

砕石とジオシンセティックスを浅層に設置した 対策による液状化地盤上盛土の変形抑制効果

小幡倫之^{1*}・久保幹男¹・川崎始²・余川弘至³・Hla AUNG⁴

筆者らは、液状化時の主に道路盛土の変形抑制効果の確認を目的に、砕石とジオシンセティックスを盛土直下浅層に配置した対策工法による実験及び解析的研究を行ってきた。今までの対策工法の実験では盛土高さが4mまでであったため、盛土高さを6mとした50G遠心場での無対策・対策の実験を追加実施した。実験結果から、無対策と対策工法における盛土形状を比較し、対策工法に変形抑制効果があることを確認した。また、実験結果の動的有効応力再現解析を行うとともに、その解析モデルを使って盛土高さ6m以上についても変形抑制効果を検討した。

キーワード：盛土，液状化，ジオシンセティックス，砕石，変形抑制

1. はじめに

(1) 研究の背景

従来、盛土のような土構造物に対する液状化対策工法は液状化を発生させないことを目的としたものがほとんどで、結果的に対策工費が非常に高額となるため、重要構造物以外への広範な適用が難しい面があった。近年は、液状化発生時に盛土の変形を修復限界に抑える性能設計の導入により、安価で広範囲に適用可能な対策工法の開発が求められている。また、重要度の高い盛土でレベル2地震動に対する液状化対策が求められ、その際の道路盛土の性能は、損傷が限定的であれば液状化を許容する考え方が示されている¹⁾。被災パターンや被災度から決められた具体的な許容沈下量が参考的に示されている文献²⁾もある。このような背景から、筆者らは盛土下部の基礎地盤にジオシンセティックス（以下、補強材と呼ぶ）を砕石で挟み込む簡易な構造体による対策工（以下、本工法と呼ぶ）の研究を行っている³⁾⁷⁾。

(2) 既往の研究

筆者らの先行研究として、無対策、盛土下部の基礎地盤に補強材のみを敷設する対策及び本工法の3ケースについて、盛土高さ4mを対象とした動的遠心模型実験を実施した（先行研究①）³⁾。本工法は無対策及び補強材のみ対策と比べて、盛土の変形量が低減されることが示されている。

しかし、本工法による盛土の変形量の低減効果が、砕石と補強材の組み合わせによってどのように発揮されたかまでの確認には至っていない。また、砕石単独の対策でも、本工法と同等の盛土の変形抑制効果が発揮される可能性があるが、その検証には至っていなかった。

上記の課題を解消するとともに、本工法の補強メカニズムの把握を目的として、無対策、砕石単独対策及び本工法の3ケースについて、盛土高さ2mを対象とした動的遠心模型実験を実施した（先行研究②）⁴⁾。また、本工法の対策構造（模型梁）の曲げ試験の結果も踏まえて考察を行った。その結果、補強材の敷設により砕石層の曲げ剛性が増加することが確認された。盛土底面に設置した本工法は曲がりにくい盤的な挙動となり、盛土法尻の水平移動や盛土天端の沈下を抑制することが明らかとなった。また、砕石層の排水効果により過剰間隙水圧の発生抑制と消散効果を発揮することで、砕石層直下の地盤の液状化発生を抑制し、盛土の変形抑制効果に寄与していることも確認された。砕石単独対策と比較して、本工法では盛土天端中央で11%、盛土法肩で18%の沈下抑制効果の向上が確認された⁴⁾。

(3) 本研究の目的

本研究は、既往の実験で盛土高さが4mまでであったことから、より高い盛土において本工法の変形抑制効果を確認することを目的に、国内最大級の土木研究所の大型動的遠心力載荷試験装置⁸⁾を使用し、無対策（Case1）

¹IGS特別会員，エターナルプレザージュ株式会社（〒113-0034 東京都文京区湯島2-10-10 ESSビル3F）

²IGS非会員，株式会社ジオ・シビル（〒136-0071 東京都江東区亀戸3-56-9-104）

³IGS非会員，中部大学工学部 都市建設工学科，准教授（〒487-8501 愛知県春日井市松本町1200）

⁴IGS特別会員，ヒロセ補強土株式会社（〒135-0016 東京都江東区東陽4-1-13 東陽セントラルビル）

*責任著者，tomoyuki-obata@etp21.co.jp

と本工法 (Case2) の 2 ケースについて、盛土高さ 6m、天端幅 8m の動的遠心模型実験を実施した。

先行研究²⁾は液状化地盤の挙動に起因する盛土の沈下挙動を確認するために、盛土が変形しにくい粘性土を盛土材とした。本実験では盛土高さを 6m と高くすることから、液状化地盤の変形で波及する盛土法面の変形をより確認しやすくするために、土木研究所の液状化実験で通常使用されている江戸崎砂を盛土材として使用した。

本工法による盛土の変形抑制効果を確認するため、本実験の加振前後の写真を重ね合わせ、無対策と対策で盛土の天端沈下量、天端平坦性、法肩側方変位量、法尻ストレッチング量及び法面勾配を比較し評価した。また、2次元動的有効応力解析による本実験の再現解析を行うとともに、再現解析をもとに盛土高さ6mと10mで予測解析を行い、本工法のより高い盛土での適用性についても検討した。

2. 動的遠心模型実験

(1) 実験概要

実験は土木研究所の大型動的遠心力載荷試験装置を用いて行った。図-1 に 50G 動的遠心模型実験における本工法 (Case2) の模型地盤の概要を示す。ここでは、実物換算寸法の値を示している (以下では、実物換算値

を示す)。基礎地盤は 1m の基盤層、10m の液状化層とし、地下水面を地表面から 1m 下に設定した。盛土は天端幅 8m、盛土高さ 6m、法面勾配 1:1.5 とした。模型の奥行幅は 15m である。対策構造の碎石層厚は 2m であり、補強材は碎石層の中央に 1 枚敷設した。

(2) 模型材料

表-1 に実験に用いた地盤材料を示す。盛土、液状化層及び碎石層・基盤層にそれぞれ江戸崎砂、東北珪砂 7 号及びいわき珪砂 3 号の 3 種類を用いた。実験に用いた地盤材料の粒径加積曲線を図-2 に示す。盛土は実験土槽とは別の木枠内で、最適含水比付近の湿潤江戸崎砂を用い締め法により作製した。作製ピッチは 20mm (実物換算値 1m) で、目標締め度は $D_r=90\%$ とした。作製途中には所定位置に加速度計を埋設した。碎石層も盛土と同様に、木枠内に含水比約 6% のいわき珪砂 3 号を締め固めて作製した。作製ピッチは補強材設置位置を考慮して 20mm (実物換算値 1m) とした。作製途中にひずみゲージを貼った補強材、加速度計及び間隙水圧計を埋設した。盛土と碎石層は一旦凍結させ、凍結させた盛土と碎石層を液状化層上の所定位置に運搬・静置した。液状化層は気乾状態の東北珪砂 7 号をサンドホッパーで自然落下させる空中落下法により作製した。目標とした液状化層の相対密度は $D_r=50\%$ であり、層厚 20mm (実物換算値 1m) ピッチで作製した。地盤作製途中に間隙水圧

