

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

酒井崇之¹，辻慎一朗²，中野正樹³，野田利弘¹，田代むつみ³

- 1 名古屋大学減災連携研究センター
- 2 前田工織株式会社 地盤防災推進部
- 3 名古屋大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻

概要

2007年、能登半島地震によって、のと里山海道(旧能登有料道路)が崩壊した。多くの崩壊した盛土はジオテキスタイル補強土を用いた補強土工法で復旧されている。本研究の目的は、ジオテキスタイル補強土を用いた盛土に対し、地震応答解析を実施し、補強土の地震における挙動を調べることである。以下に得られた結論を述べる。1)ジオテキスタイル補強土で作製された盛土は、耐震性を十分有している。2)ジオテキスタイル補強土の締固め度が大きいと、ジオテキスタイルの有無による挙動に変化はあまり見られない。3)補強土の締固め度が大きい場合、地震時にジオテキスタイルの張力は小さい。4)地震時にジオテキスタイルありの補強土は、無しの補強土よりも地震時の応力比が小さい。

キーワード：ジオテキスタイル，地震応答解析，盛土

1. はじめに

2007年3月25日、石川県輪島市西南沖40kmの日本海でマグニチュード6.9の能登半島地震が発生し、七尾市、穴水市、輪島市で震度6強を観測した。この地震により、地盤の液状化や盛土斜面の大崩壊などが起こった。のと里山海道(旧能登有料道路)においては、七尾市や穴水町で11箇所盛土崩壊が起こり、崩壊した盛土は、8箇所において耐震性に優れたジオテキスタイル補強盛土工法により強化復旧され(写真1)、地震発生から約1ヵ月後には、のと里山海道(旧能登有料道路)は全線開通した。



写真1 ジオテキスタイル補強土

ジオテキスタイル補強土を用いた構造物は、兵庫県南部地震において、変形が小さかったという報告がある¹⁾。また、ジオテキスタイル補強土の耐震性は模型実験でも示されている²⁾。本研究では、のと里山海道の復旧後の盛土を対象として、詳細な室内試験を盛土材料に対して実施し、二次元平面ひずみ条件下でモデル化し、地震応答解析を実施し、耐震性や耐震メカニズムの把握を行う。解析には土骨格の構成式に骨格構造(構造・過圧密・異方性)とその働きを記述するSYS Cam-clay model³⁾を搭載した水～土連成

有限変形解析コード(GEOASIA⁴⁾)を用いている。なお、筆者らは、既往の研究において、のと里山海道の盛土の能登半島地震における地震後の盛土崩壊現象を、同コードを用いて再現している⁵⁾。

2. 解析断面のモデル化と解析条件

2.1 はじめに

図2.1に本解析で対象とした盛土の断面図を示す。盛土高さ32m、天端幅13mで、図に示すように様々な材料からなる盛土である。また、ジオテキスタイルを用いた補強土エリアは図2.1の水色の部分にあたる。補強土の法面勾配は1:0.6であり、急な勾配であるが、これは補強土盛土の特徴である。盛土の法尻には透水性の良い栗石を用い、盛土の大部分には崩壊土砂を石灰で改良した土を用いている。また、余った崩壊土砂で抑え盛土を行った。2.3節において、各材料の材料定数および初期値を決定する。2.4節において、入力地震動について述べる。

