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 R/ F	住家の損害割合を 50%以上とし,
17 20 511	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 硅砂 7 号 ($D_{50}=0.15$ mm)を使用し、相対密度が約 50%、 層厚が 300 mm 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 500 mm×奥行 85 mm×高さ 500 mm の透明なアクリル製土槽を用いて、地 盤内には 20 mm 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 80 mm×奥行 80 mm×高さ 20 mm のアルミニウム製ブロックの片側に幅 40 mm×奥行 80 mm×高さ 10 mm のアルミニウム製ブロ ックを重ねた. 模型構造物の設置圧は 2 階建ての住宅に相 当する 0.67 kPa (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 23 mm×奥行 80 mm 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			
1.20-2.25 U or D	1.20	2 25	Undrain (U) Drain (D)		
1.40-2.25 U or D	1.40	2.23			

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.

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

表3 1G場における模型実験の相似則

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/s²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.



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に沈下している. 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構造物右端(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





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.



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 構造物を対象に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にした構造物 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 Dr=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(Dr = 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 の壁体にすることで、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.





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を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.



図 11 不透水性格子状地盤改良の対策効果(構造物:偏心有)



(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.

- 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

- 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.
- 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 告一宮城県北部一,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,舘下和行,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.L432-L437, 2012.
- 9) 田屋裕司,内田明彦,吉澤睦博,鬼丸貞友,山下清,津國正 ー: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、 小高らい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 近藤ら 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。近藤ら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 ^{1,4)}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 106μm 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					
封制友	土粒子密度	土粒子密度 最大間隙比			
PV1171	$\rho_{\rm s}({\rm g/cm^3})$	$e_{\rm max}$	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		



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106µm 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)。



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。



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。

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6 基本試料の非排水三軸試験結果





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

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

細粒分流出量の違いが非排水繰り返しせん断挙 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、〇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	×	0	0	×	0	0	
細粒分 5% 流出試料	×	0	0	0	0	×	
細粒分 10%流出試料	0	0	0	0	×	×	

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カーせん断ひ 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。





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、単調載荷試験や繰返 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。

- 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

- 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.
- 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.
- 金秉洙,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.
- 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/s² 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⁹。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⁷⁷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/s²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。



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 khd 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働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 kh 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 平面から角度の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(遠心載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。

 μ = tan ξ



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ξを計測し、摩擦係数の値を算定した。その結果、μ=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 て、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、十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。

$$P_{\rm B} = \frac{W \sqrt{1 + k_{\rm hd}^2 \cdot \sin(\zeta + \omega \cdot \phi)}}{\cos(\phi + \delta_{\rm B} \cdot \omega)} \tag{2}$$

ここで,各記号は W:土くさびの重量, khd:水平震度, ζ: 地震合成角(ζ =tan⁻¹(k_{hd})), ω : 主働崩壊角, ϕ : 内部摩擦角, δB: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*8*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 #35°, 65%のとき*ϕ*=39°, 90%のとき*ϕ*=43°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。

$$P_{\rm B} = \frac{W \sqrt{1 + k_{\rm hd}^2 \cdot \sin(\psi + \theta \cdot \phi)}}{\cos(\phi + \delta_{\rm B} \cdot \alpha \cdot \theta)}$$
(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(ψ =tan⁻¹(k_{hd}))である。

水平震度の値は地震加速度が 2m/s² 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 km=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a=62°, D65CIのケースでは*a*=61°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 θ=53°, D90CR のケースでは θ=55°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 Fs 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 Fs は滑動力と滑動力を用い て、次式のように表すことができる。

$$F_{\rm s} = \frac{F_{\rm R}}{F_{\rm D}} \tag{4}$$

ここで, 各記号は FD: 滑動力, FR: 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。

$$F_{\rm D} = H_{\rm w} + H_{\rm F} + P_{\rm B} \cdot \cos(\delta_{\rm B} - \alpha) \tag{5}$$

(6)