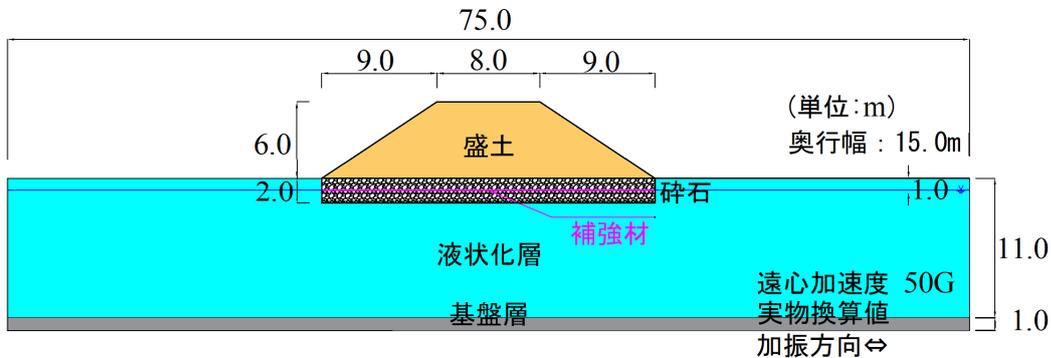


図-1 Case2の遠心模型実験の概要図

表-1 地盤に用いた地盤材料

項目	盛土	液状化層	碎石層・基盤層	試験名
	江戸崎砂	東北珪砂 7 号	いわき珪砂 3 号	
土粒子密度 (Mg/m ³)	2.709	2.627	2.640	土粒子の密度試験
平均粒径 (mm)	0.261	0.152	1.261	粒度試験
最大乾燥密度 (Mg/m ³)	1.673	1.401	1.519	突固めによる土の締め固め試験 (A-c 法)
最適含水比 (%)	17.1	-	6.0	
最大間隙比	0.799	0.871	0.830	最大密度・最小密度試験
最小間隙比	-	1.250	-	
相対密度 (%)	-	50	-	-
締め固め度 (%)	90	-	95	-
粘着力 (kN/m ²)	7	2	7	三軸圧縮試験 盛土・碎石層・基盤層: CD 条件 液状化層: CUB 条件
内部摩擦角 (°)	34	31	41	
透水係数 (m/s)	-	1.30×10 ⁻⁴	3.23×10 ⁻³	透水試験

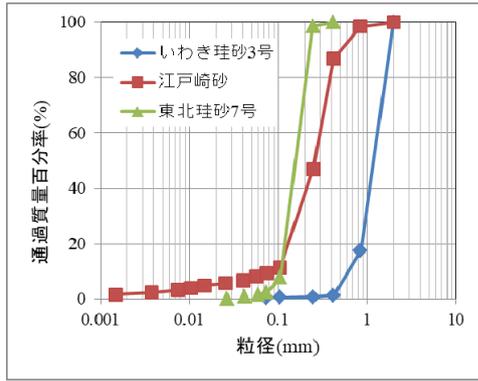


図-2 地盤材料の粒径加積曲線

計と加速度計を埋設するとともに、土槽ガラス前面に標点と色砂によるメッシュを作製した。液状化層の飽和は真空土槽を用いた負圧法で行った。地盤の間隙流体として、遠心加速度 (50G) に対して粘度が水の 50 倍になるように調整したメトローズ水溶液 (信越化学工業株製 60SH-50) を用いた。飽和方法はまず土槽全体を脱気槽に収納し、真空ポンプで約 98kN/m^2 の負圧を与え真空状態になるまで放置する。次に、ほぼ真空状態になったことを確認してから間隙流体の入った外部タンクと真空土槽の間に $9.8\sim 13.7\text{kN/m}^2$ の差圧をかけた。この差圧によって間隙流体が地盤表面に滴下し飽和される。メトローズ水溶液はできる限り地盤を乱さないように 1 時間当たり約 1kg 注入し、飽和には約 24 時間を要した。

実験を行うにあたり実設計と同様に弾性床上の梁理論から本工法にかかる最大のモーメントを算出し、その値から断面力を算出した。本実験における本工法の補強材の強度は、補強材の設計強度が断面力より大きくなるように $EA=3,000\text{kN/m}$ とした。実構造物の補強材は高強度のものを想定しているため、模型補強材は実物の引張剛性 $EA=3,000\text{kN/m}$ に実験相似則 1/50 の引張剛性 ($EA=60\text{kN/m}$) を有する厚さ 0.065mm のオレフィン系材料の格子状シートを使用した (ダイヤテックス製: BK-85) (写真-1)。実験前に模型補強材の校正試験を行い、実験時に計測したひずみを補正した。

(3) 計測項目

表-2 に計測項目一覧を示す。地中内奥行の中央には、盛土外～盛土直下及び浅層～深層の広範囲に、加速度計

表-2 計測項目一覧

計測器	計測対象	個数
加速度計 (圧電型)	入力加速度	2
	地中加速度	16
間隙水圧計	地中間隙水圧	14
ひずみゲージ式	補強材のひずみ	5 (5断面)
レーザー変位計 (非接触型)	盛土天端鉛直変位	2 (中央, 法肩)
	法尻水平変位	1
標点マーカー	地表面変位及び地盤内変位	地盤内 2m ピッチ 格子状

16 個と間隙水圧計 14 個を設置し、加振時における地中内の加速度と間隙水圧を計測した。本工法 (Case2) で使う模型補強材にはひずみゲージ 5 個を設置した。ひずみは 2 アクティブゲージ法 (直交配置法) で一軸応力を計測した。

加振時の盛土形状の変化は、分解能 0.048cm (実物換算) のレーザー変位計で測定した。また、加振前後における地盤の変形状況を観察するため、土槽前面のガラス面に水平方向と鉛直方向の色砂によるメッシュを作製した。メッシュ格子間には標点を配置した。標点はアルミ製のリベットであり、ガラス面との摩擦を極力小さくするため表面にグリースを塗布した。標点の直径は約 8mm で、その表面は移動状況が観察しやすいように蛍光ピンクで着色してある。図-3 に本工法 (Case2) の計測器配置図を示す。計測器の配置は Case1 も同様である。