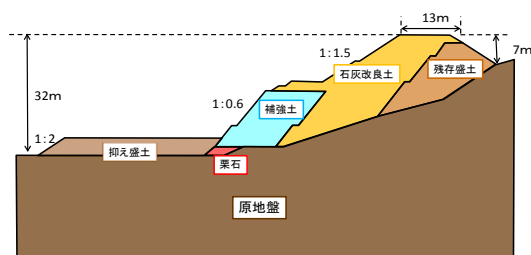


図2.1 解析対象

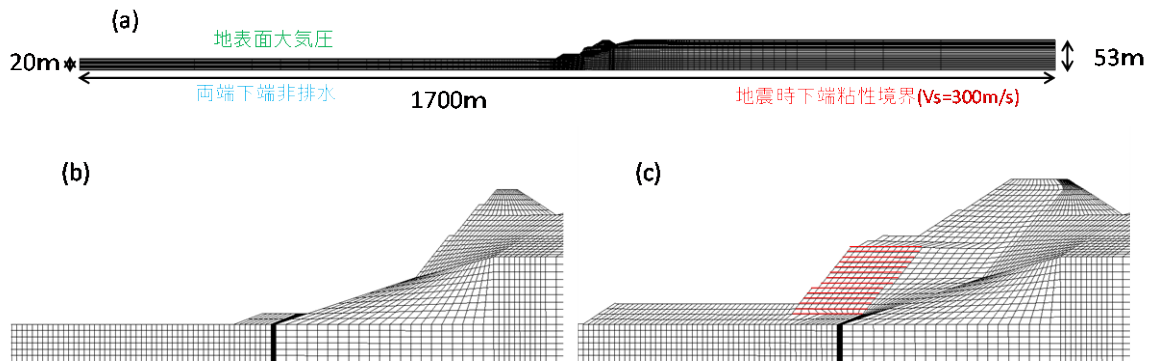


図 2.2 有限要素メッシュ図

2.2 解析断面

図 2.2 は本解析で用いた有限要素メッシュ図を示す。(a)は解析全断面、(b)、(c)は盛土部を拡大したメッシュ図で、それぞれ復旧前の初期状態、盛土築造後を示す。解析は盛土や地盤が進行方向に等断面で構成されているものとして、平面ひずみ条件で全断面を用いて計算を行った。メッシュ図は、実際の形状を極力再現した。初期状態とは、崩壊土砂を撤去した後とした。計算で用いた地盤は、横 1700m であり、側面の影響が無いように十分に広く解析領域を設定した。

水理境界は両端、下端は非排水条件で、地表面のみ排水条件とした。なお、盛土、地盤ともに完全飽和状態を仮定している。つまり、盛土表面(境界)、地表面と表面水位が一致するように設定しているため、盛土には常に水が供給されている状態を想定している。

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た。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⁷⁾を設けている。

高さ 32m の盛土の施工過程は、水~土二相系弾塑性体として高さ約 1m の有限要素を順次追加することにより表現する。この時の盛土施工速度は、能登有料道路復旧工事記録誌⁸⁾を参考に決定した。

ジオテキスタイルのモデル化については、図 2.2(c)の赤線が示す部分について、節点間の距離が変わらない条件⁹⁾を入力することで、ジオテキスタイルを表現した。なお、計算手順は盛土構築~地震波入力~圧密放置までの一連の流れを計算した。

2.3 各材料の材料定数および初期値の決定

各材料に対して、一軸圧縮試験や三軸圧縮試験が実施されていたので、それらを弾塑性構成式 SYS Cam-clay model で再現を行い、解析で用いるパラメータを決定した。再現結果を図 2.3~2.6 に示す。また、表 1、2 に再現計算で得られた弾塑性パラメータおよび初期値を示す。なお、原地盤と残存盛土についての再現結果は文献 5) を参照されたい。

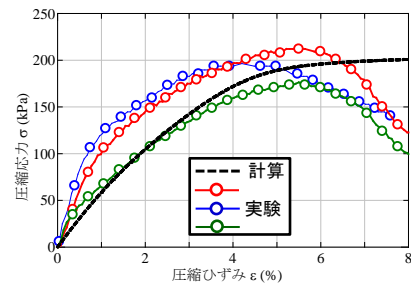


図 2.3 石灰改良土の再現結果(一軸圧縮試験)

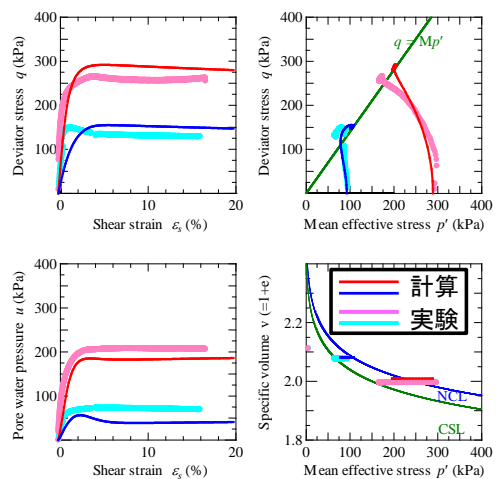


図 2.4 抑え盛土の再現結果(非排水三軸圧縮試験)

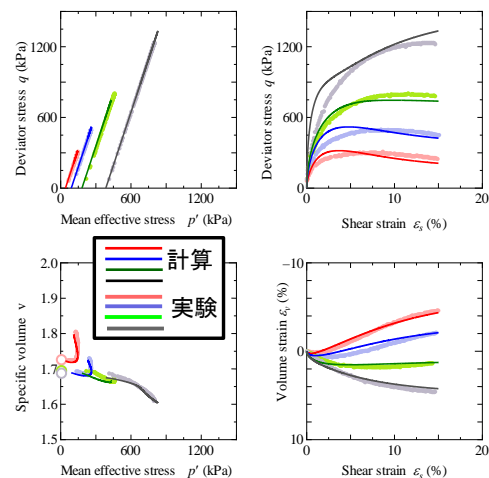


図 2.5 栗石の再現結果(排水三軸圧縮試験)

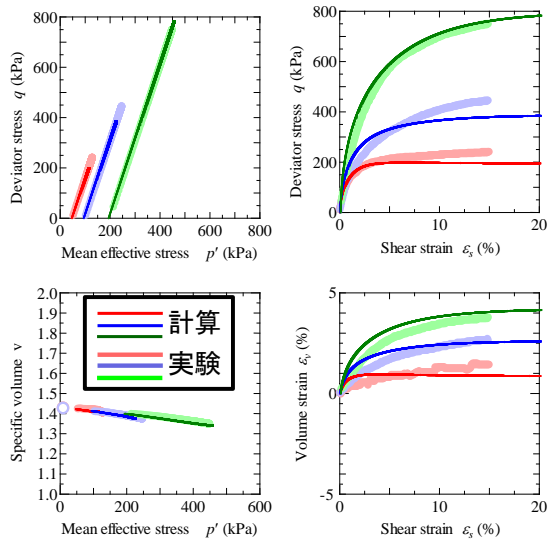


図 2.6 Dc90%の補強土の再現結果(排水三軸圧縮試験)

