標を用いて評価を行った。その結果、裏法すべりや堤防決

壊など破壊の程度に応じた堤防脆弱性指標の値は、模型実験と現地堤防でほぼ一致することを示し、堤防脆弱性指標が力学的相似条件を示すことを明らかにした。

本論文では、まず、模型実験の堤防脆弱性指標の観点から実務への適用性について述べた後、浸透すべり破壊に抑制効果がある堤体法尻部に設置する排水工について、その大きさと設置位置、さらに、上層基礎地盤の透水性の影響について検討する。

2. 模型実験の実務適用性の検討

2.1 実験概要

図1、2および3に、それぞれ小型、中型、大型の3種類の寸法の模型実験の概要を示す。図2の中型模型が、既往の研究で採用してきた寸法である。小型模型、大型模型の寸法をそれぞれ中型模型の0.75倍、1.5倍とした。

本実験では、表1に示すように、3種類の寸法で堤体(領域III)と上層基礎地盤(領域II)の地盤材料の組み合わせによって、合計9パターンの実験を行った。地盤材料には、三河珪砂3号砂(間隙比 $e=0.95$, 透水係数 $k=2.67 \times 10^{-3} \text{m/s}$)、6号砂と同粒径の色砂を9:1の質量比で混合した6号カラー(間隙比 $e=1.06$, 透水係数 $k=4.88 \times 10^{-4} \text{m/s}$)、8号砂(間隙比 $e=1.06$, 透水係数 $k=3.98 \times 10^{-5} \text{m/s}$)、6、7および8号砂を5:2:5の質量比で混合した678号混合砂(間隙比 $e=1.06$,

表1 各 Case の地盤材料

Case	寸法	地盤材料		
		領域 I	領域 II	領域 III
Case 1	小型	3号砂	6号カラー	678号混合砂
Case 2			8号砂	678号混合砂
Case 3			6号カラー	8号砂
Case 4	中型	3号砂	6号カラー	678号混合砂
Case 5			8号砂	678号混合砂
Case 6			6号カラー	8号砂
Case 7	大型	3号砂	6号カラー	678号混合砂
Case 8			8号砂	678号混合砂
Case 9			6号カラー	8号砂

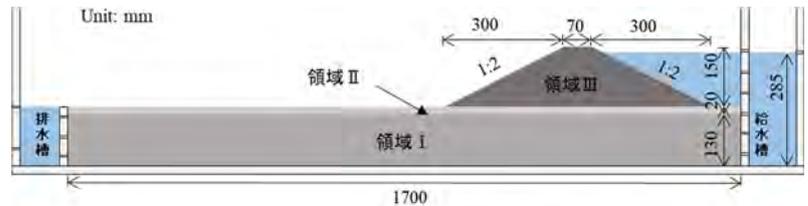


図1 小型模型

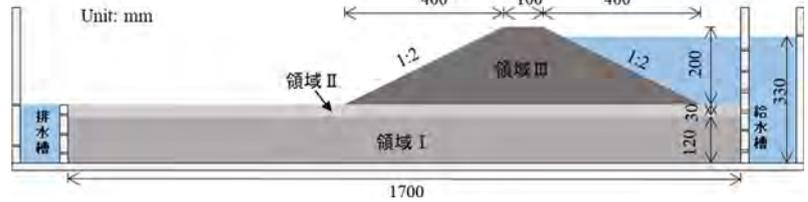


図2 中型模型

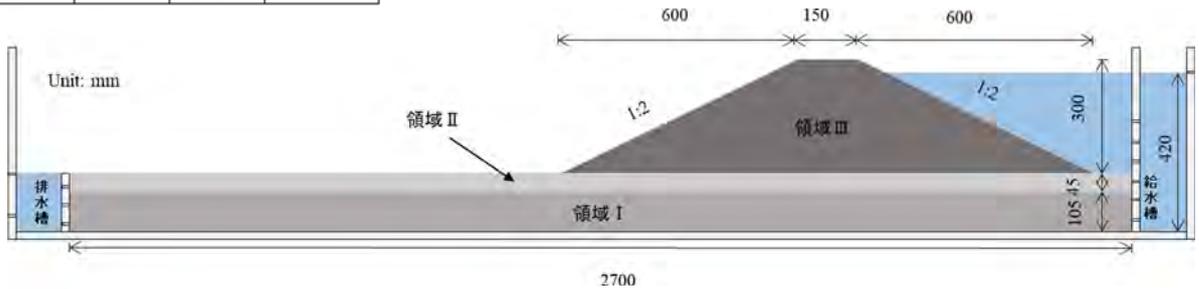


図3 大型模型

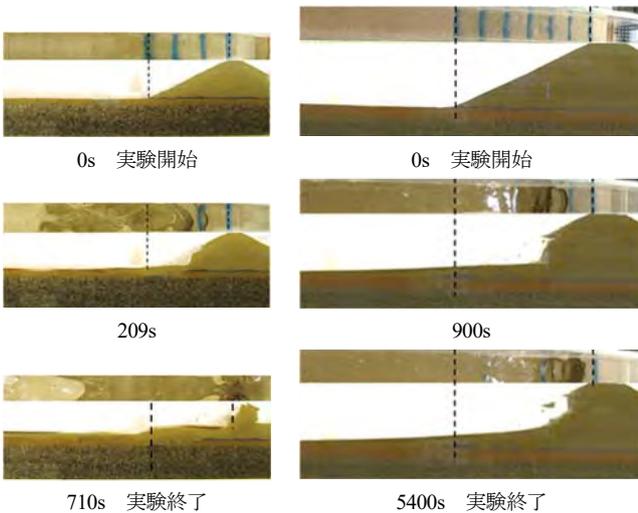


写真1 実験結果 (左 Case 2, 右 Case 9)

透水係数 $k=9.96 \times 10^{-5} \text{ m/s}$) を用いた。いずれの地盤材料も含水比 4% に調整した後、所定の間隙比となるように丁寧に締め固めを行い、模型地盤を作製した。

模型地盤作製後、実堤防において地下水位が透水性基礎地盤中にある場合を再現するために、給水槽の水位を 100mm に保ち、地盤材料を飽和させた。その後、給水槽の水位を一気に上昇させ、堤体高さの 9 割でオーバーフローさせ水位を保ちながら、浸透に伴う堤体の挙動を観察した。その際、排水槽の水位を 150mm で保つように排水を行った。すべての実験過程において、模型実験の正面および側面からビデオ撮影を行い、堤体の変状がほぼみられなくなるまで実験を続けた。

2.2 実験結果

写真 1 に、小型模型の Case 2 と大型模型の Case 9 の実

験結果を示す。Case 2 では、実験開始から 209 秒後に、下層基礎地盤 (領域 I) から上層基礎地盤 (領域 II) を突き破る水みちが発生し、堤体法尻部が損傷したことをトリガーとして、裏法すべりが天端まで進行した。最終的に堤防決壊に至った。Case 9 では、堤防法尻部で発生した小規模な崩壊が、徐々に大規模な裏法すべりに進展した。最終的に天端の手前で崩壊が止まり、5400s で実験を終了した。

2.3 堤防脆弱性指標 t^* の比較

堤防脆弱性指標 t^* は、次式で表される⁴⁾。

$$t^* = \frac{8 H k t'}{3 \lambda b^2} \quad (1)$$

ここで、水位 $H(\text{m})$ 、堤体の透水係数 $k(\text{m/s})$ 、洪水継続時間 $t'(\text{s})$ 、堤体の空隙率 λ 、堤防幅 $b(\text{m})$ である。透水性基礎地盤を加味する t_m^* も提案されている⁵⁾ が、本論文では、 t^* による検討を行う⁶⁾。

表 2 および図 4 に、堤防脆弱性指標 t^* の算出結果を示す。Case 1~9 が本論文での実験結果であり、Case 10~22 は、既報⁵⁾ の模型実験結果であり、本論文での中型模型に相当する寸法で実施されている。既報の t^* よりも若干小さい傾向があるが、現地堤防と同様に t^* が 0.01~0.1 の範囲で裏法すべりが生じ、0.1~1 の範囲で決壊することが示された。さらに、本論文での 3 種類の寸法での実験での比較により、堤体の大きさに拘わらず裏法すべりが発生する t^* は、0.01~0.05 の狭い範囲に集まることが確かめられた。また、すべての寸法において、堤体 (領域 III) に 8 号砂を用いた Case 3, 6 および 9 で、最も小さい値が算出された。これは、堤体の透水係数が小さいことにより、洪水継続時間が長くなったことが要因である。

表2 堤防脆弱性指標 t^* の変数

Case	H(m)	k(m/s)	$t^*(s)$		λ	b(m)
			裏法 滑り	堤防 決壊		
Case 1	0.135	9.96E-05	40	310	0.51	0.4
Case 2	0.135	9.96E-05	60	410	0.51	0.4
Case 3	0.135	3.98E-05	80	575	0.51	0.4
Case 4	0.18	9.96E-05	80	-	0.51	0.54
Case 5	0.18	9.96E-05	160	-	0.51	0.54
Case 6	0.18	3.98E-05	150	-	0.51	0.54
Case 7	0.27	9.96E-05	87	-	0.51	0.81
Case 8	0.27	9.96E-05	100	-	0.51	0.81
Case 9	0.27	3.98E-05	140	-	0.51	0.81

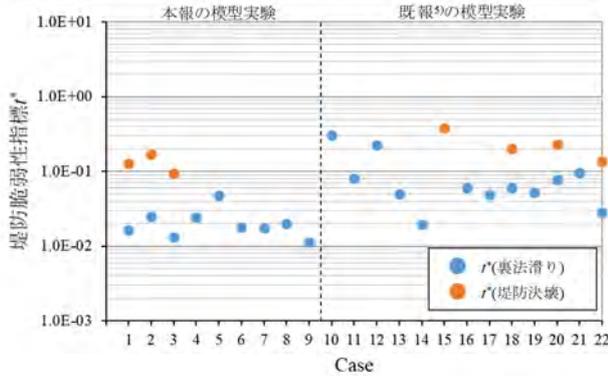


図4 堤防脆弱性指標 t^* の比較

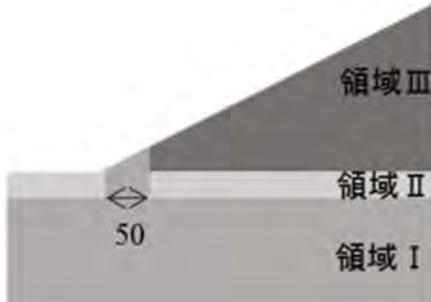


図5 Case A

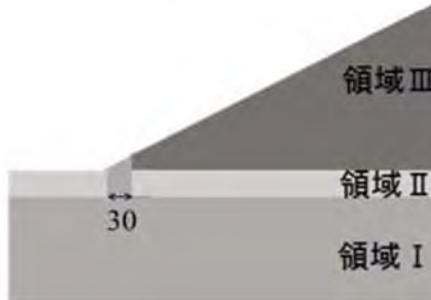


図6 Case B

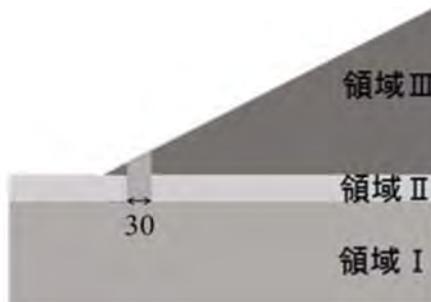


図7 Case C, D

表3 各 Case の地盤材料

Case	地盤材料			
	排水工	領域 I	領域 II	領域 III
Case A				
Case B	3号砂	3号砂	8号砂	678号混合砂
Case C			6号カラー	
Case D			6号カラー	

小規模であるが、再現性の高い精緻な模型実験において、 t^* が寸法の異なる堤体模型間での力学的相似条件を示すことを確認できた意義は大きい。ただし、本論文で比較した堤防脆弱性指標 t^* は、高透水性基礎地盤が河川の水位上昇によって被圧されることが、堤体の安定性にネガティブに作用する効果を十分に反映できていないことには留意しておく必要がある。

3. 排水工の大きさと設置位置の検討

3.1 実験概要

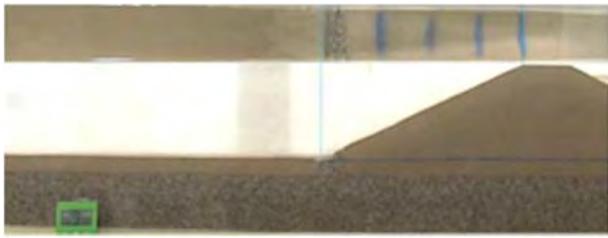
図5, 6および7に、各 Case における排水工の大きさと設置位置を変更した模型実験概要を示す。また、全 Case において、図2の中型模型で実験を行った。

本実験で用いた地盤材料を表3に示す。領域 I には三河珪砂3号砂、領域 II には8号砂、領域 III には678号混合砂を用いた。ただし、Case D では、排水工の大きさと設置位置を Case C と同様として、上層基礎地盤（領域 II）に6号カラーを用いて実施した。全 Case において、排水工には、領域 I と同様に3号砂を用いた。これらの地盤材料の間隙比と透水係数は、2.1 と同値である。いずれの地盤材料も含水比4%に調整した後、所定の間隙比となるように厚さ50mm ずつ締め固めを行い、模型地盤を作製した。

実験方法は、2.1 と同様の手順で行い、浸透に伴う堤体の挙動を観察した。

3.2 実験結果

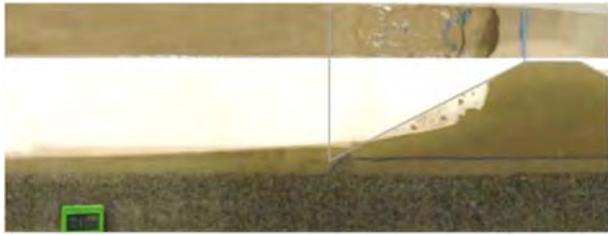
写真2に、各 Case の実験過程を示す。まず、排水工の大きさと設置位置を変更した際の浸透すべり破壊の抑制効果について検討する。写真2(a)の法尻堤体内に横幅50mmの排水工を設置した Case A では、実験開始23秒後から排水工から顕著な排水がみられたが、1時間浸透を継続しても堤体変状等は確認できなかった。写真2(b)の Case B では、排水工の横幅を30mmに縮小した。その結果、実験開始14秒後に排水工部分から噴き出すような顕著な排水がみられた後、無対策と同様に排水工付近の泥濁化が発生した。実験開始1分48秒後には、排水工上を泥濁化して流失してきた堤体材料が覆い被さるよう堆積してしまうことにより、無対策に近い状態となり堤体が徐々に変状した。その変状は、堤体法面の9割程度進行した後に停止した。越流には至らなかったが、天端付近まで裏法すべりが進行したことにより、排水工の設置による裏法すべりを抑制する効果はみられなかった。写真2(c)の Case C では、Case D と同じ横幅30mmの排水工を Case A の排水工の右端と同じ位置となるまで堤体内の奥側に設置した。結果として、実験開始21秒後に排水工からの排水が確認され、その際、堤体法先部が泥濁化により消失した。その後、それをトリガーとして堤体が徐々に崩壊し、36分後には川裏法面の8割が崩壊したが、最終的には越流には至らなかった。以上の Case A, B および C より、排水工の大きさが50mmから30mmに縮小することにより、堤体法尻部の



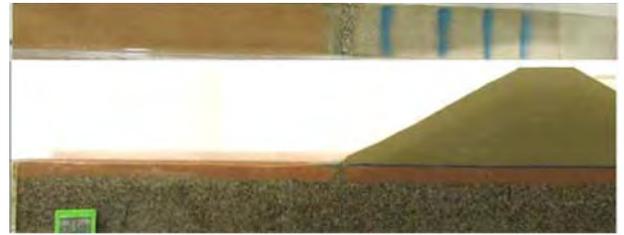
(a) Case A



(b) Case B



(c) Case C



(d) Case D

写真2 実験結果（終了時）



$e=1.06$
 $k=4.88 \times 10^{-4} \text{m/s}$

$e=0.95$
 $k=2.67 \times 10^{-3} \text{m/s}$

写真3 行き止まり地盤での実験結果（終了時）

崩壊を抑制する効果が失われることが示された。したがって、排水工には、川表から供給される水を排水する能力が要求されることが考えられる。

次に、上層基礎地盤の透水性の影響をみるために、Case C と排水工は同様として、上層基礎地盤を Case C より透水性が 10 倍程度高い材料を用いた Case D を実施した。その結果、実験開始 17 秒後には排水工から顕著な排水がみられたが、写真 2(d) に示すように、Case A と同様に 1 時間浸透を継続しても堤体に変状等は確認できなかった。これは、上層基礎地盤の透水性が上がることで、排水工に集中する水量が軽減されることによって、横幅 30mm の排水工でも、浸透すべり破壊の抑制効果を発揮したと考えられる。

写真 3 に、Case A と同様の排水工が行き止まり地盤に設置された事例を示す。行き止まり地盤を含む上層基礎地盤（領域Ⅱ）の地盤材料は、Case D と同様の 6 号カラーを用いた。行き止まり地盤の場合には、堤体法尻部の動水勾配の集中は非常に大きくなり、極めて危険性が高まるが、排水工の設置によって、1 時間透水を継続しても堤体の変状はみられなかった。

4. まとめ

本論文では、堤防脆弱性指標 f^* の観点から模型実験の実務適用性の検討、また、堤体法尻部に設置する排水工の大きさと設置位置の検討を行った。

堤防脆弱性指標 f^* の比較により、模型実験から現地堤防のマルチスケールで破壊形態を分類できることが示され

た。これは、小規模で精緻な模型実験だからこそ解明できる被災現象やその対策方法が、現地堤防に適用可能であることを示唆している。なお、 f^* がマルチスケールで高い一致度を示した背景には、地盤材料が過圧密にならないように間隙比を大きくして、模型地盤を作製したことにある。これは、模型実験と現地堤防では、有効応力レベルが大きく異なるため、現地堤防におけるすべり破壊等の力学現象を小さな模型地盤でも再現するために必要な措置である。

堤体法尻部に設置する排水工は、基礎漏水によって発生する法尻での小規模すべりをトリガーとする進行性破壊の根源を元から絶つ点で、非常に効果が高いが、設置位置と規模には注意が必要であることも明らかになった。

本論文の堤防脆弱性指標を整理するのにあたり中央大学の福岡捷二先生、田端幸輔先生にご指導いただくとともに、有益なご議論をいただいた⁶⁾。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 森三史郎・林愛美・小高猛司・崔 瑛・李 圭太・原大知：全断面堤体模型を用いた高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊に関する検討，第 71 回土木学会年次学術講演会，2016。
- 2) 小高猛司・崔 瑛・林愛美・森三史郎・李 圭太：基礎地盤の複層構造が河川堤防の浸透破壊に及ぼす影響，第 52 回地盤工学研究発表会，2017。
- 3) 小高猛司・森智彦・李 圭太・朝岡巧・飯田潤哉・澤村元希：透水性基礎地盤上の河川堤防の排水工の模型実験，第 54 回地盤工学研究発表会，2019。
- 4) 田端幸輔・福岡捷二・内堀寿美男・上村勇太：堤防脆弱性指標に基づいた堤防破壊危険性評価に関する研究－鬼怒川中下流部平成 27 年 9 月大洪水を例として－，河川技術論文集，Vol. 23，2017。
- 5) 福岡捷二・小高猛司・田端幸輔：現地堤防と模型堤防の浸透破壊を規定する力学的相似条件－堤防脆弱性指標，第 5 回河川堤防技術シンポジウム論文集，2017。
- 6) 中村宏樹・小高猛司・李 圭太・福岡捷二・田端幸輔・山田紘太郎・福永葵衣・大橋健司，寸法の異なる堤防模型実験による力学的相似条件の考察，第 75 回土木学会年次学術講演会，2020。

セメント浸透注入工法による改良地盤の温度・酸の環境下における
力学挙動に関する研究
Study on mechanical behavior of improved soil with cement infiltration method
under temperature and acid environment

岩田朋也¹, 大原一哲², 彭鵬¹, 岩井裕正¹, 張鋒¹

1 名古屋工業大学・大学院・工学研究科・社会工学専攻・E-mail address: cho.ho@nitech.ac.jp

2 日建設計シビル(株)

概 要

わが国に広く分布する花崗岩は、構造物の基礎地盤としてよく用いられる一方で風化を受けやすい。地盤改良工法の一つである浸透注入工法は仮設構造物に多く利用されているが、長期安定性に関する定量的な評価は十分ではない。そこで本研究では、深層風化を受けた強風化花崗岩をセメント系固化材で浸透注入工法により改良し、その長期安定性を検証した。化学的風化の要因である酸の強さ、および周辺環境における地熱の影響に着目し、異なる pH と温度条件下で水中曝露したセメント改良土の力学特性や含有成分への影響を三軸圧縮・クリープ試験および蛍光 X 線分析により調べた。その結果、酸の影響によりピーク強度や限界応力比に影響を与えることが確認された。さらに、実験結果を踏まえ、温度や酸の環境が改良土の力学挙動に及ぼす影響を定量的に考慮した弾塑性構成式を提案し、要素シミュレーションによりその妥当性を評価した。

キーワード：地盤改良 深層風化 セメント安定処理 構成式

1. はじめに

わが国に広く分布する花崗岩は、構造物の基礎地盤としてよく用いられる一方で風化を受けやすく、強度が著しく低下する。この性質により、平成 26 年 8 月豪雨による広島市土砂災害に代表されるような大規模の災害が起きている。強風化花崗岩（マサ土とも呼ばれる）のような軟弱地盤に対する地盤改良工法の一つにセメント系固化材を注入する浸透注入工法がある。浸透注入工法による地盤改良は工期が短縮され、コストを抑えることが可能である工法であるが、浸透注入工法は主に仮設構造物に利用されており、長期安定性に関する定量的な評価はまだ十分ではない。

そこで本研究では、深層風化を受けた風化花崗岩において、セメント系固化材を用いた浸透注入工法による改良地盤の長期安定性の把握を目的として、化学的風化の要因である酸の強さ、および周辺環境における地熱の影響に着目し、異なる pH と温度条件下で水中曝露したセメント改良土の力学特性や含有元素濃度への影響を力学試験および蛍光 X 線分析により調べた。さらに試験結果を踏まえて、温度・酸の影響を統一的に考慮する熱弾粘塑性構成式を提案し、要素シミュレーションによりその妥当性を評価した。

2. 試験概要

本論文ではセメント改良土に対して化学的影響と地熱の影響を与えるために pH を 4, 5, 7 の 3 種類、環境温度を 20℃と 50℃の 2 種類の条件で水中曝露を実施した。その後、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験により力学特性の把握を行った。

2.1 試験試料概要

本試験で用いるマサ土の物理特性を表 1 および図 1 に示す。固化材である高炉セメント B 種と水をマサ土と練り混ぜ、恒温湿潤環境下で 3 週間の気中モールド養生を経た後、H10cm×φ5cm に成型することで供試体を作製する。含水比は 24 時間後のブリーディングの様子を踏まえ、27.1%とした。セメント添加率は、ばらつきの大きさや目標とする強度 600kPa を得られているかどうかを踏まえて 5%と決定した。

表 1 マサ土の物理特性

最適含水比 w_{opt} (%)	14.7
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.641

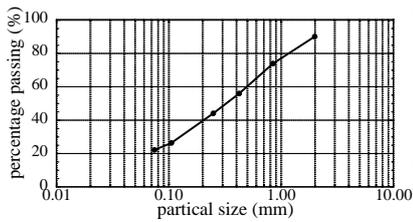


図1 マサ土の粒度分布



図2 脱気水槽と恒温槽

2.2 水中曝露概要

本試験でセメント改良土供試体を、pH、温度を変えて水中曝露を実施する。水中曝露中のpHの変動を抑えるため、曝露溶液をバッファーにした。表2に水中曝露条件を示す。水温を一定に保つために、図2に示すように水を張った恒温槽の中に脱気水槽を入れた。

表2 水中曝露条件

pH	曝露溶液の成分	水温	水中曝露期間
4	酢酸 (0.3mol/L) と酢酸ナトリウムを 3:1 で配合	20°C ・ 50°C	一軸圧縮試験 1週間, 3週間
5	酢酸 (0.3mol/L) と酢酸ナトリウムを 1:1 で配合		三軸圧縮試験 三軸クリープ試験 1週間
7	リン酸塩緩衝液 (0.25mol/L) と酢酸 (0.1mol/L) を 5:2 で配合		

3. 試験条件

3.1 一軸圧縮試験

表2の曝露条件下での水中曝露を経た後に一軸圧縮試験を実施した。一軸圧縮試験の試験条件を表3に示す。一軸圧縮試験を行なう目的としては曝露条件による力学特性の違いの把握、セメント改良土の材料としてのばらつきを確認するためである。さらには気中モールド養生のみの強度を把握するべく、練り混ぜ日から1週間ごとに一軸圧縮試験を実施した。このことにより、水中曝露の影響の有無による力学特性を比較し、練り混ぜからの経過日数と強度の増減関係を評価する。

3.2 三軸圧縮試験・クリープ試験

提案する構成式の改良と要素シミュレーションで使用するパラメータを決定するために、図3に示す圧力セル内の温度制御が可能な高温中容量三軸試験機を用いて、三軸圧縮試験および三軸クリープ試験を実施した。三軸圧縮・クリープ試験の試験条件を表4に示す。図4に示す圧力セル内に2枚の底付きメンブレンで供試体を密閉し、インナーチャンバーを用いることで、供試体が水に触れることなく積変化を計測できる。三軸クリープ試験における荷重は応力制御であり、せん断中の荷重速度が、ひずみ制御で実施した三軸圧縮試験と同様に設定した。クリープ応力は三軸圧縮試験により得られたピーク強度の90%とした。

表3 一軸圧縮試験条件

pH	温度 (°C)	気中モールド養生期間	水中曝露期間
		1, 2, 3, 4週間	
4	20	3週間	1週間および3週間
	50		
5	20		
	50		
7	20		
	50		



図3 高温中容量三軸試験機



図4 圧力セルの詳細

表4 三軸圧縮・クリープ試験条件

pH	水温 [°C]	曝露期間	拘束圧 [MPa]	荷重速度	クリープ応力 (三軸クリープ試験)
4	20	1週間	0.1	三軸圧縮試験 0.1%/min (ひずみ制御)	ピーク強度の90%
	50				
5	20		0.1, 0.3	三軸クリープ試験 三軸圧縮試験時の応力ひずみ曲線と一致するように荷重速度を設定 (応力制御)	
	50				
7	20				
	50				

3.3 蛍光 X 線分析

水中曝露直前、供試体を成形する際に生じた断片を曝露前の試料とした。また、水中曝露後に一軸圧縮試験に用いた供試体を曝露後の試料とし、図5に示すように供試体の表面付近と内部部分の2か所からそれぞれ試料を採取した。これらの採取位置から得られた試料を削り、粉末状にしてマイクロプレートに詰めてから蛍光 X 線分析を行った。

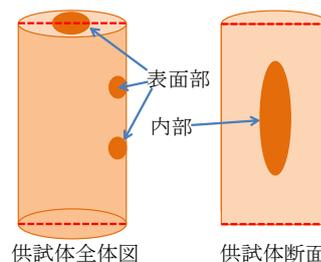


図5 蛍光 X 線分析試料採取位置

4. 試験結果

4.1 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験結果を図 6(a), (b)に示す。図 6(a)の 20℃の条件において、pH7 では曝露後の一軸圧縮強さが曝露直前の 3 週間強度と同程度だったが、pH4, 5 ではいずれも 3 週間強度を下回った。これは酸の影響により供試体中のカルシウムが溶脱し、強度が低下したと考えられる。

図 6(b)の 50℃の条件では、pH4 の曝露 1 週目における強度が 3 週間強度より低下したものの、pH5 の曝露 1 週目では 3 週間強度からの低下はみられなかった。河野の既往の研究²⁾より高温環境下はセメントの水和反応が早く進むことが言われている。そのため、pH5 では酸によるカルシウム溶脱の影響よりも、水和反応による強度増進の影響が卓越したことで水中曝露 1 週間での強度低下がみられなかったと考えられる。一方の pH4 では酸によるカルシウム溶脱の方が強度増進より影響が大きかったため、水中曝露 1 週間で強度が低下したと考えられる。

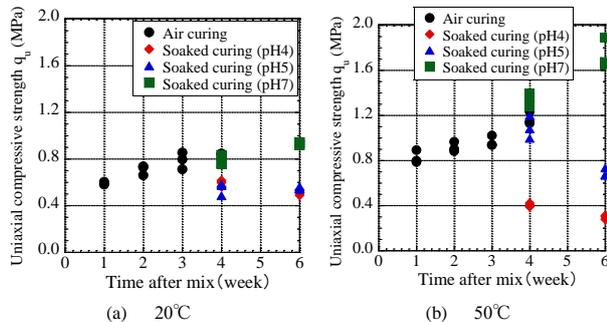


図 6 練り混ぜからの期間と一軸圧縮強さの関係

4.2 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験結果を図 7(a)~(d), 図 8(a), (b)に示す。図 7(a)~(d)より拘束圧や温度に関わらず、全てのケースについて pH 値が小さくなるにつれてピーク強度も小さくなる傾向が確認できる。これは図 6(a), (b)の一軸圧縮試験結果と同じ傾向であり、酸によるカルシウム溶脱が強度低下に起因していると考えられる。温度による影響に着目すると、図 7(a), (b)よりピーク強度は pH5, 7 では 20℃より 50℃の方が大きくなる一方、pH4 では温度が上昇してもピーク強度の増加はみられなかった。これも図 6(a), (b)の一軸圧縮試験と同じ傾向であり、pH4 の条件ではセメントの水和反応と酸によるカルシウム溶脱反応が同等に行われたためだと考えられる。拘束圧の影響に着目すると、ピーク強度は拘束圧 0.1MPa より 0.3MPa の方が大きくなり、より延性的な破壊挙動を示している。体積ひずみは、pH 値が小さくなるに従って圧縮側に大きく膨張量は小さくなり、その傾向は温度が高く拘束圧が大きくなるほど顕著である。

図 8(a), (b)の軸ひずみ - 応力比関係について、応力比が一定となるときの限界応力比に着目すると、pH 値が 7 から 4 へと小さくなるほど、環境温度が 50℃から 20℃へと低くなるほど、そして拘束圧が 0.1MPa から 0.3MPa へと

大きくなるほど限界応力比が低下する傾向が全体的に確認された。

4.3 三軸クリープ試験

三軸クリープ試験結果を図 9(a)~(d)に示す。クリープ破壊に至ったケースとしては、図 9(a)の pH5 の条件、図 9(d)の pH5, 7 の条件のみであり、他の条件については設定したクリープ時間の中ではクリープ破壊には至らなかった。ここで張らの既往の研究²⁾によると、クリープ応力が高いほどクリープ破壊時間が短縮されると言われている。三軸圧縮試験結果より、拘束圧が大きいほど、そして環境温度が高いほど、ピーク強度が大きくなるためにクリープ応力も大きくなり、クリープ破壊時間が短縮されることが見込まれる。その傾向を踏まえると、今回の実施条件において拘束圧が最も大きく、温度が最も高いケース図 9(d)の条件のクリープ破壊時間が最も短く、妥当な結果であると言える。しかし、図 9(a)の環境温度 20℃、拘束圧 0.1MPa では pH5 のケースで pH7 より早くクリープ破壊が起きているため、再現性をとり実験の傾向を確かめる必要がある。

軸ひずみ速度勾配である二次圧密係数 C_{al} については、クリープ開始初期は勾配にばらつきはあるものの、全体としては曝露条件によらず勾配が 1.10 程度であり、酸や温度の影響はみられなかった。

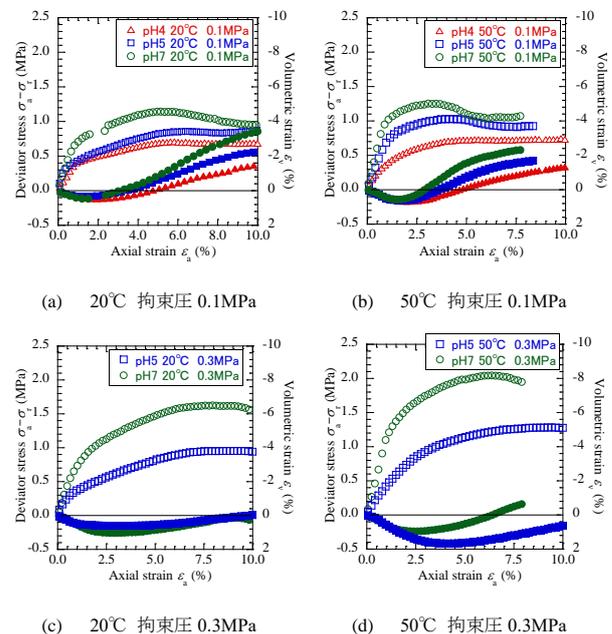


図 7 三軸圧縮試験の軸ひずみ、軸差応力および体積ひずみ関係

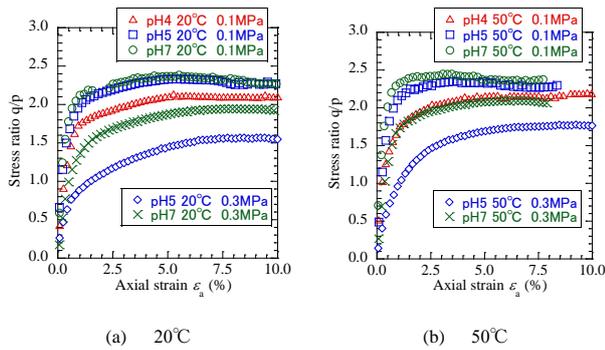


図 8 三軸圧縮試験結の軸ひずみ - 応力比関係

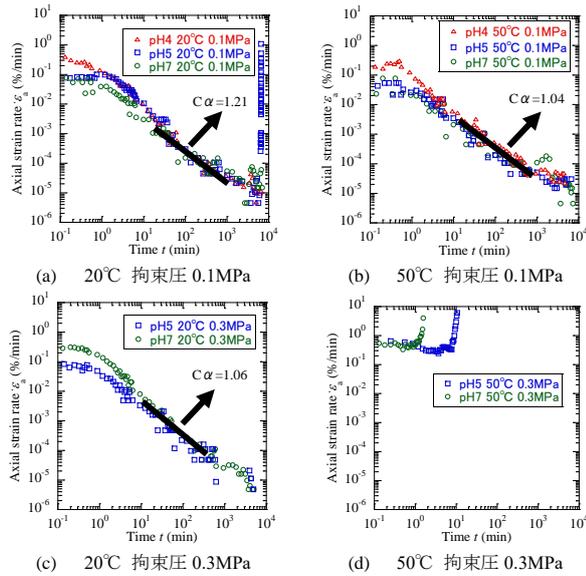


図 9 三軸クリープ試験のクリープ時間-軸ひずみ速度関係

4.4 蛍光 X 線分析

本研究では酸によるカルシウムの変動がみられ、強度にも大きく関わることから、供試体に含まれる元素の中でカルシウムの原子数濃度のみに着目して、蛍光 X 線分析結果を整理した。ここに、曝露前のカルシウム原子数濃度 c_{mi} に対する曝露後のカルシウム原子数濃度 c_{cur} の比として、カルシウム相対濃度 C を定義した。図 10(a), (b) に曝露条件別のカルシウム相対濃度 C 変動をまとめた。pH7 では表面、内部のどちらも C 値は 1.0 からの変動が小さく、水中曝露によるカルシウム溶脱への影響が極めて小さいと言える。pH4, 50°C の環境下で曝露 3 週間後のカルシウム濃度の低下が最も著しく、セメント添加前と同程度の値となったことから、セメンテーション効果が大きく失われていると考えられる。pH4 と pH5 の表面におけるカルシウム溶脱の程度に大きな違いはみられなかったが、内部におけるカルシウム相対濃度は pH4 より pH5 の方が大きく、溶脱はより内部へ浸透していたことが窺える。pH4 の強度が pH5 より小さくなったのもその結果であると言える。

ここで、表面と内部のカルシウム相対濃度が線形的に変化していると仮定し、両者の平均値をとり、図 11(a), (b) のように pH と平均化した C をプロットした。同じ温度・曝露期間の結果のプロットの回帰線を引くと、4 本の回帰

線はいずれも相関の極めて高い結果となった。よって、カルシウム相対濃度 C は pH を的確に表現するパラメータであるといえ、 C を酸の影響を表す状態変数として、本研究で提案する熱弾粘塑性構成式の中に取り込むこととする。

5. 新しい熱弾粘塑性式の提案

5.1 用いる熱弾粘塑性構成式

本研究では、式(1)~(7)に示すような構造・密度効果を考慮した軟岩の弾粘塑性構成式をベースとして構成式の修正を行った。ベースとする従来の熱弾粘塑性構成式は、土の過圧密⁴⁾や構造⁵⁾、中間主応力⁶⁾、時間依存性⁷⁾の他に、温度変化に起因する等価応力⁸⁾の概念を統一的に取り組んだものである。式(2)は降伏関数であり、 \tilde{R} 、 \tilde{R}^* はそれぞれ過圧密、構造に関する状態変数、 \tilde{t}_N 、 \tilde{t}_{N1S} はそれぞれ温度効果を考慮した初期の圧密降伏応力、高位構造の降伏応力である。また、 $(\theta - \theta_0)$ は参考温度 (15°C) からの温度変化であり、塑性体積ひずみ ϵ_p^v は圧縮指数 λ と膨潤指数 κ を用いて式(8)のように表せる。その他のパラメータについては次章の表 7 に示す。

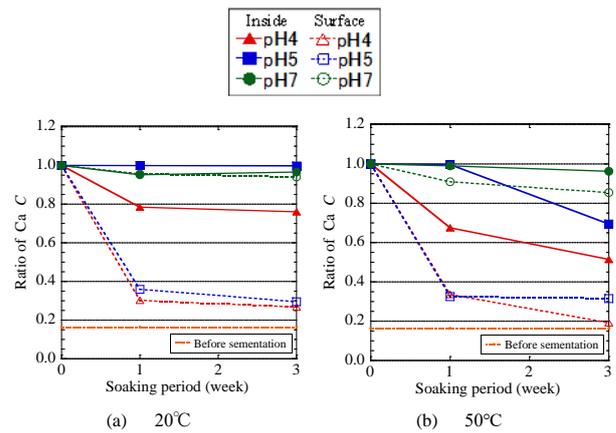


図 10 曝露期間によるカルシウム相対濃度の変化

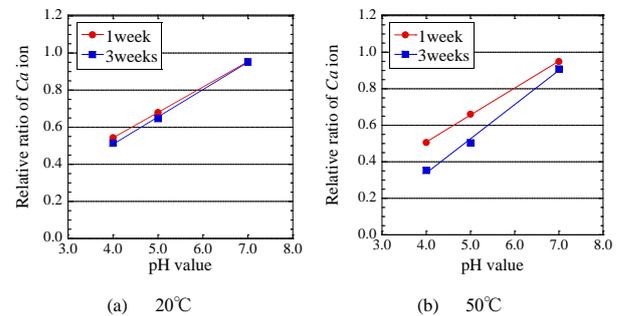


図 11 pH-C 関係 (内側・表面平均化後)

$$f = \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \frac{1}{\beta} \left(\frac{x}{M_c} \right)^\beta - \frac{1}{C_p} (\varepsilon_v^p + C_p \ln \bar{R} - C_p \ln R^*) = 0 \quad (1)$$

$$\Lambda = \left(\frac{\partial f_\sigma}{\partial \sigma_{ij}} E_{ijkl} d\varepsilon_{kl} + \frac{h(t)}{C_p} \right) / \left(\frac{h_p}{C_p} + \frac{\partial f_\sigma}{\partial \sigma_{ij}} E_{ijkl} \frac{\partial f}{\partial t_{kl}} \right) \quad (2)$$

$$h(t) = \dot{\varepsilon}_0 (1 + t/t_1)^{-C_\alpha} \quad (3)$$

$$h^p = \frac{\partial f_\sigma}{\partial t_{ii}} - \frac{m_R \frac{\ln \bar{R}}{\bar{R}} \bar{R} C_n \ln(1+t/t_1) + m_R^*(1-R^*)}{\dot{\varepsilon}_N} \quad (4)$$

$$\bar{R} = \frac{\dot{\varepsilon}_{N1}}{\dot{\varepsilon}_{N1S}}, \quad \bar{R}^* = \frac{\dot{\varepsilon}_{N1e}}{\dot{\varepsilon}_{N1S}} = R^* \quad (5)$$

$$\dot{\varepsilon}_{N1e} = t_{N1e} \exp \left[\frac{3\alpha_t(\theta - \theta_0)(1+e_0)}{\kappa} \right] \quad (6)$$

$$\dot{\varepsilon}_{N1S} = t_{N1S} \exp \left[\frac{3\alpha_t(\theta - \theta_0)(1+e_0)}{\kappa} \right] \quad (7)$$

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{t_{N1e}}{t_{N0}} = C_p \ln \frac{t_{N1e}}{t_{N0}} \quad \left(C_p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \right) \quad (8)$$

温度・酸の影響を考慮した修正熱弾粘塑性構成式の提案について、図 12 に示す三軸圧縮試験結果に基づき、限界応力比 M がカルシウム相対濃度 C 、温度 T 、および拘束圧 p の影響を受けることに着目し、それらを状態変数とする回帰分析を行い、関数 $M_c = M(C, T, p)$ として定式化した。また、酸の影響を表す状態変数であるカルシウム相対濃度 C は、限界応力比 M のみに影響を与えるものと仮定した。

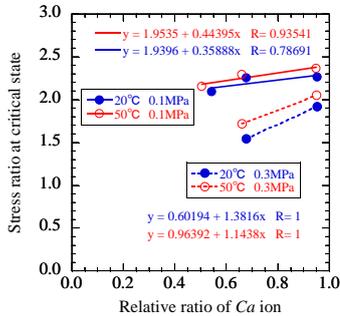


図 12 カルシウム相対濃度 C - 限界応力比 M 関係

5.2 回帰分析による M_c の定式化

まずは拘束圧 p ごとに異なる関数 $M_c = M(C, T)$ を式(9)のように定式化した。各状態変数の係数 α 、 β 、 γ は三軸圧縮試験および蛍光 X 線分析による試験結果(表 5)を用いて最小二乗法により算出した。

$$M_c = \alpha C + \beta T/T_0 + \gamma, \quad T_0 = 15^\circ\text{C} \quad (9)$$

$$M_c = (\alpha_c C + \beta_c T/T_0 + \gamma_c) p_c/p_0 + \xi_c, \quad p_0 = 0.1\text{MPa} \quad (10)$$

表 6 に拘束圧別に算出した各係数値を、図 13 に拘束圧別 C - T - M 関係を示す。当てはまりの良さの尺度である決定係数は拘束圧 0.1MPa、0.3MPa でそれぞれ 0.7878、0.9926 となり、式(9)が実際の試験結果を表現できていると言える。また、図 13 にある 2 平面は平行でなく、 C 、 T の係数が拘束圧 p の影響を受けていることが考えられる。

表 5 実験結果に基づくパラメータ値一覧

曝露条件	p	T	C	M
pH4-20	0.1	20	0.544	2.09
pH5-20			0.679	2.25
pH7-20			0.954	2.26
pH4-50		50	0.506	2.15
pH5-50			0.661	2.29
pH7-50			0.950	2.36
pH5-20	0.3	20	0.679	1.54
pH7-20			0.954	1.92
pH5-50		50	0.661	1.72
pH7-50			0.950	2.05

次に、式(10)のように拘束圧 p を含めた形で M_c を定式化した。 α_c 、 β_c 、 γ_c 、 ξ_c は上記と同様に試験結果を踏まえて最小二乗法により算出し、それらの値を表 6 中に示す。決定係数は 0.9814 となったことから、式(10)は実際の試験結果を十分に表していると言える。このことから、本研究で行った熱弾粘塑性構成式の改良において、 M_c は式(10)の形で従来の構成式に組み込むものとした。

6. 要素シミュレーション

要素シミュレーションで使用するパラメータを表 7 に示す。また、三軸圧縮試験結果と要素シミュレーションによる解析結果との比較を図 14(a)~(d)に示す。解析結果はそれぞれ pH や環境温度、拘束圧の違いによる改良土の力学挙動を十分に表現できている。ただし図 14(a), (b)に示す拘束圧 0.1MPa、pH7 の条件下では、要素シミュレーションは実験値より早い段階で限界状態に達し、せん断応力とダイレイタンスーの変化が停止した。今回提案した構成式ではピーク強度を上手く表現できているが、体積ひずみを上手く表現することができなかった。今後は限界応力比だけではなく他のパラメータについても酸や温度が影響を与えていると考え、構成式の改良を行っていく。

また、本研究では供試体全体で均一なカルシウム相対濃度であると仮定した上で要素シミュレーションを実施した。ただ、実際には表面と内部でのカルシウム溶脱の程度に違いがあるため、今後は境界値問題としてこの問題を考慮し、供試体中でのカルシウム相対濃度勾配があることを前提として、提案する構成式に基づいた有限要素解析を実施し、この不均一さを有する実験結果を表現できるようにしていく。

表 6 式(9)における p ごとの各係数値

p	0.1MPa	0.3MPa
α	0.405	1.257
β	0.030	0.080
γ	1.857	0.591

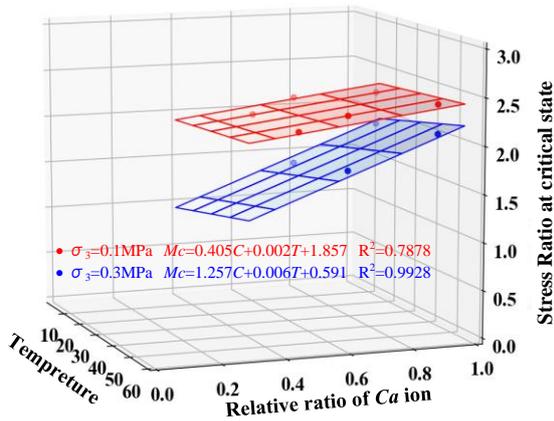


図 13 拘束圧別 C-T-M 関係 (プロットは実験値)

上面: 0.1MPa 下面: 0.3MPa

表 7 解析パラメーター一覧

パラメータ	値	
ポアソン比 ν	0.29	
参考間隙比 e_n	0.542	
ヤング係数 E [MPa]	137	
塑性剛性 $E_p = \lambda - \kappa$	0.081	
ポテンシャル形状パラメータ β	1.10	
過圧消散パラメータ m_R	2.30	
構造喪失パラメータ m_R^*	3.00	
初期過圧密比 R_0	0.120	
初期構造 R_0^*	0.700	
二次圧密係数 C_α	1.10	
時間依存性パラメータ C_n	0.086	
限界応力比 M_c における係数	α_c	4.158
	β_c	0.020
	γ_c	-6.387
	ξ_c	2.506
線膨張率 α_T [$1/^\circ\text{C}$]	8.0×10^{-6}	

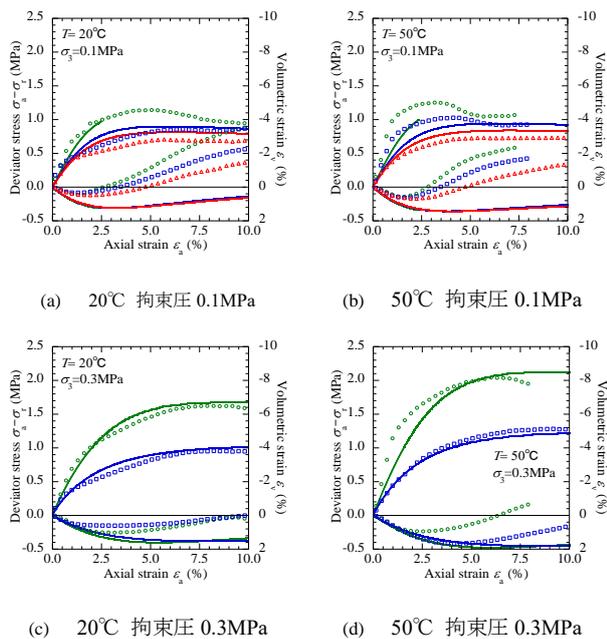


図 14 三軸圧縮試験とシミュレーションの比較

7. 結論

- ① ピーク強度や限界応力比は、pH 値が大きく、温度が高く、拘束圧が大きいくほど大きくなる。体積ひずみは pH 値が小さいほど圧縮側に大きく、膨張量は小さくなり、その傾向は温度が高く拘束圧が大きくなるほど顕著である。
- ② 温度上昇とともに強度増加だけではなく、カルシウム溶脱も促進されることが確認された。水中曝露前後でのカルシウム原子数濃度の比をカルシウム相対濃度 C と定義し、酸の影響を表す状態変数とした。
- ③ 試験結果に基づき、限界応力比が酸の影響を顕著に受け、その定式化が必要となる。そこで、限界応力比を酸や温度、拘束圧を含む関数として回帰分析により定式化し、弾粘塑性構成式の改良を行った。
- ④ 改良構成式を用いて要素シミュレーションを実施して解析結果と実験結果を比較した。その結果、pH や環境温度、拘束圧の違いが力学特性に与える影響を表現できた部分とできていない部分があるため、今後さらに提案した修正弾塑性構成式の改良を行う。
- ⑤ 今後は供試体内部と表面部でのカルシウム溶脱の違いに着目し境界値問題として捉えた上で、提案する構成式に基づいた有限要素解析を実施し、実験結果を表現できるようにしていく。

参考文献

- 1) 志岐, 常正: "開発災害"の要因と今後の展開--2014 年広島土石流災害にみる, 2015
- 2) 河野清: コンクリート製品の促進養生, コンクリートジャーナル, Vol.4No.3~4, 1996
- 3) 張鋒, 八嶋厚: 堆積軟岩の力学挙動とモデル化: 地盤工学会誌, Vol.59, No.8, pp.88-95, 2011
- 4) Hashiguchi, K.: Constitutive equation of elastoplastic materials with elastoplastic transition, Jour. of Applied Mechanics, ASME, 102(2), pp.226-272, 1980.
- 5) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, Proc. Of the 4th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering-NUMGE98, pp.232-242. (1998)
- 6) Nakai, T. and Hinokio, M.: A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, Soils and Foundations, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.
- 7) Zhang, F., Xiong, Y. L., Itani, Y. and One, E., 2019: Thermo-elasto-viscoplastic mechanical behavior of manmade rock and its numerical modeling, Underground Space Vol.4, 121-132.
- 8) Zhang, S. and Zhang, F.: A thermo-elasto-viscoplastic model for soft sedimentary rock, Soils and Foundations, Vol.49, No.4, pp.583-596, 2009.