図-4 に模型補強材に設置したひずみゲージ配置平面

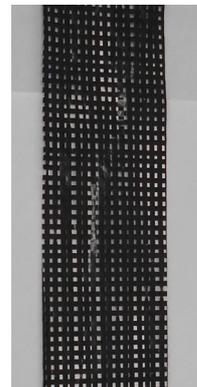


写真-1 模型補強材

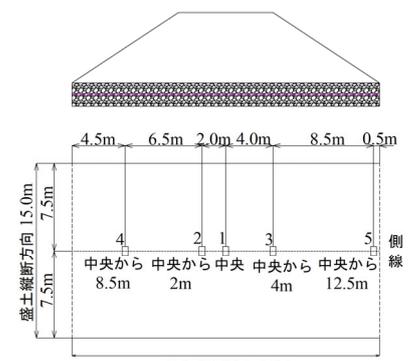


図-4 ひずみゲージ配置平面図

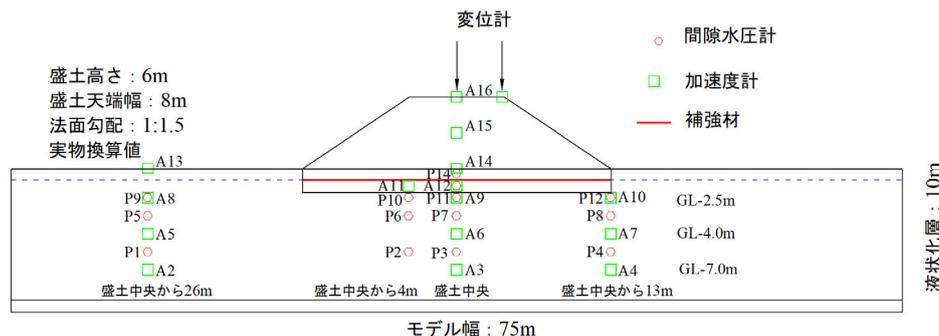


図-3 本工法 (Case2) の計測器配置図



写真-2 引張試験概要

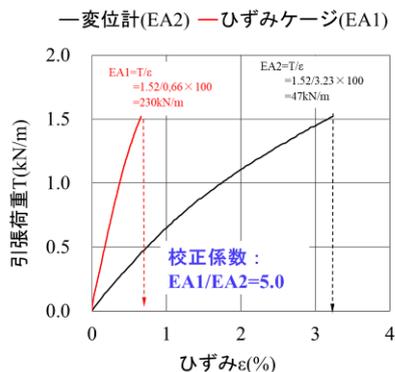


図-5 ひずみと引張荷重関係

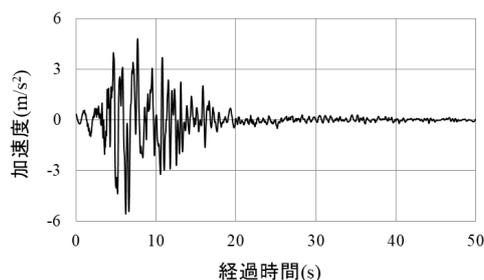


図-6 入力地震動

図を示す。本工法 (Case2) で使う模型補強材には、ひずみゲージを盛土中央、盛土中央と法肩間、法肩、法肩と法尻間及び法尻に 5 個配置し、補強材に発生するひずみを確認した。模型補強材は図-4 に示された実物寸法を模型寸法 (1/50) に変更した幅 30cm×長さ 52cm とした。実験前に模型補強材の引張試験を JIS L1908⁹⁾ に準じて行った。補強材の引張試験の概要を写真-2 に示す。模型補強材の引張試験を 5 回行い、ひずみの計測はひずみゲージ、供試体全長の変化は変位計で計測した。各計測点の 1%程度までのひずみにはバラツキがほとんど生じていない。5 回の引張試験結果で得られた 25 箇所の測定値の平均値を用いたひずみと引張荷重の関係 (模型スケール) を図-5 に示す。単位長さ当たりの引張荷重 (T) とそれらの平均ひずみ (ϵ) より引張剛性 $EA=T/\epsilon$ を求めた。ひずみゲージと変位計による引張剛性 EA はそれぞれ 230kN/m と 47kN/m であった。図-5 よりひずみゲージで計測した方が変位計よりも引張剛性が高くなっていることが分かる。これは実験に用いたメッシュ補強材の強度が小さいため、ひずみゲージを貼り付ける際に用いた接着剤の剛性が加わったことによるものと思われる。そのため動的遠心模型実験において、ひずみゲージで計測したひずみは図-5 の関係より補正した。補正方法はひずみゲージで測定した値に変位計とひずみゲージの引張剛性比 $EA1/EA2$ ($230/47 \approx 5.0$) を乗じて、動的遠心模型実験から得た補強材のひずみを変換した¹⁰⁾。また、張力は変換したひずみに引張剛性 EA (実物換算値 3,000kN/m) を乗じて求めた。

(4) 入力地震動

図-6 に実験に用いた入力地震動を示す。入力地震動は道路橋示方書のレベル 2 地震動タイプII-III種地盤のポートアイランド内地盤上の NS 成分を用いた。加振時間は 50 秒で最大加速度は 557gal である。入力地震動は相似則にて加速度振幅を 50 倍、時間を 1/50 倍に合わせて事前に作った波形を両ケースに使用した。

(5) 動的遠心模型実験結果

実験結果を盛土の天端沈下量、過剰間隙水圧比の経時変化、補強材の張力及び変形抑制効果の確認に分けて述

べる。実験結果の整理において、経時変化図は経過時間 0 秒～50 秒 (加振時) と 0 秒～1,500 秒 (加振後含む) に分けて整理した。遠心载荷プロセスにおける無対策及び対策時の盛土の天端沈下量は、それぞれ 3.1mm 及び 3.3mm と概ね同じ値であった。また、各測定位置の過剰間隙水圧も両ケースで同程度生じていることを確認している。なお、遠心载荷に伴う補強材の発生張力は、法尻で 0kN/m から盛土中央と法肩間で最大値 15kN/m であった。各経時変化図は 0.5 秒毎の測定値をグラフ化した。

a) 盛土の天端沈下量

図-7(a)に加振 0 秒～50 秒間のレーザー変位計で測定した各 Case の盛土の天端沈下量の経時変化を示す。加振 50 秒時点の盛土天端中央・法肩位置の沈下量は、Case1 でそれぞれ 95cm, 106cm に対し、Case2 で 83cm, 76cm である。対策と無対策の沈下量比 (対策/無対策) は、盛土天端中央で 87%, 法肩で 72%, 両測点の平均値は 80%となる。

図-7(b)に 0 秒～1,500 秒間のレーザー変位計で測定した各 Case の盛土の天端沈下量の経時変化を示す。1,500 秒時点の盛土天端中央・法肩位置の沈下量は、Case1 でそれぞれ 98cm, 108cm に対し、Case2 で 86cm, 81cm である。対策と無対策の沈下量比 (対策/無対策) は、盛土天端中央で 88%, 法肩で 75%, 両測点の平均値は 82%となる。以上の結果より、盛土天端中央よりも法肩の方が沈下抑制効果が大い。これは対策構造が法尻ストレッチングを抑制したことで、法尻に近い法肩で沈下抑制効果がより顕著に表れたものと思われる。

なお、盛土の天端沈下量は主に加振 0 秒～50 秒間で生じており、加振後の 50 秒～1,500 秒間では少ないことがわかる。

b) 過剰間隙水圧比の経時変化

図-8(a)に加振 0 秒～50 秒間の盛土中央直下 (上図) と法尻直下 (下図) における GL-2.5m 地点の過剰間隙水圧比の経時変化図を示す。過剰間隙水圧比は図-3 に示した間隙水圧計 (P11・P12) で計測した過剰間隙水圧を初期鉛直有効応力で除したものである。

Case1 の加振開始 5 秒から 20 秒間 (主要動時) に着目すると盛土中央直下 GL-2.5m 地点 (P11) において、通常は過剰間隙水圧比が上昇するが負の過剰間隙水圧比が