(1) 原地盤および残存盛土

原地盤は凝灰角礫岩である。また、崩壊する前の盛土も凝灰角礫岩が用いられていた。既往の研究⁵⁾で、凝灰角礫岩を盛土崩壊現場から採取しており、各種室内試験を実施し、構成式で再現している。既往の研究で対象としている盛土は、今回対象としている盛土と位置が少し異なるが、同じ材料と仮定した。

(2) 石灰改良土

石灰改良土には、盛土堤体からサンプリングした試料を用いて、一軸圧縮試験を実施している。石灰添加量は配合試験により求めており、今回用いた試料は 30~50kg/m³である。本研究では、サンプリング過程および一軸圧縮試験過程を計算し、試験結果を再現した。この際、弾塑性パラメータは母材である盛土崩壊土砂と同じものと仮定した。

(3) 抑え盛土

抑え盛土は、余った崩壊土砂を締固めている。そこで、既往の研究で採取した盛土崩壊土砂を締固めて作製した供試体に対し、非排水三軸試験を実施し、試験結果を再現した。なお、盛土の締固め度は 90%とした。

(4) 栗石

礫材の排水三軸試験結果¹⁰⁾を再現した。

(5) 補強土

補強土は、購入された良質な締固め材である。この材料を用いて実施された排水三軸圧縮試験結果を再現した。供試体の締固め度は 90%であり、設計で用いられた締固め度と同じである。実際の盛土は締固め度 95%で締固められているので、本研究では、締固め度 90%と 95%のケースで計算を行った。

表 2.1 材料定数

材料名				
	抑え盛土 石灰改良 原地盤 残存盛土	補強土	栗石	
弾塑性パラメータ				
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.098	0.040	0.105
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.030	0.002	0.005
限界状態定数	M	1.400	1.750	1.700
NCLの切片	N	2.090	1.440	1.895
ポアソン比	ν	0.300	0.200	0.300
発展則パラメータ				
正規圧密土化指数	m	1.700	5.000	1.200
構造劣化指数	a	0.300	10.00	2.000
	b	1.000	1.000	1.000
	c	1.000	1.000	1.000
塑性指数	c_s	0.100	1.000	1.000
回転硬化指数	b_t	0.300	0.001	1.000
回転硬化限界定数	m_b	0.500	0.500	0.001

表 2.2 初期値

材料名	構造の程度 $1/R^*_0$	比体積 v_0	応力比 η_0	異方性 ζ_0
抑え盛土	4.00	2.250	0.00	0.00
石灰改良土	145	2.367	0.00	0.00
原地盤	1.20	1.600	0.54	0.54
残存盛土	7.50	2.140	0.54	0.54
補強土(Dc=90%)	1.10	1.428	0.00	0.00
補強土(Dc=95%)	1.10	1.350	0.00	0.00
栗石	1.00	1.593	0.00	0.00

2.4 入力地震動

入力地震動を図 2.7 に示す。入力地震動は文献⁵⁾と同じ、能登半島地震において k-net 穴水観測点¹¹⁾で観測された地震動である。道路がほぼ南北方向に道路が走っている箇所なので、EW 成分を使用した。なお、観測点が地表面であるため、文献⁵⁾と同様に振幅を半分にして入力地震動にした。

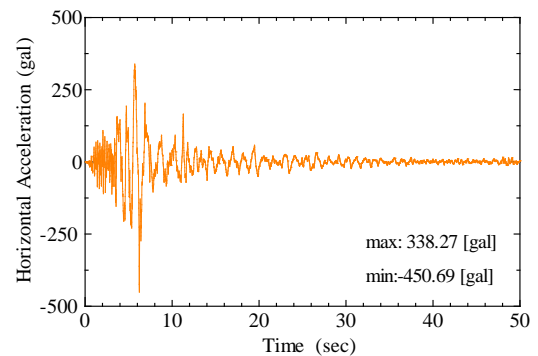


図 2.7 入力地震動

3. 解析結果

本復旧工事においては、ジオテキスタイル設置のり面に対し動態観測を行っている。図 3.1 に示す点 1~3 が観測地点である。それぞれ鉛直変位（沈下量）と水平変位を計測している。なお水平変位はのり面がせり出す方向（図中左向き）を正としている。図 3.2 に実測値と解析結果を示す。解析結果は実際の補強土の密度である締固め度 95%のみ示す。解析結果と実測値を比較すると概ね一致した。