鉛直振動荷重を受けるパイルドラフト基礎の水土連成変形特性に関する研究 Research on soil-water coupling deformation behavior of piled raft foundation subjected to vertical vibration load

千野伸晶¹, 長崎耕欣², 朱文軒³, 岩井裕正⁴, 張鋒⁵

- 1 名古屋工業大学・大学院工学研究科社会工学専攻・32415055@stn.nitech.ac.jp
- 2 鹿島建設株式会社(元名古屋工業大学・大学院工学研究科社会工学専攻)
- 3 名古屋工業大学・大学院工学研究科社会工学専攻
- 4 名古屋工業大学・工学部社会工学科
- 5 名古屋工業大学・工学部社会工学科

概 要

パイルドラフト基礎はコスト削減や工期短縮が実現できる合理的な基礎構造として我が国における建築分野において数多くの施工事例があるものの、土木分野での適用事例は少ない。一方、海外ではパイルドラフト基礎が土木分野でも適用されており、鉄道軌道の基礎にも用いられている。しかし、この列車の鉛直荷重によりパイルドラフト基礎が沈下する事例が報告されている。本稿では鉛直振動荷重を受けるパイルドラフト基礎の力学特性、特に沈下特性に着目し 1G 場模型実験及び 3 次元動的 FEM 解析を実施した。その結果、1/50 スケールの模型実験より沈下量に及ぼす重要な影響因子として、地盤-構造物一体系の固有振動数が関与していることが分かった。さらに数値解析で得られた結果と模型実験の結果を比較することで、本研究で提案した解析手法のパイルドラフト基礎の沈下特性への適用性を検証した。

キーワード：パイルドラフト基礎、鉛直振動荷重、沈下、1G 場模型実験、FEM 動的解析

1. はじめに

現在、土木構造物の設計法は仕様規定型から性能規定型へと移行しつつある¹⁾。これは設計の段階で構造物に要求する性能を明示し、その性能を設計供用期間に構造物が保持することを客観的に確認する設計法である。即ち、原則として規定した性能を満足すれば、どのような設計も許容されるということである。こういった性能規定型の設計への移行を受けて、直接基礎に杭を併用した基礎形式であるパイルドラフト基礎が近年注目を浴びている。パイルドラフト基礎では直接基礎と杭が一体となって荷重を分担することにより、上部構造物の荷重の一部を、杭体を通じてより深部の地盤に伝達することが可能であり、基礎としての沈下量を低減させることができる²⁾。

実際に我が国の建築分野では、2001 年日本建築学会「建築基礎構造設計指針」³⁾の改定がおこなわれ、従来の許容応力度設計法から、建物沈下量など変形評価を主体とする限界状態設計法に移行するとともに、直接基礎に沈下低減用の杭を併用したパイルドラフト基礎が新たな基礎形式として加えられた。その為、これまでに低層建物から超高層建物まで幅広い建物で挙動観測が行われ、設計法の妥当性の検証が実施されており、現在まで数多くの適用実績がある。その際、パイルドラフト基礎を採用することで従来

の杭基礎を適用させた場合の設計と比較してコストが 55%まで低減された事例もある⁴⁾。

一方で、土木分野ではパイルドラフト基礎の採用事例はほとんどない。現行の設計法において、杭基礎では基礎スラブ底面の地盤の抵抗力を無視し、鉛直荷重は杭のみで支持させるのが原則となっている。設計法がこの様な方針となっているのは、杭の沈下と地盤の沈下が一致しないことにより、既設構造物でフーチング下部に空隙を生じる事例が報告されていることによる。しかしながら、構造物の変位を適切に予測できれば基礎の設計において、上記の様に構造的及び経済的に大幅な合理化が図れる可能性があることも、現行の設計指針で言及されており⁵⁾、パイルドラフト基礎の採用も期待される。

このような我が国の現状とは異なり、海外ではパイルドラフト基礎は鉄道軌道の基礎への適用事例があるが、鉄道供用とともにその鉄道振動によりパイルドラフト基礎が沈下するという被害も報告されている⁶⁾。土木構造物は上記の様な軌道あるいは道路といった振動荷重を受ける場合が少なくはない。こういった事例を受け、鉄道による振動荷重と杭・ラフト・地盤の相互関係を適切に把握し予測することで、その結果を設計に反映することが望まれる。

そこで本研究では、土木構造物として使われるパイルド

ラフト基礎の力学特性, 特に鉛直振動荷重を受ける場合の沈下特性に着目し, パイルドラフトと地盤の相互作用に関する基礎的知見を得ることを目的とする。1/50 スケールの模型地盤に設置したパイルドラフト基礎模型に小型振動装置を用いて列車振動荷重を与える 1G 場模型実験を行い, 中密な乾燥地盤及び飽和地盤条件下でのパイルドラフト基礎の力学挙動に関する基礎データを蓄積する。また, 同条件での数値シミュレーションを実施し, 比較及び検討を行う。

2. 1G 場模型実験概要

本実験では, 乾燥地盤及び飽和地盤においてパイルドラフト基礎が上部工から鉛直振動荷重を受ける際の振動数が力学挙動及び, 沈下特性に与える影響を検証した。

2.1 試験概要及び試験装置

試験概要図を図 1 に示す。実験模型は幅 1000mm, 奥行 715mm, 高さ 525mm の土槽内の中にパイルドラフト模型を設置・作製した。模型実験は乾燥地盤及び飽和地盤である。乾燥地盤には乾燥豊浦砂を用いて相対密度 75~80% の中密な地盤を目標に, 空中落下法 (落下高さ 70cm) 及び締固め法により作製した。飽和砂地盤は含水比 5% の豊浦砂を相対密度が 75~80% となるように湿潤締固め法により作成し, その後模型土槽底部から水を供給することで飽和させた。また鉛直振動荷重を与えるために写真 1 に示す小型振動機を使用した。

パイルドラフト模型は実構造物の 1/50 スケールを想定して作製した。図 2 に示す。モデル杭には直径 $D=20\text{mm}$, 肉厚 $t=2\text{mm}$ のアルミパイプを使用し, 杭先端をポリアミドキャップにより蓋をすることで先端支持力を発揮できる仕様にした。ラフト部は, 幅 260mm, 奥行 260mm, 厚さ 20mm の鋼材を使用した。

計測機器については圧電式加速度計, 小型ロードセル, ひずみゲージ, レーザ変位計及び間隙水圧計を使用した。図 3 に計測機器設置箇所を示す。加速度計, レーザ変位計は図 3 の測点 A 及び測点 B に設置し 2 点により応答加速度, 沈下量を計測した。また, 杭頭部と先端にひずみゲージを設置することで杭頭軸力と先端支持力を測定できるようにした。間隙水圧計は過剰間隙水圧を測定するため, ラフト直下に各深度に設置した。

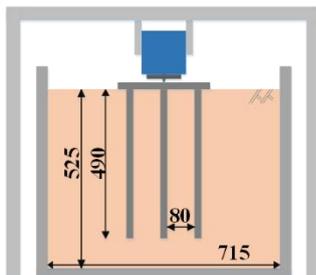


図 1 試験概要図



写真 1 小型振動機



図 2 パイルドラフト模型

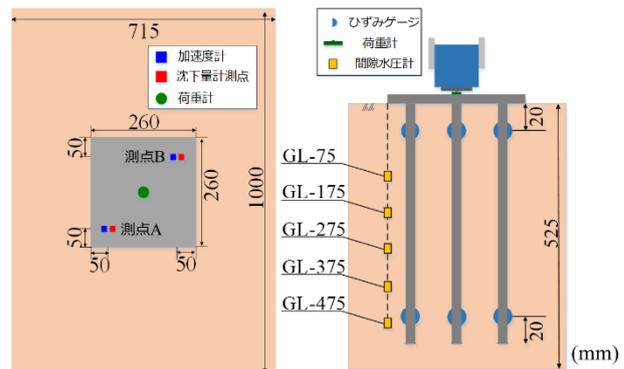


図 3 計測機器設置箇所

2.2 実験ケース

本実験の実験ケースを表 1 に示す。加振条件は初期荷重 300N, 振幅 300N, 加振時間を 10 秒間, 加振波を正弦波とした。振動荷重の振動数がパイルドラフト基礎の沈下挙動に与える影響を検証するため振動数, 模型地盤を変え実施した。

表 1 実験ケース

Case	振動数(Hz)	地盤	相対密度(%)
Case1	50	乾燥	79. 8
Case2	100		79. 4
Case3	200		78. 3
Case4	400		75. 2
Case5	50	飽和	76. 0
Case6	100		77. 2
Case7	200		79. 9
Case8	400		75. 9

2.3 乾燥地盤 実験結果

各ケースの実験において, 加振時間 10 秒間に加振前後 1 秒間を含めた 12 秒間のグラフで表した。Case2 の振動数 100Hz 時における荷重時刻歴を図 4 に示す。左図が全体図, 右図が拡大図である。

各ケースで計測されたラフトの応答加速度の時刻歴を図 5 に示す。図 5 より, 与えた振動数が大きくなるにつれて, 応答加速度の値が大きくなっていることが確認できる。

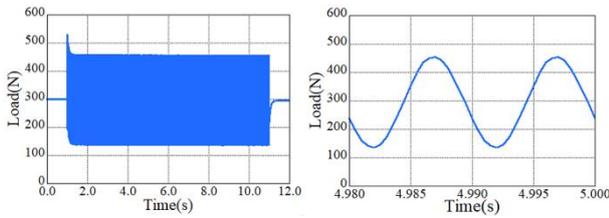


図4 荷重時刻歴

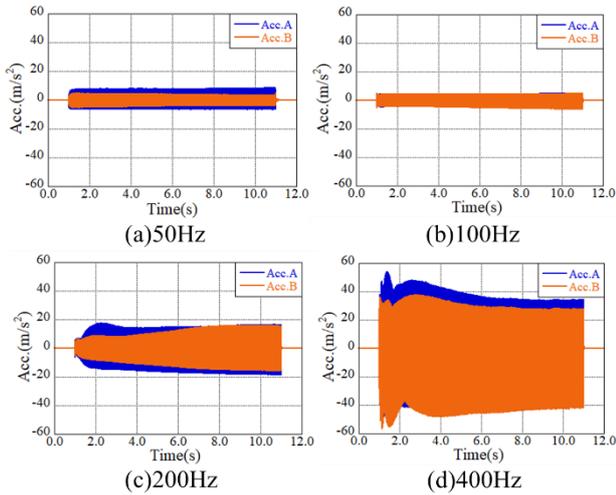


図5 応答加速度時刻歴(乾燥地盤)

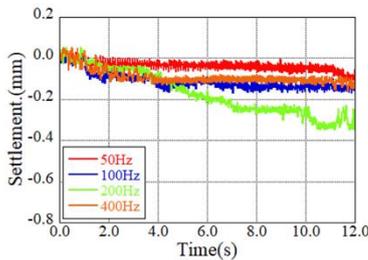


図6 沈下時刻歴(乾燥地盤)

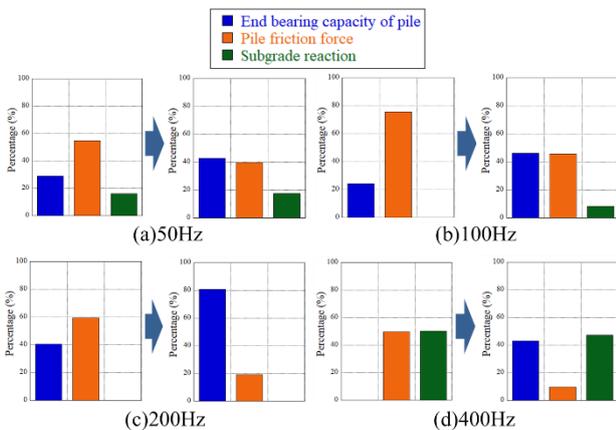


図7 支持力分担率(乾燥地盤)

続いて各ケースの沈下時刻歴を比較したグラフを図 6、加振前後 1 秒間の支持力分担率を表したものを図 7 に示

す。矢印左が加振前、矢印右が加振後の分担率を表している。図 6 より、振動数 200Hz のケースでは、最終沈下量が約 0.27mm であり、比較的大きな沈下がみられることから、沈下特性は振動数に依存することが確認できた。200Hz の場合に沈下量が最も大きかった原因として、与えた振動数が地盤・パイルドラフト体系の固有振動数に近いことが考えられる。さらに図 7 より、200Hz の実験ケースでは、模型が最も沈下したのにも関わらず、地盤反力が得られていないことが確認できる。これはラフトの沈下量よりも模型地盤沈下量の方が大きくなってしまい、ラフトが模型地盤に接地していなかったことが原因と考えられる。また全ての実験ケースにおいて加振前から加振後にかけて、先端支持力の分担率が上昇し、周面摩擦力の分担率が減少していることが確認できる。

2.1 飽和地盤 実験結果

各ケースで計測されたラフトの応答加速度の時刻歴を図 8 に示す。図 8 より飽和地盤のほとんどの実験ケースにおいて、応答加速度の大きさが乾燥地盤に比べ小さいことが確認できる。また乾燥地盤と同様に、与えた振動数が大きくなるにつれて、応答加速度の値も大きくなっていることが分かる。

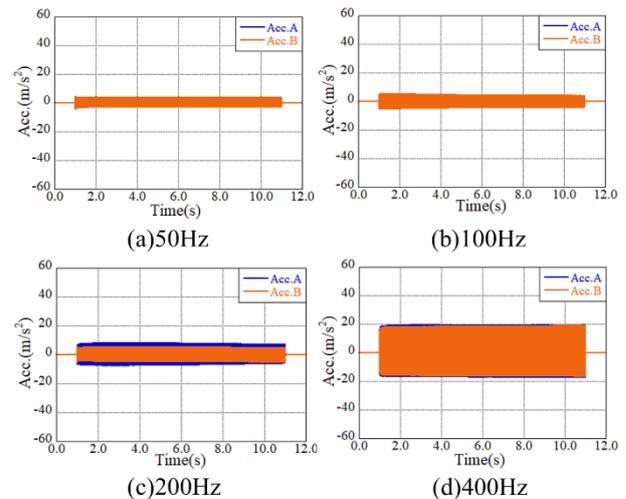


図8 応答加速度時刻歴(飽和地盤)

続いて各ケースの沈下時刻歴を比較したグラフを図 9、加振前後 1 秒間の支持力分担率を表したものを図 10 に示す。図 9 より、乾燥地盤で最も沈下が大きかった振動数 200Hz 載荷時は、飽和地盤では全く沈下が発生しなかった。また、振動数 100Hz 載荷時では乾燥地盤及び飽和地盤ともに沈下量は概ね一致していることが確認できる。これらの結果から、模型地盤の固有振動数の変化が沈下量に影響を及ぼしていると考えられる。また図 10 より乾燥地盤と同様、加振前から加振後にかけて先端支持力の分担率が上昇し、周面摩擦力の分担率が減少していることが分かるが、加振後も載荷荷重の大部分を周面摩擦力で支持していることが確認できる。

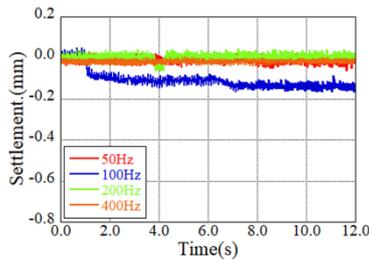


図9 沈下時刻歴(飽和地盤)

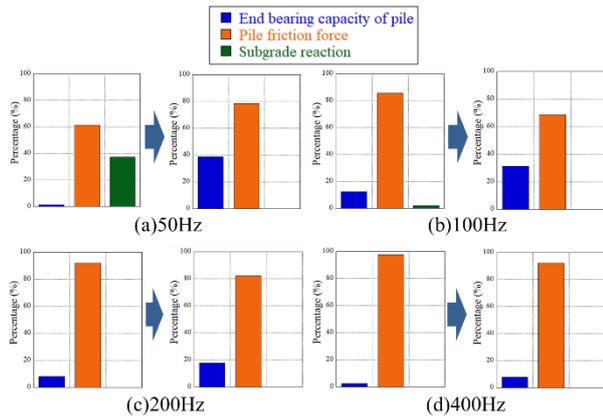


図10 支持力分担率(飽和地盤)

3. 模型加振実験の数値解析

室内模型実験と同条件で3次元動的FEM解析を実施した。実験結果と本解析の結果を比較し、FEMプログラムの模型実験への適用性及び解析面から模型パイルドラフト基礎の力学特性を検証した。

3.1 構成式

土の構成モデルである回転硬化型弾塑性構成式 Cyclic mobility model(Zhang et al.,2007)⁷⁾は、砂/粘土のさまざまな挙動を説明するために広く使用されている。しかし、本実験のように砂が低拘束圧条件下にある場合、 $e-\ln p$ 関係を使用した Cyclic mobility model は適切でないため修正を行った。主な変更点として等方圧密下の砂の体積ひずみと平均主応力の関係をべき乗則によって図11に示すように表現した。そのため新しい材料パラメータ n を導入し、低拘束圧を含めた等方圧密実験結果に基づいて、豊浦砂の特性パラメータ n の値を 0.5 に決めた。また過圧密の発展則に用いられる従来の材料パラメータである m_R を塑性せん断ひずみと塑性体積ひずみの影響を別々に考慮できるように、二つのパラメータ m_{R1} と m_{R2} に変更した。地盤材料パラメータを表2に示す。

3.2 解析概要

模型加振実験の数値解析を3次元動的FEMプログラム「DBLEAVES」⁸⁾を用いて実施した。基礎模型は AFD-model⁹⁾及びビーム要素とコラム要素で構成されるハイブリッド要素でモデル化し、ラフト、杭、地盤の境界面に要

素の剥離と閉合を考慮できるクーロン規準をベースにした弾塑性ジョイント要素を設けた。数値解析に用いた解析メッシュを図12に示す。解析メッシュは模型実験に使用した土槽の幅方向及び奥行方向を判断面とした4分の1断面である。荷重載荷点は図12に示す位置に設定し、実験で計測された荷重を載荷した。また本数値シミュレーションでは、初期剛性に比例するレーリー減衰を使用した。各要素の減衰定数を表3に示す。境界面における拘束条件は、領域側面及び領域底面で境界法線方向のみを拘束とし、地表面は自由境界とした。

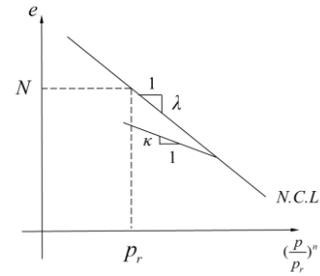


図11 間隙比と平均主応力のべき乗関係

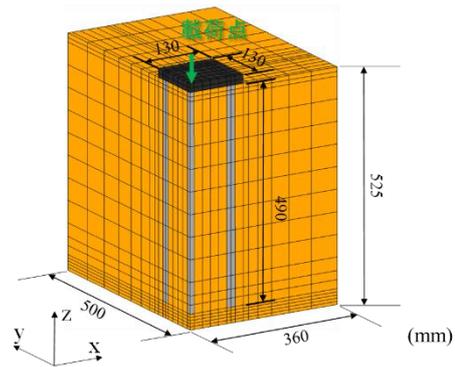


図12 解析メッシュ

表2 地盤材料パラメータ

Parameter of modified Cyclic mobility model		Value
Principal stress ratio at failure	R_f	3.3
Poisson ratio	ν	0.3
Void ratio	N	0.91
Compression index	λ	0.04
Swelling index	κ	0.006
Exponential index of compression/extension	n	0.5
Degradation parameter of over consolidation state (Shear component)	m_{R1}	0.0001
Degradation parameter of over consolidation state (Volumetric component)	m_{R2}	0.01
Degradation parameter of structure	a	0.5
Evolution parameter of anisotropy	b_r	1.0
Over consolidation ratio	OCR	7000
Initial structure ratio	R_0	0.21
Initial anisotropic	ζ_0	0.0

表3 初期剛性比例型レーリ減衰の減衰定数

減衰定数		値
ラフト	h_1	0.01
杭	h_1	0.02
模型地盤	h_1	0.05
ジョイント要素	h_1	0.05

3.3 解析結果

各ケースにおけるラフトの応答加速度の解析結果を図13, 図14に示す。また実験結果も同グラフに載せることで解析結果と実験結果を比較した。応答加速度の解析結果より振動数100Hzのケースでは実験結果を再現できた。また400Hzのケースでは応答加速度の大きさに差が生じたが、他の振動数では実験結果を概ね再現することができた。

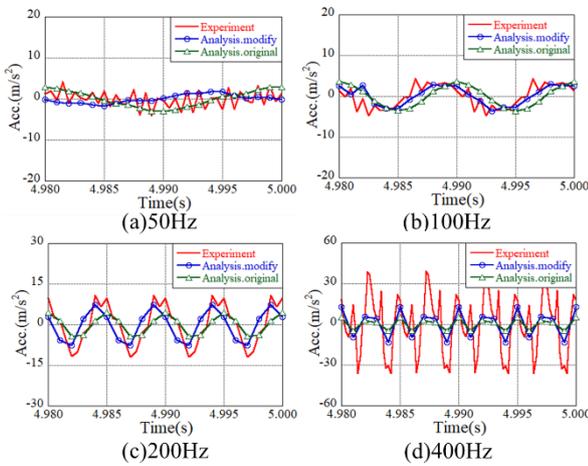


図13 応答加速度の比較(乾燥地盤)

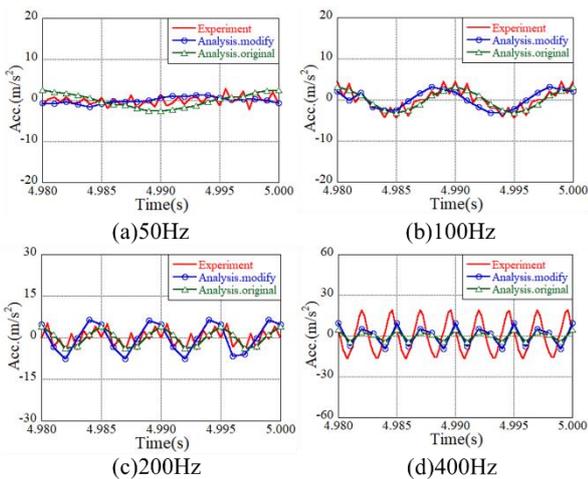


図14 応答加速度の比較(飽和地盤)

続いて Case2 における沈下量の比較を図15に示す。構成式の修正前と修正後の解析では沈下量が約10分の1に低減され、他のケースにおいても同様な傾向が見られた。

これより修正 Cyclic mobility model は既存の Cyclic mobility model に比べ、かなりの精度で低拘束圧下での沈下量を再現できていると言える。また各ケースにおけるラフトの沈下時刻歴の解析結果及び実験結果のグラフを図16, 図17に示す。図16より乾燥地盤で生じる沈下量の最大値が実験結果の値と同程度であることが確認できた。よって本解析により乾燥地盤で発生する最大の沈下量は再現できると言える。しかし、ほとんどのケースでは沈下量を過大に評価しており、振動数による沈下量の違いはあるものの、実験値ほどではなかった。今後さらなる検討が必要と考えられる。

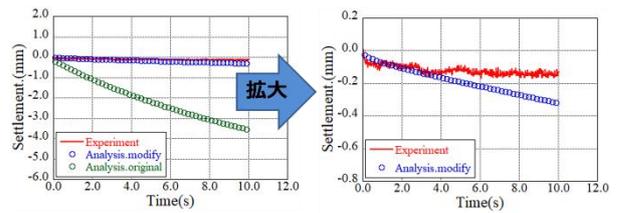


図15 沈下量時刻歴の比較(乾燥地盤 100Hz)

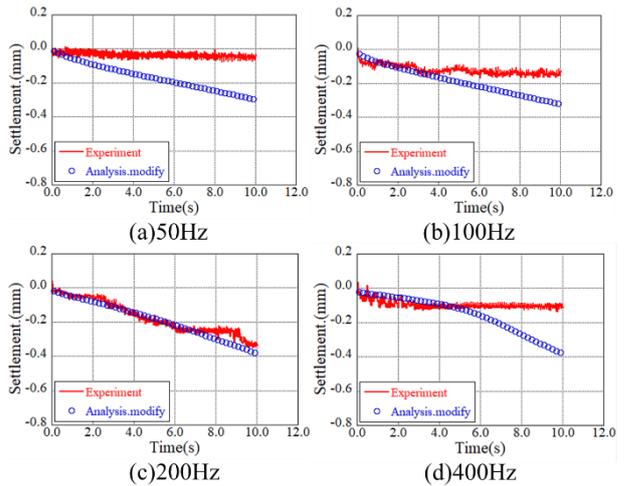


図16 沈下時刻歴の比較(乾燥地盤)

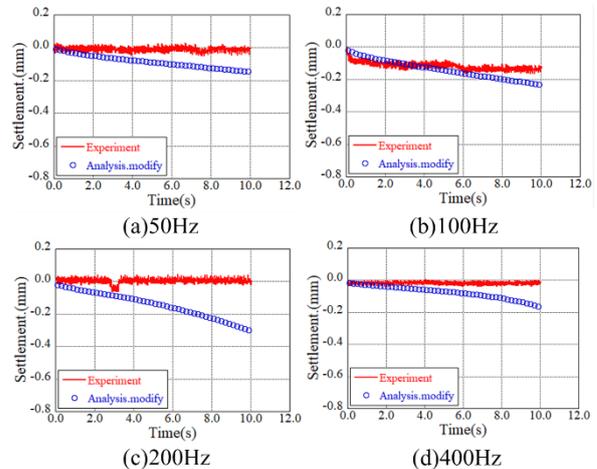


図17 沈下時刻歴の比較(飽和地盤)

また構成式修正後の乾燥地盤と飽和地盤の鉛直変位コンター図を図18、図19に示す。コンター図より乾燥地盤が飽和地盤に比べ100Hz, 200Hz, 400Hzのケースにおいて、ラフトより周辺地盤とラフト直下の沈下量が大きくなった。これは飽和地盤では乾燥地盤に比べ地盤剛性が高いためだと考えられる。

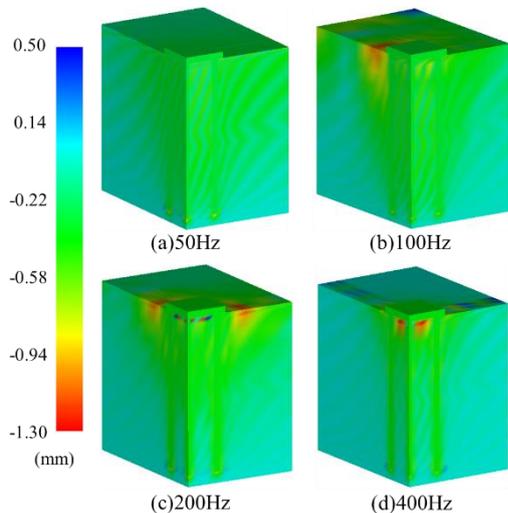


図18 鉛直変位コンター図(乾燥地盤)

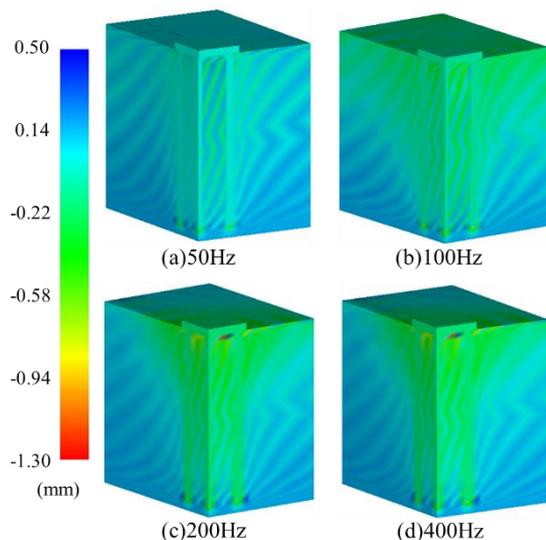


図19 鉛直変位コンター図(飽和地盤)

4. 結論

本研究では鉛直振動荷重を受ける際の、中密な乾燥地盤及び飽和地盤に設置されたパイルドラフト基礎の力学特性、特に沈下特性に着目し、1G場模型実験及び3次元動的FEM解析を実施した。本研究によって得られた知見を以下に示す。

- 1) ラフトに発生する沈下量は、乾燥地盤では振動数200Hzの場合に0.27mmと最も大きい。飽和地盤の場合は振動数200Hzで沈下は発生しなかった。また飽和地盤で最も沈下が大きくなったのは振動数100Hzで0.12mm沈下する結果となった。これより、沈下量に及ぼす重要な影響因子として地盤-構造物一体系の固有振動数が挙げられる。
- 2) 支持力分担率より乾燥地盤及び飽和地盤で実施したほぼ全ての実験ケースにおいて、加振前から加振後にかけて先端支持力の分担率が上昇し、周面摩擦力の分担率が減少していることが分かった。さらに飽和地盤では加振前、加振後ともに載荷荷重の大部分を周面摩擦力で支持していることが確認できた。
- 3) ラフトに発生する応答加速度はCyclic mobility modelの修正にさほど変化が見られず、400Hz以外のケースでは応答加速度の大きさ及び位相において、実験結果を概ね再現することができた。
- 4) ラフトに発生する沈下量は修正Cyclic mobility modelを導入することにより、従来のCyclic mobility modelに基づいた解析に比べ約10分の1まで低減され、乾燥地盤の模型実験で発生する最大の沈下量と同程度になることが確認できた。しかし振動数による沈下量の違いはあるものの、実験値ほどではなかった。したがって異なる振動数がパイルドラフト基礎の沈下量に与える影響をより正確的に再現できる、地盤-構造物一体解析手法の開発を今後の課題とする。

参考文献

- 1) 福田佳典：パイルドラフト基礎の長期沈下挙動に関する研究，京都大学大学院学位論文，2013。
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001。
- 3) (財)建設コスト管理システム研究所：「パイルドラフト基礎」の調査報告，新技術調査検討会，2007。
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編，pp.243-265，2002。
- 5) Gu, L. L., Ye, G. L., Bao, X. H and Zhang, F: Mechanical behavior of piled-raft subjected to high-speed train loading, *Soils and Foundation*, Vol.56, No.6, pp.1035-1054, 2016.
- 6) Zhang, F, Ye, B, Noda, T, Nakano, M and Nakai, K: Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, *Soils and Foundation*, Vol.47, No.4, pp.635-648, 2007.
- 7) Ye, B, Ye, G. L, Zhang, F and Yamashita, A: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, *Soils and Foundation*, Vol.47, No.3, pp.547-558, 2007.
- 8) Zhang, F and Kimura, M: Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC group-pile foundation, *Soils and Foundation*, Vol.42, No.3, pp.72-92, 2002.

構造的砂質土と疑似粘性土の単調ならびに繰返し載荷時の力学挙動

Mechanical behavior of structural sandy soil and quasi-clayey soil under monotonic and cyclic loading.

藤田薫¹, 小高猛司², 久保裕一³, 李圭太⁴, 神野俊也⁵

1 名城大学大学院・理工学研究科・社会基盤デザイン工学専攻

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

3 中部土質試験協同組合・技術部

4 日本工営・大阪支店

5 元名城大学学生

概要

土の骨格構造はせん断抵抗などの力学挙動に影響を及ぼすため、その把握は重要である。著者らは、細粒分を含有する砂質土において、供試体作製時の初期含水比を変えることによって、異なる骨格構造を形成させることができ、同じ間隙比であっても、せん断強さが大きく異なる供試体を作製できることを明らかにしてきた。本論文では、同じ手法で骨格構造が異なる砂質土（ここでは構造的砂質土と呼ぶ）の供試体を作製し、力学挙動に及ぼすせん断モードの影響を検討するため、三軸圧縮試験と単純せん断試験を実施し、それらを比較した結果を示す。

また近年、細粒分含有率が高く工学的分類上は粘性土とされる堤防土において、降雨や洪水による大規模な法すべり等の事例が報告されているが、本論文では、細粒分含有率50%の疑似粘性土供試体を作製し、構造的砂質土供試体と同様に、供試体作製時の初期含水比を変えることによって骨格構造を変えることを試み、細粒分が卓越した地盤材料の力学挙動における骨格構造とせん断モードの影響についても検討した結果を示す。

キーワード：構造, 砂質土, 疑似粘性土, 三軸試験, 単純せん断試験

1. はじめに

骨格構造の概念を持たない一般的な土質力学では、土のせん断強さは間隙比によって決まると考えるのが通常である。しかし、土が含有する様々な土粒子同士で構成する骨格構造は、せん断抵抗などの力学挙動に影響を及ぼすために、その把握は非常に重要であると考えられる。著者らは、細粒分を含有する砂質土において、供試体作製時の初期含水比を変えることによって、異なる骨格構造を形成することを明らかにした¹⁾²⁾。本論文では、同じ手法で骨格構造が異なる砂質土（ここでは構造的砂質土と呼ぶ）の供試体を作製し、力学挙動に及ぼす骨格構造とせん断モードの影響を検討するため、三軸圧縮試験と単純せん断試験を実施し、それらを比較した結果を示す。

また近年、細粒分含有率が高く、工学的分類上は粘性土とされ、一見せん断強度が大きい堤防土において、降雨や洪水による大規模な法すべり等の被災事例が報告されている²⁾。本論文では、細粒分含有率50%（一部80%）の疑似粘性土供試体を作製し、構造的砂質土供試体と同様に、

供試体作製時の初期含水比を変えることによって骨格構造を変化させることを試み、細粒分が卓越した地盤材料の力学挙動における骨格構造とせん断モードの影響についても検討する。

さらに、構造的砂質土と疑似粘性土（50%と80%）の両試験試料における繰返し載荷による三軸試験も実施した。両試験試料の液状化判定を実施するとともに単調載荷試験から得られた結果を踏まえて検討する。

2. 試験条件

図1の粒形加積曲線における下図の混合試料が、本論文での構造的砂質土である。上図の粒径加積曲線にて示す三河珪砂4号と6号、シルト分を含む野間精配砂を重量比3:1:3で混合したものである。今回用いた構造的砂質土は、実堤防砂である千歳川北島堤防砂に類似するよう混合したものである。一方、図2の粒形加積曲線に示す混合試料が疑似粘性土である。三河珪砂6号とシルト分が卓越したDLクレイを重量比1:1で混合し、細粒分含有率50%の供試体を作製した。さらに、同様の試料を重量比1:4で混合し、細粒分含有率80%の供試体も作製した。

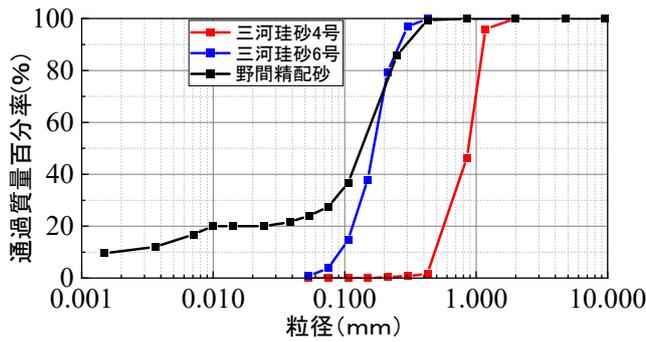


図1 構造的砂質土 粒径加積曲線

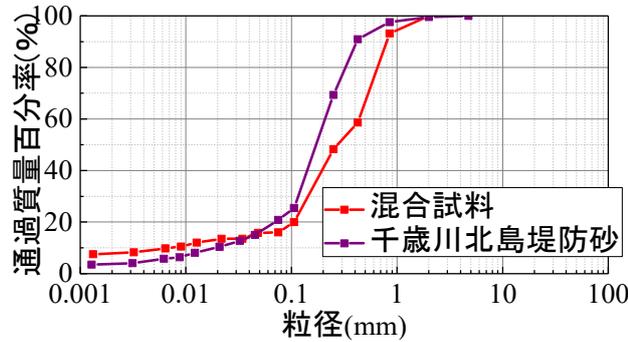


図2 疑似粘性土 粒径加積曲線

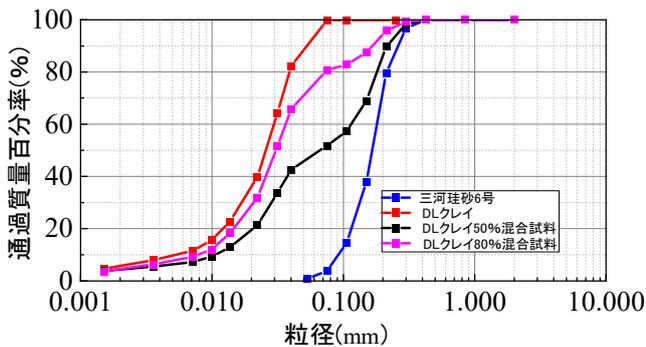


表1 単調載荷試験の諸元

試験試料	試験方法	初期含水比	相対密度	
構造的砂質土	三軸圧縮試験	0%	68%	
		5%	62%	
		10%	62%	
	単純せん断試験	0%	64%	
		5%	64%	
		10%	64%	
疑似粘性土	三軸圧縮試験	0%	71%	
		5%	70%	
		10%	73%	
	三軸細粒分80%	10%	87%	
		単純せん断試験	0%	69%
			5%	63%
10%	63%			

表2 繰返し載荷試験の諸元

試験試料	応力比	含水比	相対密度
構造的砂質土	0.13	10%	74%
	0.15		66%
	0.22		66%
疑似粘性土(50%)	0.125	10%	66%
	0.15		66%
	0.175		68%
疑似粘性土(80%)	0.175	10%	87%
	0.225		89%
	0.3		89%

いずれの混合試料においても、骨格構造を変化させるために供試体作製時の初期含水比を0%、5%、10%の3種類とした(細粒分含有率80%の疑似粘性土供試体は、初期含水比10%のみ)。表1に示すように、三軸圧縮試験と単純せん断試験とで計13パターンでの単調載荷試験を実施した。また、表2にて構造的砂質土の初期含水比10%の供試体と疑似粘性土の初期含水比10%における細粒分含有率50%、80%の供試体の繰返し載荷試験の諸元を示す。