 $F_{\rm R} = R_{\rm F_{\rm r}}$ ここで、各記号は、Hw: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, PB: 外部安定検討に用いる地震時土圧, SB: 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α=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 h の算定方程 式を示す。

$$k_{\rm h}(V_{\rm w}+V_{\rm F}) + \frac{W_{\sqrt{1+k_{\rm h}^2 \cdot \sin\{\tan^{-1}(k_{\rm h})+\omega \cdot \phi\} \cdot \cos \delta_{\rm B}}}{\cos(\phi+\delta_{\rm B}\cdot\omega)} = R_{\rm F_{\rm X}}$$
(7)

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

$$k_{\rm h}(V_{\rm w}+V_{\rm F}) + \frac{W\sqrt{1+k_{\rm h}^{2}}\cdot\sin\{\tan^{-1}(k_{\rm h})+\theta\cdot\phi\}\cdot\cos(\delta_{\rm B}-\alpha)}{\cos(\phi+\delta_{\rm B}-\alpha-\theta)} = R_{\rm F_{\rm X}}$$
(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=0.172, D65CI のケースでは k=0.180, D65CR のケースでは k=0.175, D90CR のケース では kn=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。

 $M\ddot{\partial} = F_{\rm D} - F_{\rm P}$ (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*=2m/s²,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。



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。

 $\ddot{\sigma}$ =A sin at-k_{hg} (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にのみ関数が存在す 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 $\dot{\sigma}$ = 0を用いると次のように表すことができる。

 $\dot{\delta} = -\frac{A}{a} \cos at - k_{\rm h} g t + \frac{A}{a}$ (11)

したがって、地震時変位量は速度を ti から t2 の時間区間で 積分することで次のように表すことが出来る。

 $\delta = \int_{t_1}^2 \dot{\delta} dt \tag{12}$

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エ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。

ー点目は、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、変位量が異なったと考えられ 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

- 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.
- 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.
- 日本道路協会:道路土工一擁壁工指針(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:道路土工一擁壁工指針(平成24年度版), pp. 325-335, 2012.
- 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,舘山勝: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,ジオシンセティ

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

ックス論文集, Vol.23, pp.201-208, 2008.

- 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.
- 日本道路協会:道路土工一擁壁工指針(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地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:道路土工一擁壁工指針(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,長時間の繰り返し載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 GEOASIA5 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 model⁶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^ヵ.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.礫分含有率は、 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 (Vs=700m/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の不撹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 425µm 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,不撹乱試料での三 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、せん断ひずみ--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撹乱試 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	 北ラメータ					
圧縮指数	ĩ	0.085	0.080	0.080			
膨潤指数	ñ	0.015	0.018	0.018			
限界状態定数	М	1.375	1.350	1.350			
NCL の切片	Ν	1.350	1.380	1.380			
ポアソン比	v	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		0.400	0 500	0 500			
(<i>b</i> = <i>c</i> =1)	а	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)	$ ho_{ m s}$	2.727	2.650	2.697			
	初期值						
比体積	\mathbf{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 解析に用いた不撹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 解析の流れー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製し,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はら 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,調査時の不撹乱試料の採取 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,不撹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.





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.



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 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.



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.

 調査時に不撹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載荷を受けることで、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 るべきであると思う.

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

- Keshab Sharma et al. (2017) : Effect of slaking on direct shear behaviour of crushed mudstones, Soils and Foundations, Vol.57, pp.288-300.
- 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.
- ř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.
- 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.
- 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.
- 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
- 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.
- 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イ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.



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、締固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、締固め試験(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.

				押え	押え
材料名		盛土 A	盛土 B	盛土	盛土
				90%	95%
	硝	^値 塑性パラメ	ニータ		
圧縮指数	ĩ	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	М	1.400	1.35	1.75	1.75
NCL の切片	Ν	2.090	1.765	1.440	1.440
ポアソン比	v	0.300	0.300	0.200	0.200
	発	経展則パラメ	ータ		
正規圧密土化指数	т	1.700	0.500	5.000	5.000
構造劣化指数		0.200	1 700	10.00	10.00
(<i>b</i> = <i>c</i> =1)	а	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)	$ ho_{ m s}$	2.727	2.650	2.697	2.697
		初期値			
比体積	\mathbf{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

表1 材料定数と初期値

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 純せん断境界の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 (Vs=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.