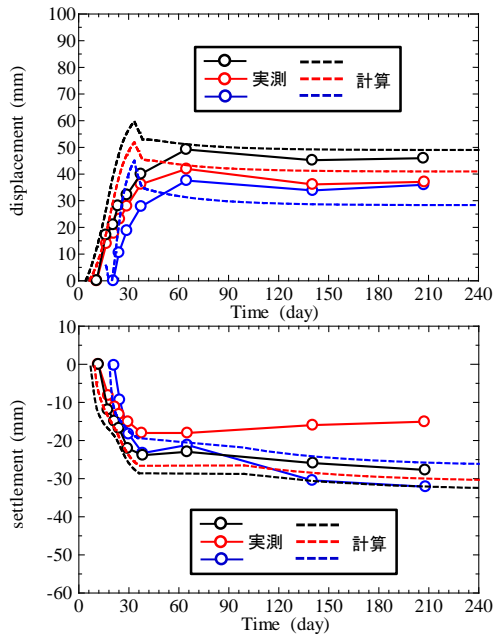


図 3.2 施工中の変位の比較¹²⁾

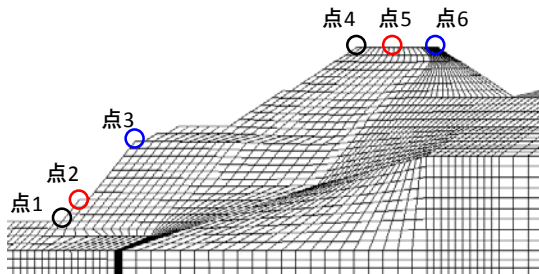


図 3.1 変位について着目した点

図 3.3 に示すように、補強土の締固め度が 90% の場合、無補強の盛土では、円弧上にせん断ひずみが発生しているのに対し、図 3.4 のジオテキスタイルによって補強すると、円弧状のせん断ひずみが発生していない。図 3.5 の平均有効応力に着目すると、地震によって繰返し载荷を受けることによって、平均有効応力が低下している。図 3.6 に示すように、平均有効応力の低下は、ジオテキスタイルがあった方が顕著である。

一方、図 3.7, 3.8 から、締固め度が 95% の時は、ジオテキスタイルの有無に限らず、顕著なせん断ひずみの発生が見られない。図 3.9, 3.10 から、両者ともに地震によって平均有効応力が增大している。ジオテキスタイルの有無による明確な違いは見られなかった。

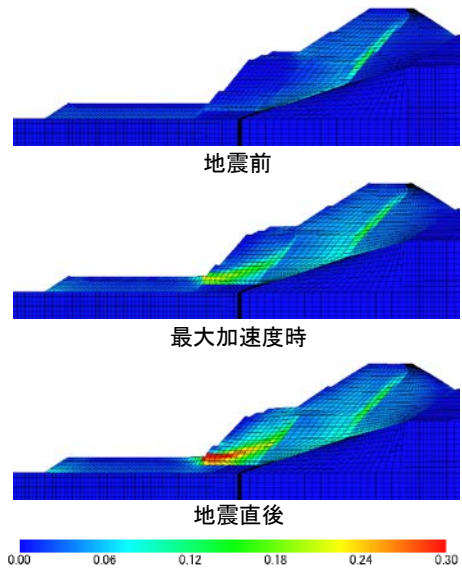


図 3.3 せん断ひずみ分布
(補強土締固め度 90% ジオテキスタイル無し)

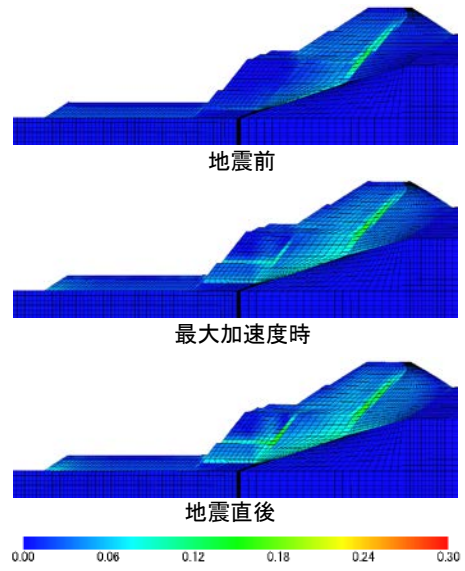


図 3.4 せん断ひずみ分布
(補強土締固め度 90% ジオテキスタイルあり)

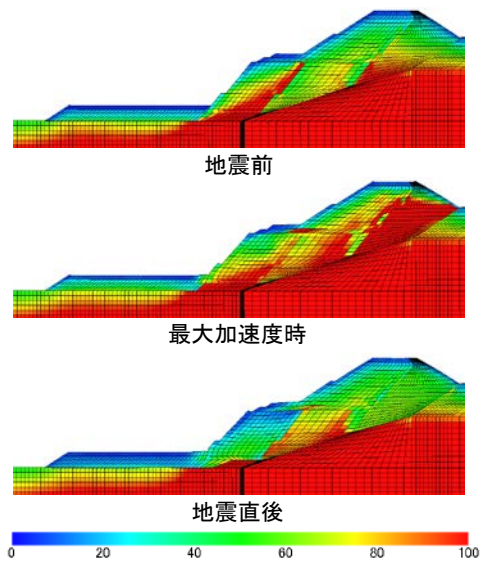


図 3.5 平均有効応力分布
(補強土締固め度 90% ジオテキスタイル無し)