三軸圧縮試験に用いた供試体は直径50mm、高さ100mmの円柱供試体であり、外部の鋼製モールドにて5層に分けて突き固めた。初期含水比0%は自立できないので、三軸セル内に二つ割りモールドを設置し、5層に分けて突き固めた。単純せん断試験に用いた供試体は、直径60mm、高さ30mmの円柱供試体であり、三軸圧縮試験で用いた供試体と同様の手法で3層に分けて突き固めて作製した。表1には、それぞれの供試体の相対密度も記載している。ややばらつきがあるが、ほぼ同じ相対密度の供試体となっていることがわかる。

供試体作製後には、三軸圧縮試験機、単純せん断試験機内にて二重負圧法によって供試体の完全飽和を行い、初期有効拘束圧100kPaで等方圧密後、非排水せん断試験を実施した。初期含水比とは、あくまで供試体作製時の含水比のことであり、せん断試験は完全飽和で実施していることに注意されたい。

3. 試験結果

3.1 各試験試料の観察

写真1と2に構造的砂質土供試体と疑似粘性土供試体の表面を顕微鏡にて、倍率200倍で撮影した画像を示す。両試験試料の初期含水比0%の供試体では、共通して土粒子が隙間なく詰まって見えるが、骨格構造を形成している様子は見られない。一方、両試験試料においても、初期含水比0%と5%では、明確な骨格構造の違いを確認することができる。

写真1における構造的砂質土の初期含水比5%では、団粒化した細粒分が観察され、大きな土粒子間の隙間に入り込んでいる様子がわかる。構造的砂質土の初期含水比10%では、団粒化した細粒分が大きな土粒子の周りに付着し、より大きな塊を形成していた。この大きな塊が組み合わせり、骨格構造を形成している様子が観察された。

写真2における疑似粘性土の細粒分(DLクレイ)はガラス質の粒状体であることが確認できる。疑似粘性土の初期含水比5%では、団粒化した細粒分が大きな土粒子を覆うように付着し、骨格構造を形成している様子が確認できる。さらに、団粒化した細粒分は、アーチ状かつハチの巣のような構造を形成している様子が観察された。初期含水比10%では、初期含水比5%と同様に細粒分の団粒化が見られるが、水分が多いためにその団粒化が十分に形成されず、初期含水比5%のような明確かつ特徴的な骨格構造までには至っていない。



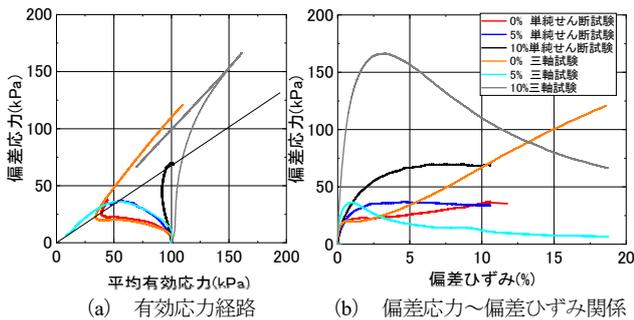
(a) 0% (b) 5% (c) 10%

写真 1 構造性砂質土



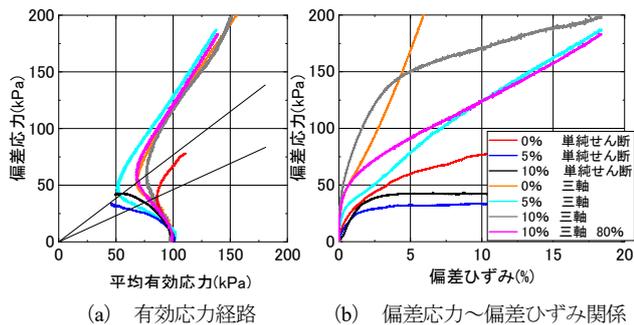
(a) 0% (b) 5% (c) 10%

写真 2 疑似粘性土



(a) 有効応力経路 (b) 偏差応力～偏差ひずみ関係

図 3 構造性砂質土 試験結果



(a) 有効応力経路 (b) 偏差応力～偏差ひずみ関係

図 4 疑似粘性土 試験結果

3.2 単調載荷試験

三軸圧縮試験と単純せん断試験の 2 種類の試験結果の比較を行うため、試験結果は、応力もひずみもどちらも不変量を用いて整理する。具体的には、せん断応力を評価するのにあたっては、偏差応力テンソルの第二不変量 $\sqrt{2}I_2$ (単に「偏差応力」と呼ぶ)を用いる。また、せん断ひず

みを評価するのにあたっては、偏差ひずみテンソルの第二不変量 ϵ_s (単に「偏差ひずみ」と呼ぶ)を用いる。

図 3 に構造性砂質土の有効応力経路 (偏差応力～平均有効応力関係) と偏差応力～偏差ひずみ関係を示す。有効応力経路では、両試験結果の変相点を原点から直線で結んだ変相線がほぼ一致した。そのため、変相線は 1 本の直線のみで示している。さらに、初期含水比 0% と 5% の供試体においては、せん断モードが大きく異なるにも拘らず驚くほど変相点までのせん断挙動が一致する。一方、初期含水比 10% の供試体では、せん断初期で鉛直に立ち上がる弾性挙動は両試験で一致しているが、最大せん断応力は三軸圧縮試験結果の方が遥かに大きい値が示された。さらに、初期含水比 10% における三軸圧縮試験結果でのみ、脆性破壊を示唆する急激なひずみ軟化挙動が見られた。高位な骨格構造を有する鋭敏粘土の顕著なひずみ軟化は、三軸圧縮試験でのみ観察される現象であるという指摘³⁾とこの初期含水比 10% の試験結果は整合している。また、いずれの初期含水比の供試体においても、両試験の変相後の有効応力経路は大きく異なる。すなわち、構造性砂質土における三軸圧縮試験の場合は高位な骨格構造を有する初期含水比 5% と 10% の供試体においては、ひずみ軟化が顕著に現れている。また、低位な骨格構造を有する初期含水比 0% の供試体においては、ひずみ硬化が顕著に現れている。

図 4 に疑似粘性土の有効応力経路 (偏差応力～平均有効応力関係) と偏差応力～偏差ひずみ関係を示す。今回用いた疑似粘性土供試体は、細粒分の全量が写真 2 に示すガラス質の細粒シルトである。それを反映して細粒分含有率が 50% であるものの、全般的に砂質土に近い力学特性を呈し

ている。有効応力経路では、単純せん断試験の初期含水比 0%以外の変相線は、ほぼ一致した。三軸圧縮試験では、初期含水比 5%の塑性圧縮の度合いがやや大きい、変相後はいずれも正のダイラタンシーの拘束に伴うひずみ硬化を示す。本論文では示していないが、初期含水比 0%の供試体では、偏差応力が約 800kPa まで上昇することが確認されており、低位な骨格構造を有する密詰め砂の典型的な挙動が現れていた。一方、単純せん断試験では、変相時とその後の正のダイラタンシーの拘束によるひずみ硬化は初期含水比 0%でのみ見られた。しかも、変相線は三軸試験のそれと大きく異なっている。初期含水比 5%と 10%の供試体では、ひずみ硬化もひずみ軟化も見られず、最終的な応力比はほぼ同じになり、それらは三軸圧縮試験の変相応力比とほぼ同じであった。初期含水比 10%の細粒分含有率 80%における疑似粘性土供試体の試験結果は同じ初期含水比の細粒分含有率 50%における疑似粘性土供試体の試験結果にほぼ類似した結果が得られた。

3.3 繰返し载荷試験

図 5 に、初期含水比 10%で作製した構造的砂質土供試体と初期含水比 10%で作製した細粒分含有率 50%と 80%の疑似粘性土供試体の繰返し载荷三軸試験から得られた液状化曲線を示す。また、図 6 は繰返し回数 15 回で液状化に至る試験ケースの繰返し回数と最大軸ひずみとの関係を示している。単調载荷試験結果にて、今回用いた疑似粘性土は砂質土に近い力学特性を呈していると述べたが、図 5 と 6 で示す繰返し载荷試験結果においても、細粒分含有率 50%の疑似粘性土供試体は、構造的砂質土供試体とほとんど変わらない結果であった。したがって、繰返し载荷試験においても疑似粘性土の細粒分含有率 50%の供試体

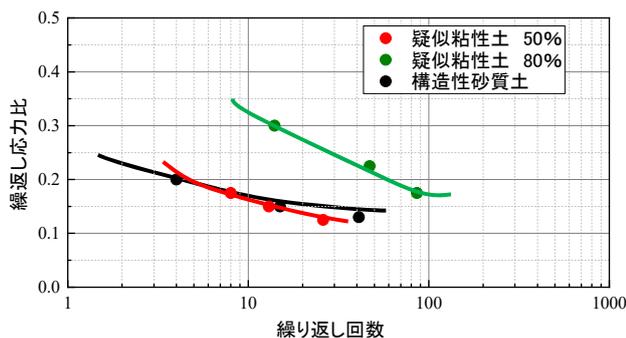


図 5 液状化強度曲線

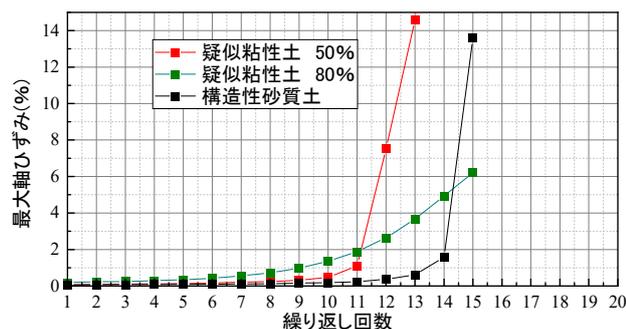


図 6 繰返し回数～最大軸ひずみ

は砂質土に近い力学特性を有しているといえる。細粒分含有率 80%であってようやく液状化抵抗が増加している。ただし、紙面の都合によって本論文では示していないが、細粒分含有率 80%であっても、有効応力は 0 に到達し、密詰め砂質土に近い挙動であった。

4. まとめ

マイクロスコープを用いることで、目視による土の骨格構造の確認ができ、供試体作製時の初期含水比を変えることによって骨格構造が変化することを明確に示すことができた。具体的には、初期含水比が大きくなるにつれて、細粒分が団粒化し、大きな土粒子に付着することで骨格構造を形成している様子が確認された。不飽和状態で形成されたその骨格構造の違いが、完全飽和した後も、さらには等方圧密した後も残存し続けているために、それぞれの供試体における試験結果が大きく異なると考えられる。

単調载荷試験における構造的砂質土では、三軸圧縮試験と単純せん断試験の両試験において、初期含水比が 0%、5%、10%と大きくなるにつれ、せん断初期の偏差応力が増加し、高位な骨格構造を形成していることが示唆された。また、変相前までは、せん断モードが異なってもそれぞれの有効応力経路が一致することが分かった。疑似粘性土においては、細粒分がシルト分主体であったために砂質土に類似した性質を示した。しかしながら、変相線はほぼ一致するものの、初期含水比の違いは力学挙動の違いとして大きく現れなかった。

繰返し载荷試験において、単調载荷試験と同様に疑似粘性土では細粒分含有率が 50%であっても砂質土に類似する力学挙動を呈する地盤材料であることが示された。写真 2 で示した疑似粘性土供試体の表面の画像にて、DL クレイの多くの細粒分がガラス質の粒状シルトであったことが原因であると考えられる。

参考文献

- 1) 御手洗翔太, 小高猛司, 板橋一雄, 崔 瑛, 李 圭太, 久保裕一: 砂質土の供試体作製における初期含水比の違いが力学挙動に及ぼす影響, 第 72 回土木学会年次学術講演会, 2017.
- 2) 御手洗翔太, 小高猛司, 李 圭太, 久保裕一: 砂質土の構造が単調ならびに繰返し载荷挙動に及ぼす影響, 第 54 回地盤工学研究発表会, 2019.
- 3) 中山雄人, 小高猛司, 李 圭太, 久保裕一, 石原雅規: 細粒分が卓越した疑似粘性土堤防の強度評価の注意点, 第 54 回地盤工学研究発表会, 2019.
- 4) 三好直輔, 小高猛司, 板橋一雄, 福沢宏樹, 吉田賢史: 不攪乱・再構成・繰返し粘土供試体のせん断挙動の違い, 第 46 回地盤工学研究発表会, 2011.

落石防護土堤の性能設計法の確立に向けた重錘衝突実験

Rockfall experiment for establishing performance design of soil embankment

杉山直優¹, 前田健一², 峯祐貴³, 磯合凌弥⁴, 鈴木健太郎⁵, 今野久志⁶

- 1 名古屋工業大学大学院・社会工学系プログラム n.sugiyama.698@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・社会工学専攻 m.mine.122@stn.nitech.ac.jp
- 4 名古屋工業大学・社会工学科 r.isoai.791@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 konno@ceri.go.jp

概 要

近年の気象条件の変化に伴い落石災害や落石外力は増加しており、落石災害を防ぐための適切な対策工の設置が求められている。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、現行設計マニュアルである落石対策便覧には落石防護土堤の溝の寸法に関する研究例が示されているのみで、性能設計法が確立されていない。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た。その結果、小型土堤実験では重錘の土堤への貫入がエネルギー吸収に大きく影響することが判明した。また、実規模土堤実験では土堤への衝突条件がばらつき、土堤のエネルギー吸収率がばらついた。そのため、落石防護土堤の性能設計確立のためには土堤に衝突する前の運動形態にも着目し、検討する必要があることが分かった。

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

1. はじめに

近年の気象条件の変化に伴い落石災害や落石外力は増加しており、落石災害を防ぐための適切な対策工の設置が求められている。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¹⁾には落石防護土堤の溝の寸法に関する研究例が示されているのみで、性能設計法が確立されていない。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重錘の動的挙動について検討した。

2. 実験概要

本稿では高さ0.5mの土堤を対象とした小型土堤実験および高さ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、挙動の違いを検討した。実規模土堤実験では小型土堤実験

で得られた結果と比較し、挙動の違いを検討した。

2.1 小型土堤実験

図1に実験概要図を示す。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とし土堤は高さ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、振動締め固め機により締め固め

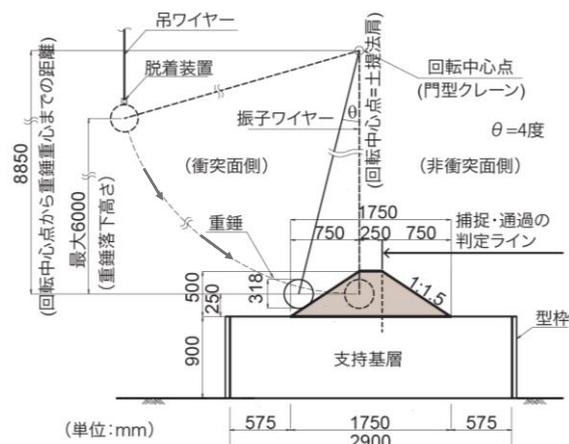


図1 実験概要図 (小型土堤実験)

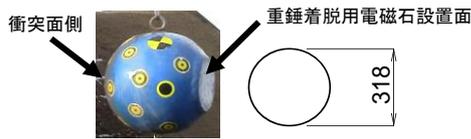


図 2 小型土堤実験に用いた重錘

ながら成形した。また、重錘衝突後の土堤内部の変状計測のために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 1 に示すように落石を模した重錘を振り子運動により水平に土堤へ衝突させ、重錘重心が土堤高さの半分となる土堤法尻から 0.25m の高さに衝突するように調整した。図 2 に実験に使用した重錘を示す。重錘の質量は 54kg、形状は球形、重錘直径は土堤高さの 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 に実験ケース一覧を、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、碎石の 3 種類、重錘の落下高さを 2m、6m の 2 種類とした計 6 ケースの実験を行った。なお、重錘の重心が非衝突面側の法肩を通過したケースを通過、通過せずに手前で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, C: 粘性土, G: 碎石) を表しており、H の隣に書かれた数字が落下高さ (m) を表している。例えば、土堤材料が砂、落下高さが 6m のケースの場合は S-H6 と表される。

2.2 実規模土堤実験

図 3 に実験概要図を示す。図には重錘衝突による土堤内部の変状を計測するために埋設した着色砂の埋設位置および重錘衝突位置も併せて示している。本実験では実スケールの土堤を想定し、高さ 2m、法勾配 1:1.2 の土堤を作成した。また、大規模な土堤の破壊性状を計測するために天端幅を 0.3m とし、事前の重錘挙動確認実験から斜面法尻から土堤天端までの水平距離を 6.0m と設定した。土堤延長は全長 18m であり、斜面形状及び重錘落下箇所を踏まえて着色砂の埋設箇所を決定した。土堤基礎は Na 値が 3~7 程度の盛土地盤である。土堤の施工については実施工を想定し、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うことで施工した。表 3 に土堤材料に関する物性値一覧を示す。

図 4 に実験場写真を示す。本実験では図に示す A, B, C の 3 レーンから重錘を落下させた。レーン A からの落下はバックホウで重錘を押し出して、レーン B 及び C からの落下はクレーンで重錘を吊り下げて落下させた。表 4 に実験ケース一覧を示す。本実験では質量 2.5t, 1.9t の重錘を高さ 22m~30m の斜面上から落下させた。表中の実験ケースについて、一番左側の文字が落下レーン, M の隣の数字が質量, 末尾の数字が実験の順序を表している。なお, A-M2.5-2 はレーン A へ, B-M1.9-2 はレーン B へ再衝突させたケースである。図 5 に重錘の寸法を示す。重錘は ETAG³⁾ に準拠した多面体で、土堤高さの 1/2 程度である。

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)	実験結果
S-H2	砂	2	捕捉
S-H6		6	通過
C-H2	粘性土	2	捕捉
C-H6		6	捕捉
G-H2	碎石	2	捕捉
G-H6		6	通過

表 2 土堤材料物性値 (小型土堤実験)

項目	単位	砂	粘性土	碎石
地盤材料の分類名	-	砂	シルト	礫
土粒子の密度	g/cm ³	2.58	2.66	2.67
均等係数	-	2.15	6.21	36.3
最適含水比	%	20.8	29.4	5.80
自然含水比	%	10.0	20.4	4.70
内部摩擦角	度	36.5	29.8	38.6
粘着力	kN/m ²	-	4.60	-
衝撃加速度 ²⁾	m/s ²	196	186	372

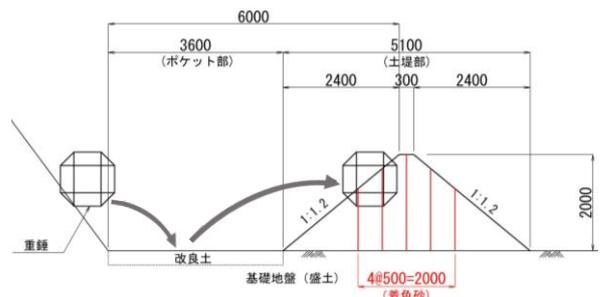


図 3 実験概要図 (実規模土堤実験)

表 3 土堤材料物性値 (実規模土堤実験)

地盤材料の分類名: 細粒分まじり砂質礫		
項目	単位	試験結果
土粒子の密度	g/cm ³	2.63
均等係数	-	352
最適含水比	%	15.3
自然含水比	%	12.7
内部摩擦角	度	34.1
粘着力	kN/m ²	1.10
衝撃加速度 ²⁾	m/s ²	311

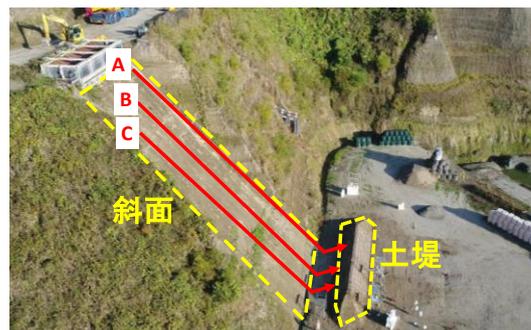


図 4 実験場写真 (実規模土堤実験)

表 4 実験ケース一覧 (実規模土堤実験)

ケース名	落下レーン	落下高さ (m)	実験結果
A-M2.5-1	A	30	通過
A-M2.5-2		30	通過
B-M1.9-1	B	25	通過
B-M1.9-2		22	通過
C-M1.9-1	C	22	通過

※落下高さはレーザー距離計による計測値

質量 (t)	体積 (m ³)	L: 一辺の長さ (m)	I: 慣性モーメント (t・m ²)
1.9	0.752	1.02	0.242
2.5	0.995	1.12	0.384



図 5 実規模土堤実験に用いた重錘

2.3 計測項目

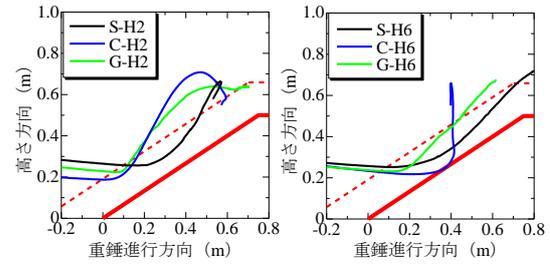
小型土堤実験, 実規模土堤実験共に測定項目は重錘衝突時の重錘挙動及び実験後の土堤断面の変状である。重錘挙動は高速度カメラを用いた画像解析を行った。高速度カメラによる画像解析では3台の高速度カメラ(小型土堤実験: 1000fps, 実規模土堤実験: 500fps)を用いて重錘の表面に貼り付けた複数のターゲットの挙動を画像解析し, ターゲットの3次元挙動を計測した。得られたターゲットの3次元挙動から重錘の重心座標を算出し, 重心座標を元に重錘の軌跡, 速度, 角速度, 運動エネルギー等を算出した。ただし, 画像解析から算出した速度及び角速度データは土堤衝突時に飛散した土粒子や太陽光の反射によりター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, 速度及び角速度データに関してはスパイクノイズを取り除くため3words(小型土堤実験: 3ms, 実規模土堤実験: 6ms)の中央値処理を施した後, 5words(小型土堤実験: 5ms, 実規模土堤実験: 10ms)の矩形移動平均処理によりデータをスムージングした。

3. 実験結果及び考察

3.1 小型土堤実験

(1) 重錘軌跡図

図6に各ケースの重錘軌跡図を示す。なお, 図中の赤実線が土堤の外形線を, 赤破線が重錘半径分の土堤のオフセットラインを表している。図より, いずれの落下高さ, 土堤材料においても重錘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ことがわかる。ここで, 表5に画像解析から算出した重錘の土堤への貫入量と貫入終了時刻を示す。なお, 貫入量は図7に示すように土堤法面と垂直な向きに対する最大貫入量を, 貫入終了時刻は土堤衝突時刻を0msとしたときの, 最大貫入量に至るまでの時間を表している。表5より, 各ケースによって貫入量や貫入終了時刻が異なっていることがわかる。このことから, 貫入後の挙動の違いが生じる理由として, 貫入量や貫入終了時刻



(a) 落下高さ 2m (b) 落下高さ 6m

図 6 重錘軌跡図 (小型土堤実験)

表 5 貫入量と貫入終了時刻

ケース名	土堤への貫入量 (mm)	貫入終了時刻 (ms)
S-H2	85	36
C-H2	52	23
G-H2	31	14
S-H6	128	53
C-H6	148	39
G-H6	48	15

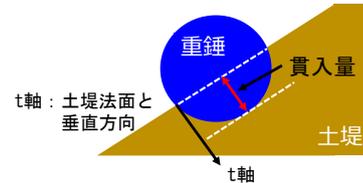


図 7 貫入量の定義

の違いが挙げられる。落下高さ 2m のケースでは貫入量, 貫入終了時刻ともに砂, 粘性土, 砕石の順に大きくなっていることがわかる。貫入後の挙動について, 図6から, C-H2とG-H2の貫入後の挙動は土堤天端方向へ跳ね上がるような挙動となっている。一方で, 貫入量が最も大きいS-H2の貫入後の挙動は土堤法面を駆け上がる挙動になっており, C-H2やG-H2とは異なる挙動となっている。また, 落下高さ 6m のケースでは貫入量, 貫入終了時刻ともに粘性土, 砂, 砕石の順に大きく, 砕石の貫入量は砂や粘性土に比べ極めて小さいことがわかる。貫入後の挙動について, 図6から, 最も貫入量の少ないG-H6では貫入量の少ないC-H2やG-H2と同様な挙動となっている。また, S-H6では一定程度土堤に貫入したことで貫入後の挙動はS-H2と同様になっている。C-H6ではC-H2とは異なり, 土堤へ大きく貫入したことで鉛直上方へ跳ね上がる挙動となっている。

重錘捕捉性能について, 表1と図6より, 落下高さ 6m のケースでは粘性土のみが重錘を捕捉した。このことから, 本実験において重錘捕捉性能が最も高い土堤材料は粘性土であるといえる。また, 砂と砕石の落下高さ 2m のケースでの重錘の最終位置について, S-H2では駆け上がり後に土堤を降下し, 土堤中腹で停止したが, G-H2では土堤天端上で停止した。よって, 重錘捕捉性能は砂が砕石を上回っていると考えられる。ゆえに, 重錘捕捉性能は粘性土, 砂, 砕石の順に高いことがわかる。このようになった理由については(3)にて考察する。

(2) エネルギー吸収性状

図 8 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、重錘重心の速度から求められる線速度エネルギー E_v と重錘の回転エネルギー 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。

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

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

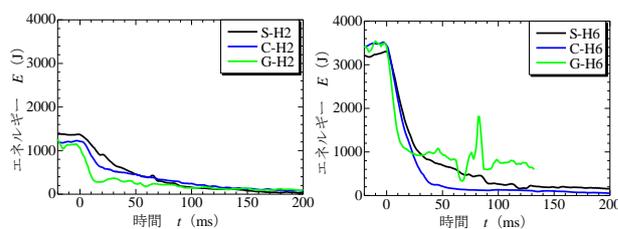
ここに、 m : 重錘の質量

v : 重錘の線速度 (x,y,z 方向の線速度を合成)

I : 重錘の慣性モーメント

ω : 重錘の角速度 (rad/s)

なお、図は重錘が土堤に衝突した時刻を 0ms としている。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少または一定に転じていることがわかる。ここで、土堤のエネルギー吸収性状について詳細に検討するために、図 9 と表 6 に各ケースのエネルギー吸収率の時刻歴データを示す。エネルギー吸収率は土堤が重錘の運動エネルギーをどれだけ吸収したかを表す指標で、重錘の運動エネルギーの減少分を衝突前の運動エネルギーで除して算出した。なお、ここでは貫入によるエネルギー吸収とその後のエネルギー吸収の性状の違いについて評価するために、表 5 中の貫入終了時刻を 0ms としている。すなわち、0ms において貫入が終了していることを意味しており、0ms 以前が貫入によるエネルギー吸収を、0ms 以降が貫入終了後のエネルギー吸収を表している。また、エネルギー吸収率は衝突時の時刻と貫入終了時刻、エネルギー吸収率の変動がほとんど終了した貫入終了後から 100ms における値をプロットしている。図 9 より、いずれの土堤材料・落下高さにおいても貫入終了時刻である 0ms までのエネルギー吸収率の増加勾配が 0ms 以降の増加勾配よりも急であり、貫入によりいずれのケースも 50%以上のエネルギーを吸収していることがわかる。このことから、土堤への貫入がエネルギー吸収率に大きく影響を及ぼしていることがわかる。また、貫入終了後におけるエネルギー吸収率の増加は貫入後の重錘の駆け上がりや跳躍による位置エネルギーへの転換によるものと考えられる。落下高さ別で比較すると、表 6 より落下高さ 2m のケースでは貫入によるエネルギー吸収率は砕石が 72%と最大で、砂は 55%、粘性土は 53%となっている。落下高さ 6m のケースでは貫入終了時刻でのエネルギー吸収率が粘性土、砂、砕石の順に大きく、それぞれ 89%、79%、67%のエネルギーを貫入により吸収する結果となった。以上より、落下高さが高くなるほど貫入によるエネルギー吸収が顕著になると推察される。また、貫入終了後からのエネルギー吸収率の増加勾配に着目すると、図より、特に G-H6 で砂や粘性土よりも緩いこ



(a) 落下高さ 2m (b) 落下高さ 6m

図 8 運動エネルギーの時刻歴波形 (小型土堤実験)

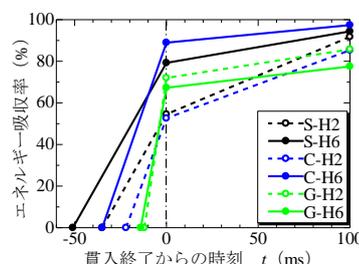


図 9 貫入前後のエネルギー吸収率の推移 (小型土堤実験)

表 6 貫入前後のエネルギー吸収率の推移 (小型土堤実験)

ケース名	エネルギー吸収率 (%)	
	貫入終了からの時刻 (ms)	
	0	100
S-H2	55	92
S-H6	79	94
C-H2	53	85
C-H6	89	97
G-H2	72	86
G-H6	67	78

とがわかる。このことから、砕石のように貫入しにくい土堤材料の場合は貫入終了後からのエネルギー吸収率の増加は期待できないものと推察される。一方、粘性土では C-H6 において貫入によるエネルギー吸収率が約 90%と、貫入によるエネルギー吸収が特に顕著になった。これは土堤へ貫入することで多くのエネルギーが吸収されたために砂や砕石よりも捕捉性能が向上したと考えられる。

(3) 土堤破壊性状

図 10 に各ケースの実験終了後の土堤断面写真および変形図を示す。土堤断面には衝突による土堤内部の変状を計測するために着色砂を 5~6 本埋設している。なお、C-H2 は途中で孔が塞がってしまったため、下方の着色砂の一部が欠損している。また、砕石の場合では鉛直に削孔することが出来なかったために着色砂が斜めに埋設されている。図には着色砂のせん断がみられた箇所を実線で、着色砂のせん断から予測した想定すべり線を点線で追記している。

(a) に示す砂のケースでは S-H2、S-H6 ともに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。これは重錘の貫入および駆け上がり時に形成されたと考えられる。また、既往の研究⁴⁾から、貫入の

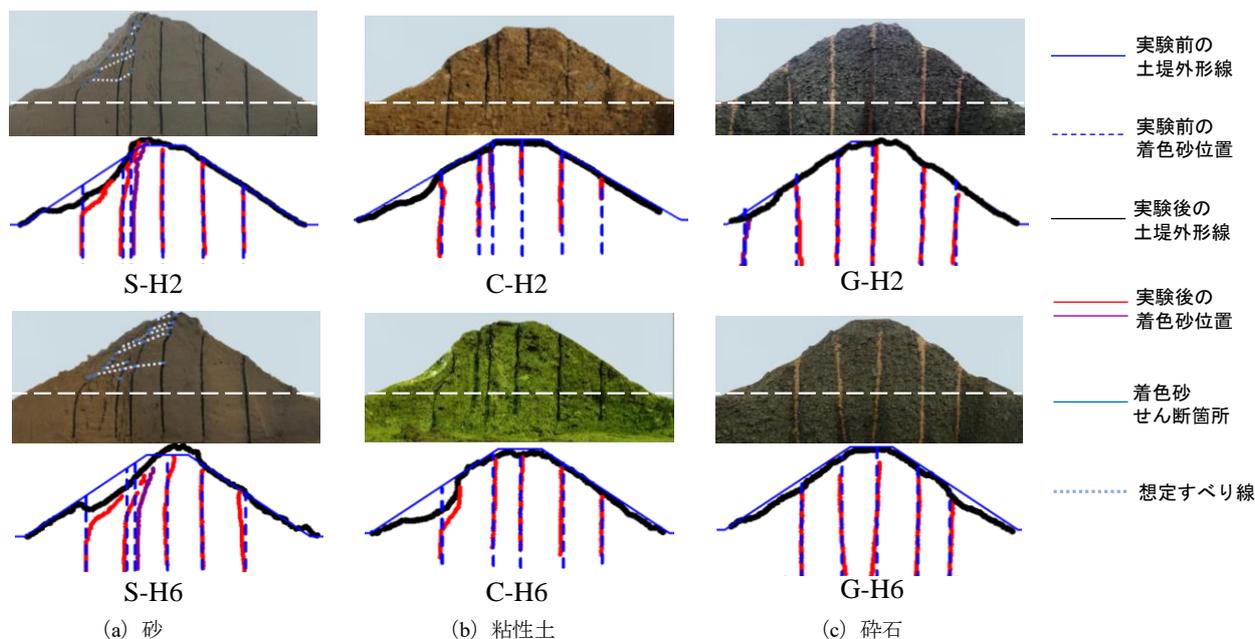


図 10 土堤内部の変状 (小型土堤実験)

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、土堤材料が砂の場合は多くのせん断箇所がみられたことから、押し抜きせん断による変形が卓越すると考えられる。

(b)に示す粘性土のケースでは砂よりも土堤の変形範囲が狭く、C-H2、C-H6ともに衝突部に最も近い左端の着色砂のみが変形しており、その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みられない。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られる。

(c)に示す碎石のケースではG-H2、G-H6ともに土堤の大きな変形はみられず、着色砂も変形していない。土堤材料が碎石の場合は重錘が貫入しにくいことから土堤が変形しにくいと考えられる。

以上に示したように土堤が最も変形した土堤材料は砂であり、次いで粘性土、碎石の順に変形していることがわかる。このことから、最も破壊しやすい土堤材料は砂であり、碎石が最も破壊しにくいことがわかった。このことから、(1)にて述べた土堤の重錘捕捉性能について、粘性土の重錘捕捉性能が最も高くなる理由は砂よりも衝突時の土堤の変形が小さく、変形に対する抵抗が大きいことや圧縮変形するために重錘の貫入を許すことが挙げられる。一方、碎石は貫入しにくく、土堤が変形しにくい材料であったためにエネルギー吸収性能が十分に発揮できず、重錘捕捉性能が低くなったと考えられる。

3.2 実規模土堤実験

(1) 土堤への衝突条件

表 7 に実規模土堤実験における重錘の土堤への衝突条件を示す。なお、衝突高は土堤衝突時の地表面から重錘重心までの高さを、衝突高/土堤高は衝突高を土堤高 (2m)

表 7 土堤への衝突条件

ケース名	衝突高 (m)	衝突高/土堤高	衝突角度 (°)	衝突速度 (m/s)	衝突角速度 (rad/s)	衝突エネルギー (kJ)
A-M2.5-1	0.586	0.293	21.91	14.05	18.61	312.8
A-M2.5-2	1.74	0.869	35.52	8.86	15.72	145.5
B-M1.9-1	1.05	0.523	21.84	9.77	14.66	145.3
B-M1.9-2	0.930	0.465	20.85	8.70	11.96	89.1
C-M1.9-1	1.43	0.715	29.31	6.94	13.90	87.7
小型土堤実験	0.250	0.500	33.70	-	-	-



図 11 衝突角度の定義

で除したもの、衝突角度は図 11 に示す土堤衝突時の重錘の速度ベクトルと土堤法面のなす角度を表し、衝突エネルギーは衝突時の重錘の全運動エネルギーを表している。また、比較のために小型土堤実験における衝突条件も示している。表より、衝突高は 0.586m~1.74m、衝突角度は 21.84°~35.52°、衝突速度は 6.94m/s~14.05m/s、衝突角速度は 11.96rad/s~18.61rad/s、衝突エネルギーは 87.7kJ~312.8kJ とケースによって値がばらついた。しかしながら、表 4 に示す実験結果から、いずれのケースも重錘は土堤を通過する結果となった。小型土堤実験での衝突条件と比較すると衝突高/土堤高から、A-M2.5-1 は小型土堤実験よりも低い位置で、A-M2.5-2 と C-M1.9-1 は小型土堤実験よりも高い位置で、B-M1.9-1 と B-M1.9-2 は小型土堤実験とはほぼ同じ位置でそれぞれ土堤に衝突している。また、衝突角度につい

ては A-M2.5-2 を除き、小型土堤実験よりも小さくなる結果となった。なお、小型土堤実験では重錘は水平に衝突しているが、実規模土堤実験では土堤の法勾配が $\theta = 40^\circ$ (1:1.2) であることに対し、衝突角度は約 $20^\circ \sim 35^\circ$ であることから、重錘は水平面よりやや上向きに衝突している。

(2) 重錘軌跡図

図 12 に各ケースの軌跡図を示す。図中の黒実線が土堤の外形線を、黒破線が重錘半径分のオフセットラインを表している。レーン A から落下させた 2 ケースについて、A-M2.5-1 は斜面からの落下後の第一落下点であるポケットへ落下後すぐに土堤に衝突しているために衝突高が全 5 ケース中最も低くなっている。衝突後は土堤へ貫入した後、駆け上がりには転じており、そのまま土堤を乗り越えた。一方、A-M2.5-2 はポケットへ落下した後、他ケースより大きく反発・跳躍し、最も高い位置で土堤に衝突している。衝突後は土堤へ貫入し続け、最終的に土堤を貫通した。レーン B から落下させた 2 ケースについては B-M1.9-1, B-M1.9-2 とともに土堤中腹で衝突しており、衝突後は土堤にほとんど貫入していない。土堤への衝突後、いずれも土堤を駆け上がって土堤上方を通過していったが、B-M1.9-2 は B-M1.9-1 のように土堤を飛び出すのではなく土堤に沿うような軌跡となった。レーン C から落下させた C-M1.9-1 は A-M2.5-2 と同様に衝突高が高く、衝突角度が大きい。しかしながら A-M2.5-2 とは異なり、土堤を貫通することなく土堤上を転落しながら通過する軌跡となった。

(3) エネルギー吸収性状

図 13 に各ケースのエネルギーの時刻歴波形を示す。なお、土堤に衝突した時刻を 0ms とし、線速度エネルギーを赤線で、回転エネルギーを青線で、線速度エネルギーと回転エネルギーの和である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 3.1(2)中の式(1)～(3)の通りである。図より、いずれの実験ケースとも土堤衝突後、線速度エネルギー、回転エネルギー、全運動エネルギーともに徐々に減少している。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同じような値をとるようになることが読み取れる。このことから、回転が作用した状態で土堤に衝突した場合、土堤は重錘の線速度エネルギーを主に吸収し、回転エネルギーは線速度エネルギーほど吸収されないことで線速度エネルギーと回転エネルギーが同じ値に近づくことが示唆されるが、これについては今後の検討課題である。

表 8 に各ケースのエネルギー吸収率を示す。表中のエネルギー吸収率は重錘が土堤衝突した時の運動エネルギーと重錘が土堤の非衝突面側の法尻を通過したときの運動エネルギーの減少分を衝突前の運動エネルギーで除して算出したものであり、線速度エネルギー、回転エネルギー、全運動エネルギーの吸収率を示している。表から、土堤のエネルギー吸収率は線速度エネルギーが 54～95%、回転エネルギー

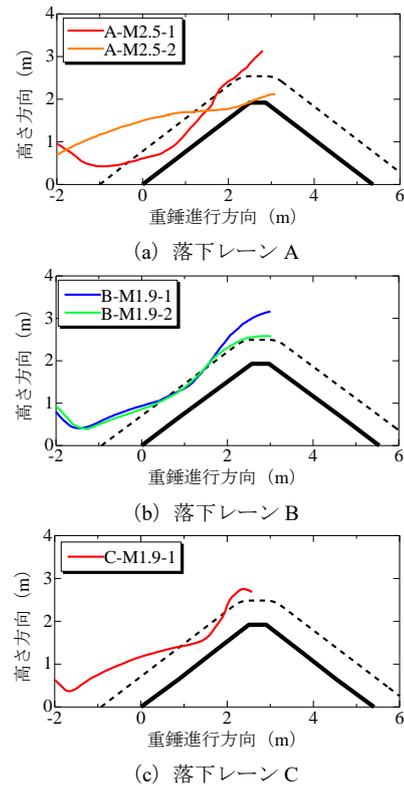


図 12 重錘軌跡図 (実規模土堤実験)

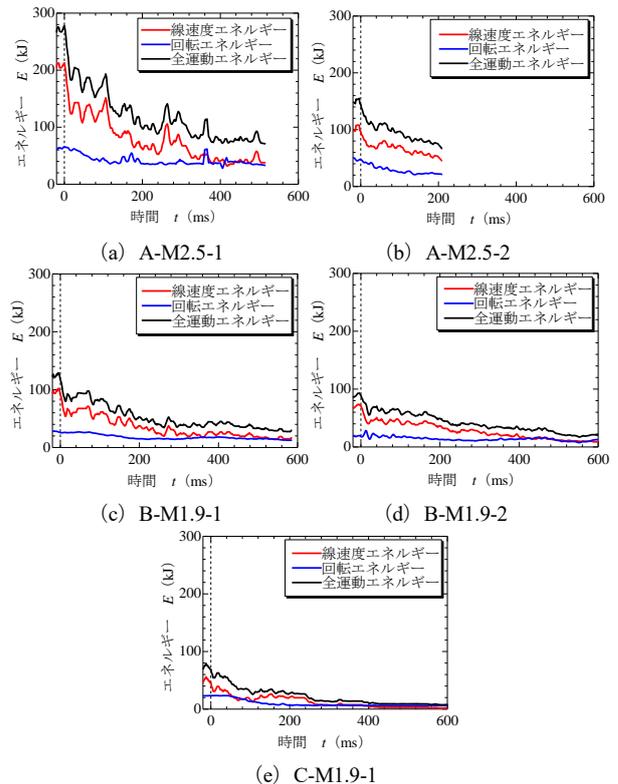


図 13 運動エネルギーの時刻歴波形 (実規模土堤実験)

ギが 34%～77%、全運動エネルギーが 54%～89%となっており、ケースによってばらつきが大きい。これは、土堤への衝突条件がばらつき、ケースによって土堤衝突挙動が異なったためであると考えられる。線速度エネルギーの吸収率をみると、A-M2.5-2 を除いたケースではエネルギー吸

表 8 各エネルギー吸収率（実規模土堤実験）

ケース名	エネルギー吸収率 (%)		
	線速度	回転	全運動
	エネルギー	エネルギー	エネルギー
A-M2.5-1	84	50	77
A-M2.5-2	54	55	54
B-M2.5-1	86	51	80
B-M2.5-2	86	34	76
C-M1.9-1	95	77	89

率が 84%~95%と多くのエネルギーを吸収しているが、A-M2.5-2 は 54%と他のケースのおよそ半分のエネルギーしか吸収していない。その理由として、A-M2.5-2 は衝突高が高く、土堤の天端付近に衝突した。そのため、すぐに土塊が押し抜かれてしまったことで土堤が十分な耐力を發揮できず、エネルギーを吸収しきれなかったためであると考えられる。回転エネルギーの吸収率をみると A-M2.5-2 を除いた 4 ケースで線速度エネルギーよりもエネルギー吸収率が小さいことが分かる。このことから、ある程度低い高さで衝突する場合には線速度エネルギーの方が回転エネルギーよりも吸収されやすいと推察される。さらに、質量が 1.9t の 3 ケースの全運動エネルギーの吸収率と表 7 の衝突角度を比較すると、衝突角が大きい順にエネルギー吸収率が大きくなっていることがわかる。このことから、エネルギー吸収率は衝突角度に依存すると推察される。

図 14 と表 9 に各ケースの全運動エネルギー吸収率の時刻歴データを示す。なお、小型土堤実験と同様、貫入によるエネルギー吸収と貫入後のエネルギー吸収の性状の違いを評価するため、貫入終了時刻を 0ms とした。なお、貫入終了時刻は小型土堤実験と同様、土堤衝突時刻を 0ms としたときに最大貫入量に至るまでの時間である。また、図のエネルギー吸収率は衝突時刻と貫入終了時刻、土堤のエネルギー吸収率の変動がほとんど終了した貫入終了後から 300ms での値をプロットしている。A-M2.5-2 は土堤を貫通しており、土堤衝突時は常に土堤に貫入していたため 0ms までのデータとなっている。図より、いずれのケースも貫入終了までのエネルギー吸収率の増加勾配の方が貫入終了後のエネルギー吸収率の増加勾配よりも大きく、貫入により多くのエネルギーを吸収している。これより、実規模土堤実験も小型土堤実験と同様、土堤への貫入がエネルギー吸収率に大きく影響を及ぼすといえる。しかしながら、表 6 の小型土堤実験での貫入によるエネルギー吸収率（貫入終了から 0ms のエネルギー吸収率）と比較すると小型土堤実験よりもエネルギー吸収率が小さい傾向にあることがわかる。その理由として、回転エネルギーが線速度エネルギーよりも吸収されにくいいため、エネルギー吸収率が小さくなったと考えられる。一方、貫入終了後のエネルギー吸収率の増加勾配をみるとケース間のばらつきは少なく、いずれのケースも同じ傾きをとっている。これより、土堤への衝突条件がばらついても貫入終了後の駆け上がりによるエネルギー吸収率はばらつきにくいと推察される。