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 地震発生20年後におけるせん断ひずみ分布(盛土A)







図 9 (f) 押え盛土高 14m 押え盛土 90%



表2 盛土Aの右のり肩の沈下量

		畑シウム	沈「	下量	側方	ī変位
	盛土 A	の密度	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	盛十B	の右のり	肩の沈下	₽
10 12	ᄪᆂᅗ	000000		Ŧ

		押え盛土 の密度	沈下量		側方変位	
	盛土 B		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,青い部分が広くなっていること 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くな っているため,押え盛土高 28m が最も耐震性が高くなっ

無補強地震直後

たと考えられる.

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の黒〇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(正のダイレイタンシー),下側で塑性圧縮挙動(負の ダイレイタンシー)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

押え盛土高28m地震直後



押え盛土高21m地震直後

 1
 6
 11
 16
 21
 26

 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 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 上昇したこと、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 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くなる 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 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.

- 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.
- 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 靭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、NEXCO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る.

参考文献

- Asaoka et al. (2000): Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, No.40, Vol.2, pp.99-110.
- 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.
- 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.
- 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 ポジウムー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.
- 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.
- 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。

- 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。
- 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)^のに倣い, 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、

$$\|\boldsymbol{x}(t_0) - \boldsymbol{y}(t_0)\| < \delta \tag{1}$$

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

$$\|x(t) - y(t)\| < \varepsilon \tag{2}$$

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,

$$\|x(t_0) - y(t_0)\| < \delta \tag{3}$$

ならば,

$$\lim \|x(t) - y(t)\| = 0 \tag{4}$$

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自励系微分方程式における安定・不安定の概念図"

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、せん断応力での変化は、状態変数6を導入して以下のように表せる。

$$\tau = \tau_0 + \theta + \left(\tau_p - \tau_0\right) \ln\left(V/V_0\right) \tag{5}$$

また状態変数*0*の発展則は Ruina(1983)⁷⁾より次式で与える。

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

ここで、Vはすべり速度(du/dt=V,u:変位)、Voは参照 速度、tpおよびtr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。to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 Voから eVo(eはネイピア数)に変化した時、 せん断応力はtp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tpからtr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,

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

となる。ここで、gは重力加速度、G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,

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

となる。ここで,式(6)の状態変数0の発展則,および式(7) の運動方程式を式(8)に代入すると,

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

$$\overline{\tau} = \frac{\tau}{\tau_p - \tau_0}, \quad \overline{\nu} = \ln(V/V_0), \quad \overline{u} = \frac{u}{h}, \quad T = \frac{V_0 t}{h}$$
(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。

$$\frac{d\overline{\tau}}{dT} = -\lambda e^{\overline{\nu}} \left\{ \overline{\tau} - \overline{\tau}_0 - (1 - \beta) \overline{\nu} \right\} + \frac{e^{-\overline{\nu}}}{\kappa} (\gamma - \overline{\tau})$$
(11)

$$\frac{d\overline{\nu}}{dT} = \frac{e^{-\overline{\nu}}}{\kappa} \left(\gamma - \overline{\tau}\right) \tag{12}$$

$$\frac{d\overline{u}}{dT} = e^{\overline{v}} \tag{13}$$

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。

$$\overline{\tau}_{0} = \frac{\tau_{0}}{\tau_{p} - \tau_{0}}, \quad \kappa = \frac{\rho V_{0}^{2}}{\tau_{p} - \tau_{0}}, \quad \gamma = \frac{\rho g h \sin \xi}{\tau_{p} - \tau_{0}},$$

$$\beta = \frac{\tau_{p} - \tau_{r}}{\tau_{p} - \tau_{0}}, \quad \lambda = \frac{h}{L}$$
(14)

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(*t**,*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,

$$\frac{d\bar{\tau}}{dT}\Big|_{\bar{\tau}=\tau^*} = 0 , \quad \frac{d\bar{\nu}}{dT}\Big|_{\bar{\nu}=\nu^*} = 0$$
(15)

これにより平衡解(τ^*, ν^*)が次式のように得られる。

$$\overline{\tau} = \tau^* = \gamma , \quad \overline{\nu} = \nu^* = \frac{\gamma - \overline{\tau}_0}{1 - \beta}$$
(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 *ϵ*, *ν* を定義する。