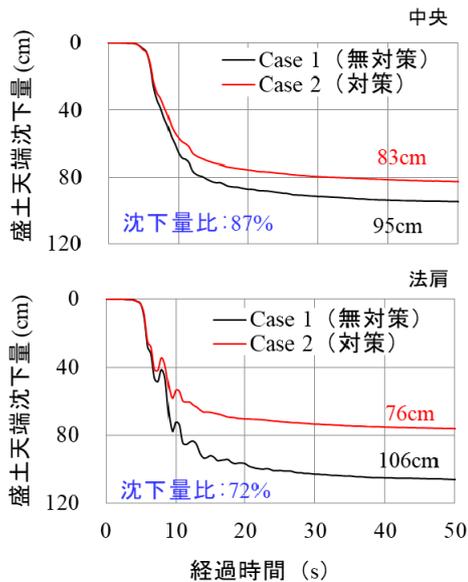


図-7(a) 盛土の天端沈下量の経時変化

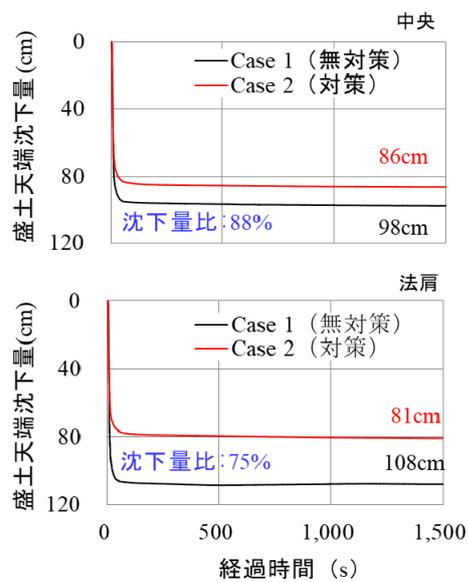


図-7(b) 盛土の天端沈下量の経時変化

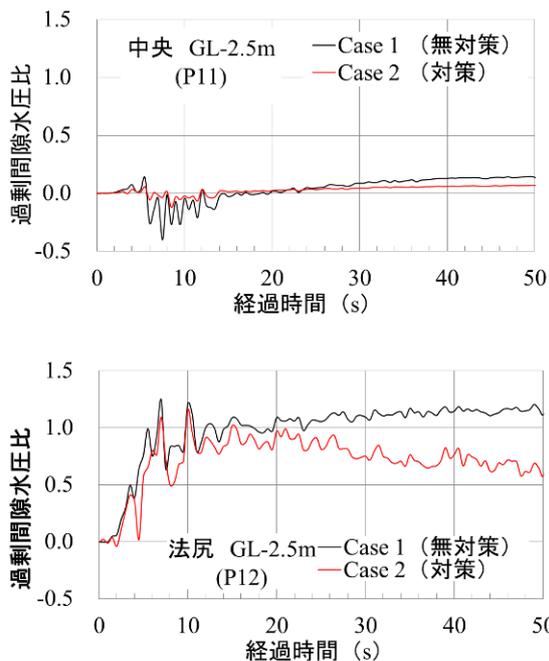


図-8(a) 過剰間隙水圧比の経時変化

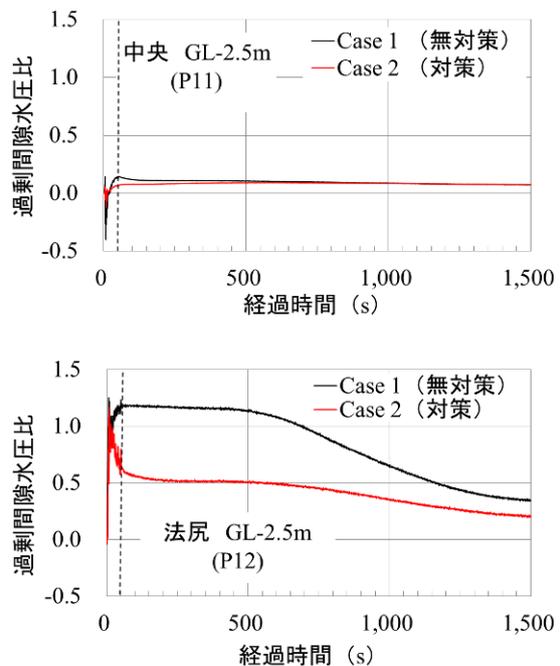


図-8(b) 過剰間隙水圧比の経時変化

生じている。この過剰間隙水圧比の低下挙動については、図-8(a)のP12から分かる通り5秒を過ぎるところから法尻部が液状化して盛土中央直下地盤の水平拘束圧が失われることにより、盛土中央直下の浅層地盤が盛土の荷重により水平変形したことが原因であると考えられる¹¹⁾¹²⁾。その後、周辺地盤からの水圧伝達により過剰間隙水圧比が上昇していったものと考えられる¹³⁾。ただし20秒以降の過剰間隙水圧比の上昇も0.1~0.2程度と極めて低い状態となっている。これにより、無対策の沈下量は小さい値になっているものと思われる。

Case2は盛土中央直下の負の過剰間隙水圧比の発生が少ない。これは補強材を含む碎石層がその下部の地盤の

側方への移動を抑制することにより負の過剰間隙水圧比の発生がある程度抑制されたからであると考えられる¹⁴⁾。

また、法尻直下GL-2.5m地点(P12)において、主要動後(加振開始20秒から50秒)でCase1に比べCase2は過剰間隙水圧の消散がみられる。これは碎石層の排水効果が発揮されたためと考えられる。

図-8(b)に0秒~1,500秒間の盛土中央直下(上図)と法尻直下(下図)におけるGL-2.5m地点における過剰間隙水圧比の経時変化を示す。加振後の50秒から1,500秒間に着目すると、盛土中央直下GL-2.5m地点(P11)でCase1, Case2とも同様な値を示している。一方、法尻直下GL-2.5m地点(P12)において、Case1は加振600秒時

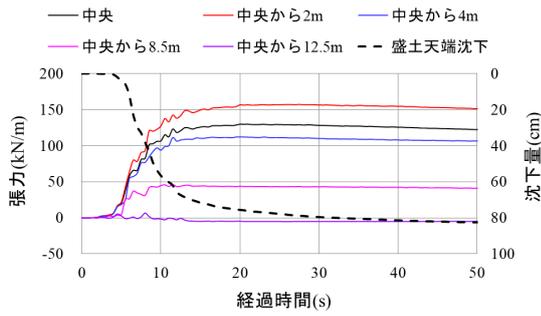


図-9(a) 補強材作用する張力 (0秒~50秒)

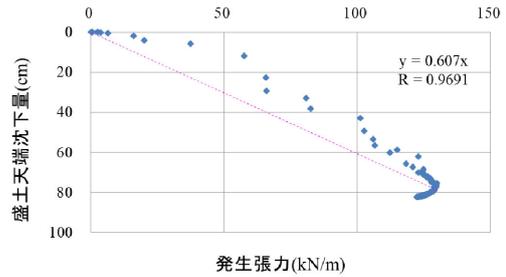


図-10 盛土の天端沈下量と補強材の張力関係図

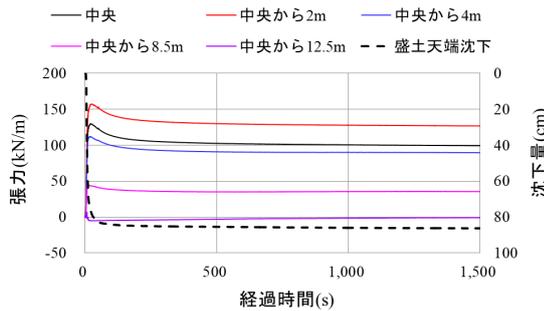


図-9(b) 補強材に作用する張力 (0秒~1,500秒)

点からようやく過剰間隙水圧の消散が始まるが、Case2は主要動時で既に過剰間隙水圧の消散が始まっている。Case2で碎石層による過剰間隙水圧の消散が発揮されていることが確認できる。

c) 補強材の張力

図-9(a)に加振0秒~50秒間と図-9(b)に0秒~1,500秒間の盛土下部の碎石層中央に敷設した補強材に作用する張力と盛土の天端沈下量の実物換算値の経時変化を示す。盛土の沈下抑制のために補強材が張力を発揮する過程を示すため、ひずみではなく張力で整理した。補強材の張力はひずみゲージで測定したひずみに校正係数 ($EA1/EA2 \approx 5$) を乗じて変換し、引張剛性 EA (実物換算値 $3,000\text{kN/m}$) を乗じて求めた。張力は主要動中 (加

振5秒~20秒間) にピークを迎え、主要動後 (20秒後) は一定の傾向を示している。また、図-9(a)から盛土天端の沈下と共に補強材の張力が増加していることがわかる。図-10に0秒~50秒間の盛土の天端沈下量と盛土中央・法肩間 (中央から2m) の補強材の張力の関係を示す。図-10では、相関係数が $R=0.9691$ と1に近く、盛土の天端沈下量と補強材の張力に相関性があると思われる。図-9(a)と図-10から盛土の沈下に対して補強材の補強効果 (引張抵抗力) が発揮しているものと考えられる。図-10より発生張力 $0 \sim 60\text{kN/m}$ において近似曲線と実測データが離れている。これは加振における変位発生初期に補強材の張力が急上昇したことを表しており、本工法の補強効果がうかがえる。

d) 変形抑制効果の確認

本実験において、本工法による盛土の変形抑制効果を確認するために、加振後の変形図から天端平坦性、法肩側方変位量、法尻ストレッチング量、法面勾配を求め表-3にまとめた。同様に液状化層の側方変位量について求めた。加振後の変形図はAutoCADに加振前後の写真を張り付けて盛土をなぞり、同一点で重ね合わせて作成した。作成した変形図を写真-3に示す。ここで、天端平坦性は盛土法肩の沈下量と盛土天端中央の沈下量の差で評価した。なお、盛土の変形状況により、盛土法肩は水平方向に縮小しているケースがある¹⁰⁾ため、法肩側方

表-3 盛土の変形抑制効果まとめ

	本研究					
	無対策			対策		
盛土の天端沈下量(cm)	左法肩	天端中央	右法肩	左法肩	天端中央	右法肩
	73	88	73	72	74	64
天端平坦性(cm) (天端の沈下量差)	15		15	2		10
天端の沈下量差比 対策無対策	-		-	13%		67%
法肩側方変位量 (cm)	左	右	左	右	左	右
	21	-63	14	-14		
法肩側方変位量比 対策無対策	-		-	67%		22%
法尻ストレッチング量 (cm)	左	右	左	右	左	右
	89	1	9	19		
	90			28		
法尻ストレッチング量比 対策無対策	-			31%		
法面勾配	左側法面	右側法面	左側法面	右側法面	左側法面	右側法面
	1:1.74	1:1.77	1:1.68	1:1.66		