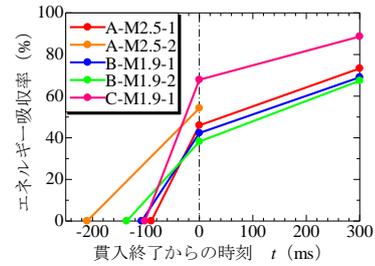


図 14 貫入前後の全運動エネルギー吸収率の推移（実規模土堤実験）

表 9 貫入前後の全運動エネルギー吸収率の推移（実規模土堤実験）

ケース名	全運動エネルギー吸収率 (%)	
	貫入終了からの時刻 (ms)	
	0	300
A-M2.5-1	46	73
A-M2.5-2	54	-
B-M2.5-1	42	69
B-M2.5-2	38	67
C-M2.5-1	68	89

以上から、斜面から重錘を転落させることで土堤へ衝突させる実規模土堤実験ではケースにより土堤のエネルギー吸収率がばらつく結果となった。これは衝突高や衝突角度等の土堤への衝突条件が異なったことで挙動にばらつきが生じたことが原因であると考えられる。そのため、落石防護土堤の性能設計確立のためには土堤に衝突する前の運動形態であるポケットの反発・跳躍挙動にも着目し、土堤への衝突位置や衝突角度に及ぼす影響について検討する必要があることが分かった。

(4) 土堤破壊性状

図 15 に各ケースの実験終了後の土堤断面写真および変形図を示す。土堤断面には衝突による土堤内部の変状を計測するために着色砂を 5 本埋設している。図には、着色砂のせん断がみられた箇所を実線で、着色砂のせん断から予測した想定すべり線を点線で追記している。

図より、落下レーン A の土堤断面にのみすべり線が発生しているが、このすべり線は A-M2.5-2 の衝突の際に発生したものであると考えられる。A-M2.5-2 は衝突高、衝突角ともに全 5 ケースの中で最も大きかったために、土堤天端を破壊しやすい条件で土堤に衝突し、土堤を貫通した。一方、落下レーン B, C ではすべり線は発生していないことが分かる。落下レーン B については B-M1.9-1, B-M1.9-2 とともに衝突角がそれぞれ 21.84°, 20.85°と小さく、土堤へ貫入しなかったために土堤が変形されず、すべり線が発生しなかったと考えられる。また、落下レーン C については衝突角が 29.31°と比較的大きな角度で衝突し、土堤への貫入痕もみられるものの、土堤衝突時の運動エネルギーが小さく、すべり線の発生には至らなかったと考えられる。

土堤の損傷度合いを定性的に比較すると、落下レーン A,

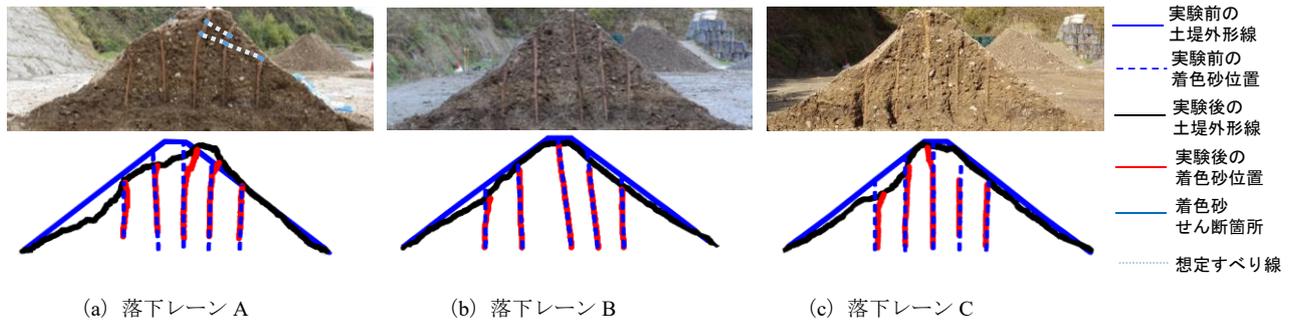


図 15 土堤内部の変状（実規模土堤実験）

落下レーン C，落下レーン B の順に損傷度合いが大きいと判断できる。落下レーン A の損傷度合いが最も大きくなった理由として、重錘質量 2.5t，落下高さ 30m のため土堤衝突時のエネルギーが他のレーンよりも大きかったことが挙げられる。また，落下レーン C の損傷度合いが落下レーン B よりも大きい理由として衝突角が大きくなり，土堤へ貫入しやすい条件で衝突したためであると考えられる。そのため，衝突角が大きくなるほど土堤へ貫入しやすくなることで土堤の損傷度合いが大きくなるといえる。

4. 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，土堤のエネルギー吸収性能や重錘の動的挙動について検討した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 小型土堤実験において，重錘は土堤に衝突後，土堤に貫入し，その後は駆け上がりまたは跳躍挙動を示した。重錘捕捉性能は土堤材料により異なり，粘性土，砂，碎石の順に大きい結果となった。
- 2) 小型土堤実験において，重錘の運動エネルギーは衝突後約 50ms にかけて急激に減少し，その後約 100ms までには緩やかな減少または一定に転じた。衝突直後の急激な減少は貫入によるもので，土堤への貫入がエネルギー吸収率に大きく影響を及ぼすことが判明した。
- 3) 小型土堤実験において，粘性土の重錘捕捉性能が最も高くなる理由は砂よりも衝突時の土堤の変形が小さく，変形に対する抵抗が大きいことや圧縮変形するために重錘の貫入を許すことが挙げられる。一方，碎石は貫入しにくく，土堤が変形しにくい材料であったためにエネルギー吸収性能が十分に発揮できず，重錘捕捉性能が低くなるものと考えられる。
- 4) 実規模土堤実験において，重錘の土堤への衝突条件がケースによってばらついた。そのため，衝突時の挙動

がばらつき，土堤のエネルギー吸収率がばらついた。よって，落石防護土堤の性能設計確立のためには衝突する前の運動形態であるポケットの反発・跳躍挙動にも着目し，土堤への衝突位置や衝突角度に及ぼす影響を検討する必要があることが分かった。

- 5) 実規模土堤実験において，小型土堤実験と同様に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。しかしながら小型土堤実験よりも貫入によるエネルギー吸収率が小さくなる傾向がみられた。その理由として，回転エネルギーが線速度エネルギーよりも吸収されにくいことが挙げられる。
- 6) 実規模土堤実験において，土堤の損傷度合いは落下レーン A，落下レーン C，落下レーン B の順に大きい。落下レーン A の損傷度合いが最も大きい理由として，土堤衝突時のエネルギーが最も大きいことが挙げられる。落下レーン C の損傷度合いが落下レーン B よりも大きい理由として，衝突角が大きくなり，土堤へ貫入しやすい条件で衝突したためであると考えられる。そのため，衝突角が大きくなるほど土堤へ貫入しやすくなることで土堤の損傷度合いが大きくなるといえる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，2017.12
- 2) 新技術情報提供システム：
<https://www.netis.mlit.go.jp/netis/pubsearch/dt/print?regNo=HK-130011%20>
(閲覧日：2020年8月27日)
- 3) European Organization for Technical Approvals (EOTA)：ETAG27，GUIDELINE FOR EUROPEAN TECHNICAL APPROVAL OF FALLING ROCK PROTECTION KITS，p.34，2008.2.1
- 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，応用力学論文集 Vol.22，I_389-I_400201

第2セッション
(10:50～12:25)

司会 藤井 幸泰
(名城大学)

既設小規模構造物を対象とした浮き型格子状地盤改良による 液状化対策効果

Liquefaction damage suppression effects of existing small scale structure
using floating grid-type improvement

中谷一貴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・社会工学専攻・31415060@stn.nitech.co.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

近年、多発している大規模な地震に伴う液状化によって多くの戸建住宅で深刻な被害が発生している。ここで、構造物の傾斜時には構造物自体に重大な損傷が発生するため、構造物の液状化被害は沈下被害の時よりも深刻になる。そこで、本稿では設置圧が偏心し、傾斜被害が発生しやすい模型構造物を対象にした重力場での二次元模型実験によって、不透水性の改良体に加え排水性の高い改良体を用いて浮き型格子状地盤改良による液状化被害の抑制効果について検討を行った。検討の結果、側方流動を抑制することを目的とした不透水性の浮き型格子状地盤改良では傾斜被害の抑制効果は沈下被害の抑制効果に比べて大きくはないことが確認された。一方、排水性の高い改良体を用いた排水性浮き型格子状地盤改良は構造物の沈下被害および傾斜被害の抑制効果に効果的であることが確認された。

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

近年、世界中で大地震が頻繁に発生しており、我が国においても東北地方太平洋沖地震^{1),2)}など度重なる大地震により、数多くの戸建て住宅が深刻な液状化被害を受けた。さらには、近い将来にはより大きく長時間にも及ぶ複数回の巨大地震が発生することも危惧されており、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求められている。そこで、本研究では既設小規模構造物にも適用可能な液状化対策として、改良深度を液状化層の浅い部分に留めた「浮き形」の格子状地盤改良に着目した。ここで、従来の格子状地盤改良は高い剛性を持つ地中連続壁により地盤内を格子状に改良することで、格子内地盤のせん断変形を壁体で抑制して液状化の発生自体を防止する工法であり、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)}や最適な格子間隔の算定方法^{9),10)}などが検討されてきた。

一方、著者らはこの従来の格子状地盤改良とは異なり、改良深度を液状化層の浅い部分に留めた経済的な浮き型格子状地盤改良によって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、これまで構造物の設置圧が偏心しておらず傾斜被害が発生しにくい条件において対策効果の検討^{11),12)}を行ってきた。しかし、住家の損傷は沈下被害や傾斜被害に応じて大きくなるため^{13),14)}、住家の液状化対策は沈下被害だけではなく、傾斜被害についても検討を行う必要がある。

そこで、本稿では浮き形格子状地盤改良および排水性浮き型格子状地盤改良による構造物の沈下被害および傾斜被害の抑制効果について、設置圧が偏心しており液状化時に傾斜被害が発生しやすい模型構造物を用いた重力場での二次元模型実験による検討結果を報告する。

表1 地震による被災度判定 (木造, プレハブ)¹³⁾

四隅の柱の傾斜角	判定
1/20 以上	住家の損害割合を50%以上とし、全壊とする
1/60 以上 1/20 未満	傾斜による損害割合を15%とし、部位による判定を行う
1/100 以上 1/60 未満	傾斜による判定は行わず、部位による判定を行う

2. 実験装置と実験概要

2.1 実験装置

図1に簡易振動台実験装置を示す。本研究で用いた実験装置は既往研究^{11),12)}と同様のものであり、振動モーターの周波数と電源供給時間(タイマー)のみが制御されている。また、振動モーターへの電源供給が停止した後もモーターは急には停止せず、加速度や周波数は徐々に低下しながらやがて完全に静止する。そのため、後述するように実際の加振時間はモーターへの電源供給時間とは異なる。



図1 簡易振動台実験装置^{11),12)}

2.2 実験概要

図2に実験概要図を示し、図3に設置圧が偏心しており傾斜被害が発生しやすい模型構造物を示す。模型地盤には珪砂7号($D_{50}=0.15\text{ mm}$)を使用し、相対密度が約50%、層厚が300mmの中密な飽和地盤とした。液状化時の構造物や地盤内の挙動を観察するため、幅500mm×奥行85mm×高さ500mmの透明なアクリル製土槽を用いて、地盤内には20mm間隔で着色砂を設置した。また、平面ひずみ条件を満足するように、構造物は幅80mm×奥行80mm×高さ20mmのアルミニウム製ブロックの片側に幅40mm×奥行80mm×高さ10mmのアルミニウム製ブロックを重ねた。模型構造物の設置圧は2階建ての住宅に相当する0.67kPa(実物で20kPa)であり、偏心量 e を基礎幅 B で正規化した偏心比は $e/B=1/20$ である。

模型改良体には一般的な地盤改良体を想定した不透水性改良体(アクリル製)および珪砂2号($D_{50}=3.04\text{ mm}$)を透水性は保持したまま固化した排水性改良体(図4)を用いた。改良体の寸法は幅23mm×奥行80mmであり、その剛性は液状化地盤に比べて十分に高い。また、一般的な格子状地盤改良と同様に壁体同士はそれぞれ連結され、加振中において改良体の間隔が変化しないことを想定し、本検討では模型改良体を土槽に固定した条件で加振実験を行った。ここで、排水性改良体である珪砂2号の透水係数は $k=2.2\times 10^{-2}\text{ m/s}$ であり、模型地盤である珪砂7号の透水係数($k=6.5\times 10^{-5}\text{ m/s}$)に比べて十分に高い。

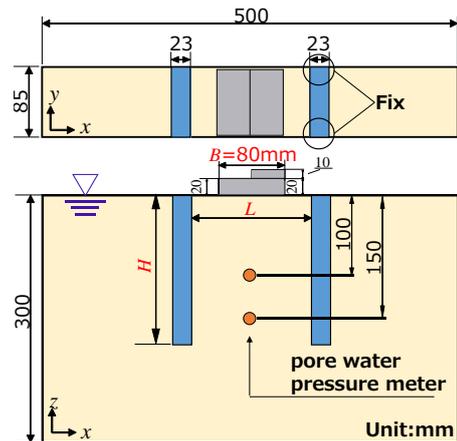


図2 実験概要図



図3 設置荷重の偏心した模型構造物



図4 排水性改良体

表2に本検討の実験ケースを示す。既往研究の設置圧が偏心していない模型構造物を対象とした模型実験や解析結果¹¹⁾から改良間隔が狭く、改良深度が深いケースにおいて液状化対策効果が大きく、改良深度より改良間隔のほうが支配的であることがわかっている。そのため、設置圧が偏心した模型構造物を対象とした本検討では、未改良地盤(Case 0)と改良間隔 L と改良深度 H を構造物の基礎幅 B (80mm)で正規化した $(L/B, H/B)=(1.20, 2.25), (1.40, 2.25), (1.20, 1.50)$ の3種類の改良仕様に対して、不透水性改良体(U)および排水性改良体(D)を含めた全7ケースについて検討を行った。

表2 実験ケース

Case	L / B	H / B	Drain condition
0 (Unimprovement)	—	—	—
1.20-1.50 U or D	1.20	1.50	Undrain (U) Drain (D)
1.20-2.25 U or D		2.25	
1.40-2.25 U or D	1.40		

本検討は1G場における模型実験であるため、香川¹⁵⁾や井合¹⁶⁾の相似則(表3)によると、模型縮尺(λ)が1/30の場合には地盤の透水係数を $1/30^{0.75}$ にする必要がある。しかし、本実験では水道水を用いており、地盤材料も実物と同様の材料を用いているため、模型地盤の透水性は実物よりも高くなり、透水係数の相似則を十分に満足できない。そのため、本検討では最終沈下量や最終傾斜量のように、過剰間隙水圧の消散過程を含めた評価ではなく、液状化中(加振中)における浮き型格子状地盤改良による液状化地盤の側方流動抑制効果に着目して評価を行う。

表3 1G場における模型実験の相似則

項目	模型/実物
長さ	$1/\lambda$
飽和地盤の単位体積重量	1
地盤のひずみ	$1/\lambda^{0.50}$
時間	$1/\lambda^{0.75}$
地盤の応力	$1/\lambda$
地盤の変位	$1/\lambda^{1.50}$
地盤の剛性	$1/\lambda^{0.50}$
構造物や地盤の加速度	1
透水係数	$1/\lambda^{0.75}$

図5に本実験で用いた入力波を示す。本研究が提案している液状化対策は、経済的な浮き形格子状地盤改良により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抑制する方法であるため、加振中の液状化地盤内の挙動を観察する必要がある。したがって、加振時において振幅は小さく、且つ模型地盤が十分に液状化する程度には大きい加速度が必要となる。そこで、本実験では周波数が17 Hz、最大加速度が約 2 m/s^2 の正弦波を用いた。ここで、前述したように本検討で用いた実験装置は振動モーターによる簡易的な振動台実験装置であり、加振方向は三次元となる。また、タイマーを用いてモーターへの電源供給は3秒間としているものの、モーターへの電源供給が停止した後も振動は急に止まるのではなく、徐々に周波数は低く、振幅は小さくなり、振動が完全に停止するまでに約10秒かかる。そのため、加振開始から完全に停止するまでの合計加振時間は約13秒となる。

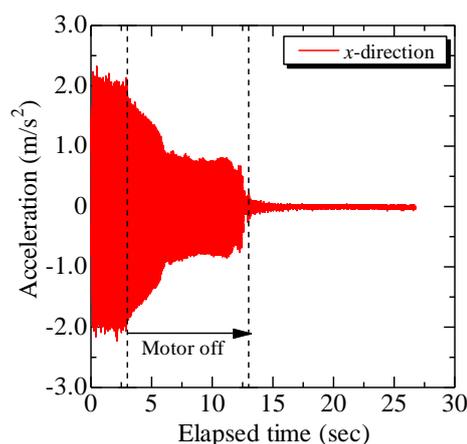


図5 入力加速度

3. 実験結果および考察

3.1 構造物の沈下および回転に対する地盤内変位

図6に設置圧が偏心している模型構造物を対象とした未改良地盤における実験状況を示す。前述したように、地盤内に縦横20 mm毎で色砂を設置することで、加振中における地盤内の変位状況を正面から観察している。図7に既往研究で行われた設置圧が偏心していない模型構造物^{11),12)}と本検討で行われた偏心している模型構造物が20 mm沈下した時の地盤内変位を示す。ここで、変位ベクトルの大きさは変位量と等倍である。偏心していない模型構造物には構造物に回転モーメントが作用しないため、加振直後に模型地盤が液状化するに伴い構造物には傾斜被害はほとんど発生せず沈下している。その結果、構造物の中心付近の地盤では鉛直変位が卓越するものの、構造物の端部付近から外側に向けて水平変位、すなわち側方流動が左右対称に発生するため、この側方流動を抑制するように浮き型格子状地盤改良を行うことで、構造物の沈下被害が低減できることが確認されている¹¹⁾。

一方、偏心している構造物には常に回転モーメントが作用するため、構造物は傾斜被害を伴いながら沈下するが、この場合においても地盤内変位は偏心していない構造物が沈下した場合とほぼ同様であり、地盤内変位には構造物の回転によりも沈下が与える影響が支配的であり、傾斜の影響が見えにくいことが分かった。そこで、構造物の回転運動が地盤内変位に与える影響を明瞭にするため、構造物の左端をヒンジ付きの沈下制御ロッドで固定することで、構造物の左端を回転中心となる条件の下で同様の検討を行った。図8に構造物の傾斜角が100/1000に達したときの地盤内変位を示す。住家の被災度判定(表1)において、住宅等の傾斜角が50/1000に達すると全壊判定となるが、本実験では傾斜角がその倍となる100/1000に達しても、液状化地盤内の変位は構造物の右端(回転部分)付近の浅層部に局所的にわずかに発生するのみであり、変位量や変位領域は沈下挙動を伴う場合に比べ非常に小さいことが分かった。

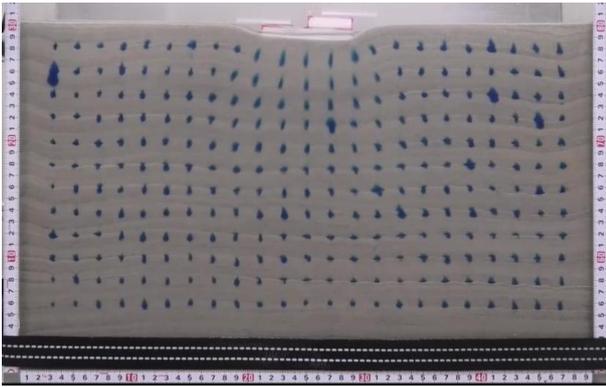
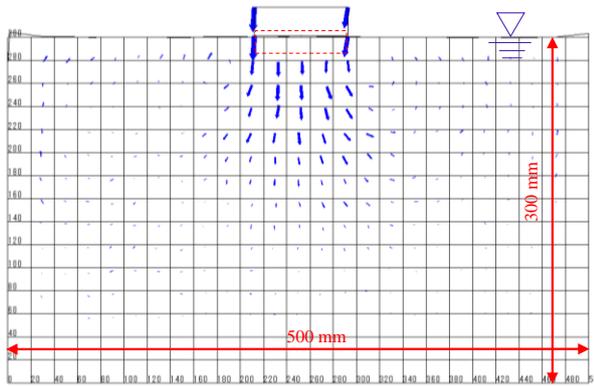
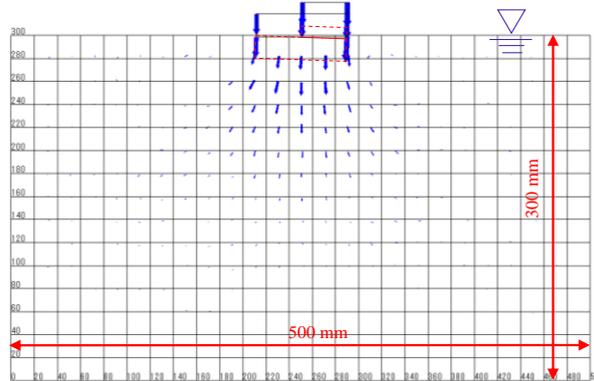


図6 未改良地盤における実験状況（沈下量：20 mm）



(a) 設置圧が偏心していない構造物



(b) 設置圧が偏心している構造物

図7 構造物が沈下した際の地盤内変位（沈下量：20 mm）

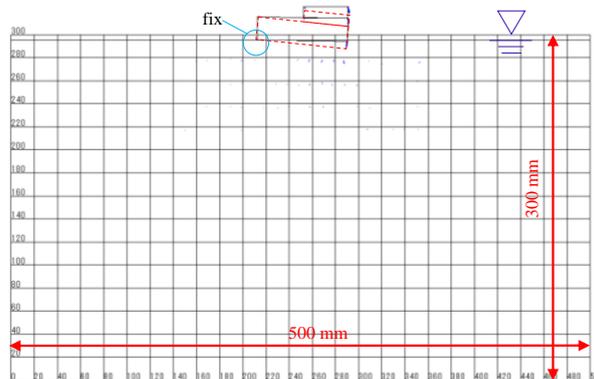
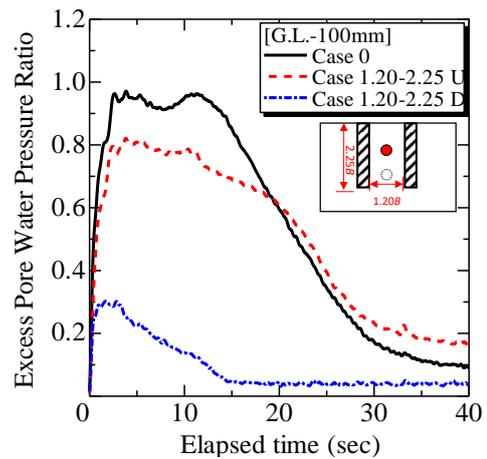


図8 構造物が傾斜した際の地盤内変位（傾斜角：100/1000）

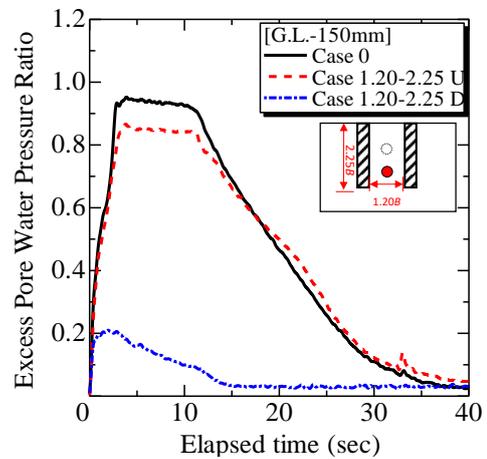
3.2 格子内における過剰間隙水圧比

図9に未改良地盤であるCase 0と最も改良効果が高いと考えられるCase 1.20-2.25（不透水性改良体：U，排水性改良体：D）における過剰間隙水圧比を示す。間隙水圧計は格子内中央部の深度G.L. -100 mmおよびG.L. -150 mmの位置に設置した。なお、構造物が初期有効応力に与える影響や沈下時の上載圧の変化を正確に求めることは困難であるため、計測は構造物を設置していない状態で行った。計測結果より、Case 0は過剰間隙水圧が0.95程度まで上昇し、地盤はほぼ完全に液状化していることが分かる。また、不透水性改良体を用いたCase 1.20-2.25 Uにおいて過剰間隙水圧比は0.8~0.9程度まで上昇し、地盤の剛性は大きく低下し、ほぼ液状化に至っている。一方、排水性改良体を用いたCase 1.20-2.25 Dにおいて最大過剰間隙水圧比が0.2~0.3程度に収まっており、改良体の排水性により過剰間隙水圧は大きく抑制されている。

したがって、以降に示す不透水性浮き型格子状地盤改良による対策効果は液状化地盤の側方流動を抑制した効果であり、排水性浮き型格子状地盤改良による対策効果は側方流動の抑制効果と過剰間隙水圧の抑制効果の相乗効果によるものだと考えられる。



(a) G.L.-100 mm

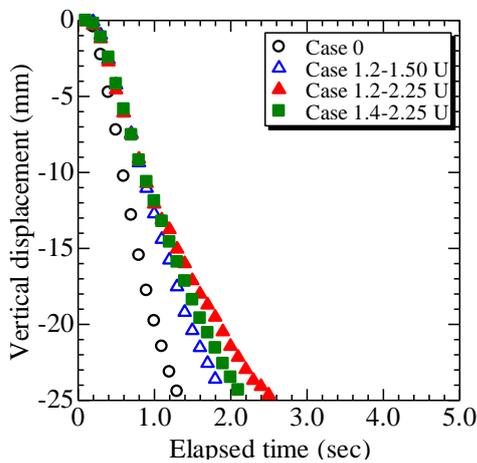


(b) G.L.-150 mm

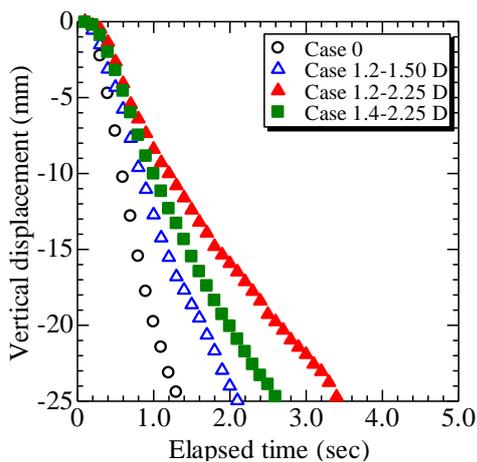
図9 過剰間隙水圧比（Case 0, Case 1.20-2.25）

3.3 浮き型格子状地盤改良の対策効果

図 10 に既往研究における設置圧が偏心していない模型構造物を対象とした構造物の沈下量^{11),12)}の時刻歴を示し、図 11~12 に偏心している模型構造物を対象とした構造物の沈下量および傾斜角の時刻歴を示す。ここで、構造物の傾斜角とは構造物の不同沈下量をその計測距離で正規化した傾斜量である。偏心していない構造物を対象とした検討では、模型地盤の相対密度は $D_r=36.8\%$ であり、偏心している構造物を対象とした本検討の地盤条件 ($D_r=50\%$) とは異なる。そのため、偏心している構造物の沈下速度は偏心していない構造物よりも遅い傾向にあるものの、両者共に不透水性の浮き型格子状地盤改良を用いて液状化地盤の側方流動を抑制することで、構造物の沈下被害は構造物に作用する偏心荷重の有無に関わらず抑制できているといえる。また、改良体を不透水性の壁体ではなく排水性の壁体にする事で、浮き型格子状地盤改良による構造物の沈下被害抑制効果が大幅に増加することが確認できた。



(a) 不透水性格子状地盤改良



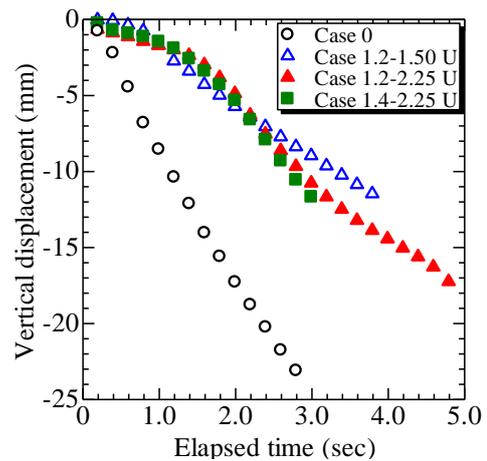
(b) 排水性格子状地盤改良

図 10 浮き型格子状地盤改良の対策効果 (構造物: 偏心なし)

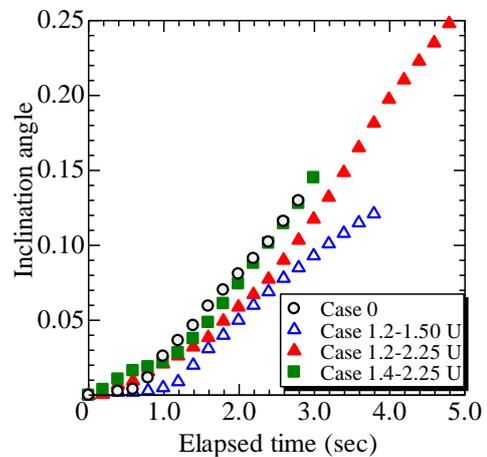
次に住家の損害に大きな影響を与えるもう一つの要因である構造物の傾斜被害に着目すると、不透水性格子状地盤改良による傾斜被害の抑制効果は、沈下被害の抑制効果

ほど大きくないことがわかる。これは、構造物に回転運動、すなわち傾斜被害のみが発生する場合における地盤内の変位は構造物端部付近の地盤浅層部で局所的に、且つわずかに発生するのみであり (図 7~8 参照)、構造物の沈下等に伴う液状化地盤の側方流動を抑制するために設置した浮き型格子状地盤改良では効果的に被害を抑制しきれなかったためだと考えられる。ところが、排水性の改良体を用いた浮き型格子状地盤改良による傾斜被害の抑制効果は不透水性の改良体を用いた場合に比べて大幅に増加していることが分かる。これは、剛性と排水性が高い改良体を用いることで、浮き型格子状地盤改良が持つ側方変位の抑制効果により沈下被害を低減させることに加え、排水性改良体付近における過剰間隙水圧を抑制することにより構造物直下付近の地盤支持力がある程度保つことができ、構造物の傾斜被害を抑制したと考えられる。

以上より、浮き型格子状地盤改良により液状化に伴う構造物の沈下被害と傾斜被害を経済的に抑制するためには、沈下時に発生する側方流動を壁体で抑制しつつ、さらには構造物が傾斜しないように局所的に間隙水圧消散工法の併用を行い、地盤支持力を確保することが効果的であると考えられる。

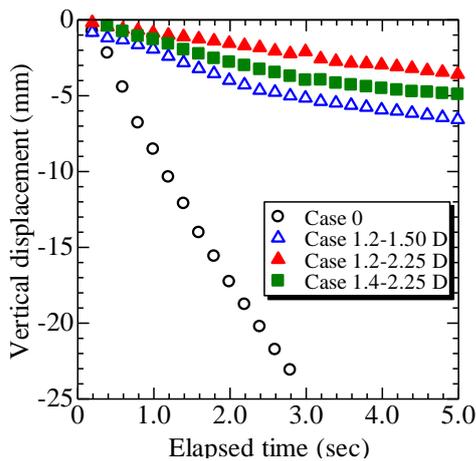


(a) 構造物の沈下量

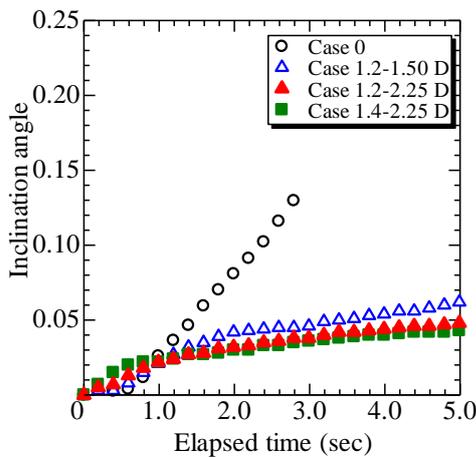


(b) 構造物の傾斜角

図 11 不透水性格子状地盤改良の対策効果 (構造物: 偏心有)



(a) 構造物の沈下量



(b) 構造物の傾斜角

図 12 排水性格子状地盤改良の対策効果 (構造物：偏心有)

4. 結論

本研究では住宅などの小規模な既設構造物を対象にした浮き型格子状地盤改良による液状化時に伴う構造物の沈下被害抑制効果や傾斜被害抑制効果について、設置圧が偏心した模型構造物を用いた重力場での二次元模型実験による検討を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 浮き型格子状地盤改良により側方流動を抑制することで、構造物の回転運動に関わらず、液状化時に伴う沈下被害を低減できる。
- 2) 構造物が回転運動（傾斜被害）する場合における地盤内変位は構造物が沈下する場合に比べて小さいため、側方流動の抑制を期待している浮き型格子状地盤改良による傾斜被害の抑制効果は沈下被害の抑制効果に比べて小さい。
- 3) 浮き型格子状地盤改良に一般的な地盤改良のような不透水性の改良体ではなく、排水性の高い改良体を用いることで、地盤の側方流動と過剰間隙水圧の上昇を抑制することが可能となり、構造物の沈下被害および傾斜被害の両方を大きく抑制できる。

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，吉田信之，甲斐誠士，飛田哲男，肥後陽介，鳥居宣之，鏡原聖史，中西典明，木元小百合，山川優樹，東瀬康孝，渦岡良介，京谷孝史：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，原田健二，仁田尾洋，橋本則之，鈴木亮彦，初山幸治，館下和行，菅野高弘，中澤博志：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，内田明彦，本多剛，小西一生：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，小西一生，内田明彦：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，津國正一，本多剛，内田明彦：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，森川嘉之，吉田誠，川崎廣貴，田口博文，丸山憲治：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，森川嘉之，津國正一，福武毅芳，鈴木亘，竹花和浩：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，内田明彦，吉澤睦博，鬼丸貞友，山下清，津國正一：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，田屋裕司，本多剛，津國正一，小西一生：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，中井健太郎，中谷一貴，武田祐輔，前田健一，野田利弘：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) 中谷一貴，森河由紀弘，前田健一，佐藤智範：既設小規模構造物を対象とした排水性格子状改良の液状化対策効果，第74回土木学会年次学術講演会，pp. III_47- III_48, 2018.
- 13) 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
- 14) 橋本隆雄，安田進，山口亮：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
- 15) 香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則，土木学会論文報告集，第275号，pp.69-77, 1978.
- 16) 井合進：1G場での地盤・構造物系の模型振動実験の相似則について，第19回地震工学研究発表会講演概要集，pp.341-344, 1987

細粒分流出量の違いが砂質土の単調・繰返しせん断挙動に及ぼす影響 The effect of outflow of fine particles on monotonic and cyclic shear behavior of sandy soil

廣田康起¹，酒井崇之²，中野正樹³

1 名古屋大学大学院工学研究科・hirota.koki@h.mbox.nagoya-u.ac.jp

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

3 名古屋大学大学院工学研究科・nakano@civil.nagoya-u.ac.jp

概 要

本報では、河川堤防の細粒分の抜け出しによる不安定化について要素レベルでの力学挙動を把握するため、細粒分流出量の違いが砂質土の単調せん断・繰返しせん断挙動に及ぼす影響を三軸圧縮試験により検討した。その結果、細粒分流出による粒度の変化よりも、密度の低下の方が単調せん断挙動に与える影響が大きいことがわかった。特に5%流出については、限界状態線が流出していないケースと同じになっており、同じ密度であれば、ほとんど同じ単調せん断挙動を示した。一方で、10%流出の場合は、 $v-p'$ 空間における限界状態線に変化が見られた。繰返しせん断挙動については、細粒分が流出すればするほど、液状化しやすくなる傾向が得られた。特に細粒分流出が流出した試料については、わずかに応力振幅比が変化するだけで、大きく液状化に至る繰返し回数が変化した。

キーワード：砂質土，液状化，三軸試験

1. 研究の背景と目的

河川堤防の決壊のメカニズムとして、①河川水の越流による堤防決壊、②河川水の浸透による堤防決壊、③河川水の浸食・洗堀による堤防決壊の3種類に大別され、②と③の「越流なき破堤」については、裏法尻付近の地盤の細粒分抜け出しが原因の一つであると言われている。この細粒分の抜け出しに関する研究は多く行われており、例えば、小高¹⁾は試料の細粒分含有率と供試体密度を調整し、土の細粒分流出を模擬して行われた三軸試験により、浸透に起因する細粒分流出による堤体土の劣化は、細粒分の流出に伴い間隙比が増加することで堤体土の強度変形特性が大きく変わることが原因であることを明らかにした。また近藤²⁾は二次元個別要素法を用いて内部侵食による変形・破壊メカニズムを把握しようとした。近藤³⁾は解析において、応力状態（平均主応力）を一定に保ちながら、各状態の粒度からその時点での最小径を有する粒子を強制除去（Removal）する Removal 試験を行い、内部侵食に起因する粒度変化に伴う土の変形・破壊挙動再現モデルの構築を試みた。これらの研究では、主に静的な問題を対象に細粒分の流出による力学挙動の変化を把握している。本研究では、近い将来、南海トラフ巨大地震が起きるとされており、津波が河川を遡上することもあり得ることから、動的な挙動も把握することが重要であると考え、細粒分流出量の違いが砂質土の単調せん断・繰返しせん断挙動に及

ぼす影響を三軸圧縮試験により検討した。また、細粒分が流出すると、土の粒度および相対密度が低下する。本研究では、将来的に細粒分流出を構成則でモデル化することも目指している。そのため、粒度・相対密度の両方を変化させた供試体だけではなく、相対密度のみ・粒度のみ変化をさせた供試体についても、三軸圧縮試験を行った。

本研究では、細粒分流出供試体の作製方法についても検討した。供試体の作製方法については、予め細粒分を抜いた試料を作製し、三軸圧縮試験用の供試体を作製する方法⁴⁾や、三軸圧縮試験機を改良し、供試体を作製した後に透水させることで、細粒分を流出させる方法がある⁵⁾。一方、本研究では、細粒分の流出を模擬するために、水溶性の尿素肥料を用いた。乾燥状態で砂に粒状の尿素肥料を混合した後に、乾燥状態で供試体を作製し、その後、通水することで尿素肥料が溶け出す。つまり、粒状の尿素肥料が溶け出すことで細粒分流出を模擬した。また、予め細粒分を流出した試料で供試体を作製し、両者の挙動の違いの比較を行った。

2. 実験に用いる試料の概要

試験試料について、細粒分が抜け出しやすい土の特徴²⁾に留意し、東北珪砂4号、5号、6号、8号をそれぞれ5:3:3:9の質量比で混合したものを基本試料とした。また、本稿では粒径106 μm 以下の粒子を細粒分と見なし、細粒分減少

率は全体質量の 5%, 10% に決定した。便宜上, 基本試料から 5%, 10% の細粒分を取り除いたものを, それぞれ細粒分 5% 流出試料, 細粒分 10% 流出試料と呼ぶ。表 1 と図 1 に, それぞれ基本試料と細粒分流出試料の物性値および粒径加積曲線を示す。

表 1 砂の物性値

試料名	土粒子密度 $\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	最大間隙比 e_{\max}	最少間隙比 e_{\min}
基本試料	2.651	0.885	0.486
細粒分 5% 流出試料	2.649	0.908	0.486
細粒分 10% 流出試料	2.660	0.912	0.509

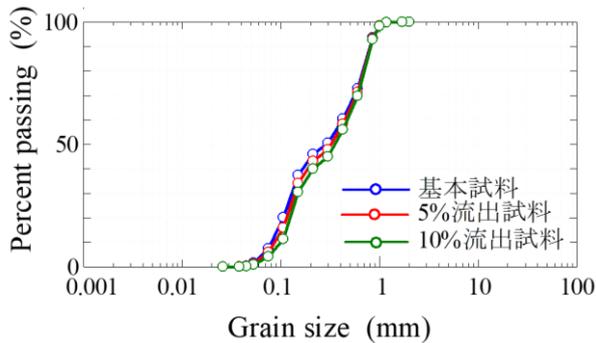


図1 実験試料の粒度分布

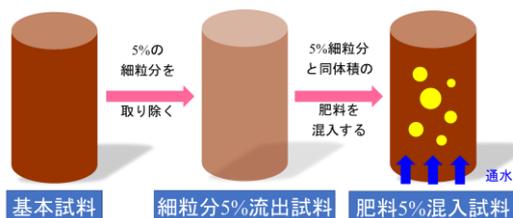
3. 肥料による細粒分流出の再現の検討

3.1 はじめに

1. でも述べたが, 従来の多くの要素試験では細粒分の流出を, 供試体作製前に細粒分を取り除くことで再現してきた。一方, 本研究では, 従来の方法に加え, 供試体の細粒分の一部を水に溶解する肥料に置き換えて乾燥状態で供試体を作製し, 通水を行うことで肥料を溶かすことにより細粒分流出を再現した。そして, 圧密三軸圧縮試験を実施し, 細粒分の抜け出しが土の力学特性に与える影響を実験的に把握することを試みた。

3.2 実験に用いる試料と供試体作製方法

実験に用いた尿素肥料は固体であるが, 水により容易に溶解する。この性質を利用して細粒分流出を模擬した。つまり, 細粒分 5% 流出試料に 5% の細粒分と同体積の 106 μm ふるい通過尿素肥料を混入し肥料 5% 混入試料を作製した。この試料は基本試料と同じ試料と仮定でき, 通水過程において, 肥料が溶解し, 細粒分流出を表現する (図 2)。



できた空隙によって
細粒分の流出を再現

図2 肥料を用いた細粒分の流出の模擬方法

供試体は直径 5cm×高さ 10cm の円柱供試体であり, 目標相対密度は 80%, 拘束圧は 98.1kPa とした。B 値が 95% 以上になっていることを確認したのち, 等方圧密, その後軸ひずみ 1%/min のせん断速度で単調せん断を実施した。なお, 試験結果は排水条件での試験結果のみを示す。

3.3 実験結果

基本試料及び肥料 5% 混入試料を用いて実施した試験結果を図 3 に示す。肥料 5% 混入試料は, 基本試料に比べてせん断開始時, 圧密終了時の比体積が増加し, せん断過程において最大軸差応力が低下した。肥料の溶解, すなわち細粒分の抜け出しによって土の強度が減少する様子を示している。

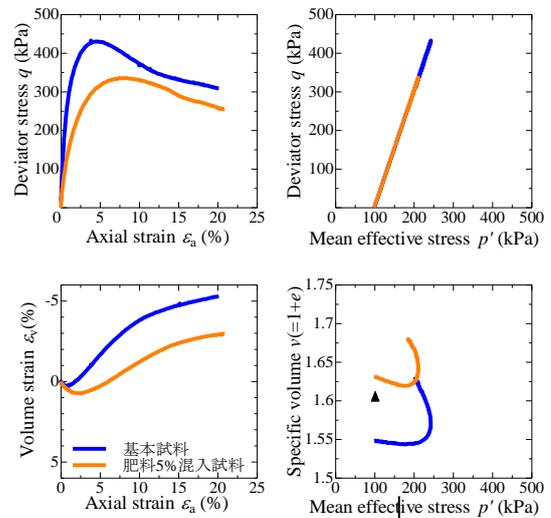


図3 基本試料と肥料 5%混入試料の比較

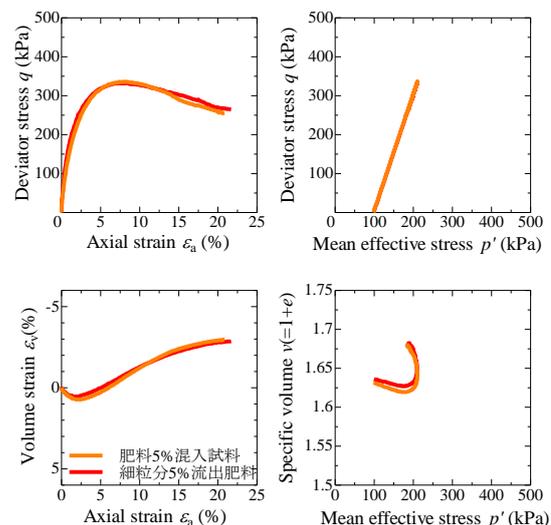


図4 肥料 5%混入試料と細粒分 5%流出試料の比較

肥料溶解により供試体内に空隙を形成することから, 特別な土骨格構造が生み出され, 力学挙動に及ぼす影響があるか調べるため, 肥料 5% 混入試料の肥料溶解後とほぼ同じ間隙比になるように細粒分 5% 流出試料を用いて作製した供試体 (初期から細粒分を持たない供試体) に対し, 排