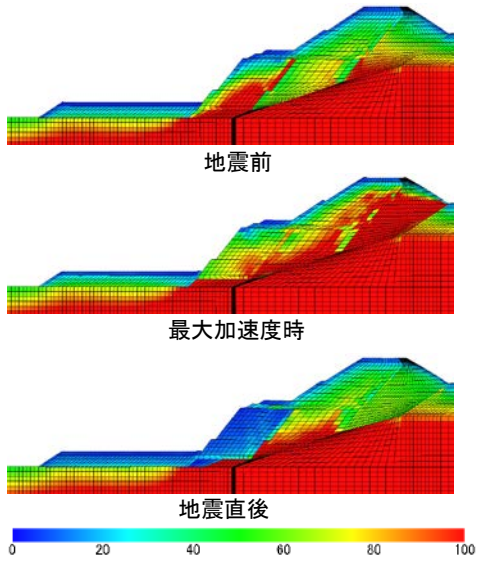


図 3.6 平均有効応力分布
(補強土締固め度 90% ジオテキスタイルあり)

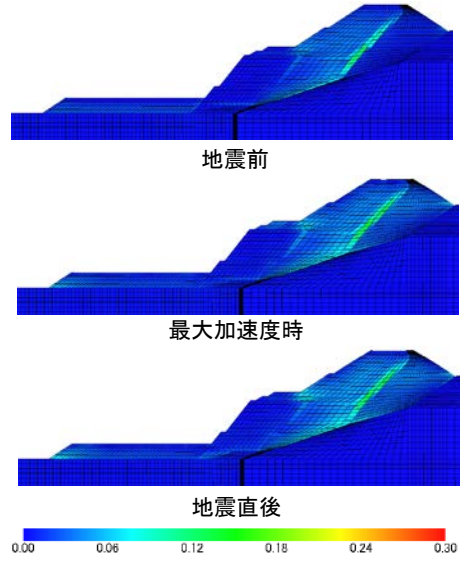


図 3.7 せん断ひずみ分布
(補強土締固め度 95% ジオテキスタイル無し)

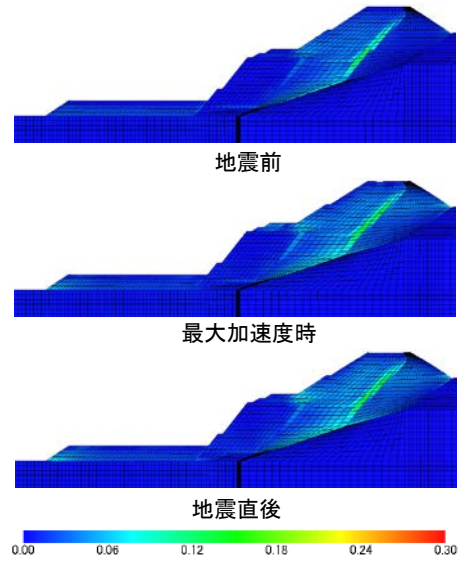


図 3.8 せん断ひずみ分布

(補強土締固め度 95% ジオテキスタイルあり)

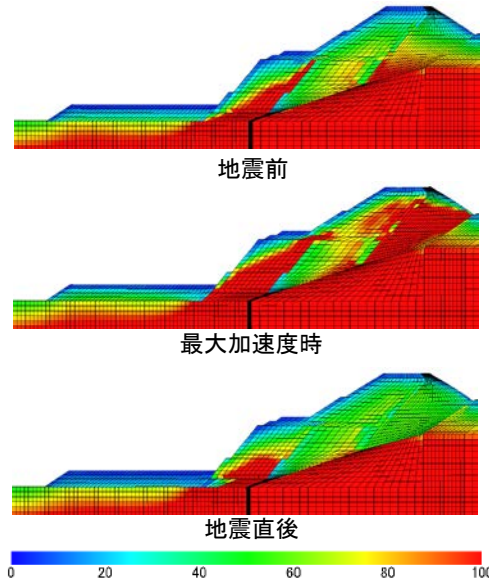


図 3.9 平均有効応力分布
(補強土締固め度 95% ジオテキスタイル無し)