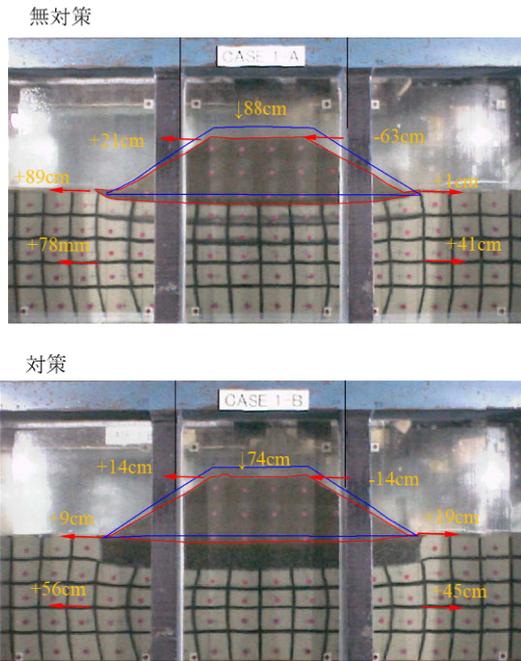


写真-3 本実験加振後の変形図

変位量については左右それぞれの値で評価する。また、法肩側方変位量は外側に広がる方向を正とする。法尻ストレッチング量は、地盤の液状化に伴う盛土の水平方向への拡幅量を言う¹⁵⁾。液状化層の側方変位量は盛土直下液状化層の側方変位量の最大値で定義する。法尻ストレッチング量及び液状化層の側方変位量は、外側に広がる方向にのみ変形しているため、左右それぞれの合計値で評価する。それぞれの比の値は盛土の天端沈下量比と同様に対策/無対策で表しており、値が小さいほど対策効果が大きい指標である。

天端平坦性（法肩と盛土天端中央沈下量の差）は無対策で左側 15cm 右側 15cm，対策で左側 2cm 右側 10cm となっており，天端の沈下は無対策及び対策において天端の中央がへこむような沈下形状をしているが，沈下量差の比は左側 13% 右側 67% となっており，天端の平坦性が確保されている。法肩側方変位量は無対策で左側 21cm 右側 -63cm，対策で左側 14cm 右側 -14cm となっており，法肩側方変位量比は左側 67% 右側 22% となっている。無対策及び対策において左右の法肩が左側に移動する挙動を示しているが，本工法による抑制が表れており右法肩の抑制量が大きい。無対策と対策の法尻ストレッチン

グ量はそれぞれ 90cm（左側 89cm+右側 1cm）と 28cm（左側 9cm+右側 19cm）で，法尻ストレッチング量比（対策/無対策）は 31% となる。写真-3 より無対策において法尻が隆起し左右に拡幅していることを確認した。これは地盤の液状化により盛土の中央が沈下することで，盛土下部の液状化層が側方に押し出され¹⁶⁾，盛土荷重の小さい法尻及びその周辺地盤において隆起したものである。盛土底面に碎石層と補強材を敷設する本工法の効果により，法尻ストレッチング抑制だけでなく隆起に関しても抑制し，盛土の変形抑制に寄与している。また，無対策と対策の盛土直下の液状化層の側方変位量はそれぞれ，119cm（左側 78cm+右側 41cm）と 101cm（左側 56cm+右側 45cm）で，側方変位量比（対策/無対策）は 85% となる。法尻ストレッチング抑制効果と比較すると小さいが，液状化層の側方変位量についても僅かに抑制効果がある。

加振前における法面勾配は 1:1.5 である。加振後の法面勾配は無対策で左側 1:1.74 右側 1:1.77，対策で左側 1:1.68 右側 1:1.66 となっており，対策時において無対策に比べて盛土法面が倒れこまず，加振前の法面勾配に近い。これは本工法により盛土の天端沈下量と法尻ストレッチングを抑制することで，法面の変形を抑制したためであると考えられる。

3. 2次元動的有効応力解析による再現解析

本研究の解析は地震中に発生する地盤の液状化などを時刻歴で再現できることで，時々刻々と変化する過剰間隙水圧や地盤・盛土の沈下量を適切に評価できる 2次元有効応力解析プログラム LIQCA2D21¹⁷⁾を用いて実施した。

(1) 解析条件

解析ケースは無対策 (Case1)，本工法 (Case2) の 2 ケースである。再現解析で用いた解析メッシュを図-11 に示す。解析メッシュの底面は水平及び鉛直固定，側面は水平固定及び鉛直ローラーで設定した。地下水位を想定した地表面から 1m の深度には排水境界を設け，それ以外の面は非排水境界としている。ここで，本工法 (Case2) では (3) で後述するように盛土中央直下の過剰間隙水圧比を再現できなかった。また，先行研究²⁴⁾

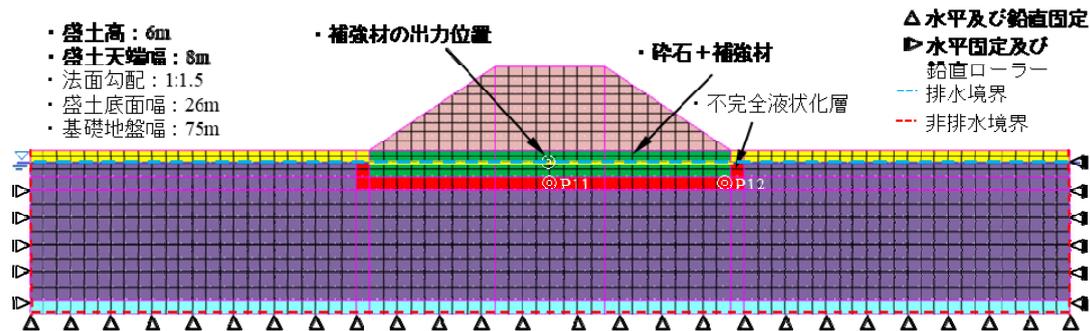


図-11 解析メッシュ

で碎石層の排水効果により碎石層直下の地盤が液状化に至らない不完全液状化領域（過剰間隙水圧比が 0.2~0.4 程度）が確認されている。以上より本工法の碎石層周辺 1m に不完全液状化層を設けた Case3 を追加して実施した。この領域の透水係数は碎石層と同じ値を使用し、その他の物性値及びパラメータは液状化層と同じ値を使用した。

図-6 に示した入力地震動をメッシュ底面に入力として与えた。表-4 に解析に用いた地盤物性値とパラメータを示す（液状化層は相対密度 50% を使用）。表-4 における物性値とパラメータの設定方法は東北珪砂 7 号の単位体積重量、透水係数、初期間隙比、圧縮指数、膨潤指数、初期せん断剛性、変相応力比及び破壊応力比については、事前に実施した等方圧密除荷試験及び三軸繰返し試験結果より決定した。その他のパラメータについて

は、三軸繰返し試験で得られた応力ひずみ関係及び液状化強度曲線にフィットするように試行錯誤の上で決定した。

江戸崎砂及びいわき珪砂 3 号の単位体積重量、透水係数及び初期間隙比については、事前に実施した動的変形試験より決定した。その他のパラメータについては、試験結果で得られた $G-\gamma$, $h-\gamma$ の曲線にフィットするように決定した。図-12 に有効応力経路、応力ひずみ関係及び液状化強度曲線の要素シミュレーション結果を示す。補強材は梁要素でモデル化し、設定位置の地盤と節点を共有している状態である。補強材の引張と圧縮だけを考慮するため、引張剛性 EA を 3,000kN/m で設定し、曲げ剛性 EI は $10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$ と設定した³⁾¹⁸⁾。模型実験における再現解析は実物スケールにて実施したため、実物相当