水せん断試験を実施し、両者の排水せん断挙動の比較を行った。実験結果を図4に示す。両者には顕著な違いが見られなかったことから、細粒分の流出によって生まれる骨格構造と、はじめから細粒分を持たない試料を空中で堆積させた供試体が有する骨格構造との間には顕著な違いはないといえる。そこで次章からは、供試体作製時から細粒分を取り除くことで細粒分の流出を模擬し、試験を実施する。

4. 細粒分流出量の違いが単調せん断挙動に及ぼす影響

4.1 はじめに

ここでは、細粒分5%流出試料と細粒分10%流出試料に対し、力学挙動の比較を行うことで、細粒分流出量の違いが力学特性へ及ぼす影響を調べた。また、細粒分流出による粒度変化の影響のみ調べるため、基本試料、細粒分5%流出試料、細粒分10%流出試料に対し、同じ相対密度で作製した供試体に対しても試験を行った。また、相対密度を変化させることで、様々な密度における力学挙動を比較するとともに、限界状態線の比較を行い、細粒分の流出により限界状態線がどのように変化するか把握することで、細粒分の流出を構成則で表現する際の基礎データを蓄積する。

4.2 実験条件

3.と同様に供試体は直径5cm×高さ10cmの円柱供試体であり、拘束圧は98.1kPaとした。基本試料の相対密度を80%とすると、細粒分が5%流出時には、相対密度が約59%となり、10%流出時相対密度は約36%になる。そこで、供試体の相対密度については、40、60、80%の3つに設定した。B値が95%以上になっていることを確認したのち、等方圧密後、軸ひずみ1%/minのせん断速度で単調せん断を実施した。なお、ここでは、非排水せん断のみ実施した。

4.3 細粒分流出が単調せん断に及ぼす影響

図5は基本試料($Dr=80%$)、細粒分5%流出試料($Dr=60%$)、細粒分10%流出試料($Dr=40%$)の非排水せん断試験結果をそれぞれ示す。つまり、基本試料から単に細粒分流出が5、10%抜けた時のせん断挙動の比較になる。いずれの試験結果も細粒分が流出することにより、正のダイレイタンシー挙動が見られなくなり、また、硬化挙動が見られなくなり、最大軸差応力が小さくなった。

図6~8にそれぞれ、基本試料、細粒分5%流出試料、細粒分10%流出試料を対象に、3つの相対密度の非排水せん断試験結果を示す。いずれの試料についても、相対密度が大きくなるほど、最大軸差応力が増加し、また、変相点以降の塑性膨張挙動も著しく増大している。一方、同じ相対密度での細粒分流出の違いについては、相対密度の違いに比べて、最大軸差応力も塑性膨張挙動も著しい違いは見られなかった。このことは、図9からも見て取れる。細粒分流出に伴う粒度変化よりも、間隙比増加が砂質土の力学挙動に顕著に影響を及ぼすことがわかった。

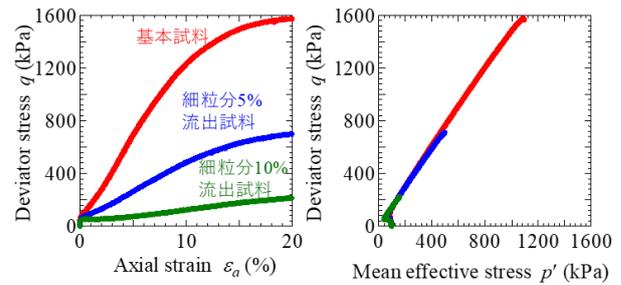


図5 細粒分の流出による非排水せん断挙動の変化

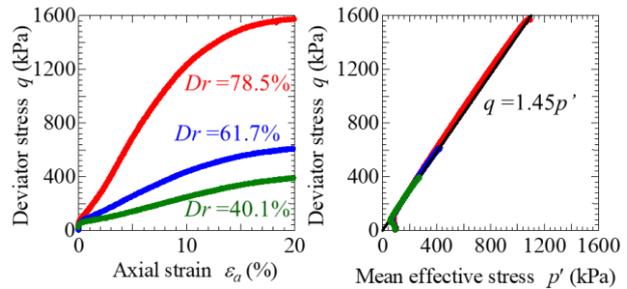


図6 基本試料の非排水三軸試験結果

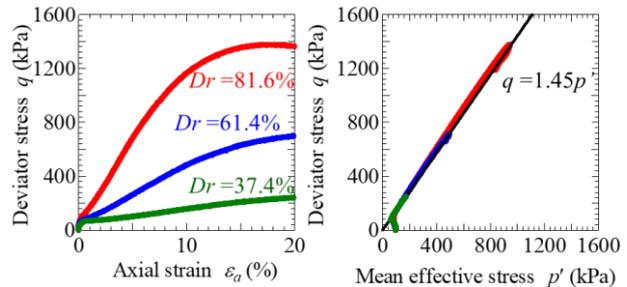


図7 細粒分5%流出試料の非排水三軸試験結果

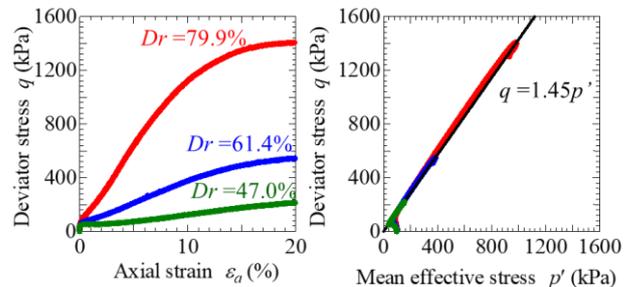


図8 細粒分10%流出試料の非排水三軸試験結果

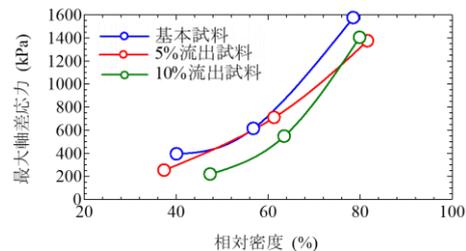


図9 最大軸差応力と相対密度の関係

4.4 限界状態線の比較

図7~9に p' - q 平面上における限界状態線を示した。い

いずれも限界状態線の傾きは 1.45 程度であり、細粒分が減ったとしても $p'-q$ 平面上における限界状態線に変化は見られない。図 10~12 は $p'-v$ 平面上における限界状態線を示す。5%流出試料は、基本試料と限界状態線がほぼ同じであった。しかし、細粒分 10%流出試料の場合、限界状態線の傾きおよび切片が小さくなった。Wood and Maeda⁶⁾は DEM シミュレーションにより、細粒分が流出すると限界状態線が上方に移動することを示したが、本研究で行った粒度の変化では異なる傾向であった。

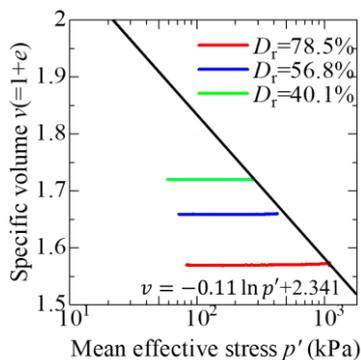


図 10 基本試料の限界状態線

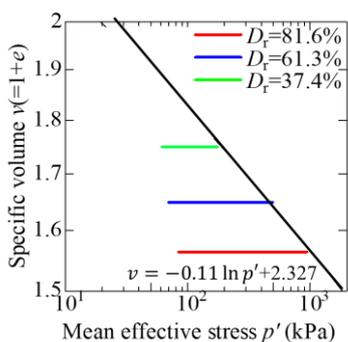


図 11 細粒分 5%流出試料の限界状態線

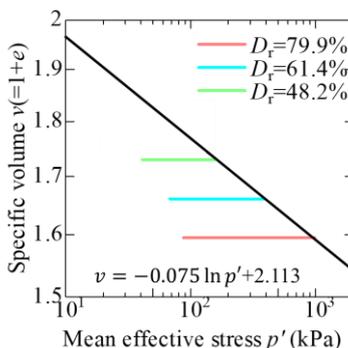


図 12 細粒分 10%流出試料の限界状態線

5. 細粒分流出量の違いが非排水繰返しせん断挙動に及ぼす影響

5.1 はじめに

本章では、非排水繰返しせん断試験を実施し、細粒分流出

量の違いが、液状化強度や液状化挙動に及ぼす影響や、サイクリックモビリティ中の挙動に及ぼす影響を把握した。

5.2 実験条件

3, 4 章と同様に供試体は直径 5cm×高さ 10cm の円柱供試体であり、拘束圧は 98.1kPa とした。相対密度は 60% である。B 値が 95% 以上になっていることを確認したのち、等方圧密、その後、繰返しせん断を実施した。試験時の応力振幅比については、表 2 に示す。○は実施したケースで、×は実施していないケースである。

表 2 実施した応力振幅比

応力振幅(kPa)	22.5	25.0	27.5	30.0	32.5	37.5
基本試料	×	○	○	×	○	○
細粒分 5%流出試料	×	○	○	○	○	×
細粒分 10%流出試料	○	○	○	○	×	×

5.3 細粒分の流出が液状化挙動に及ぼす影響

本節では、同じ相対密度で、細粒分の流出量の違いが液状化挙動に及ぼす影響について調べた。図 13~15 はそれぞれ、基本試料、細粒分 5%流出試料、細粒分 10%流出試料を対象に、表 2 に示す応力振幅比で両振幅軸ひずみが 8% に達するまでせん断させたときの軸差応力-せん断ひずみ、有効応力パスを示す。実施したいずれのケースにおいても、サイクリックモビリティを示した。応力振幅比を大きくすると、液状化しやすくなる。また、サイクリックモビリティ中のひずみの進展の程度は基本試料に比べると、細粒分流出試料の方が若干大きい。細粒分 5%流出試料については応力振幅が小さいとき、基本試料や細粒分 10%流出試料と比較して液状化強度が著しく大きくなるという特徴があり、必ずしも細粒分の流出量と力学特性の変化の傾向が一定であるとは限らない。

図 16 に液状化強度曲線を示す。基本試料が最も傾きが大きく、細粒分流出試料については、5%流出も 10%流出も同じような曲線となった。ただし、曲線の位置は 10%流出の方が小さい。つまり、細粒分流出試料は、振幅が大きくなると、基本試料と比較して、液状化しやすくなることがわかった。また、細粒分流出試料については、5%流出試料の方が、10%流出試料よりも同じ応力振幅比であれば液状化しにくい傾向がある。

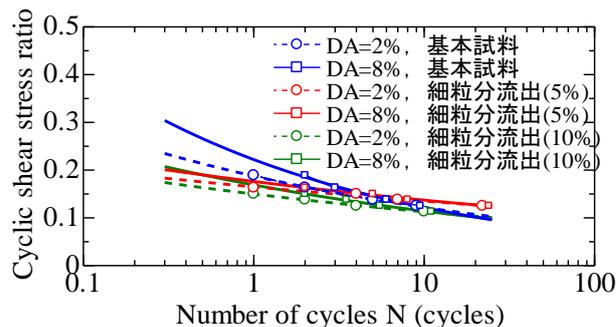


図 16 粒度の違いによる液状化強度曲線の違い

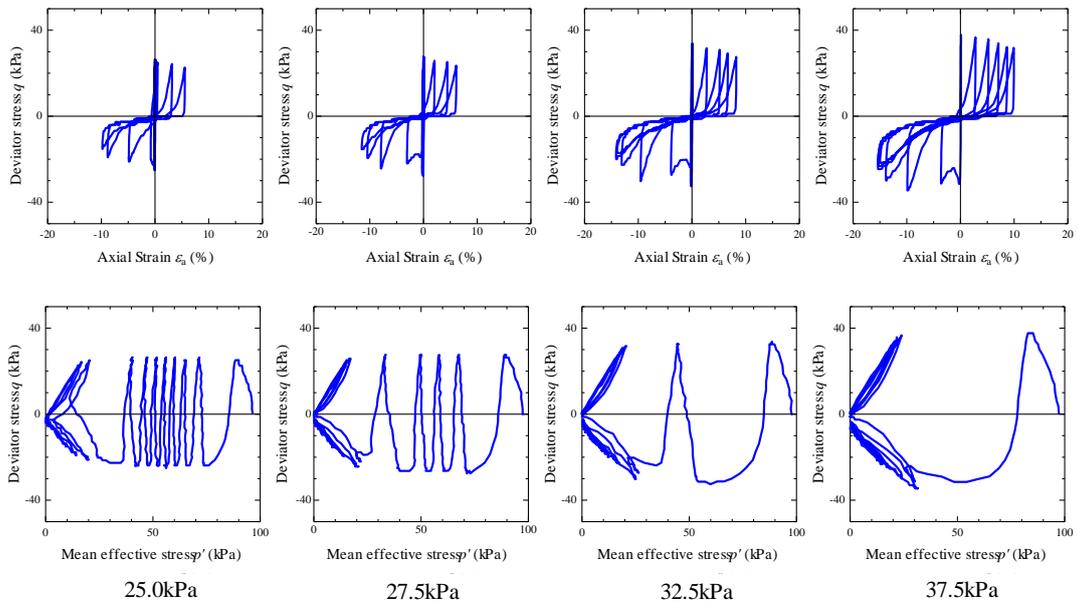


図 13 基本試料の繰返し非排水三軸試験結果

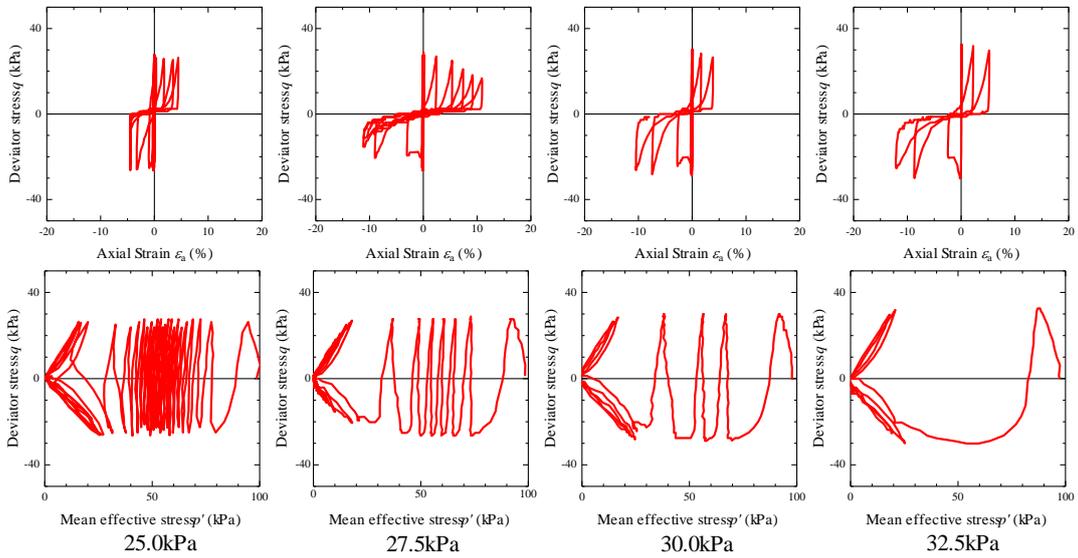


図 14 細粒分 5%流出試料の繰返し非排水三軸試験結果

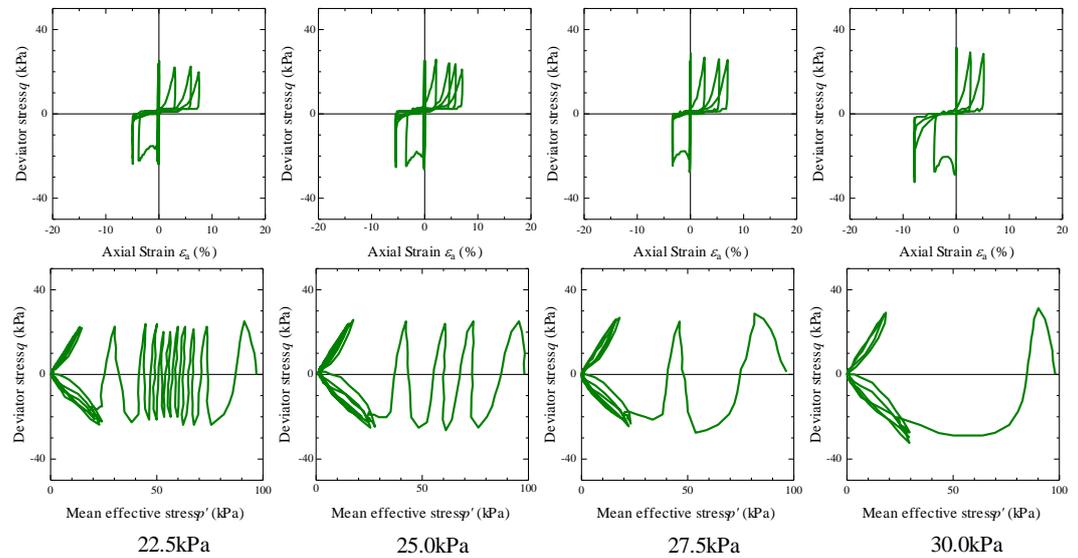


図 15 細粒分 10%流出試料の繰返し非排水三軸試験結果

5.4 細粒分流出が液状化強度に及ぼす影響

図17は、相対密度60%の細粒分5%流出試料と、別途実施した相対密度80%の基本試料の液状化強度曲線の比較を示す。2つの液状化強度曲線を比較すると、曲線の傾きは、80%基本試料に比べて、細粒分5%流出試料の方が小さく、少しの応力振幅の変化で液状化強度に大きな変化を及ぼすことが分かる。また、曲線の位置は、80%基本試料に比べて、細粒分流出試料の方が著しく小さくなっている。

4.2において、相対密度80%の基本試料に対し、細粒分が5%流出すると、相対密度が約59%となることを述べた。このことから、細粒分が流出しない健全な基本試料では液状化強度が大きいですが、5%の細粒分流出により、相対密度が低下することにより、液状化強度に対して脆弱になっていることが、図17の2試料の比較からも理解できる。

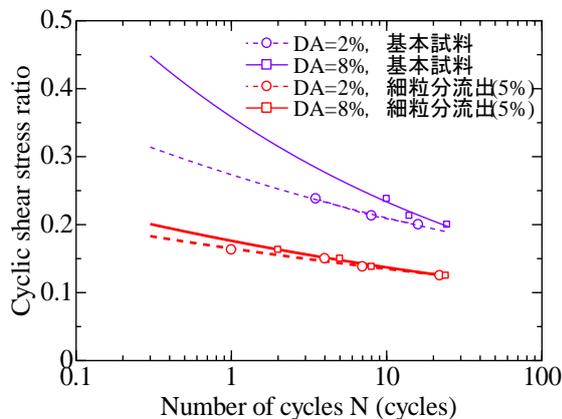


図17 細粒分流出による液状化強度曲線の違い

6. 結論

本研究では、砂質土の細粒分流出試料を模擬した供試体を作製し、細粒分の流出量の違いが、単調荷重試験や繰返しせん断試験にどのような影響を及ぼすのか三軸圧縮試験機を用いて調べた。以下に結論を示す。

- 1) 肥料5%混入試料は、吸水過程での肥料の溶解、空隙形成により、基本試料に比べ比体積が増加し、最大軸差応力が低下した。細粒分の抜け出しによって、単調せん断での土の強度（最大軸差応力）が減少する様子を示した。
- 2) 細粒分流出によって生じる砂供試体の骨格構造と、はじめから細粒分を持たない試料を空中堆積させた骨格構造との間には顕著な違いはない。
- 3) 単調非排水せん断挙動において、細粒分の流出よりも、相対密度の変化の方が砂質土の力学挙動に与える影響は大きい。また、細粒分が流出しても、 $p'-q$

平面上における限界状態線に変化は見られなかった。

一方、 $p'-v$ 平面上における限界状態線は、細粒分5%流出試料においては変化がなかった。しかし、細粒分10%流出試料においては、切片、傾きがともに小さくなった。

- 4) 繰返し非排水せん断挙動においては、細粒分流出により、相対密度が低下することで、液状化強度が低下した。また、相対密度が同じで粒度のみ変化させた場合、応力振幅比を大きくすると、どの試料についても液状化しやすくなる。また、細粒分流出試料については、5%流出試料の方が、10%流出試料よりも同じ応力振幅比であれば液状化しにくい傾向がある。
- 5) 相対密度80%の基本試料と細粒分5%流出試料の液状化強度曲線の比較から、細粒分が流出しない健全な基本試料では液状化強度が大きいですが、5%の細粒分流出により、比体積が増加し、粒度が変化することにより、液状化強度に対して脆弱になっていることがわかった。

謝辞

本研究は科学研究費補助金（基盤(A)：課題番号17H01289、基盤(B)：課題番号16H04408）の補助を受けて実施した。

参考文献

- 1) 小高猛司, 崔瑛, 李圭太, 御手洗翔太, 高木竜二：細粒分流出に伴う砂質堤体土の劣化に関する考察, 第28回中部地盤工学シンポジウム, pp.101-106, 2016.
- 2) 近藤明彦, 山田高弘, 前田健一：内部侵食および目詰まりに及ぼす間隙構造の影響, 第24回中部地盤工学シンポジウム, pp.71-78, 2012.
- 3) 近藤明彦, 温谷恵美, 前田健一：細粒分のダイナミクスを考慮した内部侵食メカニズムの解明, 第22回中部地盤工学シンポジウム, pp.59-66, 2010.
- 4) 金乗洙, 渡優樹, 加藤正司, 竹下祐二：河川堤防の細粒分含有率が浸透特性に及ぼす影響, 地盤工学会中国支部論文報告集, Vol.34, No.1, pp.45-51, 2016.
- 5) 石丸太一, 鈴木素之, 若松知季, 神山惇：細粒分流出を伴う透水を受けたまさ土の力学特性, 地盤工学会中国支部論文報告集, Vol.37, No.1, pp.107-114, 2019.
- 6) D.Muir Wood, K.Maeda, E.Nukudani : Modelling mechanical consequences of erosion, Géotechnique60, No.6, pp.447-457, 2010.

アンカー式補強土壁の地震時変位量の簡易的算定手法 Simplified Calculation Method for Seismic Performance of Multi Anchor Wall

林大瑚¹, 小林睦², 小浪岳治³, 林豪人³, 三浦均也⁴

- 1 豊田工業高等専門学校・専攻科建設工学専攻
- 2 豊田工業高等専門学校・環境都市工学科・makotok@toyota-ct.ac.jp
- 3 岡三リビック・技術開発部
- 4 豊橋技術科学大学・建築・都市システム学系

概 要

一般的に高い耐震性を持つ補強土壁の被災事例が報告されていることから、筆者らは変形メカニズムを明らかにするために通常設計では考慮されない壁体内に地下水が存在する場合のアンカー式補強土壁の地震時性能を模型実験により明示してきた。その結果、補強材が等長の場合、地震時に補強領域が一体化することが分かっている。ところで、現在、土構造物の設計においても性能規定型設計法への移行が進められており、耐震性能照査は想定する地震動により擁壁に生じる変状等に基づいて行うことが求められ、近年はニューマーク法を補強土壁に適用して滑動・転倒モードの変位量を算定する動向がある。そこで、本研究では地震時に補強領域が一体化することに着目し、ニューマーク法を用いて壁体内に地下水が存在するアンカー式補強土壁の滑動モードにおける地震時変位量を簡易的に算定した。その結果、模型実験と概ね同程度の変位量を得られたので報告する。

キーワード：遠心力模型実験、補強土工法、地震、耐震設計、残留変形

1. はじめに

現在、土構造物の設計においても性能規定型設計法への移行が進み、擁壁構造物が準拠する道路土工一擁壁工指針(以下、擁壁工指針と称する)においても2012年に性能規定型設計の考え方が導入された¹⁾。

また近年、一般的に高い耐震性を持つとされる補強土壁が長期供用に伴う壁体機能の経年劣化によって地震時にその高い耐震性を失った事例が報告されている²⁾。そのため、地震時の性能を明示することは重要な課題と考えられ、筆者らは特にアンカー式補強土壁に着目し、適切な設計・施工がなされることを前提に設計では通常考慮されることがない壁体内に地下水が存在する場合の地震時被災メカニズムを模型実験により明示してきた。それらの結果の一つとして、補強材長が等長のケースでは地震加速度が $2m/s^2$ 程度ならば地震時に補強領域が一体化する挙動を示すために補強土壁は高い耐震性を保持することが分かっている³⁾。

しかしながら、アンカー式補強土壁の地震時変位量を算定する手法を検討した研究事例は多くない。また、擁壁工指針では、慣用的な設計法や補強土壁の施工実績ならびに経験を踏まえて適切に設計・施工を行えば、常時・降雨・地震動の作用に対して、所定の範囲内であれば所定の性能

を満たすとみなしている⁴⁾。そのため、これに準拠する多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル(以下、マニュアルと称する)においても、これまでの経験則に基づき、従前からの慣用的な設計法が設計の基本方針とされている⁵⁾。

一方で、性能規定型設計法においては、擁壁構造物の耐震性能照査は想定する地震動の作用に対し、要求性能を確保するために地震時に擁壁に生じる変状・損傷が許容範囲内におさまるかどうかについて照査されることが求められている⁶⁾。そのため、近年では擁壁の耐震性を表す1つの指標である残留変位量を算定する動向があり、その例として、ニューマーク法⁷⁾を帯鋼補強土壁やジオテキスタイル補強土壁に適用し、滑動・転倒モードの地震時変位量を算定しようとする研究⁸⁾⁹⁾、鉄道構造物等設計標準・同解説一土構造物¹⁰⁾(以下、設計標準と称する)がある。アンカー式補強土壁においても同じくニューマーク法を適用して変位量を算定した研究¹¹⁾があるが、地下水の存在は考慮されていない。

そこで、本研究では地震時変位量を算定するために補強領域が一体化することに着目し、ニューマーク法を用いて、壁体内に地下水が存在するアンカー式補強土壁の滑動モードにおける地震時変位量を簡易的に算定することを目的とした。

2. 模型実験

本算定手法の対象となる模型実験は既往の研究に即し、遠心力場浸透加振実験を行った。

2.1 実験条件

表1に実験条件、図1, 2に等長モデルおよび実施工モデルの模型地盤概要図を示す。いずれの模型地盤も壁高8mを想定しており、50倍の遠心加速度場で実験を行うために縮尺は1/50とした。使用材料には豊浦砂を用いて、含水比10%の下で湿潤振動締固め法により作製した。また、浸透加振実験は相似則を考慮して間隙流体には所定の粘度に調整したメチルセルロース水溶液を用い、給水タンク内の所定の水位に達した後、実規模換算で加速度 2m/s^2 程度かつ周期1sの地震波を20波与えた。なお、さらに詳細な実験条件等については文献3)を参照されたい。

表1 実験条件

実験コード	相対密度%	補強材長
D40C ⁷⁾	40	等長
D65CI	65	等長
D65CR	65	非等長
D90CR	90	非等長

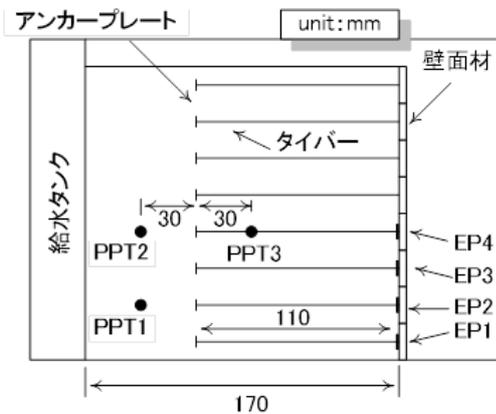


図1 模型地盤の概要図(等長モデル)

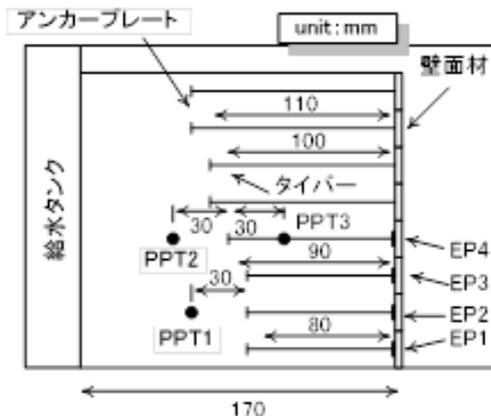


図2 模型地盤の概要図(実施工モデル)

2.2 実験結果

図3, 4に等長モデルおよび実施工モデルの模型地盤変位図の一例を示す。図3, 4より、地震時水平変位量は壁面最上部の加振前後の座標からD65CIのケースで5.0mm, D65CRのケースで4.3mmとなっていることがわかる。また、加振後の壁面の鉛直度は等長モデルで3.1%, 実施工モデルで2.7%となった。同様に、表2に全てのケースにおける地震時水平変位量および鉛直度を示す。

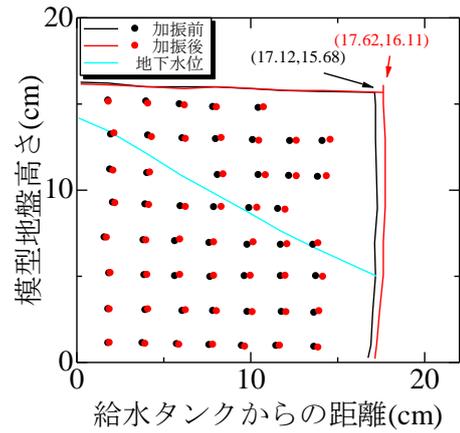


図3 模型地盤変位図(D65CI)

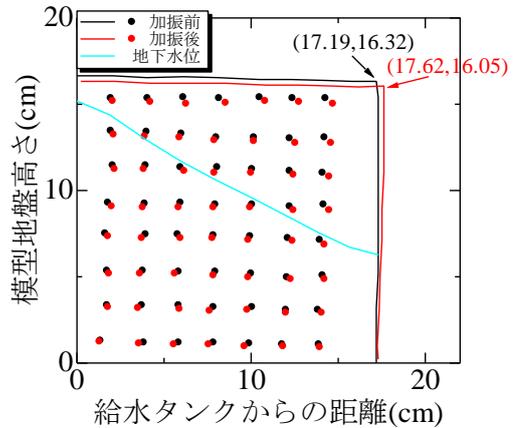


図4 模型地盤変位図(D65CR)

表2 各ケースの加振前後における水平変位量および鉛直度

実験コード	変位量 mm	鉛直度%
D40C	7.2	4.5
D65CI	5.0	3.1
D65CR	4.3	2.7
D90CR	0.5	0.3

3. 算定手法

本研究では設計標準を参考にしてアンカー式補強土壁の滑動モードにおける地震時変位量の算定手法を検討した。図5に本算定手法の概要を示す。本手法ではまず、実

験模型を基に解析モデルを構築し、滑動に対する抵抗力および滑動させようとする力を算定する。最大地震時土圧は解析モデルから算定式を導出し、水平震度 k_{hd} を入力地震波と重力加速度から算出して試行くさび法により算定する。その算定結果から得られた主動崩壊角の値は計算を簡易にする観点から、以降の計算過程において固定値とする。

次に、上記で求めた滑動力と抵抗力を用いて滑動に対する安全率から降伏震度 k_h を算定する。そして、運動方程式を立式し、加速度に相当する入力地震波の滑動に寄与する波形部分を積分することで変位量を算定する。

以降、詳細な変位量計算過程について説明をする。

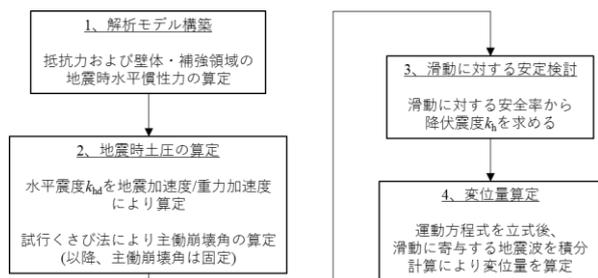


図5 本算定手法の概要

3.1 解析モデル

図6に本手法の計算対象の1つである等長モデルに作用する力の模式図を示し、計算過程の説明をする。

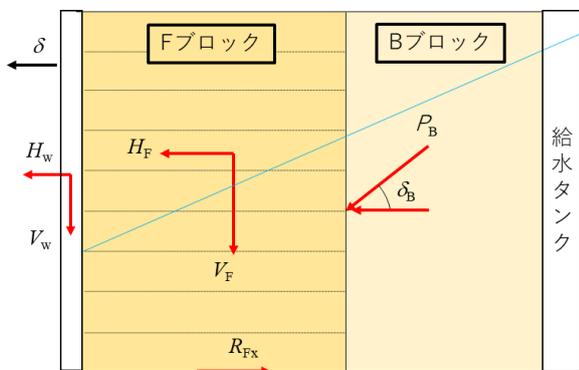


図6 等長モデルにおける力の模式図

模型実験では壁体内に地下水が存在する状態を想定していたため、背面盛土後方に給水タンクを設置して地下水を浸透させていた。そのため、本算定手法においてもこれらの条件を反映させた。また、補強領域が地震時に一体化するというこれまでの知見に加えて、上述の設計標準より、等長モデルおよび実施工モデルの補強領域と壁体とは一体化した剛体と仮定した。

さらに、地震時土圧が作用する仮想背面の決定に関しては、計算を簡便にする目的から、最下段のアンカープレートから垂線を引き、模型地盤底面との交点となる位置と最上段のアンカープレートを通過する直線とした。そのため、等長モデルにおいては図6のように全てのアンカープレ

ートを通過する直線形状とし、実施工モデルにおいては水平面から角度 ϕ を成す直線形状とした。

なお、補強材に起因する引き抜き抵抗力はこれまでの知見である地震時の補強領域の一体化に鑑みて、全て壁体と補強領域の一体化のみに利用されると仮定したため、考慮しないものとした。

3.2 解析モデルに作用する摩擦

本手法では解析モデルに側面の摩擦を考慮していない。これは模型地盤を作製する際、側面はアクリル板を用いていること、実験中は地下水を再現するために壁体内に粘性流体(遠心载荷装置内では水に相当)を注入していることに加えて、これまでの模型実験の経験を踏まえると、模型地盤が側面に接する部分と接しない部分で大きな変形の差異は無く、全体として二次元的に模型地盤の変形が確認されているから側面の摩擦は十分に小さいと考えられるため本手法においては考慮しないものと仮定した。そのため、本手法においては底面の摩擦のみが滑動に対して抵抗すると仮定した。

さらに、底面に作用する抵抗力を算定する際に、壁体自重はFブロックの自重に比べて小さく、変位に与える影響は小さいと考えられるため、本算定手法においては考慮しないものとした。

3.3 摩擦係数

これまでの模型実験では実験を容易に行う観点から、模型土槽上に直接模型地盤を作製していたため、模型土槽底面と補強領域と壁体が一体化した部分の摩擦関係を調べるために実験を行った。図7に摩擦係数の算定モデルを示す。摩擦係数 μ は斜面上の力のつり合い関係から、次式で表すことができる。

$$\mu = \tan \xi \quad (1)$$

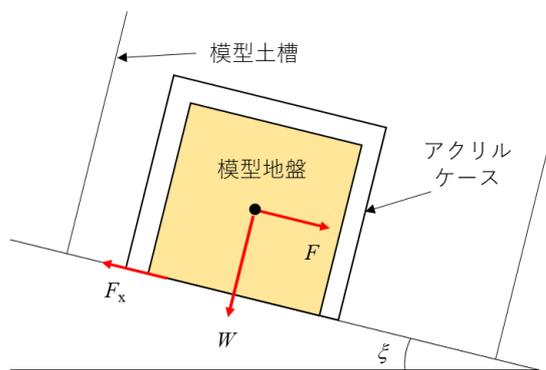


図7 摩擦係数算定モデル

底面の摩擦係数の算定は、飽和状態における摩擦係数の値の方が乾燥状態よりも小さくなることが考えられるが、飽和状態の再現が困難であることを踏まえて、計測を容易にする観点から乾燥状態の豊浦砂を用いて摩擦係数の値を算定した。また、この摩擦係数は相対密度および地震動により影響されないものとし、常に一定値を持つと仮定し

た。算定モデルの作製に際しては、高さ 60mm×長さ 80mm×幅 60mm のアクリルケースの中に乾燥状態の豊浦砂を入れ、砂が流出しないように模型土槽上に設置した。この時、アクリルケースと豊浦砂は一体化していると仮定した。その後、水平面から徐々に傾けて行き、動き出した時の角度 ζ を計測し、摩擦係数の値を算定した。その結果、 $\mu=0.35$ となった。

3.4 地震時土圧

地震時土圧は擁壁工指針¹²⁾とマニュアル¹³⁾を参考にし、図 8 に示すような仮想背面と給水タンクに挟まれた土くさびにその自重に起因する水平慣性力を作用させ、粘着力は考慮しないものとして試行くさび法により算定した。土くさびの重量は地下水の存在を考慮して、地下水位以下を飽和領域、地下水位より上方を不飽和領域と仮定し、主働崩壊線が給水タンクと交わる場合には土くさびの形状を台形、交わらない場合は三角形として算定した。

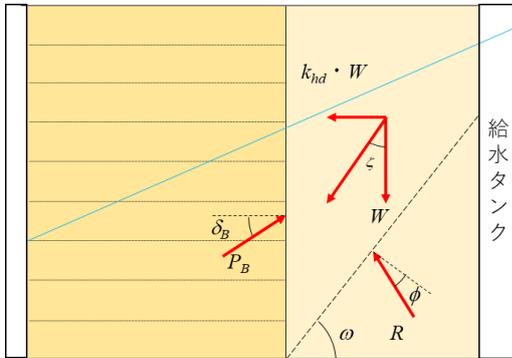


図8 地震時土圧算定モデル(等長)

以下に、土くさびに作用する力のつり合い関係から導出した等長モデルにおける地震時土圧の算定式を示す。

$$P_B = \frac{W \sqrt{1+k_{hd}^2} \sin(\zeta+\omega-\phi)}{\cos(\phi+\delta_B-\omega)} \quad (2)$$

ここで、各記号は W : 土くさびの重量、 k_{hd} : 水平震度、 ζ : 地震合成角($\zeta=\tan^{-1}(k_{hd})$)、 ω : 主働崩壊角、 ϕ : 内部摩擦角、 δ_B : 壁面摩擦角である。壁面摩擦角の値はマニュアル¹⁴⁾によると仮想背面における壁面摩擦角 δ は常時および地震時共に $\delta=\phi$ としているため、本手法においても $\delta_B=\phi$ とした。内部摩擦角の値は摩擦係数と同様に地震時に変化しないものと仮定し、松井ら¹⁵⁾の研究を参考に豊浦砂の内部摩擦角を決定した。その結果、相対密度が 40%のとき $\phi=35^\circ$ 、65%のとき $\phi=39^\circ$ 、90%のとき $\phi=43^\circ$ となった。

また、実施工モデルにおいても同様に、土くさびに作用する力のつり合い関係から、以下に示す地震時土圧算定式を導出した。

$$P_B = \frac{W \sqrt{1+k_{hd}^2} \sin(\psi+\theta-\phi)}{\cos(\phi+\delta_B-\alpha-\theta)} \quad (3)$$

ここで、各記号は θ : 主働崩壊角、 α : 仮想背面と鉛直面との成す角、 ψ : 地震合成角($\psi=\tan^{-1}(k_{hd})$)である。

水平震度の値は地震加速度が 2m/s^2 である実験条件を踏

まえて、水平震度は等長モデル・実施工モデル共に k_{hd} =地震加速度/重力加速度により算定した。

試行くさび法を実施した結果、等長モデルにおける地震時土圧が最大となる主働崩壊角は D40C のケースで $\omega=62^\circ$ 、D65CI のケースでは $\omega=61^\circ$ となった。また、等長モデルと同様に計算を実施した結果、実施工モデルにおける主働崩壊角 θ は D65CR のケースで $\theta=53^\circ$ 、D90CR のケースでは $\theta=55^\circ$ となった。以降の計算過程では簡易的に計算を行うために、これらの値は変化しない固定値とする。

3.5 滑動モードにおける安全率

滑動に対する安全率 F_s は降伏震度を算定する際に必要となる値である。この安全率 F_s は滑動力と抵抗力を用いて、次式のように表すことができる。

$$F_s = \frac{F_R}{F_D} \quad (4)$$

ここで、各記号は F_D : 滑動力、 F_R : 抵抗力である。

また、図 6 から滑動力と抵抗力は次の要素から構成される。

$$F_D = H_w + H_f + P_B \cdot \cos(\delta_B - \alpha) \quad (5)$$

$$F_R = R_{Fx} \quad (6)$$

ここで、各記号は、 H_w : 壁体の自重に起因する地震時水平慣性力、 H_f : F ブロックの自重に起因する地震時水平慣性力、 P_B : 外部安定検討に用いる地震時土圧、 δ_B : 壁面摩擦角、 α : 仮想背面と鉛直面との成す角(等長モデルでは $\alpha=0$)、 R_{Fx} : F ブロック底面に作用する摩擦力である。

3.6 降伏震度

降伏震度は(4)式が 1 となるときの水平震度のことを指す。したがって、(4)式の左辺に 1 を代入し、作用する滑動力と抵抗力のつり合い関係から降伏震度の算定式を導出した。以下に等長モデルにおける降伏震度 k_h の算定方程式を示す。

$$k_h(V_w + V_f) + \frac{W \sqrt{1+k_h^2} \sin[\tan^{-1}(k_h) + \omega - \phi] \cos \delta_B}{\cos(\phi + \delta_B - \omega)} = R_{Fx} \quad (7)$$

また、実施工モデルにおいても同様に(1)式から導出した降伏震度 k_h の算定方程式を以下に示す。

$$k_h(V_w + V_f) + \frac{W \sqrt{1+k_h^2} \sin[\tan^{-1}(k_h) + \theta - \phi] \cos(\delta_B - \alpha)}{\cos(\phi + \delta_B - \alpha - \theta)} = R_{Fx} \quad (8)$$

降伏震度はこれらの方程式を満たすような解を求めた結果、D40C のケースでは $k_h=0.172$ 、D65CI のケースでは $k_h=0.180$ 、D65CR のケースでは $k_h=0.175$ 、D90CR のケースでは $k_h=0.192$ となった。

3.7 運動方程式

以下に、滑動における運動方程式を示す。

$$M \ddot{\delta} = F_D - F_R \quad (9)$$

ここで、各記号は M : 補強領域と壁体が一体化した部分の質量、 δ : 加速度である。この式の中に存在する加速度に相当する入力地震波の滑動に寄与する部分に対して積分を行い、変位量を算定した。

3.8 入力地震波

動的解析により地震の影響を照査する場合には、入力地震動を目標とする加速度応答スペクトルに近似したスペクトル特性を有する加速度波形を用いるのがよいとされている¹⁶⁾¹⁷⁾。しかし、本研究では変位量を簡便に算定するために図9に示すように、模型実験の条件に則して、入力地震波は加速度 $A=2\text{m/s}^2$ 、周期 1s の正弦波と仮定した。そして、この地震波の降伏震度と重力加速度の積の値以上となる部分の地震波 20 波分が地震時変位量に寄与するものと仮定した。

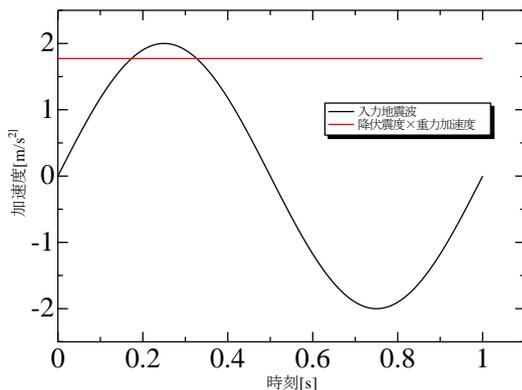


図9 滑動に寄与する地震波

3.9 地震時変位量の算定

地震時変位に寄与する部分の地震波の算定式は角振動数を a とすると、以下の式で表すことができる。

$$\ddot{\delta} = A \sin at - k_h g \quad (10)$$

ただし、降伏震度と重力加速度の積の値と入力地震波が交わる時刻を $t_1, t_2 (t_1 < t_2)$ とすると、この変位に寄与する加速度は t_1 から t_2 の端点を含む時間区間内のみで存在する関数と仮定した。この所定の時間区間内のみ関数が存在することは速度および変位量についても同様とした。また、速度は(10)式を積分し、初期条件である時刻 $t=0$ のとき、速度 $\dot{\delta} = 0$ を用いると次のように表すことができる。

$$\dot{\delta} = -\frac{A}{a} \cos at - k_h g t + \frac{A}{a} \quad (11)$$

したがって、地震時変位量は速度を t_1 から t_2 の時間区間で積分することで次のように表すことができる。

$$\delta = \int_{t_1}^{t_2} \dot{\delta} dt \quad (12)$$

なお、20 波分の地震時変位量の算定に際しては、加速度・速度・変位量を表す式が所定の時間区間内のみでしか存在しない不連続関数のため、(12)式により得られる変位量を 20 倍して算定することとした。