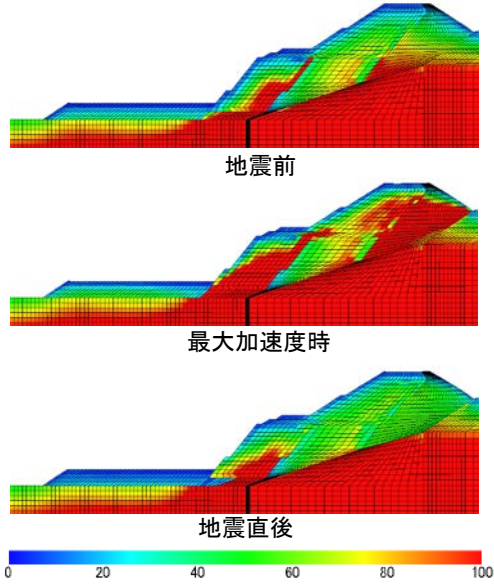


図 3.10 平均有効応力分布
(補強土締固め度 95% ジオテキスタイルあり)

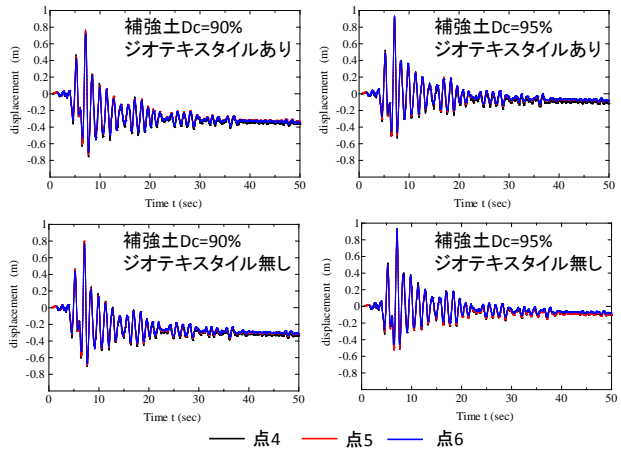


図 3.11 点 4～点 6 の水平変位-時間関係

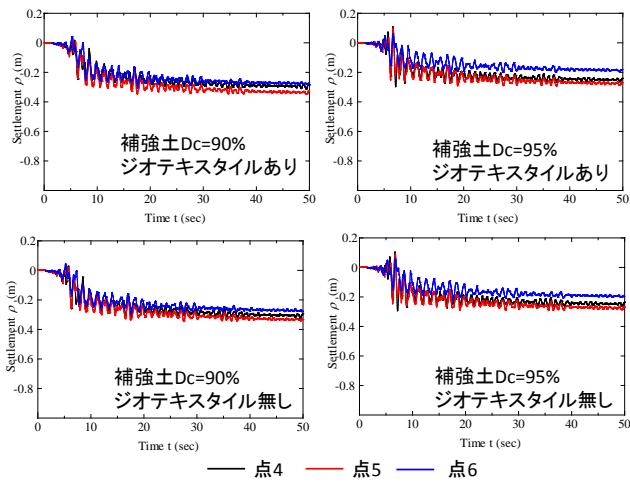


図 3.12 点 4～点 6 の沈下量-時間関係

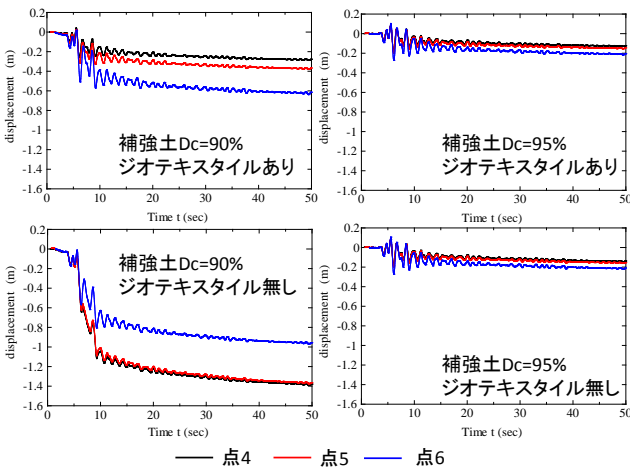


図 3.13 点 1～点 3 の水平変位-時間関係

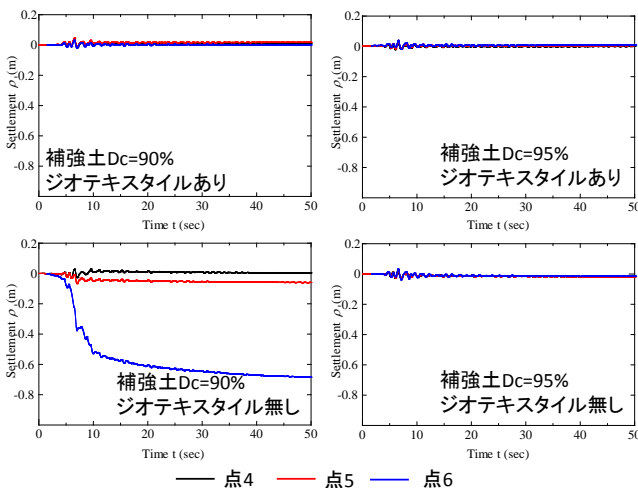


図 3.14 点 1～点 3 の沈下量-時間関係

図 3.11, 3.12 に盛土のり肩、天端中央の水平変位-時間関係および、沈下量-時間関係を示す。点 4～6 については、図 3.1 に示す通りである。補強土の締固め度を向上させると、天端中央、のり肩の沈下量や水平変位は軽減される。今回の解析においては、ジオテキスタイルの有無では、