表-4 解析に用いた物性値とパラメータ

パラメータ名		盛土 江戸崎砂	液状化層 東北珪砂 7 号 相対密度 50%	液状化層 東北珪砂 7 号 相対密度 70%	碎石 いわき珪砂 3 号	基盤 いわき珪砂 3 号
モデル		RO モデル	繰返し弾塑性モデル		RO モデル	弾性モデル
単位体積重量	γ (kN/m ³)	192	183	183	186	186
透水係数	k (m/s)	-	1.30E-04	1.30E-04	3.23E-03	3.23E-03
初期間隙比	e_0	0.799	0.871	0.871	0.830	0.830
圧縮係数	λ	-	0.0110	0.0110	-	-
膨潤係数	κ	-	0.0011	0.0011	-	-
初期剛性	E_0 (kN/m ²)	89,700	39,900	39,900	154,200	154,200
無次元初期せん断係数比	G_0/σ_m	-	93.75	242.8	-	-
過圧密比	OCR	-	1.0	1.0	-	-
変相応力比	M_m	-	0.687	0.737	-	-
破壊応力比	M_f	-	1.265	1.314	-	-
硬化パラメータ	B_0	-	5,000	5,600	-	-
硬化パラメータ	B_1	-	250	250	-	-
異方性消失のパラメータ	C_0	-	2,000	2,000	-	-
基準ひずみ (塑性剛性)	γ_p^0	-	0.0015	0.0017	-	-
基準ひずみ (弾性剛性)	γ_e^0	-	0.0150	0.0170	-	-
ダイレイタンス係数	D_0	-	200	130	-	-
ダイレイタンス係数	n	-	8.50	10.50	-	-
せん断弾性係数のパラメータ	a	4,758	-	-	5,820	-
せん断弾性係数のパラメータ	b	0.5	-	-	0.5	-
RO パラメータ	α	60	-	-	36	-
RO パラメータ	γ	23	-	-	26	-
粘着力	c (kN/m ²)	-	20	20	-	74
摩擦角	ϕ (°)	-	31.0	31.0	-	41.2
ラメ係数	μ	-	-	-	-	1,495,888
	λ	-	-	-	-	75,019

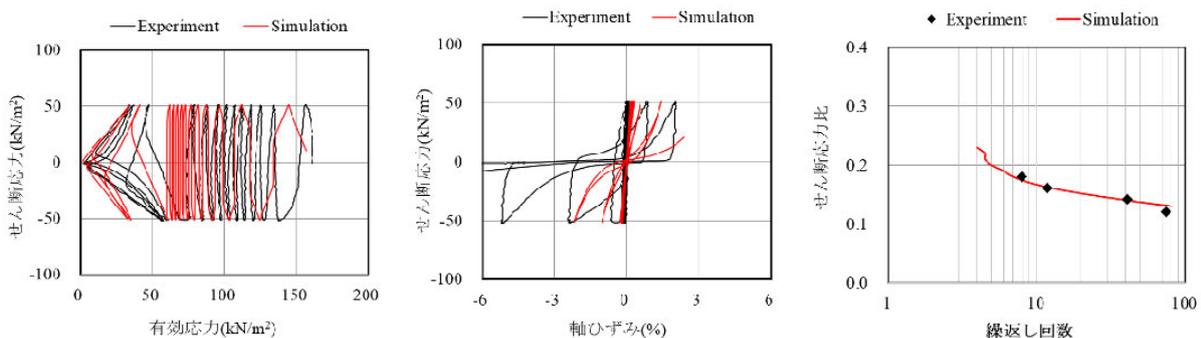


図-12 要素シミュレーション結果

の補強材の引張剛性を採用した。初期応力場は LIQCA マニュアル⁷⁾に準じて、各材料を弾完全塑性でモデル化して作成した。

(2) 盛土の天端沈下量の経時変化

図-13 に盛土の天端沈下量（中央と法肩）の経時変化を示す。各グラフは 0.1 秒毎のデータを利用して作成した。盛土天端中央の沈下量は無対策（Case1）では、実験値（95cm）が解析値（124cm）より小さい。これは本実験で主要動中に負の過剰間隙水圧比が発生し、その後の過剰間隙水圧比も 0.1~0.2 程度と小さかったためと思われる。一方、本工法（Case2）においては実験値（83cm）と解析値（91cm）となっている。また、不完全液状化層を設けた本工法（Case3）は解析値（90cm）である。盛土法肩の沈下量は無対策（Case1）では、実験値（106cm）が解析値（113cm）より小さい。本工法（Case2）においては実験値（76cm）と解析値（78cm）となっており、本工法（Case2）における盛土法肩の沈下量は、盛土の天端沈下量と同様に実験値と解析値が同程度となっている。また、不完全液状化層を設けた本工法（Case3）は解析値（77cm）であり、盛土天端中央の

沈下量と同様に本工法（Case2）とほぼ同じである。

(3) 過剰間隙水圧比の経時変化

図-14 に盛土中央（P11）と法尻部直下（P12）の GL-2.5m 地点における過剰間隙水圧比の経時変化を示す。

盛土中央地点（P11）の解析値は Case1 で加振初期から 5 秒程度までは上昇傾向、5 秒から 7 秒前後までは負の過剰間隙水圧が発生し、その後は再度上昇傾向を示しているが、実験値より 5 倍~7 倍程度大きい。負の過剰間隙水圧発生後の過剰間隙水圧比の挙動は再現できなかった。Case2 においては実験では過剰間隙水圧比がほとんど発生していないが、解析では 0.7 程度と大きな値となっている。25 秒付近から碎石層による過剰間隙水圧の消散が起こっているが実験値より大きいままである。Case3 は加振中の 5 秒~20 秒間は解析値が実験値よりスパイクが若干大きい、加振初期から 5 秒程度までと加振後 20 秒以後は解析値と実験値に近い値になった。

一方、法尻地点（P12）の解析値は Case1, Case2, Case3 とも加振初期から 15 秒程度までは上昇傾向、その後全 Case において一定の傾向を示している。法尻直下（P12）の過剰間隙水圧比については、Case1 において解