表 4 に模型実験の各ケースを対象に行った降伏震度と地震時変位量の算定の結果を示す。算定結果より、実施工モデルにおいては相対密度が大きい D90CR のケースの方が D65CR のケースよりも変位量が小さくなった。これは D90CR の方が相対密度の増加に起因する一体化したマスの重量の増加に伴って、マス底面に作用する摩擦抵抗力が増加し、結果的に降伏震度の値が大きくなったことで滑動

に寄与する地震波の影響が小さくなったためだと考えられる。しかし、等長モデルにおいては模型底面の長さに差異があるものの、実施工モデルで確認された結果とは対照的に相対密度が大きいケースの方がわずかに変位量を大きく評価する結果となった。これは図 10 に示すように、降伏震度の値の差異が小さいことで滑動が発生する時間区間に大きな差異が生じず、降伏震度の値の大きさに起因して速度の絶対値が大きくなったためだと考えられる。

表4 各実験ケースにおける地震時変位量

	D40C	D65CI	D65CR	D90CR
降伏震度	0.172	0.180	0.175	0.192
地震時変位量 mm	7.46	7.66	7.59	6.73

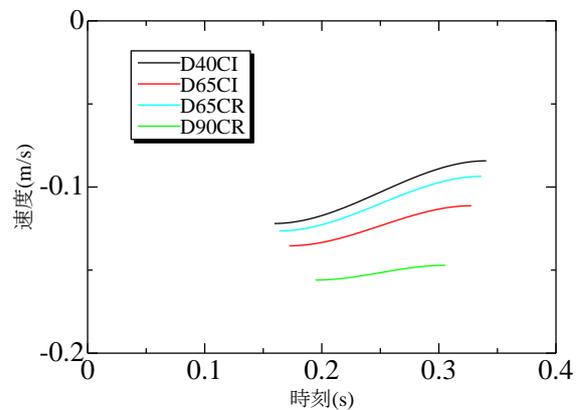


図10 各実験ケースにおける速度の時刻歴

4. 模型実験と算定手法の比較

図 11 に模型実験と本算定手法により得られた地震時変位量を示す。

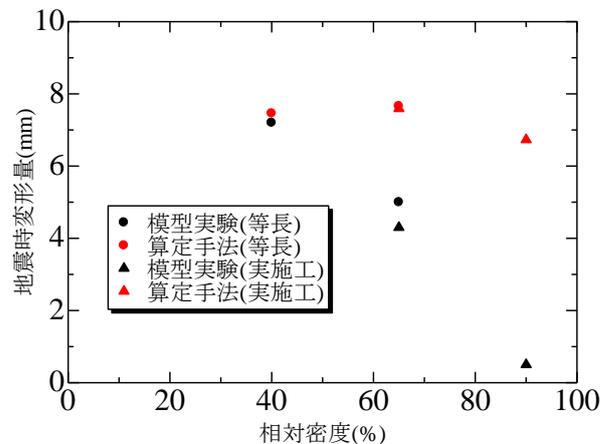


図11 模型実験と本算定手法による地震時変位量

図 11 より、本算定手法は D90CR のケースにおいて変位量に差が生じたものの、本手法と模型実験との差異は最大でも 6.2mm(実規模換算で 311.5mm)であり、著しく変位量

を過大に評価しているとは考えにくい。また、等長モデルの変位量の方が実施工モデルの変位量よりも小さいという実験結果を表現することが出来ているため、本手法は概ね実験結果を表現することが出来ていると考えられる。

一方で、本手法と実験値との間に生じた差異の要因として次の三点の事柄が考えられる。

一点目は、模型実験においては地震時に補強領域背後に本算定手法では考慮されていない負の過剰間隙水圧の発生が確認されているため、地震時には背後盛土に発生する引張力によって変位量が抑制されることが考えられる。

二点目は、模型実験においては壁面のはらみ出しや地盤の体積圧縮、補強土壁の転倒などの複合的な変形モードが確認されているが、本算定手法では滑動モードのみを想定して変位量を算定した。また、側面摩擦を考慮しないなどの実験条件とは異なる仮定条件を設けたことで実際の降伏震度との値に差異が生じ、変位量が異なると考えられる。

三点目は、本手法では変位量を算定する際に滑動に寄与する地震波の数は 20 波と仮定して計算を行ったが、D90CR のケースを例に挙げると、D90CR のケースにおいては滑動に寄与する地震波 1 波による変位量は 0.34mm であり、こちらのケースの方が模型実験の結果と概ね一致す

る。したがって、それぞれのケースに応じて有効な地震波の数が存在すると考えられるために変位量に差異が生じたものと考えられる。

5. まとめ

本研究では、地震時に補強領域が一体化することに着目して、ニューマーク法の概念を用いて壁体内に地下水が存在するアンカー式補強土壁の滑動モードにおける地震時変位量を算定した。その結果、計算過程で様々な仮定を設けたが、本手法は模型実験の結果と差異が生じるケースがあるものの、概ね実験と同程度の変位量を得られることが確認された。したがって、本研究では計算を簡易にするために省略した側面摩擦や想定する変形モード等に改良を施すことで実際の構造物に対しても適用できる可能性があると考えられる。

また、本研究では補強領域背後に給水タンクが存在する境界条件の下で計算を行ってきたが、実際に補強土壁が施工される際には背後に地山が存在する箇所に設置される場合があるため、そのケースについても検討する必要があると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針(平成24年度版), pp. 39-49, 2012.
- 2) Miyata, Y.: Reinforced soil walls during recent great earthquakes in Japan and geo-risk-based design, Earthquake Geotechnical Engineering Design, Michele, M. and Soccodato, C. (eds), Springer, pp. 343-353, 2014.
- 3) 小林睦, 三浦均也, 小浪岳治, 林豪人, 佐藤寛樹: 地下水が高い状態にあるアンカー式補強土壁の地震時被災メカニズムに関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.13, No.2, pp.123-134, 2018.
- 4) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針(平成24年度版), pp. 234-236, 2012.
- 5) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル(第4版), pp.50-51, 2014.
- 6) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針(平成24年度版), pp. 325-335, 2012.
- 7) Newmark, N.M.: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-160, 1965.
- 8) 大谷義則, 佐藤登, 三平伸吾, 古関潤一: 補強土壁の耐震性評価におけるニューマーク法の有効性, 第54回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1505-1506, 2019.
- 9) 中島進, 古関潤一, 渡辺健治, 館山勝: 補強土擁壁の地震時変位量計算手法の構築及び実被害事例への適用, ジオンセンティ
- ックス論文集, Vol.23, pp.201-208, 2008.
- 10) 鉄道総合技術研究所: 平成19年1月 鉄道構造物等設計標準・同解説—土構造物, 丸善株式会社, pp.650-654, 2007.
- 11) 市川智史, 末政直晃, 片田敏行, 豊澤康男, 島田俊介: 壁面剛性の異なるアンカー式補強土壁の遠心場振動台実験, 土木学会論文集 C, Vol.62, No.4, pp.767-779, 2006.
- 12) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針(平成24年度版), pp. 97-109, 2012.
- 13) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル(第4版), pp.72-73, 2014.
- 14) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル(第4版), p.66, 2014.
- 15) 松井謙二, 前田良刀, 落合英俊, 李向新, 市川博康: 岡垣砂を用いた支持力実験用土盤の作成とその力学特性, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集, pp.528-529, 1995.
- 16) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針(平成24年度版), p.243, 2012.
- 17) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル(第4版), p.70, 2014.

海溝型および直下型地震が泥岩高盛土の変形挙動に及ぼす影響 Numerical study on effect of two types of seismic wave on mudstone embankment behavior

犬飼翔吾¹, 酒井崇之², 中野正樹²

- 1 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 inukai.syogo@i.mbox.nagoya-u.ac.jp
2 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻

概 要

泥岩盛土は造成後、スレーキング進行に伴い耐震性能の低下を引き起こす。現在、供用している高速道路盛土にも多くの泥岩盛土があり、スレーキングが進行している盛土に対し、海溝型・直下型と性質が異なる巨大地震が発生した際の安全性を事前に評価することは非常に重要である。そこで本研究では、実際の泥岩盛土を対象に、地盤調査および室内土質試験を実施し、弾塑性構成モデルによる再現計算から、スレーキングが進行した泥岩盛土の物性及び現在の状態を把握した。その後、海溝型・直下型レベル2地震動による当盛土の地震時挙動の把握を試みた。なお、2つの方法で解析モデルの妥当性も確認した。その結果、海溝型地震は2つの大きな加速度群を有することから、長時間の繰り返し载荷を受けることもさることながら、第一波により剛性が低下した状態で第二波を受けることで、せん断ひずみが進展し大変形が生じた。また大変形には盛土の共振の可能性も示唆された。一方で直下型地震は、最大加速度は海溝型地震と同程度ではあるものの、地震動が短く1つの波であったことから大変形に至らなかった。

キーワード：泥岩，盛土，地震応答解析

1. はじめに

近い将来起こるとされる南海トラフ巨大地震など巨大地震に対し、緊急輸送経路としての機能を発揮すべき高速道路、特にその基盤となる盛土において、常に耐震性を確保しておくことは非常に重要である。しかし、高速道路での試料として多く用いられている、日本各地に分布する第三紀・新第四紀の粘土・シルトから成る泥岩で造成された盛土は、降雨や地下水の影響により泥濘化・細粒化する「スレーキング現象」によって、時間の経過とともに強度低下が生じることが多い。既往研究^{1),2)}が示すように、泥岩砕石集合体試料に対する室内試験では、乾湿繰り返しによるスレーキング進行に伴い、強度が低下することが確認されている。また、2009年に発生した駿河湾沖を震源とする地震による東名高速道路牧之原SA付近の盛土崩壊も、スレーキングが原因の1つであることが調査により示されている³⁾。上記の崩壊において、Nakano et al.⁴⁾は、泥岩のスレーキング現象を、土の骨格構造概念で表現し、水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA**⁵⁾によって再現を行い、盛土下部に存在した泥岩のスレーキング、それに伴う強度低下が盛土崩壊の原因であることを示した。しかしながら、スレーキングに伴う沈下の問題については長年議論されてきているものの、耐震性との関係についての議論

はまだ不十分である。

そこで本研究では、供用後15年以上経過した泥岩高盛土を対象に、ボーリング、サンプリング、室内試験をはじめ詳細な地盤調査を行い、スレーキングが進行している泥岩高盛土を詳細に数値計算上でモデル化した。そしてモデル化の妥当性を確認した後、作製したモデルを用いて海溝型および直下型地震が起こった場合の変形挙動について、数値解析により評価する。なお盛土の数値解析には、**SYS Can-clay model**⁶⁾を搭載した、水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA** を用いた。

2. 地盤調査による対象盛土の特徴と層分類

2.1 盛土の概要

図1は本研究の解析対象となる盛土断面である。対象とする盛土は、2001年7月から工事が始まり、供用14年後の2018年7月～11月に詳細な地盤調査が行われた。図1に4地点のボーリングの位置を示す(図中の Bor.1～Bor.4)。また、調査期間内における観測最高地下水位及び最低地下水位も、自記水位計により得られている。本盛土は、低地に造成されており、法尻側に谷川が存在している。そのため、上流側の Bor.4 地点では地下水位が高く、下流側の Bor.2 地点から法尻にかけて、地下水位が低くなっており、

地下水が盛土上部から法尻に向かって常に流れている。季節変化による水位変動に加え、全 4 地点において、降雨による地下水の変動も確認されており、盛土中央では地下水の変動が大きく、乾湿の繰り返しをより経験していることが考えられる。

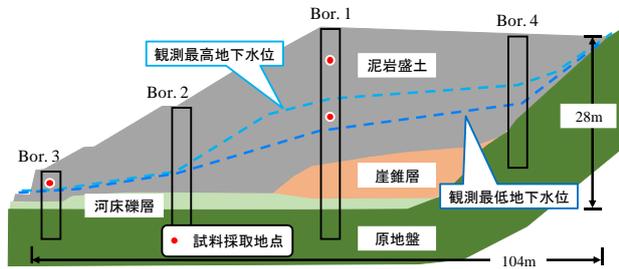


図1 調査断面

2.2 建設時と現在の泥岩のスレーキング率の変化

建設時に実施した岩のスレーキング率試験では、スレーキング率が 6.6~15.2%と低い値を示していた。しかし、地盤調査時に採取した試料を用いた同試験では 73.9%であり、建設時の結果と大きく異なった。同じ泥岩と仮定すると、建設時に低いスレーキング率であったとしても、長年の乾湿繰り返し作用によって、スレーキング率が変化することを意味している。そのため、スレーキング率は泥岩固有の値でないことに注意が必要であり、盛土材料選定の指標とすることは危険であることが示唆される。またほかのスレーキングを評価する試験においても、いくつかの問題点が指摘されている⁷⁾。そのため、スレーキング特性を正確に知るためには、乾湿を繰り返す回数を増やすなど、工夫が必要である。

2.3 盛土内の物性値と層分類

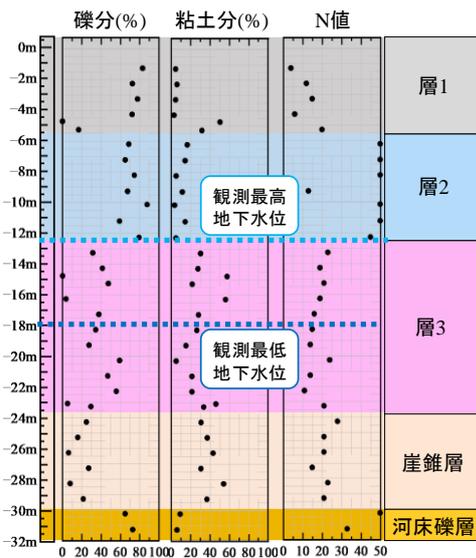


図2 ボーリング試料より得られた物性値 (Bor. 1)

ボーリング調査が行われた 4 地点の代表値として、図 2 に Bor.1 の深さ方向の粒度と N 値を示す。礫含有率は、

地表面から深さ 10m 程度までは 60%以上であるのに対し、深度 12m 付近にある観測最高地下水位以下ではほとんどが 50%以下である。一方で、粘土分含有率は地下水位以下において高い。ここでの礫とは粒径の大きい泥岩岩砕が主体であり、地下水位以下では、細粒化が進行していることがわかる。また、N 値は地表面付近では 10 程度とやや小さいものの、礫分含有率の多い深度 10m 付近では 50 を超えている。加えて、地下水位以下でも 20 程度あることから、盛土内の状態として軟弱ではないことが予想される。これらの物性値の違いに加え、地表面から深度 6m 付近までには別の工区からの盛土材料を用いていることも考慮に入れ、図 2 の右端に示す通り、泥岩盛土内を 3 層に分類した。以降では、泥岩盛土内の材料を層 1、層 2、層 3 と呼ぶ。

3. 解析条件

3.1 有限要素メッシュと境界条件

解析には水～土骨格連成有限変形解析コード *GEOASIA* を用いた。図 3 に本解析に用いた盛土造成後の有限要素メッシュ及び境界条件を示す。解析は平面ひずみ条件で行い、側面領域は、解析結果に影響を与えない盛土幅の 20 倍程度である 2000m とした。盛土・基盤ともに完全飽和状態を仮定しており、地震時には底面水平方向に粘性境界 ($V_s=700\text{m/s}$) を与えた⁸⁾。3 層からなる盛土部分は 2.3 節で示した物性値による層分類を他の 3 地点についても行うことで決定した。本解析では、盛土天端における傾斜については、水平とし、河床礫層・崖錐層・原地盤を基盤部分として計算を行った。

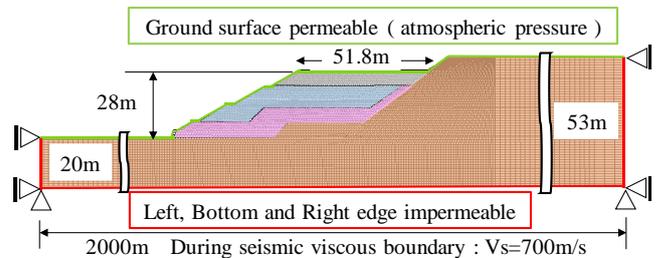


図3 有限要素メッシュと境界条件

3.2 材料定数と初期値の決定

盛土各層の材料定数を決めるため、Bor.1 から層 1、層 2、Bor.3 から層 3 の不攪乱試料を用いて室内試験、及び SYS Cam-clay model による試験結果の再現計算を実施した。力学試験に用いた試料の採取位置は図 1 に示す。なお、別途 $425\mu\text{m}$ 以下の試料を用い、練返し試料および再構成試料を作製、力学試験を実施した。ここでは、再構成試料に対する三軸圧縮試験結果およびその再現結果を図 4 に示す。再構成試料は、予圧密過程における骨格構造の発展は考慮するものの、通常の土はその発展程度は小さい。それよりも骨格構造などの状態量に依存しない、土そのものの固有の物性である、弾塑性パラメータを決定づける。

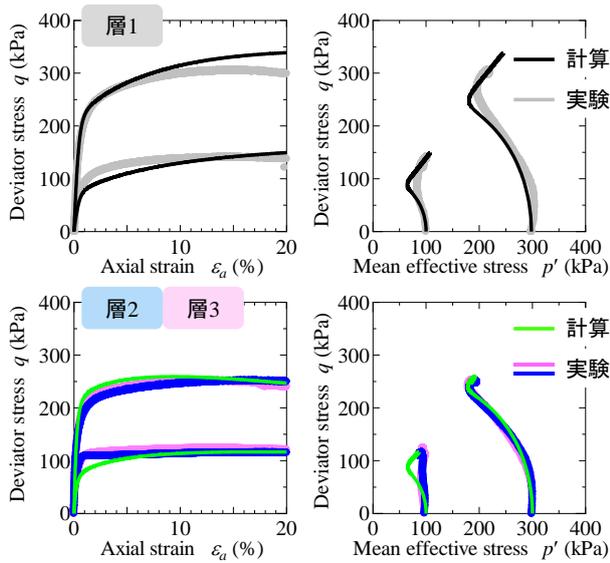


図4 再構成試料でのCUB試験結果と再現結果

図5に層1, 2, 3において実施した, 不攪乱試料での三軸試験結果を示す. 再現計算の際の土試料の初期値は, 採取深度に盛土された時とした. したがって盛土天端までの造成過程は, 試料が採取された深度を参考に一次元圧縮, サンプリング過程は非排水除荷, ボーリングコアからの抜出は等方除荷で仮定し, その後三軸試験の計算を行った. すなわち, 本再現計算は, 盛土造成過程から試験を行うためのサンプリング過程までを, 室内試験で模擬している. 図に示すように, どの層においても, セン断ひずみ-軸差応力関係, 平均有効応力-軸差応力関係ともによく再現できている. 先の練返し試料・再構成試料の再現計算より得られた材料定数をもとに, 今回の不攪乱試料の再現計算より, 状態量の初期値を得た. それらの結果を表1に示す. 練返し試料および再構成試料での試験結果において, 層2と層3での力学挙動が同じであったため, 層2と層3の材料定数は同値とした. 基盤部分の材料定数については, 層2・層3と同じ土が長年にわたって堆積したとし, また地震時に変形しないように初期比体積を小さくし, 材料定数は同じとしている. 図6に状態量の決定に用いた不攪乱試料の粒径加積曲線を示す. 層1・層3の粒度分布は, 細粒分を非常に多く含んでおり, スレーキングが進行していることがわかる. そのため本解析は, 調査時の実盛土よりスレーキングが進行した状態に対し実施している.

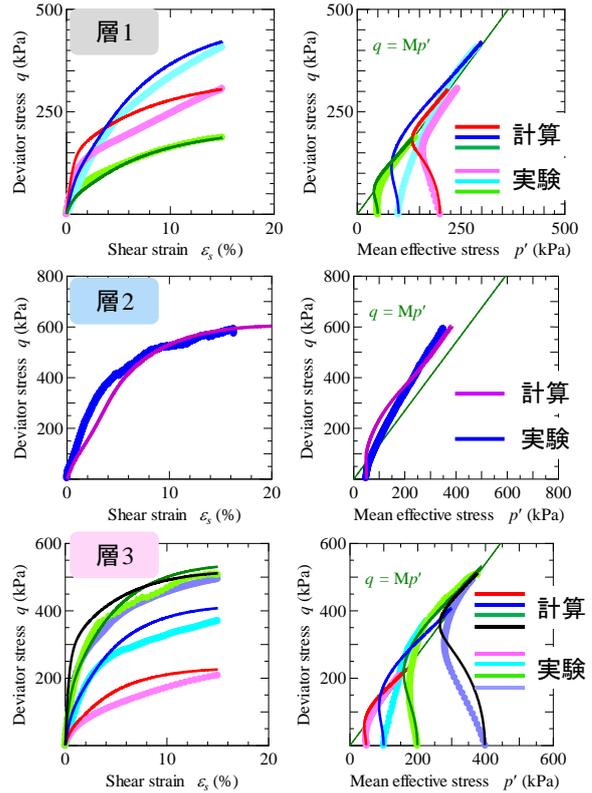


図5 各層におけるCUB試験と再現計算の結果

表1 盛土の材料定数・状態量の初期値

材料名		層1	層2	層3
弾塑性パラメータ				
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.085	0.080	0.080
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.015	0.018	0.018
限界状態定数	M	1.375	1.350	1.350
NCLの切片	N	1.350	1.380	1.380
ポアソン比	ν	0.300	0.150	0.150
発展則パラメータ				
正規圧密土化指数	m	0.200	0.300	0.300
構造劣化指数 ($b=c=1$)	a	0.400	0.500	0.500
塑性指数	c_s	0.100	0.100	0.100
回転硬化指数	b_r	0.010	0.010	0.010
回転硬化限界定数	m_b	1.000	1.000	1.000
物性				
透水係数(cm/sec)	k	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-7}
土粒子密度(g/cm ³)	ρ_s	2.727	2.650	2.697
初期値				
比体積	v_0	1.453	1.410	1.504
構造の程度	$1/R^*_0$	10.0	6.76	45.0
異方性	ζ_0	0.000	0.800	0.000
応力比	η_0	0.100	0.000	0.160

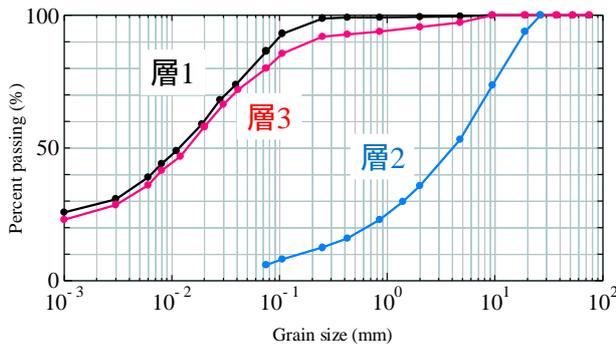


図6 解析に用いた不攪乱試料の粒径加積曲線

3.3 海溝型および直下型地震を想定した入力地震動

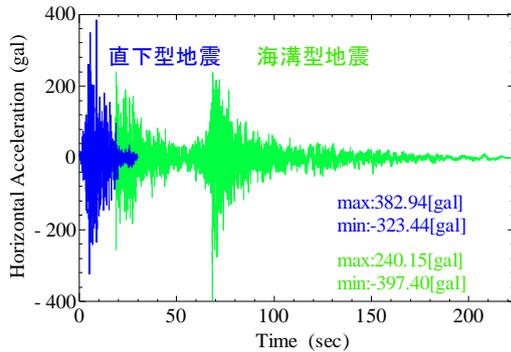


図7 耐震性評価に用いた入力地震動

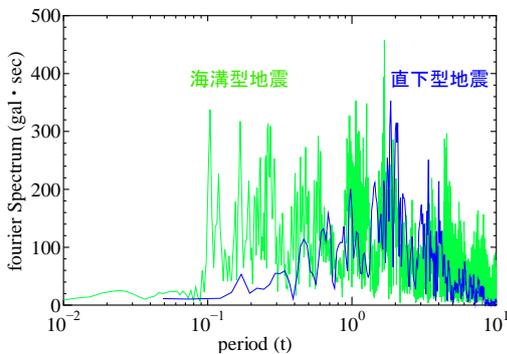


図8 入力地震動のフーリエスペクトル

図7は数値解析に用いた2つの入力地震動⁹⁾、図8は2つの地震動のフーリエスペクトルをそれぞれ示す。青線は兵庫県南部地震の地震動であり、直下型レベル2地震動である。地震動継続時間は30秒であり、卓越周期を2秒付近に持つ。黄緑線は東日本大震災において、仙台河川国道事務所にて観測された地震動であり、海溝型レベル2地震動である。地震動継続時間は223秒で、短周期(0.1秒)～長周期(4秒)と広範囲で大きな値を持つ。また、地震動開始から50秒までとそれ以降で2つの大きな加速度群が示されるという特徴を持つ。本研究では、最大加速度がほとんど同じである両地震動を、直下型地震と海溝型地震として比較を行う。

3.4 解析の流れ—盛土造成から地震動入力まで

まず傾斜地盤の有限要素メッシュを作成し、次に盛土を築造した。盛土築造は、水～土二相系弾塑性体として高さ約1.0mの有限要素を追加することによって表現された¹⁰⁾。この際、施工速度は0.05m/dayと仮定した。メッシュの追加順は、施工履歴を参考にした。その後、当該盛土において2009年に発生した地震動を地盤メッシュの下部境界の全節点に入力した。その後、調査時である2018年まで圧密放置を実施し、3.3節上記の2種類の地震動を、同様に下部境界の全節点に入力した。

4. 本解析の妥当性

本解析の妥当性を確認するため、1)盛土造成5年後に発生した地震に対する盛土の変形挙動、2)盛土完成から約15年が経過した地盤調査での土要素の挙動を取り上げる。

対象盛土において2009年に比較的大きな地震が1度発生した。そのため、盛土への入力地震動を調査・設定し、本解析においても与えることで、解析結果の定性的な評価を行った。図9に地震動入力直後のせん断ひずみ分布を示す。せん断ひずみの大きな進展はなかったが法尻(node-1)において、地震終了後50秒までに約20cmの側方変位が生じた。一方、現場での盛土挙動については、大きな崩壊は起きておらず、計測はされていないものの法尻でのほらみ出しが報告されている。以上より、解析結果は定性的に実盛土と同様な挙動が確認できた。

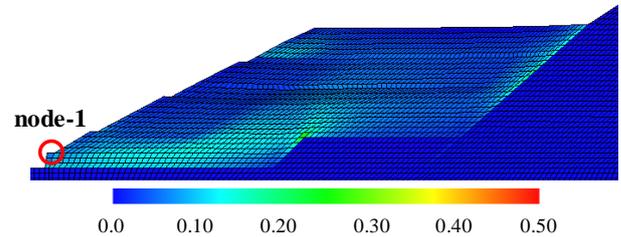


図9 2009年の地震動後のせん断ひずみ分布

図10に解析から得られた2018年の調査時における平均有効応力分布を示す。層1(element-1)、層2(element-2)、層3(element-3)の土要素は、調査時の不攪乱試料の採取位置を示している。図11は、各土要素において三軸試験の構成式積分を行った結果と、不攪乱試料での三軸試験結果との比較である。どの層においても三軸試験における力学挙動を再現できている。すなわち、盛土材料の初期状態、材料定数は妥当であったことが確認できた。

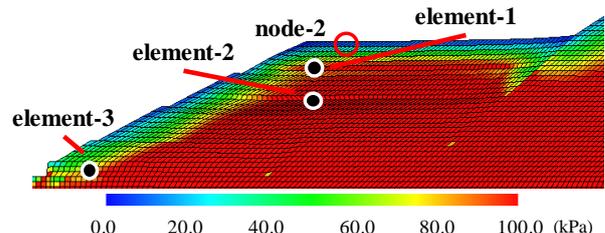


図10 調査時における解析上での平均有効応力分布

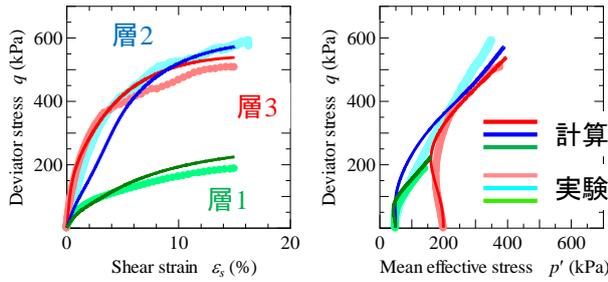


図11 力学試験との比較

5. 海溝型および直下型地震を想定した入力地震動による盛土の変形挙動

5.1 直下型地震に対する盛土の変形挙動

図12に地震終了時のせん断ひずみ分布を示す。図に示すように、大変形は起きなかったが、法尻及び盛土下部においてせん断ひずみが25%程度生じた。また、図13は入力地震動と盛土天端 (node-2) におけるフーリエスペクトルの比較を示す。node-2においては、周期4秒程度が卓越しており、直下型地震動における卓越周期である2秒からはずれており、共振は起きなかった。

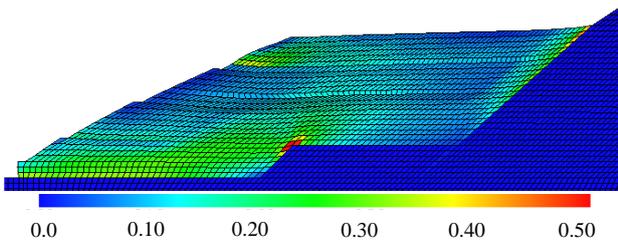


図12 直下型地震後のせん断ひずみ分布

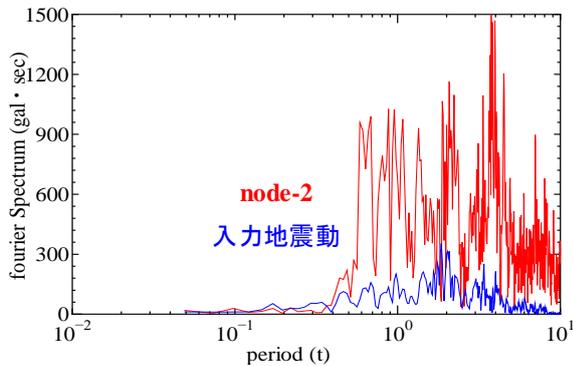


図13 直下型地震動におけるフーリエスペクトルの比較

5.2 海溝型地震に対する盛土の変形挙動

図14にせん断ひずみ分布、図15に平均有効応力分布を示す。図には、(a)1つ目の加速度群が伝わった後の地震開始から50秒後、(b)地震終了時をそれぞれ示している。(a)より、1つ目の加速度群では法尻や盛土下部にせん断ひずみが生じたが、大きなせん断ひずみの進展は生じなかった。しかし、平均有効応力は地震直前(図10)と比較すると低下している。これにより、盛土の剛性が低下するため、2つ目の加速度群が伝わった際に、大きなせん断ひずみが法尻や盛土下部で進展し、(b)のように大変形が生じた。

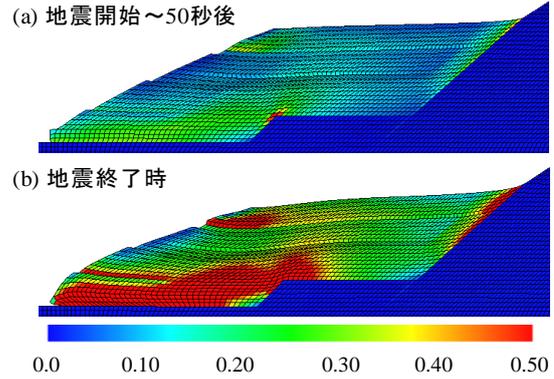


図14 海溝型地震時のせん断ひずみ分布

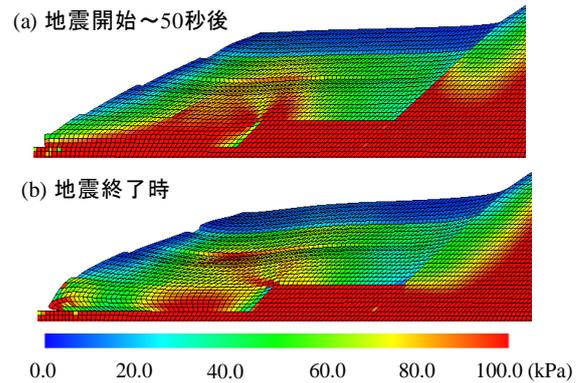


図15 海溝型地震時の平均有効応力分布

図16は入力地震動と盛土天端 (node-2) におけるフーリエスペクトルの比較を示す。地震時に顕著な平均有効応力の低下が生じているため、盛土の固有周期も変動している。そのため、様々な周期を持つ海溝型地震に対して、盛土が共振し、変形がより大きくなったことが考えられる。

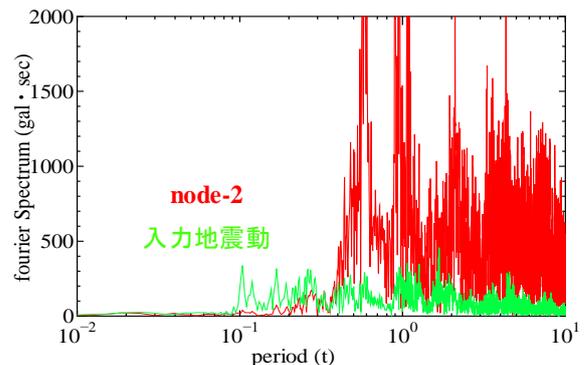


図16 海溝型地震におけるフーリエスペクトルの比較

5.3 2つの地震動における法尻挙動

両地震動において、法尻からせん断ひずみの進展が確認できた。そのため、法尻の要素 (element-3) における地震時挙動を示す。図17が直下型地震、図18が海溝型地震である。直下型地震では、大きな平均有効応力の低下は起こらず、顕著な水圧の上昇も生じなかった。また、過圧密の解消も顕著ではない。一方、海溝型地震では2つの加速度群(50~100秒)において、せん断ひずみが大きく進展した。特に2つ目の加速度群は1つ目の加速度群よりも加速度が

大きいため、せん断ひずみがより進展した。直下型地震と比べると、両加速度群により過圧密の解消および構造の劣化が生じている。大きな加速度群が終了した100秒以降については、塑性圧縮しながら、顕著な水圧の上昇がみられた。これにより土の剛性が低下するため、地震動の振幅が小さくてもひずみが進展していく。

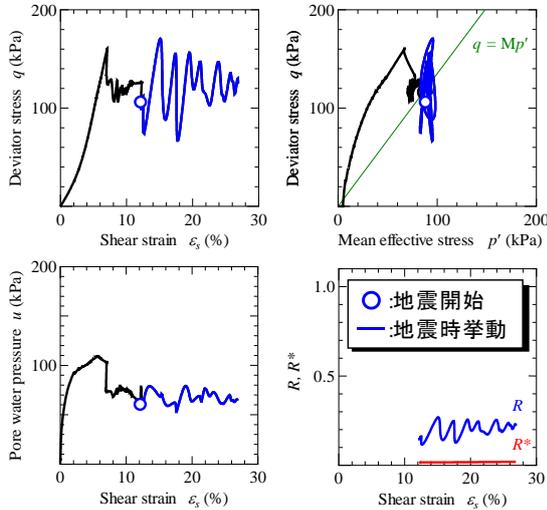


図17 直下型地震における法尻の要素挙動

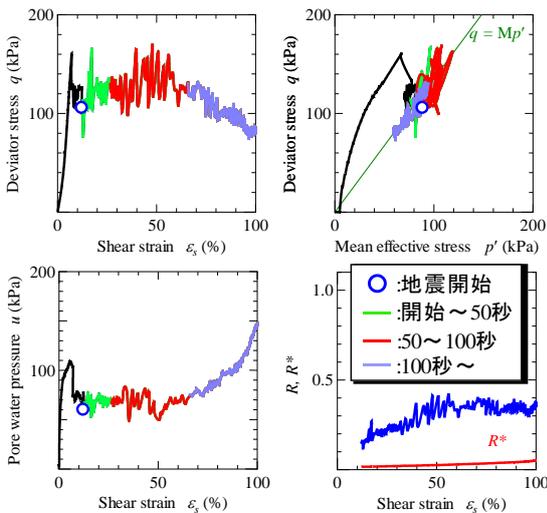


図18 海溝型地震における法尻の要素挙動

6. おわりに

本稿では、実盛土にボーリング調査を行い、採取した試料に対し力学試験を実施した。その結果をもとに、SYS Cam-clay model を搭載した水～土骨格連成有限変形解析コード **GEOASIA** を用いて、集水地形・傾斜地盤上にある泥岩高盛土の耐震性評価を行った。以下に結論を述べる。

- 1) 調査時に不撓乱試料による力学試験を行った地点と、同地点の要素の状態量及び材料定数を用い、試料採取の過程を模擬した上で三軸圧縮試験を計算したところ、実験結果を再現でき、用いたパラメータの妥当性を確認することができた。

- 2) 調査により地下水位以下ではスレーキングが進行していることがわかった。施工時と現地調査時ではスレーキング率が大きく異なり、スレーキング率を材料選定の指標とすることは危険である。そのため、スレーキング特性を把握するためには、乾湿回数を増やすなど改善する必要がある。
- 3) 海溝型地震では、長時間にわたり繰り返し载荷を受けることで、より法尻でのせん断ひずみが進展した。また、1つ目の加速度群により平均有効応力が減少した上で、2つ目の加速度群を受けることによりせん断ひずみがより進展した。さらに、平均有効応力の変化により盛土の固有周期が変化するため、共振する可能性が示唆された。一方で直下型地震では、地震動が短いこと、共振していないことから、大変形に至らなかった。

今回用いた海溝型地震レベル2に対し、スレーキングが進行した泥岩高盛土は大変形を呈した。入力値としてのレベル2地震動が、通常の地震動よりも著しく大きいことが原因の一つと考えている。しかしもう一つ、やはり泥濘化の進んだ泥岩高盛土であるということも、理由として挙げべきであると思う。

今後は、このような脆弱化した泥岩高盛土の耐震補強工法を数値解析から提案してゆく必要がある。

参考文献

- 1) Keshab Sharma et al. (2017) : Effect of slaking on direct shear behaviour of crushed mudstones, *Soils and Foundations*, Vol.57, pp.288-300.
- 2) Sakai, T. and Nakano, M. (2019) : Effects of slaking and degree of compaction on the mechanical properties of mudstones with varying slaking properties, *Soils and Foundations*, Vol.59, No.1, pp.56-66.
- 3) 齊藤康博, 鳥本康弘 (2011) : NEXCO 中日本における防災への取組み, 第20回調査・設計・施工技術報告会, pp.1-2.
- 4) Nakano, M. and Sakai, T. (2016) : Interpretation of slaking of a mudstone embankment using soil skeleton structure model concept and reproduction of embankment failure by seismic analysis, *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, Vol.2, No.5, pp.282-287.
- 5) Noda, T. et al. (2008) : 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.
- 6) Asaoka, A. et al. (2002) : An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57.
- 7) Jianfeng Qi, et al. (2015) : Slaking Process and Mechanisms Under Static Wetting and Drying Cycles Slaking Tests in a Red Strata Mudstone, *Geotech Geol Eng*, Vol.33, pp.959-972
- 8) William, B. et al. (1975): Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol.65, No.5, pp. 1315-1336.
- 9) 日本道路協会 : <https://www.road.or.jp/dl/tech.html>.
- 10) Noda, T. et al. (2009): Co-seismic and post seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.5, pp.739-756.