 $\tilde{\tau} = \overline{\tau} - \tau^*, \quad \tilde{\nu} = \overline{\nu} - \nu^* \tag{17}$

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,平衡解周りでの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 x. の近傍において,線形化方程式の行列 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,

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

と表されるとき,平衡点 x。近傍での線形化方程式とは,

$$\frac{d\mathbf{y}}{dt} = \mathbf{A}\mathbf{y} , \quad \mathbf{y} = \mathbf{x} - \mathbf{x}_* , \quad \mathbf{A} = \frac{\partial \mathbf{f}}{\partial \mathbf{x}} (\mathbf{x}_*)$$
(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 A は,平衡点 x.でのヤコビ行列(Jacobian matrix)とも呼ばれる。

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

と考えると、式(20)の平衡点(τ^*, ν^*)近傍での線形化行列は、 $\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \partial f / \partial \overline{\tau} & \partial f / \partial \overline{\nu} \\ \partial \sigma_{\tau} & \partial \sigma_{\tau} \end{bmatrix}$ (21)

 $\mathbf{A} = \left[\frac{\partial g}{\partial \overline{\tau}} \quad \frac{\partial g}{\partial \overline{v}} \right]_{(\tau^*, v^*)} \tag{21}$

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。

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

3.3 線形化方程式の係数行列 A の固有値

線形化方程式の安定性は、線形化行列 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 A の特性方程式は、

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

となる。これを*o*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。

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

この2次方程式を解くと,固有解は,

$$\omega_{1,2} = \frac{p \pm \sqrt{p^2 - 4q}}{2} \quad (\omega_1 > \omega_2)$$
(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(\tilde{c}, \tilde{v})に対して、

$$\tilde{\tau} = c_1 e^{\omega T}, \quad \tilde{\nu} = c_2 e^{\omega T} \tag{26}$$

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($\tilde{\epsilon}, \tilde{v}$)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)

(20)

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,

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

$$p^{2} - 4q < 0 \rightarrow \beta < -\frac{\kappa}{4\lambda} \left(\lambda e^{v^{*}} - \frac{\lambda e^{v^{*}}}{\kappa}\right)^{2}$$
(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 $Re(\omega_{1,2}) < 0$ 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^*, ν^*)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ときの解軌道(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る と考えられる。



図 6 τ_r が τ_n 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: $\omega_{1} < \omega_{2} < 0$.

式(25)より、全ての固有解が負の実数となるのは、

$$0 < \sqrt{p^2 - 4q} < -p \tag{29}$$

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, $n < r < r_{0}$ 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n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の解軌道(結節安定点)



図8結節安定点となる場合(10<1)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 *a*2 は常に負であるので、2つの 固有解の大小関係は *a*, <0 < *a*1 となる。この時、

 $0 < -p < \sqrt{p^2 - 4q} \tag{30}$

であるので, β>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, β>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が,初期の定常状態におけるせん断応力α 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えることで、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 かを検証する必用がある。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.

- 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.
- 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.
- 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.
- Ruina A.: Slip instability and state variable friction laws, *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, Vol.88, No.B12, pp.10359-10370, 1983.
- Skemtopn A.W.: Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, *Géotechnique*, Vol.35, No.1, pp.3-18, 1985.
- Wiggins S. (著), 丹羽敏雄(訳): 非線形の力学系とカオス, 丸善出版, 1999.
- Hartman P.: On the local linearization of differential equations, *Proceedings of the American Mathematical Society*, Vol.14, No.4, pp.568-573, 1963.
- 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 Ridel 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 動地形学の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。

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

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~+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 $\dot{\delta} = 10^{-6}$ 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 $ ilde{\lambda}$	0.015
膨潤指数ĸ	0.0002
ポアソン比v	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e0	0.57(一様)



図4 過圧密の程度1/R₀の深さ方向の分布







Shear Strain ε_s (%)

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 Case1における模型表面のせん断ひずみ分布





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.
- Asaoka, A., et al. : An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, S&F, 42(5), pp. 47-57, 2002.
- 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.