それぞれの変位量は変わらなかった。本解析では、盛土の多くの部分を占めるのが石灰改良土であることに加え、補強土の締固め度が 90% で、ジオテキスタイルが無い場合の地震時に発生するせん断ひずみが、図 2.1 の補強土エリアのみに発生するため、ジオテキスタイルの有無で違いが現れなかった。なお、水平変位量は、補強土の締固め度が 90% の時は 30cm、締固め度が 95% の時は 10cm である。また、沈下量は、補強土の締固め度が 90% の時は 30cm、締固め度が 95% の時は 20cm であり、軽微である。

図 3.13, 3.14 に水平変位-時間関係および、沈下量-時間関係を示す。点 1～3 については、図 3.2 に示す通りである。図 3.12, 図 3.13 を見ると、締固め度が 90% である時は、水平変位、沈下量ともにジオテキスタイルの有無で変化が見られ、ジオテキスタイルによる補強の効果が現れている。一方締固め度が 95% の時は、ジオテキスタイルの有無による違いは無かった。

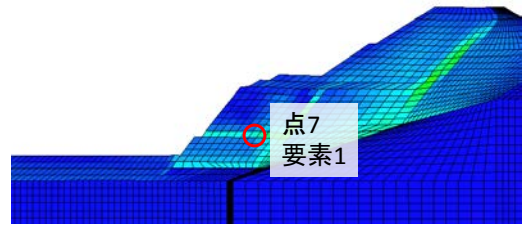


図 3.15 ジオテキスタイルおよび土の挙動を確認した箇所

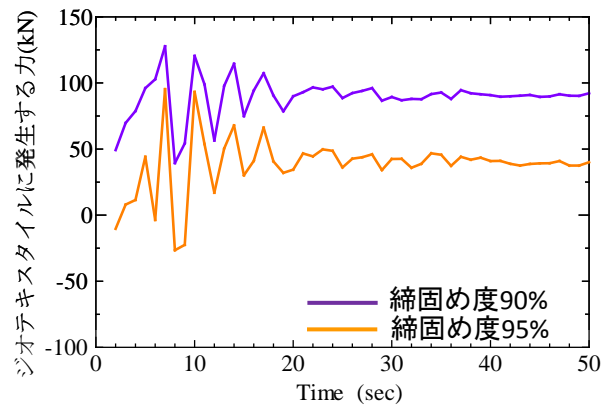


図 3.16 ジオテキスタイルに発生する張力

図 3.16 に図 3.15 の点 7 において発生するジオテキスタイルの張力を示す。締固め度 90% は、施工直後において少し張力が発生しており、その後地震動によって張力が増してゆき、最大加速度直後において最大値となった。その後も増減を繰り返す、最終的には 100kN 程度の値となった。

締固め度 95% は、施工直後においてほとんど張力は発生していない。その後、締固め度 90% の時と同様に、地震動によって張力が増してゆき、最大加速度直後において最大値となった。張力の値は常に締固め度 90% よりも小さい値であり、補強土を締固めることによって、ジオテキスタイルに発生する力を軽減できることがわかった。なお、実際の設計において、地震時のジオテキスタイルの設計引張強度は 130.5kN/m であり、地震時の設計引張強度を超えるような張力は発生せず、補強領域の安定性は保たれる。

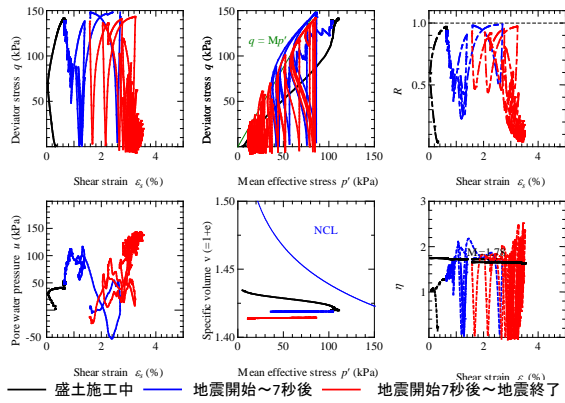


図 3.17 要素 1 の力学挙動(ジオテキスタイルあり締固め度 90%)

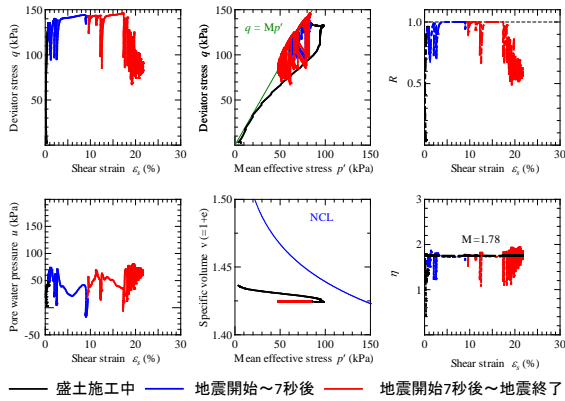


図 3.18 要素 1 の力学挙動(ジオテキスタイル無し締固め度 90%)