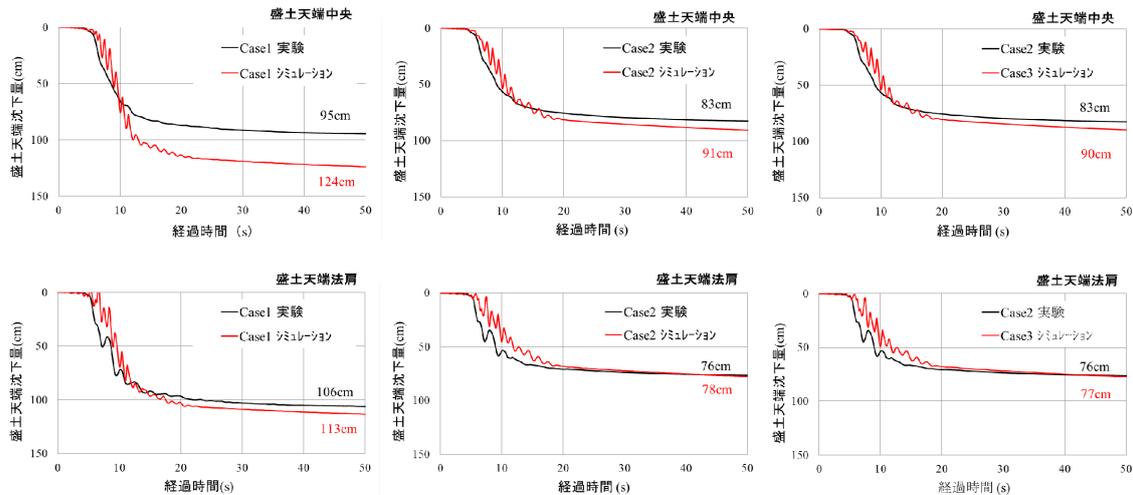


図-13 盛土の天端沈下量の経時変化（実験・解析）

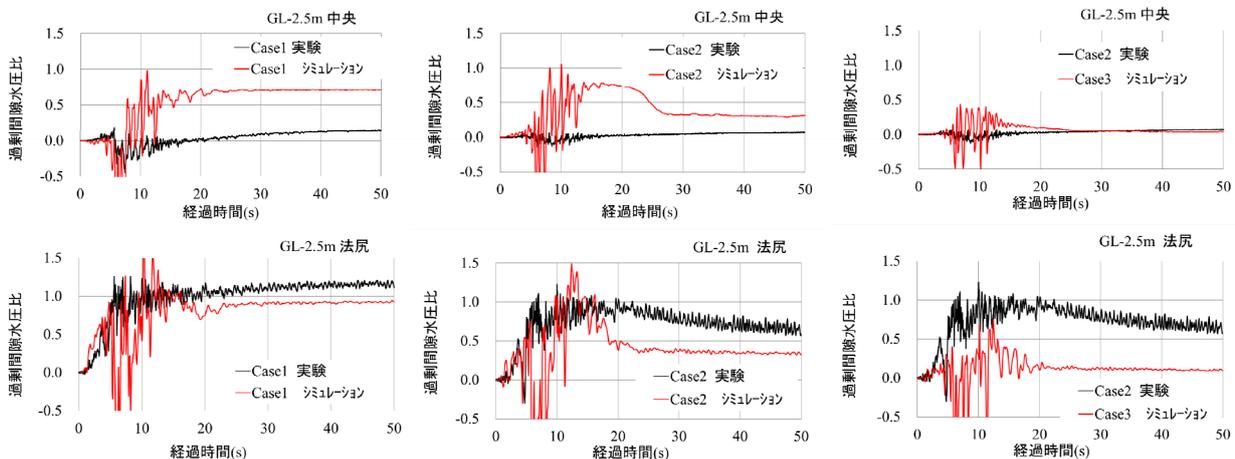


図-14 過剰間隙水圧比の経時変化（実験・解析）

析値にスパイクが生じているものの実験値と概ね同じ傾向を示している。Case2 及び Case3 においては実験値と比べて解析値が小さくなっており、実験の過剰間隙水圧比の傾向を再現できなかった。

(4) 補強材の張力

図-15 に碎石層の中央位置に敷設した補強材の張力の経時変化を示す。解析値は加振開始 5 秒時点から張力が増加し、12 秒後から一定値を示している。一方、実験値は加振開始 5 秒時点から張力が増加し、20 秒後から若干の低減傾向を示している。解析値が実験値より全体的に張力が小さいが、5 秒から 12 秒における時間あたりの張力の増加は同様な傾向を示している。Case2 よりも不完全液状化層を見込んだ Case3 の方がより実験値に近い値になった。

(5) 変形抑制効果

図-16 に加振終了後の液状化地盤及び盛土の形状を示す。Case1 の盛土の法尻ストレッチング量 96cm (左側 57cm+右側 39cm) に対し、Case2 が 20cm (左側 14cm+右側 6cm)、Case3 が 15cm (左側 10cm+右側 5cm) と本工法によりかなり抑えられている。なお、液状化地盤の側方変位量は Case1 で 207cm (左側 113cm+右側 94cm) に対し、Case2 で 200cm (左側 108cm+右側 92cm)、Case3 で 177cm (左側 94cm+右側 83cm) であり、本工法による抑制が見られるものの、法尻ストレッチング量と比較すると抑制量は小さい。

4. 予測解析

前節の再現解析において無対策 (Case1) における負の過剰間隙水圧の発生と Case2, Case3 における法尻部直下の過剰間隙水圧比を再現することは出来なかったが、

対策時の盛土の天端沈下量は実験と再現解析で近い値となった。また、Case3 において盛土中央地点の過剰間隙水圧比が実験値とより近づいたこと、さらに、補強材の張力が実験値と近い値になったため、無対策 (Case1) 及び碎石層周辺 1m に不完全液状化層を設けた本工法 (Case3) において、本実験より高い盛土高さで液状化層厚及び液状化層の相対密度を変えて解析を行うことで本工法における適用性について検討した。

(1) 解析条件

本節では盛土高さを本実験と同じ 6m とさらに高い 10m の 2 ケース、液状化層厚を 2m, 5m, 10m の 3 ケース、液状化層の相対密度を 50%, 70% の 2 ケース、Case1 と Case3 の 2 ケースを組み合わせ合わせた計 24 ケースの解析を行った。補強材の強度に関しては実験時に実設計と同様の設計にて決定した再現解析と同じ強度である $E_A=3,000\text{kN/m}$ を採用した。

図-17 に盛土高さを変えた場合の有限要素メッシュを示し、図-18 に液状化層厚を変えた場合の有限要素メッシュの一例を示す。固定条件、排水条件、地震動、入力パラメータについては前節と同様である。

(2) 解析結果

表-5 に今回実施した 24 ケースの盛土の天端中央沈下量及び対策と無対策の沈下量比 (対策/無対策) についてまとめた。相対密度 50% において盛土高さが 6m から 10m に増えると沈下量が増加するが、相対密度 70% においては盛土高さが 6m から 10m に増えても沈下量は同等か減少している。これは中密な状態である相対密度 70% の地盤に対して盛土の荷重による拘束効果が働いたためと思われる。

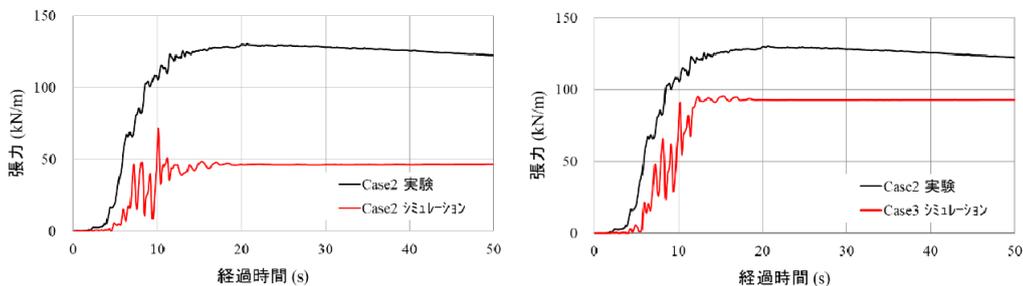


図-15 補強材張力の経時変化 (盛土中央)

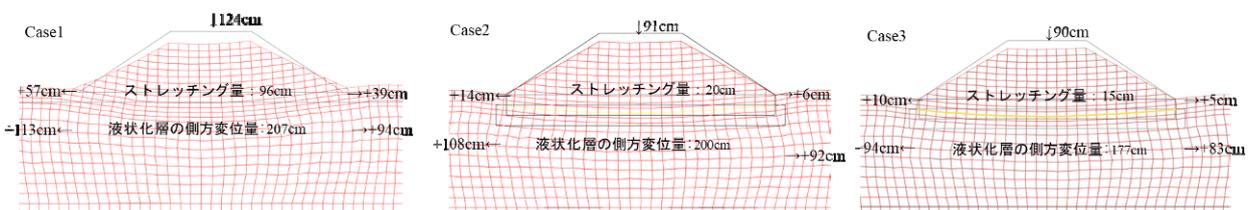


図-16 加振終了後盛土形状

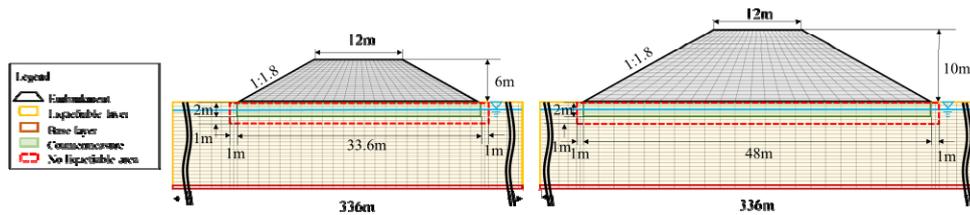


図-17 解析メッシュ（盛土高さによる違い）

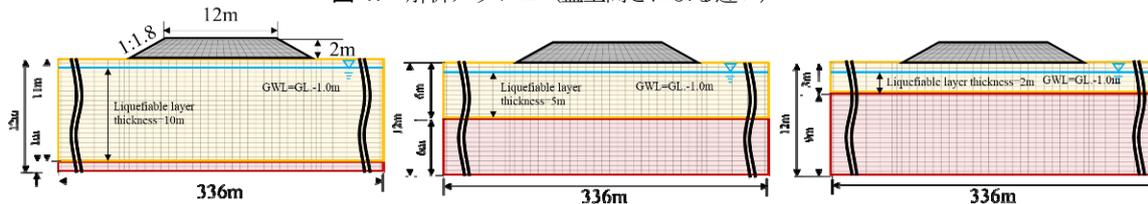


図-18 解析メッシュ（液状化層厚による違い）

表-5 予測解析の天端沈下量

盛土高さ (m)	液状化層厚 (m)	相対密度 (%)	盛土の天端中央沈下量 (cm)		沈下量比 (%) (対策/無対策)
			無対策	対策	
6	2	50	19.5	18.5	95%
		70	25.8	15.0	58%
	5	50	50.9	22.1	43%
		70	40.1	21.6	54%
	10	50	108.1	65.1	60%
		70	97.7	66.7	68%
10	2	50	27.4	19.6	72%
		70	29.0	13.0	45%
	5	50	59.8	30.3	51%
		70	33.6	21.8	65%
	10	50	149.0	85.7	58%
		70	91.7	61.5	67%