傾斜地盤上の既設高盛土の表層置換・押え盛土工の耐震性に関する数値解析的検討

Numerical study on seismic resistance of surface replacement/counterweight fill for existing high embankment on inclined ground

酒井崇之¹，中野正樹²，稲垣太浩³

- 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
- 3 中日本高速道路株式会社

概 要

日本の高速道路に多く造成された傾斜地盤上の高盛土は、盛土材料によっては脆弱化が進行し、地震時の安定性の低下が懸念されている。本稿は、そのような高盛土の地震時安定性向上のため、盛土表層を掘削し、良質の材料で押える「置換・押え盛土工」を提案し、その耐震性について数値解析的に検討した。

その結果、置換・押え盛土工を実施すると、性質の異なる2つの盛土いずれも耐震性が向上した。また、押え盛土の高さを大きくするほど、押え盛土による補強効果が広い範囲で得られるため、右のり肩の変位が半分以下まで抑制された。しかし、押え盛土の密度が低いとその効果が低下する。国土交通省は、高速道路の安全安心基本計画を策定し、防災機能を強化した道路空間として計画的な4車線化の推進を目指している。4車線化する際に、拡幅工事の必要がある現場では、本報告で示した置換・押え盛土工法を適用することで、車線増加と耐震補強を同時に実施することができ、別々に施工するよりも時間的・経済的に合理的な施工が可能となる。

キーワード：盛土，地震応答解析，押え盛土，耐震補強

1. はじめに

近年、能登半島地震、駿河湾沖を震源とする地震、東北地方太平洋沖地震などで盛土崩壊が起こっており、盛土の耐震対策は喫緊の課題となっている。既設盛土の場合、耐震性向上のための手段は限られており、鉄筋を用いた棒状補強が一般に提案されている。しかし、傾斜地盤上の盛土の場合、集水地形となり、盛土内の地下水位が高いことが多い。地下水位の増減などにより盛土材料が脆弱化したり、地震によって水圧が発生したりすると期待通りの補強効果が得られない恐れがある。また、鉄筋の劣化が起きるため、長期耐久性にも問題がある。

そこで、棒状補強に代わる耐震性向上の工法として、「置換・押え盛土工」を提案する。本工法は、脆弱となった既設盛土の一部をのり面表層から取り除き、良質な土で置換、そしてその土に押え盛土の機能も持たせるのである。良質土を用いることで棒状補強と比べてメンテナンスフリーな補強工法になると考えられる。

本研究では、置換・押え盛土工が、傾斜地盤上の既設高盛土の耐震性を高めるか否かについて、特に、押え盛土の密度・形状に注目して、数値解析により評価する。なお、解析には、土骨格の構成式としてSYS Cam-clay model¹⁾を

搭載した水～土連成動的／静的有限変形解析プログラムGEOASIA²⁾を用いた。

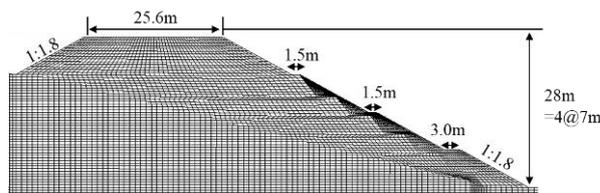


図1 解析対象盛土

2. 解析条件

図1は本解析で解析対象とした盛土を示す。天端幅25m、高さ28m、のり面勾配1:1.8の盛土であり、片側1車線の道路盛土を想定した。傾斜地盤は、1:4の勾配で、段切処理が行われており、段切の高さは1m、幅は4mである。

表1は本研究で用いる盛土と傾斜地盤の材料定数を示す。盛土材として2種類を選定している。盛土材Aは著者らが能登半島地震で崩壊した盛土から採取した火山灰質粘性土である。盛土材Bは、砂質土似た特性を持つ材料であり、堤防盛土で使用されている。

盛土材Aは各種室内力学試験と構成式応答による力学

試験結果の再現から、これらの材料定数と初期値を得ている。この材料定数を用いて、能登半島地震における地震後に遅れて崩壊する現象やその崩壊形状を再現している³⁾。盛土材 B に対しても力学試験を実施し、構成式応答による力学試験結果の再現より材料定数を得ている⁴⁾。また、押え盛土材は、締めめやすい良質な盛土材とした⁵⁾。押え盛土材の密度は、2種類とし、それぞれ、締めめ試験(B-c法)で得られた最大乾燥密度の90.95%の密度である。傾斜地盤については、密で透水性の低い地盤と仮定した。

表1 材料定数と初期値

材料名		盛土 A	盛土 B	押え盛土	押え盛土
				90%	95%
弾塑性パラメータ					
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.098	0.110	0.040	0.040
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.030	0.020	0.002	0.002
限界状態定数	M	1.400	1.35	1.75	1.75
NCLの切片	N	2.090	1.765	1.440	1.440
ポアソン比	ν	0.300	0.300	0.200	0.200
発展則パラメータ					
正規圧密土化指数	m	1.700	0.500	5.000	5.000
構造劣化指数 ($b=c=1$)	a	0.300	1.700	10.00	10.00
塑性指数	c_s	0.100	1.000	1.000	1.000
回転硬化指数	b_r	0.300	0.100	0.001	0.001
回転硬化限界定数	m_b	0.500	0.400	0.500	0.500
物性					
透水係数(cm/sec)	k	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}
土粒子密度(g/cm^3)	ρ_s	2.727	2.650	2.697	2.697
初期値					
比体積	v_0	2.300	1.700	1.428	1.350
構造の程度	$1/R^*_0$	7.50	1.30	1.100	1.100
異方性	ζ_0	0.000	0.000	0.000	0.000
応力比	η_0	0.000	0.000	0.000	0.000

図-2 は解析全断面を示す。平面ひずみ条件を仮定し、幅 3000m の地盤で側方の影響が無いように十分広く解析領域を設定した。水理境界は両端と下端を非排水条件とし、地表面を排水条件とし、地表面と水位が常に一定であると仮定した。すなわち、盛土、地盤はともに常に飽和状態である。地震時には、側方要素の反射を考慮し、側方要素単純せん断境界⁶⁾を地盤の両端に設定し、また、地震波の全反射を防ぐために、地盤の下端の水平方向に粘性境界($V_s=700m/s$)を設けた⁷⁾。

まず傾斜地盤の作製を行い、次に盛土を築造した。盛土築造は、図3に示すように水～土二相系弾塑性体として高さ約0.5mの有限要素を追加することによって表現された⁸⁾。この際、施工速度は0.5m/dayと仮定した。盛土築造により発生した水圧が十分消散するまで、圧密を行った後、図4に示す地震動を工学的基盤面にあたる地盤底面全節

点の水平方向に加速度を等しく入力した。なお、入力地震動は兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された地震動のEW成分である⁹⁾。また、地震後の挙動も検討するため、地震入力後に水圧が消散し、定常状態になるまで(今回は20年経過まで)、計算を実施した。

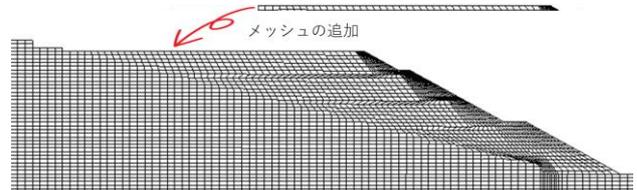


図3 有限要素メッシュの追加

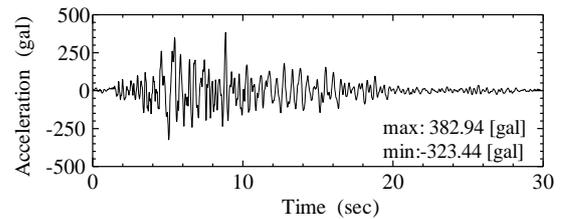


図4 入力地震動

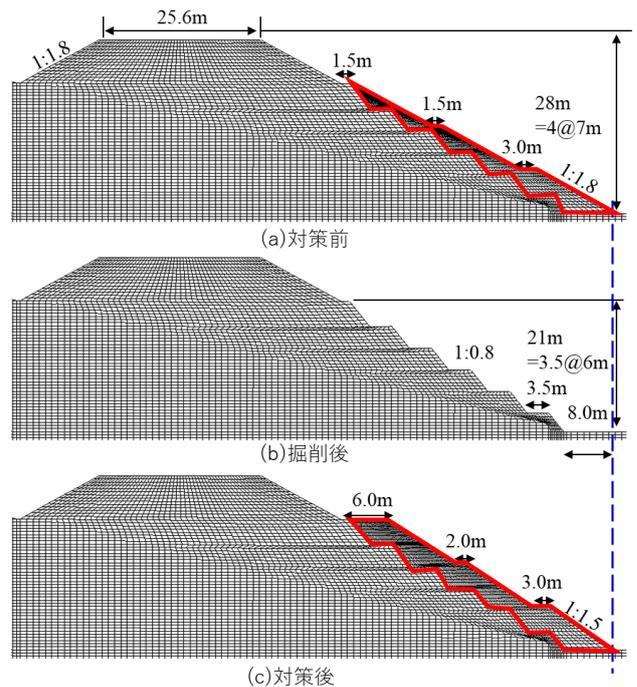


図5 置換工・押え盛土工の手順

置換・押え盛土工の施工手順を、図5に示す。図5(a)に示す対策前の盛土の風化の進みやすいのり面表面を掘削する(b)。その後、押え盛土を築造していく(c)。(b)につ

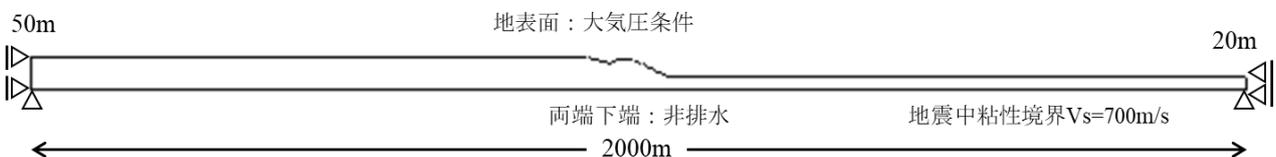


図-2 解析全断面

いては、図6に示すように有限要素メッシュを取り除くことで再現した。この際、図5(a)の赤線で囲った部分を3.5mごとに取り除いた。(c)については、先に示した盛土築造と同じで、水～土二相系弾塑性体として高さ約0.5mの有限要素を追加することによって表現した。押え盛土は図5(c)の赤線で囲った部分である。図5で示した対策を本稿では押え盛土高21mと呼ぶ。なお、実際に施工する際に用地買収の必要がないように、押え盛土ののり尻の位置は、元の盛土ののり尻の位置と同じにした。

図7に置換・押え盛土工で検討したケースを示す。基本ケースに加えて、盛土高さが7m高いケース(押え盛土高28m)、7m低いケース(押え盛土高14m)について検討を行い、押え盛土の大きさによって、耐震性がどの程度変化するのか確認する。

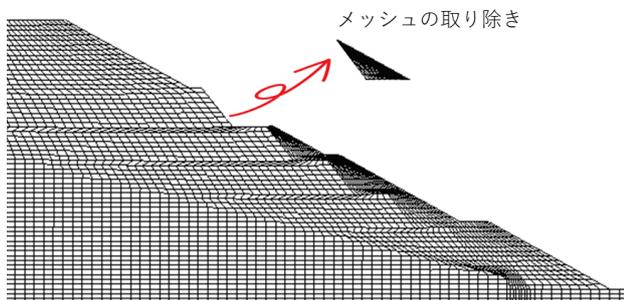


図6 掘削の計算について

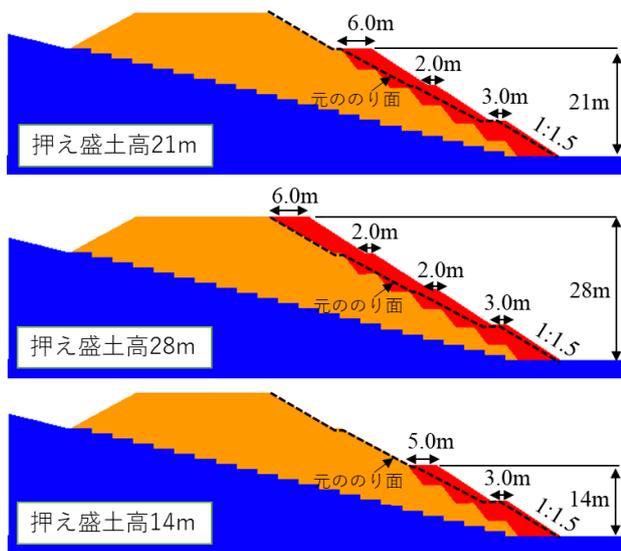


図7 検討した置換・押え盛土工のケース

3. 置換・押え盛土工の効果の検討

図8,9に盛土A, Bの地震発生20年後(地震後に十分時間が経過し、定常状態になった時)におけるせん断ひずみを示す。また、表2,3に盛土A, Bの盛土の右のり肩の沈下量・水平変位を示す。ここでは、3.1で無補強のケースと、基本ケースの比較を行い、3.2で、押え盛土の形状について着目し、3.3で押え盛土の密度に着目し、考察を行う。

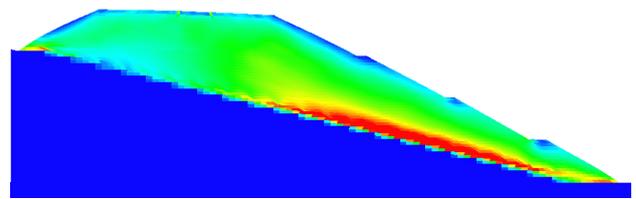


図8(a) 無補強

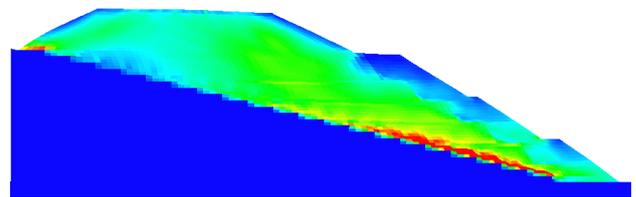


図8(b) 押え盛土高21m 押え盛土90%

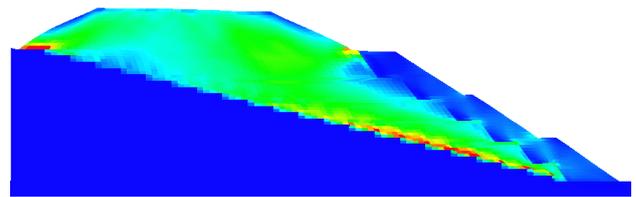


図8(c) 押え盛土高21m 押え盛土95%

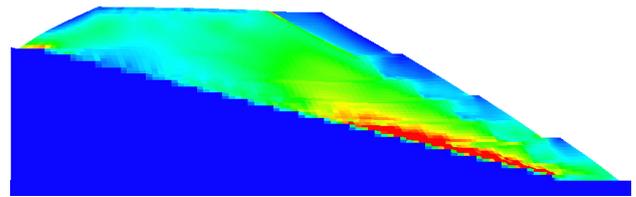


図8(d) 押え盛土高28m 押え盛土90%

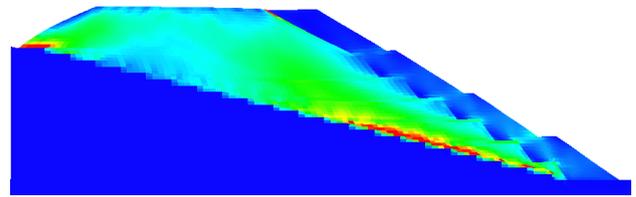


図8(e) 押え盛土高28m 押え盛土95%

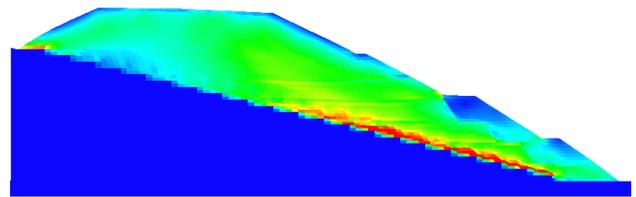


図8(f) 押え盛土高14m 押え盛土90%

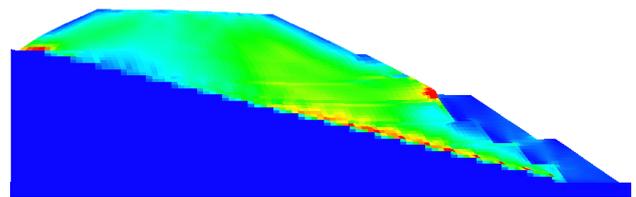


図8(g) 押え盛土高14m 押え盛土95%



図8 地震発生20年後におけるせん断ひずみ分布(盛土A)

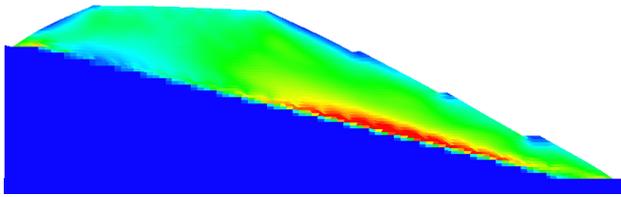


図 9 (a) 無補強

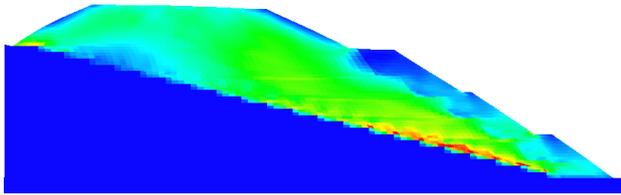


図 9 (b) 押え盛土高 21m 押え盛土 90%

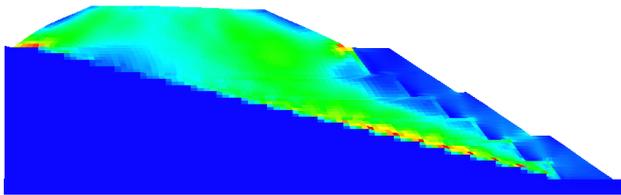


図 9 (c) 押え盛土高 21m 押え盛土 95%

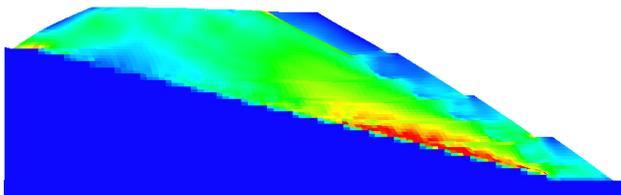


図 9 (d) 押え盛土高 28m 押え盛土 90%

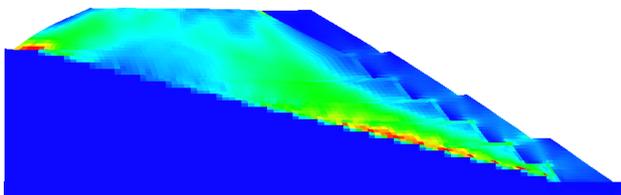


図 9 (e) 押え盛土高 28m 押え盛土 95%

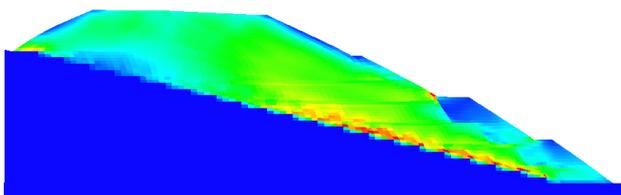


図 9 (f) 押え盛土高 14m 押え盛土 90%

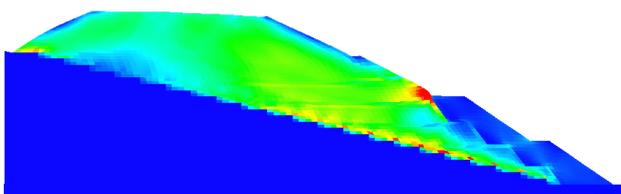


図 9 (g) 押え盛土高 14m 押え盛土 95%



図 9 地震発生 20 年後におけるせん断ひずみ分布 (盛土 B)

表 2 盛土 A の右のり肩の沈下量

	盛土 A	押え盛土の密度	沈下量		側方変位	
			地震直後	20 年後	地震直後	20 年後
(a)	無補強	—	0.9	1.3	1.3	1.8
(b)	押え盛土	90%	0.7	1.1	1.0	1.5
(c)	高さ 21m	95%	0.6	1.0	0.9	1.4
(d)	押え盛土	90%	0.7	1.0	1.1	1.5
(e)	高さ 28m	95%	0.5	0.9	0.7	0.8
(f)	押え盛土	90%	0.8	1.2	1.1	1.6
(g)	高さ 14m	95%	0.8	1.2	1.1	1.6

表 3 盛土 B の右のり肩の沈下量

	盛土 B	押え盛土の密度	沈下量		側方変位	
			地震直後	20 年後	地震直後	20 年後
(a)	無補強	—	1.3	1.7	1.9	2.5
(b)	押え盛土	90%	1.1	1.5	1.6	2.1
(c)	高さ 21m	95%	1.0	1.5	1.5	2.0
(d)	押え盛土	90%	1.1	1.5	1.7	2.2
(e)	高さ 28m	95%	0.8	1.3	0.9	1.1
(f)	押え盛土	90%	1.3	1.7	1.8	2.4
(g)	高さ 14m	95%	1.3	1.7	1.8	2.4

3.1 置換・押え盛土工の盛土変形抑制の効果

図 8, 9 (a)を見ると、補強の場合、盛土と地盤の境目に 30%以上(赤い部分)のせん断ひずみが発生している。押え盛土工・置換工では、盛土と地盤の境目のひずみが、発生しているものの、多くのケースで、せん断ひずみが 30%以上発生している部分(赤い部分)が狭くなっており、盛土全体の変形も小さくなった。また、右のり肩の変位や沈下量については、10~40%程度軽減されている。なお、地震直後から 20 年後にかけて、補強の有無に依らず同程度沈下と側方変位が発生した。これは、地震中に発生した水圧が消散したため発生しており、地震後 10 日ほどで収束した。また、盛土材料に依らず、地震時の変形が小さくなった。

3.2 押え盛土の形状が盛土耐震性に及ぼす影響

本節では、ケース(c), (e), (g)について比較を行う。押え盛土高 28m(ケース(e))については、右のり肩の変位・沈下量がおおよそ 40%程度軽減されており、非常に効果が高かった。一方、押え盛土高さ 14m(ケース(g))については、1 割程度しか軽減できていない。押え盛土高さ 21m(ケース(c))では、30%程度軽減された。以上のことから、押え盛土の高さが高いほど、ひずみが軽減され、右のり肩の沈下量・変位についても軽減された。ただし、押え盛土の高さと変位の低減量は比例するわけではない。

3.3 押え盛土の密度が盛土耐震性に及ぼす影響

押え盛土の密度が小さいケース(ケース(b), (d), (f))については、盛土と地盤の境目のひずみが軽減されておらず、右のり肩の変位量と沈下量は 1 割程度しか軽減されていない。また、押え盛土の高さによらず、右のり肩の変位量と沈下量がほとんど同じになった。押え盛土の密度が大きい場合は、3.2 節で示した通り、押え盛土の高さを大きく

することで、盛土の変形量は小さくなったが、押え盛土の密度が小さいと、その効果が得られない。

3.4 耐震性向上のメカニズム

本節では、無補強、押え盛土高さ 21m、押え盛土高さ 28m の押え盛土の密度が最大乾燥密度の 95% のケースについて比較を行う。まず、盛土全体の分布を比較して、その後、代表要素をピックアップして比較を行う。なお、盛土材に依らず同様の効果が得られているため、盛土材 B のみ結果を示す。

図 10 に地震直前における応力比($=q/p'$)分布を示す。押え盛土を実施することで、青い部分が広がっていることから、応力比が低下していることがわかる。著者ら³⁾は、水平地盤上に建造された盛土が地震により崩壊せず、傾斜地盤上に建造された盛土が崩壊した理由として、地震直前における応力比の高さに着目している。押え盛土を実施することで、応力比が低下することが、安定性の向上につながった。なお、押え盛土高 28m が青い部分が最も広がっているため、押え盛土高 28m が最も耐震性が高くな

たとえられる。

図 11 に地震直前・地震直後における平均有効応力分布を示す。地震直前に着目すると、押え盛土を施すことで図 9 の黒○で囲った部分の平均有効応力が上昇している。後ほど示すが、平均有効応力が上昇することで、比体積が減少した。つまり、密度が大きくなった。地震後の分布に着目すると、盛土全体の平均有効応力が減少している。特に地盤と盛土の境目や盛土の右側については、顕著である。また、押え盛土を施した方が、大きく減少していることがわかる。これは、押え盛土を施した方が、より塑性圧縮挙動を示していることになる。SYS Cam-clay model においては、異方性を考慮しなければ、 $q=Mp'$ よりも上側で塑性膨張（正のダイレイタンス）、下側で塑性圧縮挙動（負のダイレイタンス）を示す。つまり、押え盛土により応力比が低下することで、地震中にも限界状態の下側に応力状態を取ることが多くなり、より塑性圧縮挙動が顕著になったと考えられる。

ただし、地震中に平均有効応力が降下する方が、地盤自体の剛性が低下するために、地震により変形が大きくなる

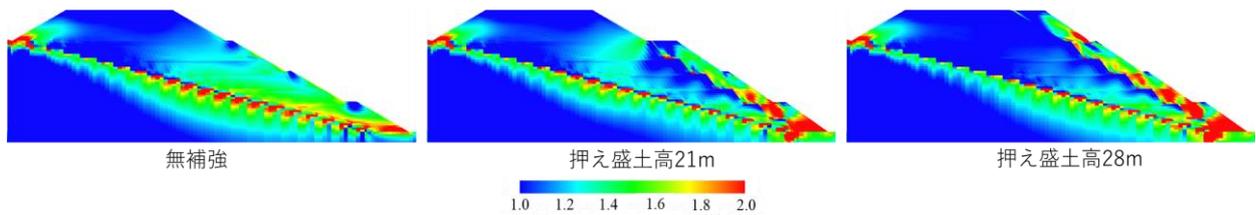


図 10 地震直前における応力比分布

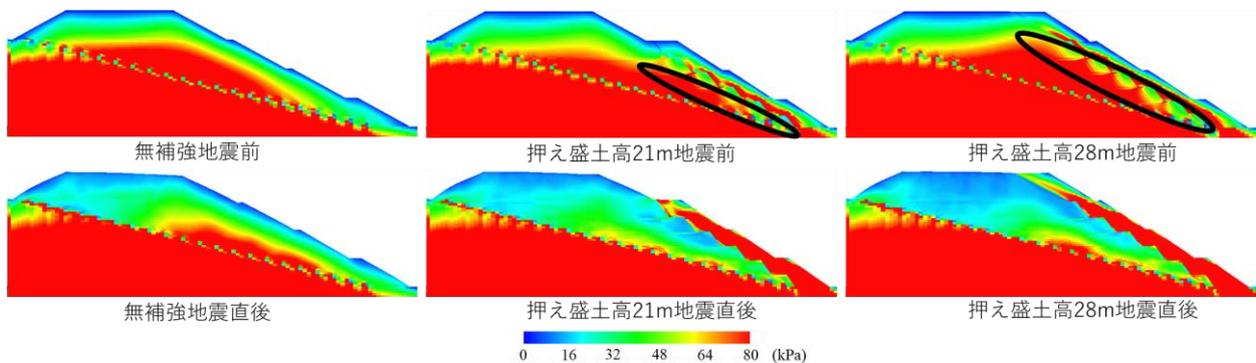


図 11 地震直前・地震直後における平均有効応力分布

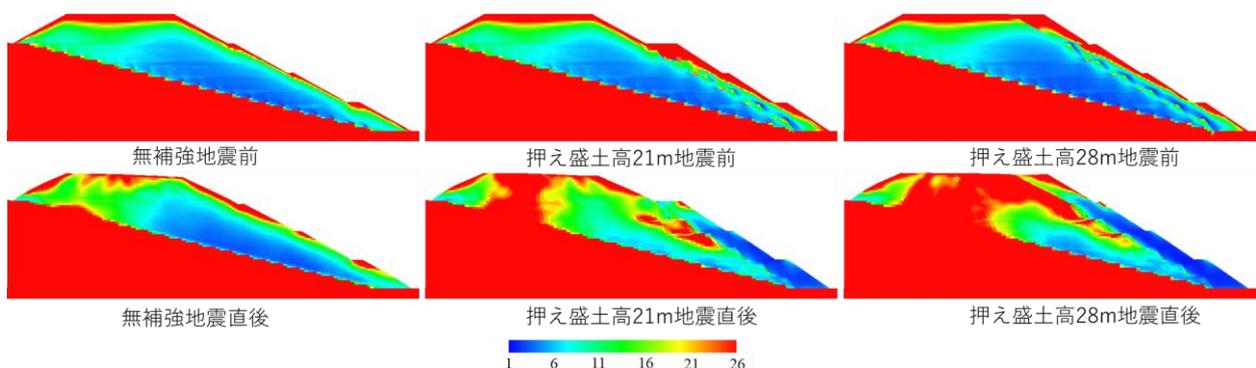


図 12 地震直前・地震直後における過圧密比分布

が、本研究では平均有効応力がより低下している押え盛土高 21, 28m の方が、変形が小さい。この理由について説明する。図 12 の過圧密比の分布に着目すると、押え盛土高 21, 28m の方が、地震直後における過圧密比が大きい。過圧密比が大きくなっている要素については、除荷が顕著になっている。また、過圧密比が大きいほど弾性的な挙動が顕著になるため、変形しづらくなる。以上のことから、置換・押え盛土工の方が、地震による変形が小さくなったと考えられる。

次に代表要素を取り上げ、より詳細に挙動を確認する。図 13 に着目する要素を示す。要素 1 は地盤と盛土の境目であり、無補強では、ひずみが大きく、対策することで、ひずみが軽減された要素である。要素 2 は、無補強や押え盛土高 21m においてひずみが出ており、押え盛土高さ 28m のケースでは、ひずみが抑制されている要素である。

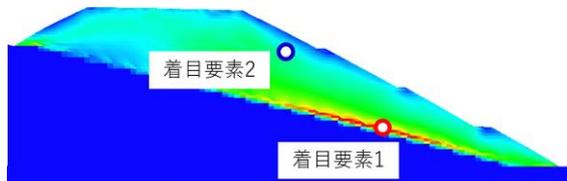


図13 着目要素

図 14~16 に要素 1 の力学挙動を示す。(a)は応力-ひずみ関係、(b)は軸差応力と平均有効応力の関係(有効応力パス)、(c)は間隙水圧とひずみの関係、(d)は比体積と平均有効応力の関係、(e)は構造 R^* とひずみの関係、(f)は過圧密 R とひずみの関係を示す。構造 R^* は構造の程度の逆数、過圧密 R は過圧密比の逆数であり、0 に近いほど構造が高位であり、過圧密比が大きい。まず、(b)や(d)を見ると、地震直前の状態において、図 14 の無補強よりも、図 15, 16 の押え盛土を行った方が、平均有効応力が 10kPa 程度大きくなった。また、平均有効応力の増加により、土の密度が増大した。

地震直前について、無補強では、限界状態線よりも上側に状態を取っているが、押え盛土を行うことで、限界状態線の下側に応力状態を取るようになる(図中 (b))。つまり、押え盛土を行うことで、盛土が受けるせん断力が小さくなる。

地震中では、無補強の場合、応力比($=q/p'$)が高いために塑性膨張挙動が塑性圧縮よりも顕著であり、地震直前よりも地震直後の方が、平均有効応力がわずかに大きくなる(図中 (b))。間隙水圧についても、わずかに大きくなった(図中 (c))。過圧密 R は増減しており、地震終了時には、地震開始時とほぼ同じ値である(図中 (f))。一方、置換・押え盛土工を施した方は、応力比($=q/p'$)が低いために塑性膨張挙動よりも塑性圧縮挙動が顕著であり、地震直前よりも地震直後の方が、軸差応力、平均有効応力が小さくなる(図中 (b))。過圧密 R が減少した(図中 (f))。つまり、地震開始時より過圧密比が大きくなった。このことから、押え盛土を実施することで、地震中の除荷が顕著になった。また、過圧密比が増大するにつれて、弾性的な挙

動が顕著になるので、より変形しづらくなる。

地震後において、無補強では、平均有効応力は微増しているが、比体積がほとんど変化していない。一方、押え盛土を行うと、地震後に正の過剰間隙水圧にの消散に伴い、平均有効応力が回復し、それに伴い比体積が減少した。つまり地震後により密になり安定化した。

押え盛土により盛土内の平均有効応力が上昇し、密度が増大したことで、地震中に発生する軸差応力が低下することが、地震中にせん断ひずみが進展しない理由である。

図 17~19 に要素 2 の力学挙動を示す。(a)~(f)は図 17~19 と同じである。押え盛土高 28m に着目すると、補強メカニズムは要素 1 と同じである。ただし、押え盛土高 21m については、押え盛土による地震直前における平均有効応力の増加や軸差応力の減少や地震中の過圧密比の増加(除荷挙動)といった補強の効果が押え盛土高 28m の時よりも得られていない。これは、着目要素 2 の位置が、押え盛土よりも上にあるためである。このため、押え盛土の高さが高ければ高いほど、補強の効果が得られる範囲が広がるために、押え盛土が高い方が、耐震性が向上する。

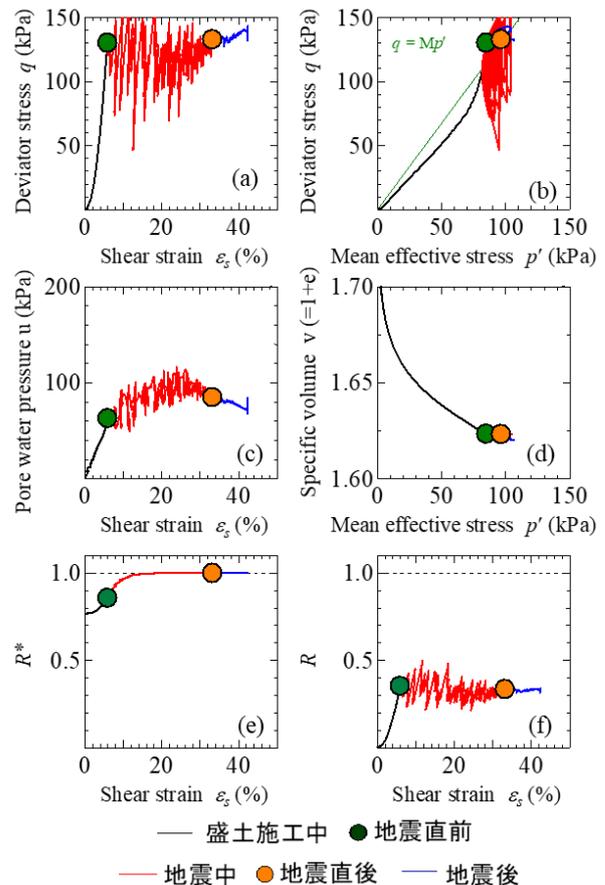


図 14 着目要素 1 の力学挙動(無補強)

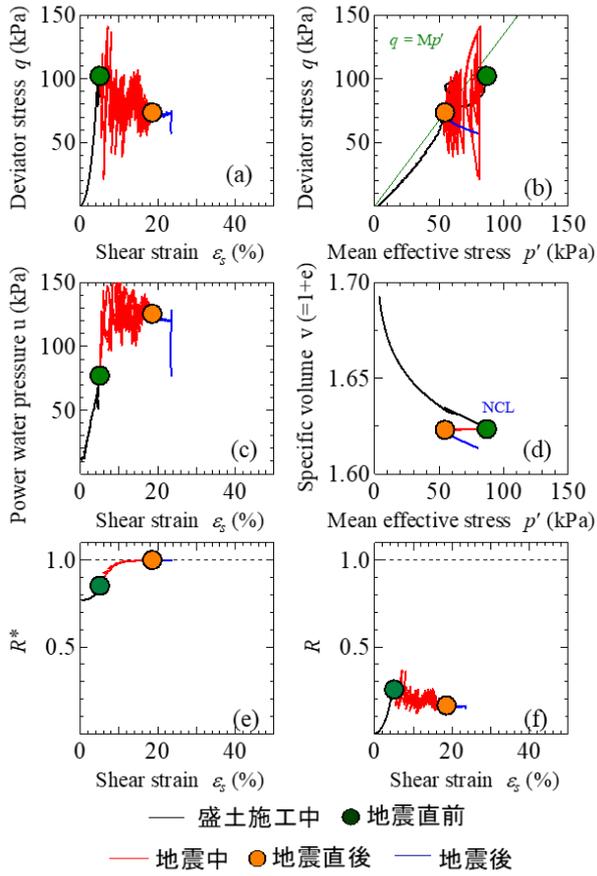


図 15 着目要素 1 の力学挙動(押え盛土高さ 21m)

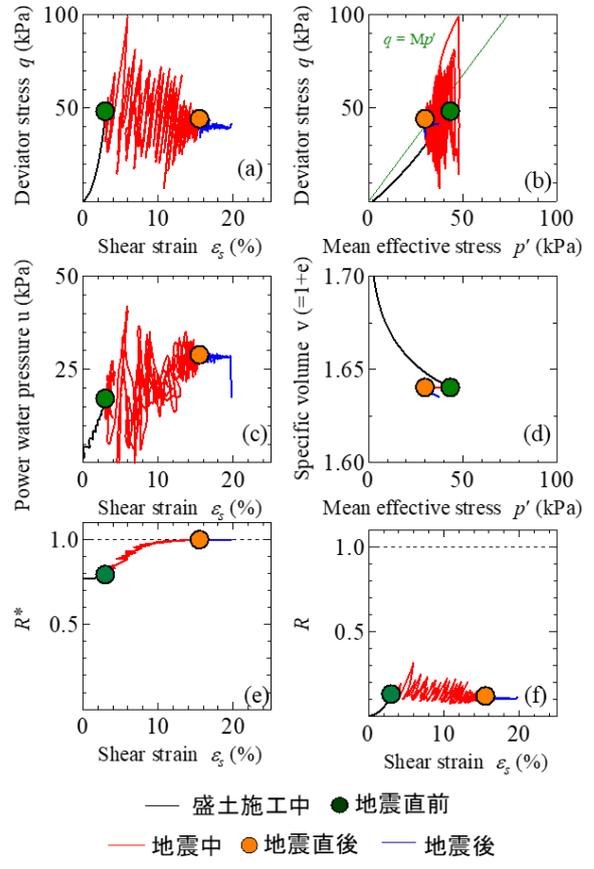


図 17 着目要素 2 の力学挙動(無補強)

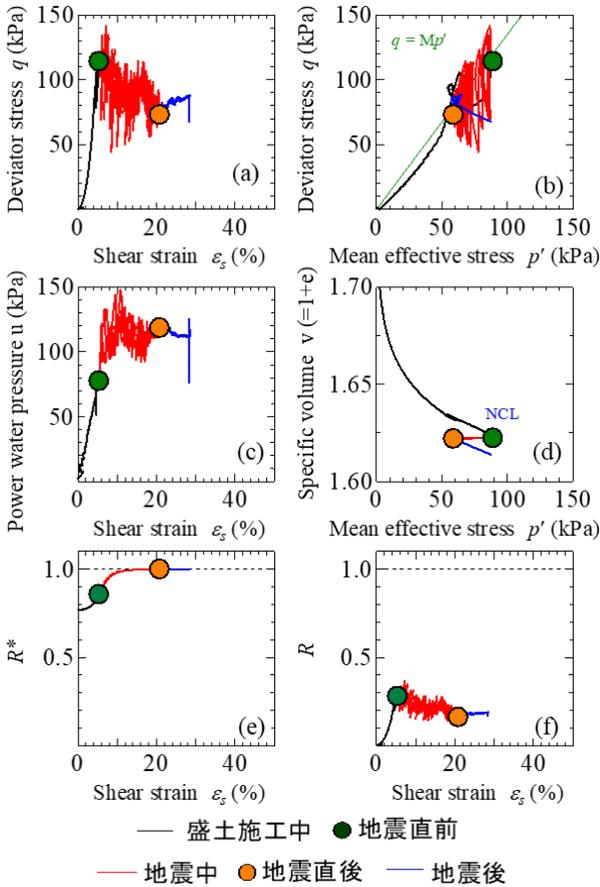


図 16 着目要素 1 の力学挙動(押え盛土高さ 28m)

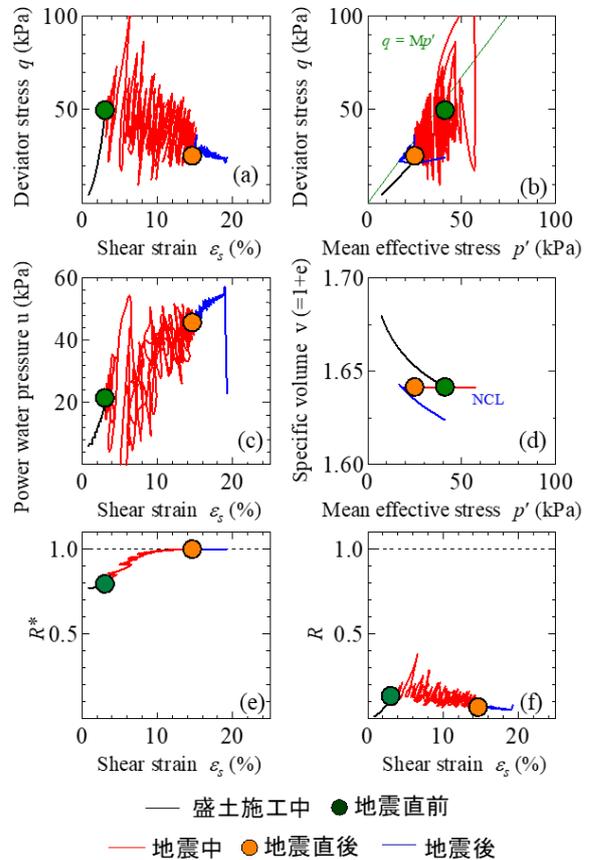


図 18 着目要素 2 の力学挙動(押え盛土高さ 21m)

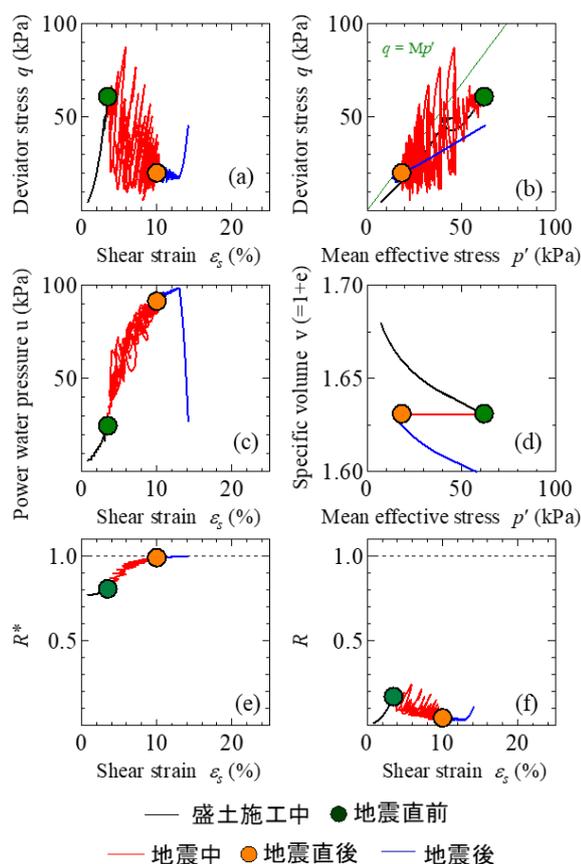


図 19 着目要素 2 の力学挙動(押え盛土高さ 28m)

4. まとめ

本研究では、既設高盛土の耐震対策工として、置換・押え盛土工を提案し、地震応答解析を実施した。また、置換・押え盛土工の耐震性向上のメカニズムを、解析結果を詳細に調べることで明らかにした。以下に得られた結論を示す。

- 1) 無補強と比較して、置換・押え盛土工では、せん断ひずみが軽減された。また、法肩の変位も軽減された。また、砂質土、粘性土のどちらの盛土材に対しても効果が見られた。
- 2) 押え盛土の施工範囲が大きい方が、耐震性が向上しており、押え盛土高 28m の場合、法肩の変位が 50%程度まで軽減した。
- 3) 押え盛土の密度が低いと、押え盛土を高くしても変位が軽減できないため、押え盛土の密度を向上させることは重要である。
- 4) 地震直前までについては、押え盛土を施工することにより、盛土内の平均有効応力が上昇し、密度が上昇した。また、応力比が低下したことから盛土内に作用するせん断力が低下した。
- 5) 地震中には、押え盛土を施工したケースについては、塑性圧縮挙動を示し、正の過剰間隙水圧が発生する。しかし、地震中に過圧密比が蓄積し、除荷が見られた。また、過圧密比が大きくなることで、弾性的な挙動が顕著になることや、発生する軸差応力が低下することが、押え盛土により地震中にせん断ひずみが進展しな

い理由である。

- 6) 地震後については、押え盛土を施した場合、地震中に減少した平均有効応力が回復するに伴い、圧密することで、安定化した。

国土交通省(2020)は、高速道路の安全安心基本計画を策定¹⁰⁾し、防災機能を強化した道路空間として計画的な4車線化の推進を目指している。防災機能を強化するには、現在、一般的に補強工法と用いられるものの、劣化が懸念され、更新の恐れがある鉄筋挿入工より、本報で示した強靱な押え盛土工のような維持管理や更新をあまり必要としない工法の方が適していると考えている。また、車線を増やす(4車線化や6車線化)際に、盛土の拡幅工事の必要がある現場では、本報告で示した置換・押え盛土工法を適用することで、車線増加と耐震補強を同時に実施することができ、別々に施工するよりも時間的・経済的に合理的な施工が可能となる。

謝辞

本研究は、NEXC O関係会社高速道路防災対策等に関する支援基金の助成を受けた。ここに示して謝意を表す。

参考文献

- 1) Asaoka et al. (2000): Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, No.40, Vol.2, pp.99-110.
- 2) Noda et al. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-slay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No. 6, pp. 771-790.
- 3) 酒井崇之, 中野正樹(2012): 地震後に発生した傾斜地盤上盛土の大崩壊に関する水～土連成有限変形解析による再現, *地盤工学ジャーナル*, vol.7, No.2, pp.421-433.
- 4) Sakai, T. and Nakano, M.: Interpretation of the mechanical behavior of embankments having various compaction properties based on the soil skeleton structure, *Soils and Foundations*, Vol.55, No.2, pp.1069-1085, 2015.
- 5) 酒井崇之他(2014): ジオテキスタイル補強土を用いた盛土の耐震メカニズムの数値解析による把握, *地盤工学会特別シンポジウム—東日本大震災を乗り越えて—*一論文集, pp189-197.
- 6) 吉見吉昭, 福武毅芳: 地盤液状化の物理と評価・対策技術, 技報堂出版, 2005.
- 7) William, B., Joyner and Albert T. and F. CHEN. (1975): Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol.65, No.5, pp. 1315-1336.
- 8) Noda,T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A. (2009): Co-seismic and post seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.5, pp.739-756.
- 9) 日本道路協会: <https://www.road.or.jp/dl/tech.html>.
- 10) 国土交通省: 高速道路における安全安心基本計画の公表について <https://www.mlit.go.jp/report/press/content/001307543.pdf>

海底地すべりにおけるクリープ挙動の分岐に関する線形安定解析 A linear stability analysis on bifurcation of creep behavior in submarine landslides

岩井裕正¹, 安井俊平²

1 名古屋工業大学大学院社会工学専攻・助教・E-mail address : iwai.hiromasa@nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学大学院社会工学専攻・修士課程2年

概 要

海底地すべりを模擬した室内模型実験において、水中での地すべりが、その速度時刻歴の特徴から3つの地すべり形態に分類できることを明らかにしてきた。特に、大規模な地すべりに発展する場合、すべり開始時の初期速度は小さいながらも、速度一定の定常状態を経て加速度的に地すべりが進行するという、クリープ破壊的な挙動を示した。そこで、このような地すべりの運動形態が異なる現象を、定常状態にあるすべりからの分岐問題としてとらえた。無限長直線斜面における地すべりを想定し、せん断応力、速度、変位を未知数とした系を考え、この系が満たすべき一次微分方程式に対して線形化安定解析を行った。その結果、すべり面に作用するせん断応力を減少させる、あるいは定常状態のすべり速度を増加させるような微小な外乱が系に作用した場合、たとえそれが微小な量であったとしても系の解軌道が不安定となることが分かった。