対策と無対策の沈下量比は無対策の沈下量が少ない液状化層厚2mのケースを除いて43%～68%であった。浅層に碎石と補強材を設置する本工法において、液状化層厚が大きくなるほど沈下抑制効果が小さくなる傾向が見られるものの、液状化層厚10mのような地盤であってもある程度の本工法による沈下抑制効果が発揮されていることが分かった。また、液状化層厚5m、10mでは相対密度50%の方が本工法による沈下抑制効果が表れる結果となった。これは本実験及び再現解析で確認された本工法による盛土の法尻及び液状化層の側方変位を抑制する効果（写真-3及び図-16を参照）が発揮されたことにより、変形しやすい相対密度50%において、相対密度70%より沈下抑制効果が大きく表れたものと思われる。液状化層厚10mのケースでは対策効果は見られるものの対策後の沈下量が大きな値であることから、その沈下量が許容されるかどうかは道路管理者によると思われる⁹⁾。一般的に良く用いられている許容値は沈下量50cmが修復限界と見なされていることが多い⁹⁾。道路震災対策便覧に記載されている本工法と似た変状傾向において、沈下量50cm未満の時に、走行性に支障のない小被害であるとされている²⁾。

以上より液状化層厚10mのような地盤においては、橋

台背面などの構造物との段差については許容値以上の段差量が発生する可能性について厳しい面があるが、道路縦断方向に関してはある程度均一に沈下する傾向があり、本工法の沈下抑制効果が有力である可能性が高い。

5. 結論

動的遠心模型実験結果及び動的有効応力解析結果より、以下に示す事項が明らかになった。

本実験において本工法による盛土の変形抑制効果を確認するために、加振後の変形図から盛土の天端沈下量、天端平坦性、法肩側方変位量、法尻ストレッチング量、法面勾配を求めてまとめた。本工法は法尻ストレッチング抑制と盛土天端沈下抑制により、天端平坦性を確保し、法肩側方変位量及び盛土法面の変形を抑制していることが分かった。

動的有効応力解析手法を用いて本実験の再現解析を行った。対策時においては先行研究²⁾で確認されている碎石層周辺 1m に不完全液状化層を設けた本工法（Case3）を追加した。Case3 においては盛土中央の過剰間隙水圧比と補強材の張力が実験の値に近づき、盛土の

天端沈下量は実験の値と同程度になった。

再現解析をもとに予測解析を行った。無対策の Case1 及び盛土天端中央の沈下量が実験と近い値となった Case3 で本工法の適用性を評価した。その結果、液状化層が 10m で、盛土高さが 10m であっても本工法の適用によりある程度の盛土の沈下抑制効果が期待できることが分かった。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説，pp.35-44，2017.
- 2) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）平成18年度改定版，pp.66-67，2007.
- 3) 村上清基，久保幹男，松本正士，大河内保彦：液状化地盤上の盛土の変形抑制を目的としたジオシンセティックスを砕石で挟む対策工法，ジオシンセティックス論文集，第25巻，pp.133-140，2010.
- 4) ラアウン，久保幹男，高橋章浩：液状化地盤上の盛土におけるジオシンセティックスと砕石を使った変形抑制対策，地盤工学ジャーナル，16巻4号，pp.295-305，2021.
- 5) 村上清基，久保幹男，ラアウン，川崎始，余川弘至：液状化地盤上砕石ジオシンセティックス対策盛土の形状保持効果に関する遠心模型実験，第56回地盤工学研究発表会，13-7-1-06，2021.
- 6) ラアウン，久保幹男，横山公明，川崎始，余川弘至：液状化地盤上砕石ジオシンセティックス対策盛土の形状保持効果に関する再現解析，第56回地盤工学研究発表会，13-7-1-07，2021.
- 7) 余川弘至，ラアウン，久保幹男，横山公明，川崎始：液状化地盤上砕石ジオシンセティックス対策盛土の形状保持効果に関する予測解析，第56回地盤工学研究発表会，13-7-1-08，2021.
- 8) 国立研究開発法人土木研究所実験施設：<https://www.pwri.go.jp/team/smd/facility.html>（2024年7月19日閲覧可能）
- 9) JISL 1908:2000：ジオテキスタイル試験方法，2000.
- 10) 佐々木康，加納秀樹，村上奉嗣，辻誠治：ジオグリッドによる堤防の液状化時の被害軽減効果に関する振動台実験，ジオシンセティックス論文集，第18巻，pp.267-274，2003.
- 11) 古賀泰之，古関潤一，高橋晃浩：飽和砂地盤と盛土の地震時挙動に関する動的遠心模型実験，土と基礎：地盤工学会誌，40(5)，pp.17-22，1992.
- 12) 平川大貴，荒木裕行：押え盛土による既存堤防の耐震化に関する基礎研究，ジオシンセティックス論文集，第36巻，pp.97-102，2021.
- 13) 乙志和孝，大竹雄，加藤智雄，原隆史，八嶋厚：排水機能付き矢板を用いたフルーム開水路の液状化対策に関する解析的研究，地盤工学ジャーナル，5巻4号，pp.569-587，2010.
- 14) 小嶋啓介，山下修平，笠原清麿，横田善弘，丸尾晋一：補強材の敷設による盛土構造物の液状化被害軽減効果に関する検討，ジオシンセティックス論文集，第13巻，pp.236-243，1998.
- 15) 豊田耕一，杉田秀樹，佐々木哲也，石原雅規：液状化地盤上の耐震対策工法に関する実験，土木技術資料，48-5，2006.
- 16) 弥勒綾子，澤田亮，大木基裕，勅使川原敦，金口義胤，舘山勝：液状化地盤における盛土の挙動に関する実験的研究（その1），第38回地盤工学研究発表会，pp.1315-1316，2003.
- 17) LIQCA Research and Development Group：User's manual for LIQCA2D21，2021.
- 18) 高橋章浩，HLA AUNG，倉知義直，久保幹男：ジオシンセティックス液状化変形抑制工法の動的遠心模型試験に対する解析的検討，第50回地盤工学研究発表会，pp.1807-1808，2015.
- 19) 一般財団法人土木研究センター：盛土の性能評価と強化・補強の実務，pp.58-59，2014.

DEFORMATION SUPPRESSION EFFECT OF CRUSHED STONES AND GEOSYNTHETICS FOUNDATION CONSTRUCTED UNDER AN EMBANKMENT OVER A LIQUEFYING GROUND

Tomoyuki OBATA, Mikio KUBO, Hajime KAWASAKI, Hiroshi YOKAWA
and Hla AUNG

The authors conducted experiments and analysis to confirm the deformation suppression effect of a road embankment with a shallow foundation composed of crushed stones and geosynthetics over liquefying ground. Because previous studies were conducted on embankments with heights of 4 m, the authors additionally conducted a 50 G centrifugal experiment on embankments with a height of 6 m. The configurations of embankments with and without the countermeasure after soil liquefaction were compared and the authors confirmed that the countermeasure suppressed deformation and kept the shape of the embankment sufficiently. The dynamic effective stress reproduction analysis was conducted and the analysis was used to examine the deformation reduction effects of embankments even greater than 6 m in height.

KEYWORDS: Embankment, Soil liquefaction, Geosynthetics, Crushed stone, Deformation suppression