キーワード：海底地すべり，クリープ，地すべり速度，分岐問題，線形安定解析

1. はじめに

海底地すべりの発生により、海底地形の大規模な変化により地震動を伴わない津波、いわゆる「サイレント津波」を発生させる危険性や、地震時の津波規模を増大させる可能性が指摘されている¹⁾。さらに、地すべり土塊が高速で斜面を移動することで、海底に設置されたインフラ設備に損傷を与えることも知られている。例えば、2006年12月26日に台湾南方で発生したピンタン地震では、海底地すべりによって発生した乱泥流により14本の通信ケーブルが破断した²⁾。これにより国際通信に障害が引き起こり、台湾のみならず東南アジアや東アジア諸国にも影響を及ぼした。日本国内においても2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震での津波は、海底地すべりによりその規模が増大したと考えられている³⁾。地震動のみに起因した津波規模の計算では三陸海岸に到達した津波の遡上高を下回る結果しか得られなかった。そこで、地震に伴い震源から離れた場所で発生した海底地すべりによる津波も考慮した、デュアルソースモデルでシミュレーションを実施した結果、観測された津波の高周波成分や遡上高を正確に再現することができたとしている。

このように、海底地すべりによって発生する土砂の移動速度や移動体積は、励起される津波の規模に大きく関わると考えられる⁴⁾。しかしながら、海底地すべりの移動速度を実際に計測することは難しく、これを実測した例はない。

そこで、筆者らは、海底斜面を模擬した室内模型実験において、水中での地すべり発生メカニズムおよび斜面を滑動する土塊の運動について焦点を当て検討を行ってきた⁵⁾。その結果、すべりの変位・速度時刻歴の観点から、海底地すべりの運動形態が大きく下記の3パターンに分類されることが分かった。図1に海底地すべり模型実験から得られた、地すべり変位の時刻歴を示す。

- ① 初期ピーク速度が観測された後、速度が直ちに0.0mm/sまで減少し、再び速度のピークが現れる。
- ② 初期ピーク速度が観測された後、速度が緩やかに単調減少する。
- ③ すべり始めた瞬間の速度は比較的小さいものの、定常状態を経た後に大規模なすべりへ進展するクリープ破壊的な特徴を持つ。

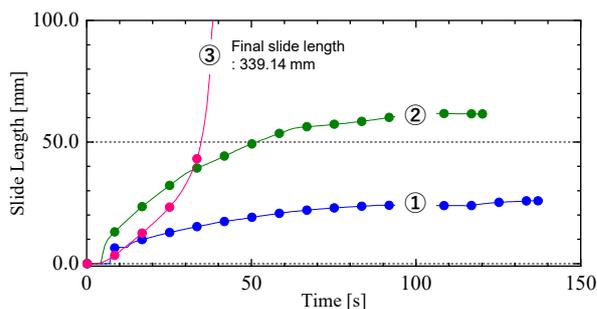


図1 各速度パターン①～③に対応する変位の時刻歴

特に、パターン③では、すべり開始時の速度は小さいながらも、ある時から急激にすべり速度が増加し、最終的には大規模な地すべりへと進展するため、津波規模も増大することが懸念される。したがって、このようなクリープ破壊的な地すべりへ至るメカニズムを明らかにすることは、海底地すべり災害の危険性を評価する上で重要である。

そこで本研究では、前述のように地すべりの運動形態が異なる現象を、定常状態にあるすべりからの分岐問題としてとらえ、線形安定解析によって不安定運動に分岐する際の条件を導いた。

2. クリープ地すべりの運動方程式の定式化

クリープ地すべり運動の分岐に関する線形安定解析に関しては、K.T. Chau (1995)⁶⁾の手法を参考にした。

K.T. Chau (1995)⁶⁾は、初期に静止状態あるいはクリープ状態にある岩盤斜面あるいは粘性土層を有する斜面に対して、降雨に起因する水分量の変化や間隙水圧の上昇などの微小な攪乱が作用した場合の地すべり運動の不安定化について線形安定解析および数値解析を通して議論している。その際、すべり面の摩擦則として、Ruina (1983)⁷⁾によって提案された単一状態変数を導入した非線形摩擦則を用いている。これは、すべり面に作用する摩擦力が、すべり速度およびすべり面の状態変数に依存するとした摩擦則であり、乾燥状態の岩盤節理のすべりを表現するために提案された。岩盤節理のクリープ地すべりにおいて、すべり速度に急激な変化が加えられると、すべり面に沿ったせん断応力がより高い値に跳ね上がり、すべりが継続するとともに新たな定常状態にまで低下することが多くの実験によって示されている。すべり速度の増加に伴うせん断応力変化の模式図を図2に示す。

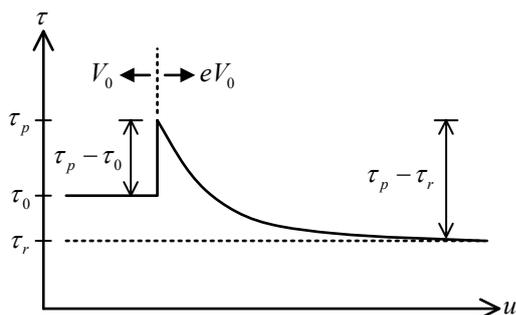


図2 すべり速度の変化に伴うすべり面のせん断応力変化の模式図 (Chau, 1995; Ruina, 1983をもとに作図)

その後、Skempton(1985)⁸⁾は粘性土を用いたリングせん断試験を実施し Ruina(1983)⁷⁾によって提案された乾燥岩盤に対する非線形摩擦則が、飽和粘性土のすべり面にも等しく適用可能であることを示した。つまり、飽和粘性土上のすべりにおいても、すべり速度の増加とともにせん断応力がより高い値になるジャンプ現象が発生し、その後すべりが継続すると、せん断応力が新たな定常状態に至ることを発見した。Skempton(1985)⁸⁾の実験のほとんどは、地震

によって引き起こされた場合を想定して、比較的高速度ですべり変位を受けている粘性土について行われたが、同じ現象がすべり速度がはるかに遅い場合についても成り立つということが示されている。

この節では、K.T. Chau (1995)⁶⁾に倣い、Ruina(1983)⁷⁾によって提案された非線形摩擦則を考慮した地すべりの運動方程式を立て、すべりの状態が定常状態から不安定に至る条件について系の線形安定解析によって評価する。

2.1 安定・不安定の定義

静止または定常状態にある地すべり土塊の運動について、系が満たすべき微分方程式の解の安定性を調べることで土塊の運動の安定（不安定）性を検証する。はじめに、微分方程式の解の安定・不安定を以下のように定義する⁹⁾。

$x(t)$ を自律系微分方程式 $dx/dt = f(x)$ の解とする。 $x(t)$ が安定とは、任意の実数 $\varepsilon > 0$ に対して、ある正数 δ が存在し、他の解について $t=t_0$ のとき、

$$\|x(t_0) - y(t_0)\| < \delta \quad (1)$$

ならば、 $t > t_0$ を満たす全ての $t \in \mathbb{R}$ に対して、

$$\|x(t) - y(t)\| < \varepsilon \quad (2)$$

が成り立つことを“安定（あるいは Lyapunov 安定）”と定義する。同様に、 $x(t)$ が“漸近安定”とは、 $x(t)$ が安定であって、かつ以下を満足するときをいう；ある正数 δ が存在して、 $t > t_0$ を満たす全ての $t \in \mathbb{R}$ に対して、

$$\|x(t_0) - y(t_0)\| < \delta \quad (3)$$

ならば、

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \|x(t) - y(t)\| = 0 \quad (4)$$

を満たすとき、 $x(t)$ は漸近安定である。また、上記の安定条件を満たさない場合を“不安定”と定義する。図3に安定・不安定の定義の模式図を示す。

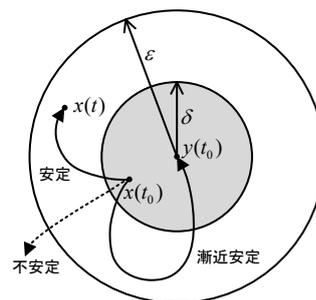


図3 自律系微分方程式における安定・不安定の概念図⁹⁾

2.2 非線形摩擦則を考慮した地すべり運動の定式化

本研究では Skempton(1985)⁸⁾が示したように、Ruina (1983)⁷⁾によって提案された乾燥岩盤に対する非線形摩擦則が、飽和地盤のすべり面についても適用可能であると仮定する。問題を扱いやすくするために、図4に示すような一次元無限長斜面を仮定することで理想化できる浅い地すべりに焦点を当てる。また、地すべり土塊は剛体を仮定

し土塊自体の変形は考慮しない。地すべりの駆動力としては重力のみである。

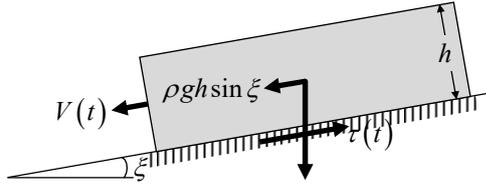


図4 一次元無限長斜面を滑動する土塊の力のつり合い状態模式図

図2に示すように、せん断応力 τ の変化は、状態変数 θ を導入して以下のように表せる。

$$\tau = \tau_0 + \theta + (\tau_p - \tau_0) \ln(V/V_0) \quad (5)$$

また状態変数 θ の発展則は Ruina(1983)⁷⁾より次式で与える。

$$\frac{d\theta}{dt} = -\frac{V}{L} \{ \theta + (\tau_p - \tau) \ln(V/V_0) \} \quad (6)$$

ここで、 V はすべり速度 ($du/dt = V$, u : 変位), V_0 は参照速度, τ_p および τ_r はリングせん断試験などによって計測された、せん断応力ジャンプ後の値およびすべり変位進行後の残留せん断応力の値である。 τ_0 はすべり速度増加前の定常状態におけるせん断応力, t は時間変数, L は特性減衰長である。式(5)および式(6)に示すように、すべり速度が定常状態の V_0 から eV_0 (e はネイピア数)に変化した時、せん断応力は τ_p まで増加する。その後、すべりの進行とともに、特性減衰長 L によってせん断応力が τ_p から τ_r はまで指数関数的に減少するという変化を表している。

次に、地すべり土塊の運動方程式を考える。地すべり土塊には、重力によるすべり進行方向に作用する駆動力と、それと逆方向に抵抗力が作用しているので、

$$\frac{dV}{dt} = g \sin \xi - \frac{\tau}{\rho h} \quad (7)$$

となる。ここで、 g は重力加速度, ξ は斜面傾斜角度, ρ は土塊の密度, h は地すべり土塊の層厚である。

式(5)を時間 t で微分すると、

$$\frac{d\tau}{dt} = \frac{d\theta}{dt} + \frac{\tau_p - \tau_0}{V} \frac{dV}{dt} \quad (8)$$

となる。ここで、式(6)の状態変数 θ の発展則、および式(7)の運動方程式を式(8)に代入すると、

$$\frac{d\tau}{dt} = -\frac{V}{L} \{ \theta + (\tau_p - \tau) \ln(V/V_0) \} + \frac{\tau_p - \tau_0}{V} \left(g \sin \xi - \frac{\tau}{\rho h} \right) \quad (9)$$

となる。

次に、式(6)～式(9)で定式化される支配方程式を簡易化するために、各変数を無次元化する。

$$\bar{\tau} = \frac{\tau}{\tau_p - \tau_0}, \quad \bar{v} = \ln(V/V_0), \quad \bar{u} = \frac{u}{h}, \quad T = \frac{V_0 t}{h} \quad (10)$$

これを式(7)および式(9)に代入すると、無次元化された支配方程式が得られる。

$$\frac{d\bar{\tau}}{dT} = -\lambda e^{\bar{v}} \{ \bar{\tau} - \bar{\tau}_0 - (1 - \beta) \bar{v} \} + \frac{e^{-\bar{v}}}{\kappa} (\gamma - \bar{\tau}) \quad (11)$$

$$\frac{d\bar{v}}{dT} = \frac{e^{-\bar{v}}}{\kappa} (\gamma - \bar{\tau}) \quad (12)$$

$$\frac{d\bar{u}}{dT} = e^{\bar{v}} \quad (13)$$

ここで、 e はネイピア数を表しており、式中における各無次元数は以下の式(14)に示す通りである。

$$\bar{\tau}_0 = \frac{\tau_0}{\tau_p - \tau_0}, \quad \kappa = \frac{\rho V_0^2}{\tau_p - \tau_0}, \quad \gamma = \frac{\rho g h \sin \xi}{\tau_p - \tau_0}, \quad (14)$$

$$\beta = \frac{\tau_p - \tau_r}{\tau_p - \tau_0}, \quad \lambda = \frac{h}{L}$$

また、ここで注目すべき点は、定式化した微分方程式の右辺はいずれも時刻 T を陽に含んでおらず、自律系となっているという点である。

3. 支配方程式の線形化

前節で定式化した支配方程式の線形安定解析を行うにあたり、まず式(11)(12)の平衡解 (τ^*, v^*) を求める。地すべり土塊が静止しているあるいは定常状態にあるとき、すべり面のせん断応力変化および土塊の速度変化はないと考える。すなわち、

$$\left. \frac{d\bar{\tau}}{dT} \right|_{\bar{\tau}=\tau^*} = 0, \quad \left. \frac{d\bar{v}}{dT} \right|_{\bar{v}=v^*} = 0 \quad (15)$$

これにより平衡解 (τ^*, v^*) が次式のように得られる。

$$\bar{\tau} = \tau^* = \gamma, \quad \bar{v} = v^* = \frac{\gamma - \bar{\tau}_0}{1 - \beta} \quad (16)$$

次に、定式化した力学系において、平衡状態から微小な摂動が与えられた時の安定性について議論する。下記のように、平衡点からの微小な攪乱成分 $\bar{\tau}$, \bar{v} を定義する。

$$\bar{\tau} = \bar{\tau} - \tau^*, \quad \bar{v} = \bar{v} - v^* \quad (17)$$

式(17)を式(11)(12)に代入して、系に与えられた摂動が時間の経過とともに発散するのか(不安定)、それとも摂動成分が減衰し再び平衡点へ収束するのか(安定)を議論していく。その際、元の微分方程式の解の安定性を議論する代わりに、支配方程式を平衡点近傍で線形近似した線形化方程式の解の安定性を考える。このことは Hartman-Grobman の定理^{10),11)}によって、2つの微分方程式で定式化される力学系の、平衡解周りで解軌道が質的に同じであることが証明されている。Hartman-Grobman の定理について簡潔に記述しておく。

3.1 Hartman-Grobman の定理^{10),11)}

平衡点 \mathbf{x}_* の近傍において、線形化方程式の行列 \mathbf{A} の全ての固有値の実部が0でない場合(つまり双曲型平衡点の場合)、もとの微分方程式と線形化微分方程式の解軌道が一致する(局所位相同値)。ここで、もとの自励系微分方程式が、

$$\frac{d\mathbf{x}}{dt} = \mathbf{f}(\mathbf{x}), \quad \mathbf{f}(\mathbf{x}_*) = 0 \quad (18)$$

と表されるとき、平衡点 \mathbf{x}_* 近傍での線形化方程式とは、

$$\frac{d\mathbf{y}}{dt} = \mathbf{A}\mathbf{y}, \quad \mathbf{y} = \mathbf{x} - \mathbf{x}_*, \quad \mathbf{A} = \frac{\partial \mathbf{f}}{\partial \mathbf{x}}(\mathbf{x}_*) \quad (19)$$

で表される微分方程式のことを言う。また、線形化方程式の係数行列 \mathbf{A} は、平衡点 \mathbf{x} でのヤコビ行列 (Jacobian matrix) と呼ばれる。

3.2 平衡解近傍での線形化方程式の定式化

さて、式(12)および式(13)を、

$$\frac{d}{dT} \begin{bmatrix} \bar{\tau} \\ \bar{v} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f(\bar{\tau}, \bar{v}) \\ g(\bar{\tau}, \bar{v}) \end{bmatrix} \quad (20)$$

と考えると、式(20)の平衡点 (τ^*, v^*) 近傍での線形化行列は、

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \partial f / \partial \bar{\tau} & \partial f / \partial \bar{v} \\ \partial g / \partial \bar{\tau} & \partial g / \partial \bar{v} \end{bmatrix}_{(\tau^*, v^*)} \quad (21)$$

となる。式(16)に示す平衡点の値を式(21)に代入すると、最終的に式(11)および式(12)の線形化方程式は次式となる。

$$\frac{d}{dT} \begin{bmatrix} \bar{\tau} \\ \bar{v} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -(\lambda e^{v^*} + e^{-v^*}/\kappa) & \lambda e^{v^*}(1-\beta) \\ -e^{-v^*}/\kappa & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{\tau} \\ \bar{v} \end{bmatrix} \quad (22)$$

3.3 線形化方程式の係数行列 \mathbf{A} の固有値

線形化方程式の安定性は、線形化行列 \mathbf{A} の固有値の実部の符号によって評価することができる。固有値を ω とすると、線形化行列 \mathbf{A} の特性方程式は、

$$\det(\mathbf{A} - \omega \mathbf{I}) = \begin{vmatrix} -(\lambda e^{v^*} + e^{-v^*}/\kappa) - \omega & \lambda e^{v^*}(1-\beta) \\ -e^{-v^*}/\kappa & -\omega \end{vmatrix} = 0 \quad (23)$$

となる。これを ω について整理すると、次式に示すような2次方程式が得られる。

$$\omega^2 - p\omega + q = 0, \quad p = -\left(\lambda e^{v^*} + \frac{e^{-v^*}}{\kappa}\right), \quad q = \frac{\lambda}{\kappa}(1-\beta) \quad (24)$$

この2次方程式を解くと、固有解は、

$$\omega_{1,2} = \frac{p \pm \sqrt{p^2 - 4q}}{2} \quad (\omega_1 > \omega_2) \quad (25)$$

となり、この固有解の実部の正負符号を調べることで安定・不安定を評価することができる。

なぜ固有解の実部の正負符号によって安定性の評価が可能かについて簡潔に述べる。特性方程式の解を求めることは、式(22)の摂動成分 $(\bar{\tau}, \bar{v})$ に対して、

$$\bar{\tau} = c_1 e^{\omega T}, \quad \bar{v} = c_2 e^{\omega T} \quad (26)$$

を代入して整理していることと同じである。式(26)中の ω の実部が正の場合、平衡点からの摂動成分である $(\bar{\tau}, \bar{v})$ は時間 T の経過に伴い増加し、発散する。一方で、 ω の実部が負の場合は、時間 T の経過に伴い摂動成分は0に収束する、すなわち平衡点に収束し安定となる。

以上の議論は、本研究で扱う特性方程式は2次方程式となり、固有値の実部の正負を調べることは比較的容易であるが、より一般的には Routh-Hurwitz の定理を利用することで、全ての固有解の実部が負値を持つ条件を求めることが可能である。

4. 系の線形安定解析

本節では、式(25)で示された固有値の特性によって、系

の安定性を評価していく。本研究の場合、平衡点は渦状安定点 (スパイラル)、結節安定点 (ノード)、および鞍状不安定点 (サドル) の3つの場合をとり得る¹²⁾。以下、各々の場合について考察する。

4.1 渦状安定点 (スパイラル)

まず、式(25)で表される固有解が、実数解なのか、複素共役解なのかについて議論する。式(24)より、

$$p^2 - 4q = \left(\lambda e^{v^*} - \frac{e^{-v^*}}{\kappa}\right)^2 + \frac{4\lambda\beta}{\kappa} \quad (27)$$

である。また式(14)より、 $\lambda > 0$ 、 $\kappa > 0$ であるので、 β の符号によって平方根の中の符号が変化する。

$$p^2 - 4q < 0 \rightarrow \beta < -\frac{\kappa}{4\lambda} \left(\lambda e^{v^*} - \frac{e^{-v^*}}{\kappa}\right)^2 \quad (28)$$

の時、固有解は複素共役解となる。さらに、 $\lambda > 0$ 、 $\kappa > 0$ に対して、常に $p < 0$ である。従って $\text{Re}(\omega_{1,2}) < 0$ となり、系に与えられた摂動は時間の経過とともに平衡点に収束する。この時、平衡点 (τ^*, v^*) は図5に示すような渦状安定点となる。

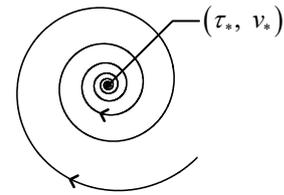


図5 固有解が複素共役解となる時の解軌道 (渦状安定点)

ただし、 β が負の値となる時は、 $\beta = (\tau_p - \tau_r) / (\tau_p - \tau_0)$ より、図6に示すように τ_r が τ_p よりも大きくなる時である。過去の岩盤節理や粘性土を使ったリングせん断実験において、多くの場合 $\beta > 0$ であることが主張されており、上記のような渦状安定となる場合は極めて稀有なケースで考えられる。

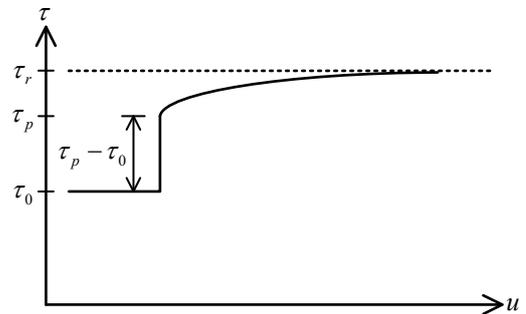


図6 τ_r が τ_p よりも大きくなる ($\beta < 0$) 場合のせん断応力変化

4.2 結節安定点 (ノード)

次に、固有解が実数解を持つ場合、すなわち、 $p^2 - 4q > 0$ の場合を考える。この時、固有解は2つの異なる実数解 $\omega_{1,2}$ を持つことになるが、まずどちらも負値となる場合を考える： $\omega_2 < \omega_1 < 0$ 。

式(25)より、全ての固有解が負の実数となるのは、

$$0 < \sqrt{p^2 - 4q} < -p \quad (29)$$

の時である。これより $q > 0$ という条件が得られ、さらに式(24)より、最終的に $0 < \beta < 1$ を満たす時、全ての固有解が負となり、解軌道は図7に示すように結節安定点となることが分かる。これはつまり、下の図8に示すように、 $\tau_0 < \tau < \tau_p$ の場合であり、速度増加後のせん断応力の収束値が定常状態でのせん断応力 τ_0 よりも大きくなった状態である。

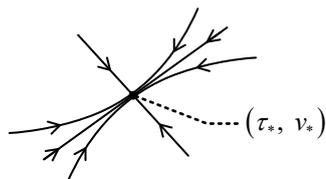


図7 固有解が負の実数解となるとき解軌道 (結節安定点)

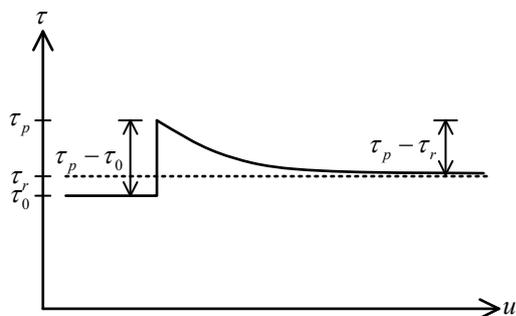


図8 結節安定点となる場合 ($\tau_0 < \tau$) のせん断応力変化

4.3 鞍状不安定点 (サドル)

最後に系が不安定となる場合について考える。平衡点が鞍状不安定点である場合は、2つの固有解の一方が正となる場合である。式(25)より ω_2 は常に負であるので、2つの固有解の大小関係は $\omega_2 < 0 < \omega_1$ となる。この時、

$$0 < -p < \sqrt{p^2 - 4q} \quad (30)$$

であるので、 $\beta > 1$ という条件が得られる。したがって平衡点は図9に示すような鞍状不安定点 (サドル) となり、平衡点から離れていく解軌道が存在するため系は不安定となる。

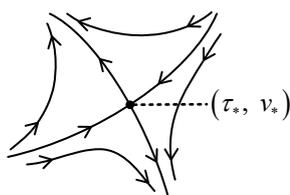


図9 固有解が正の実数解を持つときの解軌道 (鞍状不安定点)

この場合、平衡状態に与えられた摂動は、時間経過とともに

に発散することになる。これは、すべり速度が定常状態からわずかに増加するような摂動が与えられた場合、速度が増大し大規模な地すべりに至るということを表している。

また、 $\beta > 1$ の時とはつまり、図2に示すようにせん断応力の収束値 τ_r が、初期の定常状態におけるせん断応力 τ_0 よりも小さくなる状態を意味している。例えば陸上地盤において、降雨や地震動といった外乱は地盤内の過剰間隙水圧を上昇させ、せん断応力を減少させる。海底地盤においても同様であり、地震によって海底地盤の砂層が液状化することや、波浪による過剰間隙水圧の上昇は十分に考えられる現象である。たとえ地震によって海底地盤液状化が発生しなくとも、地震津波による波浪は海底地盤内の間隙水圧に微小な摂動を与えることになり、海底地すべりの大規模化を助長すると考えられる。

5. 結論

本研究では、海底地すべりの運動形態が定常状態からクリープ破壊に至るプロセスに着目した。特に、地すべりの不安定化に寄与するパラメータを抽出することを目的とし、非線形摩擦則を考慮した地すべりの系に対して線形安定解析を実施した。その結果、以下に示す知見を得た。

- (1) 地すべり速度が定常状態からわずかに増加した後、せん断応力が新しい定常状態に至る過程で安定・不安定の分岐が起きる。
- (2) 地すべり速度増加後のせん断応力よりも、残留状態でのせん断応力が大きくなる場合、系の解軌道は渦状安定となる。
- (3) 地すべり速度増加後のせん断応力よりも残留状態でのせん断応力が小さくなる場合、初期の定常状態におけるせん断応力よりも高い値に収束するのであれば、系は安定となる。
- (4) (3)に対して、初期のせん断応力より残留状態でのせん断応力が小さくなる場合、系は不安定となり、定常状態からすべり速度が発散すると考えられる。海底地盤内の間隙水圧上昇など、せん断応力の低下に寄与する微小な摂動が与えられることで、海底地すべりの大規模化を助長すると考えられる。

最後に、今後の課題を挙げる。本研究では、平衡点近傍での線形安定解析を実施したが、それによって得られた結果が元の非線形微分方程式に対しても同様に成り立つのかを検証する必要がある。これについては常微分方程式を数値的に解くことで検証する。

また、未知数としてせん断応力を直接的に用いており、間隙水圧や高速すべりによって生じる摩擦熱の影響を陽に考慮していない。今後はこれらの未知数についても検討を進める。

参考文献

- 1) 池原研：講座 すべりに伴う物質の移動と変形 No.5 海底地すべり、日本地すべり学会誌, Vol.41, No.5, pp.112-116, 2005.
- 2) Shu-Kun Hsu, Jackie Kuo, Chung-Liang Lo, Ching-Hui Tsai,

- Wen-Bin Doo, Chia-Yen Ku and Jean-Claude Sibuet.: Turbidity Currents, Submarine Landslides and the 2006 Pingtung Earthquake off SW Taiwan, *Terrestrial, Atmospheric and Oceanic sciences journal*, Vol.19, No.6, pp767-772, 2008.
- 3) Tappin, D.R., Grilli, S.T., Harris, J.C., Geller, R.J., Masterlark, T., Kirby, J.T., Shi, F., Ma, G., Thingbaijam, K.K.S., Mai, P.M.: Did a submarine landslide contribute to the 2011 Tohoku tsunami? *Marine Geology*, Vol.357, pp.344-361, 2014.
 - 4) 川村喜一郎, 金松敏也, 山田泰広: 海底地すべりと災害-これまでの研究成果と現状の問題点-, 地質学雑誌, Vol.123, No.12, pp.999-1014, 2017.
 - 5) 岩井裕正, 木村真郷, 安井俊平, 張鋒: 海底地すべりのクリープ破壊挙動に関する考察, 第 55 回地盤工学研究発表会, 21-12-01-04, 2020.
 - 6) Chau K.T.: Landslides modeled as bifurcations of creeping slopes with nonlinear friction law, *International Journal of Solids and Structures*, Vol.32, No.23, pp.3451-3464, 1995.
 - 7) Ruina A.: Slip instability and state variable friction laws, *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, Vol.88, No.B12, pp.10359-10370, 1983.
 - 8) Skempton A.W.: Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, *Géotechnique*, Vol.35, No.1, pp.3-18, 1985.
 - 9) Wiggins S. (著), 丹羽敏雄 (訳): 非線形の力学系とカオス, 丸善出版, 1999.
 - 10) Hartman P.: On the local linearization of differential equations, *Proceedings of the American Mathematical Society*, Vol.14, No.4, pp.568-573, 1963.
 - 11) Hartman P.: A lemma in the theory of structural stability of differential equations, *Proceedings of the American Mathematical Society*, Vol.11, No.4, pp.610-620, 1960.
 - 12) Strogatz S.H. (著), 田中久陽, 中尾裕也, 千葉逸人 (訳): 非線形ダイナミクスとカオス, 丸善出版, 2015.

横ずれ断層の非一様な幾何形状がリーデルせん断の形成に及ぼす影響に関する検討
 (Study on effects of the non-uniform geometries of strike-slip fault on Riedel shear formation)

岩井周平¹, 野田利弘², 豊田智大³

- 1 名古屋大学・iwai.shuhei@d.mbox.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学
- 3 名古屋大学

概 要

地下深部で横ずれ断層が変位すると、その直上に堆積した表層地盤内にフラワー構造が発達し、地表面ではリーデルせん断が生じる。著者らはこれまでに、リーデルせん断の形成過程を三次元弾塑性変形解析により解き、横ずれ断層上の屈曲部の幾何的な変形場の違いにより性質の異なる断層変位地形が形成されることを示してきた。本稿では、実断層上のランダム凹凸を模擬した境界条件を設定した解析事例を示す。ランダムな断層線形状を複数生成して解析を実施したが、いずれのケースにおいてもフラワー構造の発達起点が「断層線の傾斜が最大となる拘束性屈曲」となることが確認され、断層線のトポグラフィに基づく断層変位時の変形卓越箇所への推定可能性が示唆された。

キーワード：断層変位地形，横ずれ断層，リーデルせん断，フラワー構造，弾塑性

1. はじめに

地下深部で横ずれ断層が変位すると、その直上に堆積した表層地盤内に立体的・複合的なすべり面（flower 構造）が発達し、地表面では雁行状のせん断ひずみの局所化（Riedel せん断）が生じる。断層変位評価や構造物安全性評価の実施のため、断層変位地形の形成メカニズム解明は工学的に喫緊の課題である。本来、理学、特に地質学・変動地形学分野で扱われる本問題に対し、著者らは計算地盤力学を援用することで、現象解明に取り組んでいる。

これまで、図1のような規則的な屈曲を有する断層線上に堆積した表層地盤の変形を三次元弾塑性変形解析により解き、屈曲部を起点として生じる flower 構造および地表面での Riedel せん断の出現形態が屈曲部での幾何的な変形場（解放性屈曲／拘束性屈曲）により異なることを示してきた¹⁾。本稿では、実際の断層線が不規則な凹凸を有することを踏まえ、模型底面に図2のような非一様な断層線を与えて解析を行った。

2.では本研究で用いた断層の模型について詳述し、3.では解析条件を示す。4.では解析の結果得られた、地盤内部におけるせん断ひずみの発達の様子と地表の変形について言及し、先行研究の結果を踏まえた考察を行う。最後に、5.にまとめを、6.に今後の展望を示す。

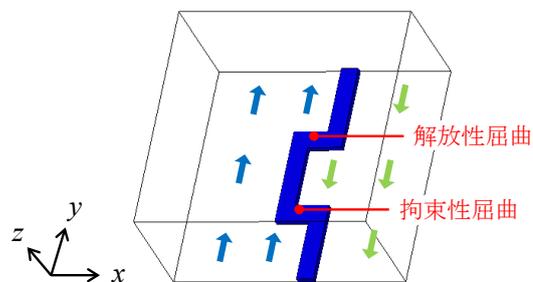


図1 規則的な屈曲を有する右横ずれ断層の模型¹⁾

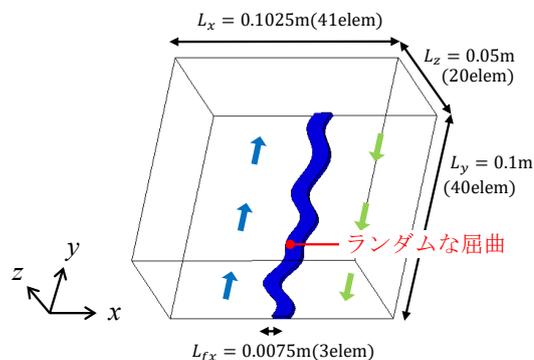


図2 不規則な屈曲を有する右横ずれ断層の模型

2. 不規則な断層線をもつ模型

模型は図2に示す y 方向を横ずれ断層（主断層）の走行方向にとる三次元直方体メッシュ（要素数：32800）である。断層線である不規則な曲線を、Fourier 正弦級数として次式で与える。

$$f(y) = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n a_k \sin\left(\frac{k\pi}{L_y} y\right) \quad (1)$$

ただし、 $f(y)$ は y 方向（奥行き方向）の断層線形状、 L_y は模型の奥行きである。断層線のランダム性は、式(1)の Fourier 係数 a_k を $-0.02 \sim +0.02m$ の一様乱数として与えることで付加する。この操作により生成可能な無数の不規則な断層線のうち、本稿では紙幅の都合上、 $n = 10$ として生成した図3に示す4ケースについて検討した結果を示す。

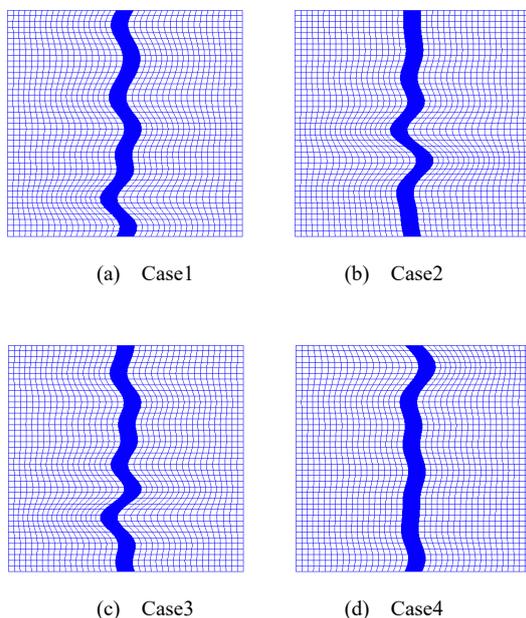


図3 ランダムに生成した模型底面における断層線形状

3. 解析条件

解析には、土の骨格構造に基づく土の弾塑性構成式 SYS Cam-clay model²⁾を搭載した動的/静的～土骨格有限変形解析コード **GEOASIA**³⁾を用いる。なお、本稿の結果は間隙水の存在を考慮しない一相系解析によるものである。

3.1 境界条件

模型底面は z 方向（鉛直方向）を非拘束とし、右横ずれ断層の挙動となるよう各節点には中央の断層線を境に逆向きの強制変位（変位速度 $\delta = 10^{-6}m/s$ ）を与えている。また、 x - z 面は周期境界、 y - z 面は摩擦なし境界としている。

3.2 材料定数、初期条件

材料定数の設定は表1に示す、既往の解析事例¹⁾に準拠するものである。初期状態は簡単のため過圧密のみを考慮し（構造なし、等方応力状態）、一様な間隙比（ $e_0 = 0.57$ ）

を与える。このとき材料は超過圧密状態となり、構成式応答として図5のようなピーク強度発現後の顕著な軟化挙動と塑性膨張を示す。

表1 SYS Cam-clay モデルの材料定数および初期状態

正規圧密線の切片 N	1.7
限界状態定数 M	1.0
圧密指数 λ	0.015
膨潤指数 κ	0.0002
ポアソン比 ν	0.3
土粒子密度 ρ_s	2.65
静止土圧係数 K_0	1.0（等方）
過圧密の程度 $1/R_0$	（図4参照）
構造の程度 $1/R^*_0$	1.0（上負荷面なし）
正規圧密土化指数 m	2.0
構造劣化指数 a	0.0（劣化なし）
構造劣化指数 $b = c = c_s$	1.0
回転硬化指数 b_r	0.0（異方性なし）
回転硬化限界定数 m_b	0.9
異方性の程度 ζ_0	0.0（等方）
間隙比 e_0	0.57（一様）

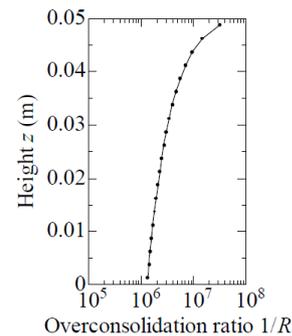
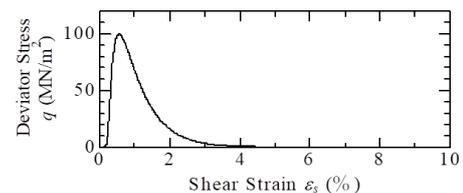
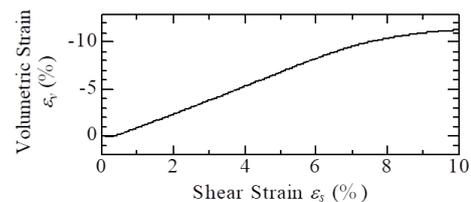


図4 過圧密の程度 $1/R_0$ の深さ方向の分布



(a) $q \sim \varepsilon_s$ 関係



(b) $\varepsilon_v \sim \varepsilon_s$ 関係

(※ 模型中央深さの拘束圧下での応答)

図5 排水三軸せん断時の応答

4. 解析結果

地表面でのせん断ひずみ分布および地盤内でのせん断ひずみの等数値面（すべり面）の経時変化をそれぞれ図6および図7に示す。図7(a)に示すように、最初は模型底面の狭い範囲においてせん断ひずみが局所的に発達する。その後、(b)~(c)では底面の他の箇所でもせん断ひずみが進展し、等数値面は z 方向上向きに発達しつつ x, y 方向への広がりも見せる。最終的には、同図(d)のように、底面で最初にひずみの局所的増大が見られた箇所のほぼ直上の地表面に最も早く変形が到達する。紙幅の都合上割愛するが、この傾向は Case 2-4 においても同様である。

次に、図8に各ケースの断層線の形状とその傾き、曲率のグラフを示す。図3で示した断層4ケースを時計回りに 90° 回転させていることに注意されたい。傾きが正となっている領域は、断層の右横ずれ変位の累積により伸張を受けるのに対し（解放性屈曲）、負の領域は圧縮を受ける（拘束性屈曲）。ここで、同図に併記された紫色の帯は、図4(a)のような模型底面において最初にせん断ひずみの局所的増大が生じた位置を表しているが、全てのケースで傾きが負で最大となる場所（拘束性屈曲）と一致することがわかる。拘束性屈曲における変形の局所化が開放性屈曲に対して先行することは、先行研究¹⁾においても確認されている。

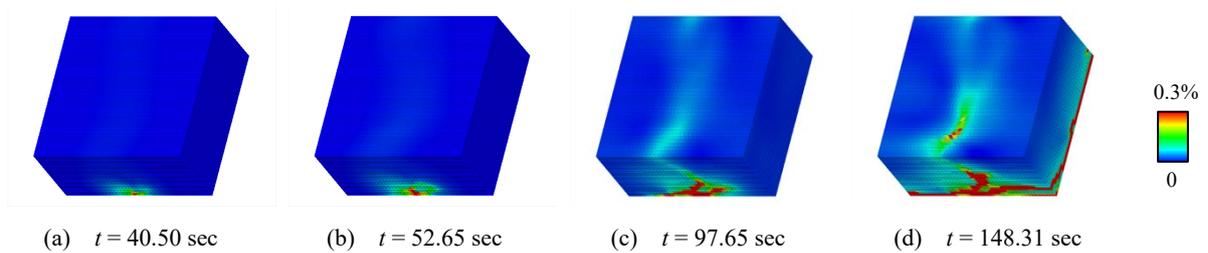


図6 Case 1 における模型表面のせん断ひずみ分布

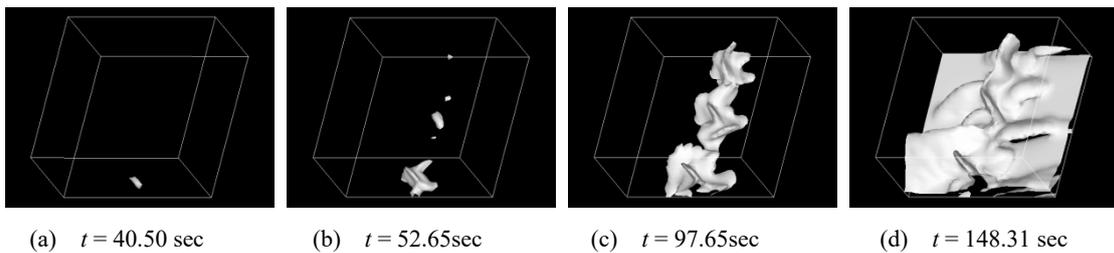


図7 Case 1 におけるせん断ひずみの等数値面 ($\epsilon_s = 0.3\%$)

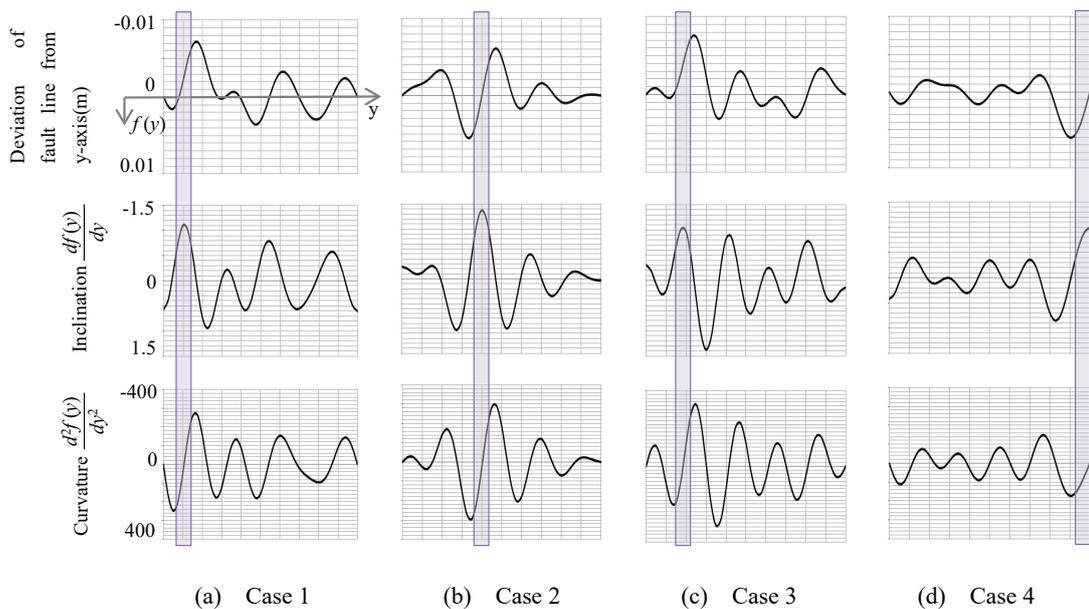


図8 Case 別の断層線の形状 $f(y)$ (上段), 断層線の傾き df/dy (中段), 曲率 d^2f/dy^2 (下段)

5. まとめ

ランダムな形状を有する右横ずれ断層上に堆積した表層地盤の変形を解き、今回試した数値解析ケースにおいては、ひずみの局所的増大が「断層線の傾きが最大の拘束性屈曲」において優先的に発生し、そのほぼ直上の地表面において最も早くせん断ひずみが卓越することを示した。この事実は、地下の主断層線の形状が特定された際に、その変位により生じる副次断層の変位がどこで卓越するかを予測する際の手がかりになり得るのではないかと考えている。

6. 今後の展望

今後は、主断層の y 方向の純横ずれ変位に正断層／逆断層的な x, z 方向の相対変位が競合する場合についても検討することで、断層運動に伴う現象のさらなる理解につなげてゆく。

7. 謝辞

本研究の数値解析は京都大学学術情報メディアセンターのスーパーコンピュータシステムを利用して実施した。また、科学研究費補助金(基盤研究(A):課題番号 17H01289)の助成を受けた。

参考文献

- 1) 豊田智大, 野田利弘, 山田正太郎, 山田翔太, 浅岡顕: Riedel せん断帯の形成過程における寸法効果に関する数値シミュレーション, 第53回地盤工学研究発表会, pp.1799-1800, 2018.
- 2) Asaoka, A., et al.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *S&F*, **42**(5), pp. 47-57, 2002.
- 3) Noda, T., et al.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *S&F*, **48**(6), 771-790, 2008.