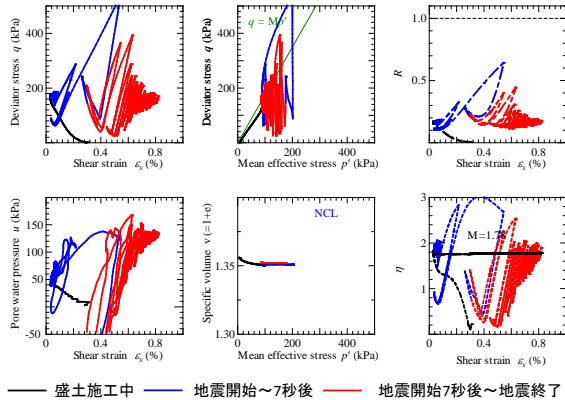


図 3.19 要素 1 の力学挙動(ジオテキスタイルあり締固め度 95%)

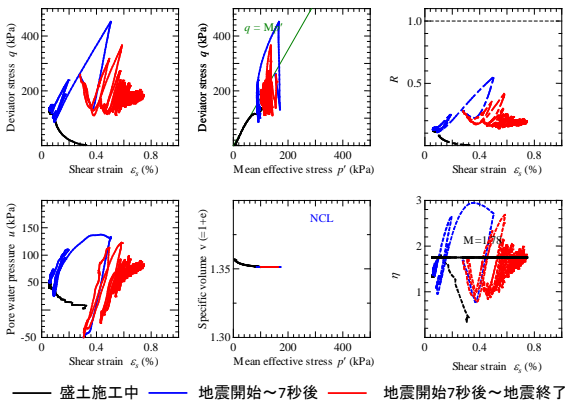


図 3.20 要素 1 の力学挙動(ジオテキスタイル無し締固め度 90%)

本研究においては、補強土エリア内の代表土要素として、図 3.11 に示す要素 1 に注目し、その力学挙動を図 3.17～3.20 に示す。代表要素は数地点調べたが、今回は 1 要素の

み載せる。図の黒線は施工中、青線は地震後 7 秒まで(最大加速度発生直後)、赤線は地震後 7～50 秒後の力学挙動をそれぞれ示している。また、右下の応力比-ひずみ関係には、黒線で限界状態線の傾きである $M=1.78$ を示した。

図 3.17, 図 3.18 に示す補強土締固め度 90%に着目する。応力ひずみ関係や有効応力パスを見ると、ジオテキスタイルありも無しも地震によって、非排水条件下において、載荷と除荷を繰り返して受けていることがわかる。この時、ジオテキスタイル無しは、軸差応力が 100kPa 程度まで除荷されるのに対し、ジオテキスタイルありは、ほぼ軸差応力が 0kPa になるまで除荷されている。また、ジオテキスタイルありの方は地震中にひずみが減少する現象が見られた。応力パスや過剰間隙水圧の値を見ると、両者ともに非排水条件下で繰返しせん断を受けることによって、塑性圧縮し平均有効応力は減少し、正の過剰間隙水圧が発生している。この時、水圧の発生程度および平均有効応力の減少の程度は、ジオテキスタイルありの方が大きくなった。また、応力比を見ると、ジオテキスタイルありの方が小さくなっている。

締固め度 95%は、ジオテキスタイルあり無しに拘らず、ほとんど違いは見られないが、締固め度 90%の時と同様で、ジオテキスタイル無しは、軸差応力が 100kPa 程度まで除荷されるのに対し、ジオテキスタイルありは、ほぼ軸差応力が 0kPa になるまで除荷されている点に違いがある。応力比に着目すると、ジオテキスタイルありの方が小さい。有効応力パスを見ると、最大加速度付近では、限界状態線の上側に状態を取り、軸差応力や平均有効応力が上昇していく。その後は、やや平均有効応力は減少していくが、最終的には 100kPa 程度になる。また、地震時には、負の過剰間隙水圧が発生するが、地震直後においては、ほとんど水圧は発生していない。

また、締固め度の違いについて着目する。締固め度 90%は、地震開始直前において、ほとんど正規圧密状態になっているのに対し、締固め度 95%は過圧密状態である。この違いにより、地震開始直後～最大加速度まで、締固め度 90%は、塑性圧縮挙動を示し、締固め度 95%は、塑性膨張挙動を示した。地震後の状態も大きく異なり、締固め度 95%はほとんど水圧が発生していないのに対し、締固め度 90%は正の過剰間隙水圧が発生した。これらの挙動はジオテキスタイルの有無に拘らず起きている。

4. 結論

本研究では、ジオテキスタイル補強土を用いた盛土に対して地震応答解析を実施した。補強土やジオテキスタイルの挙動に着目し、地震時における盛土の挙動を調べた。また、補強土の締固め度や、ジオテキスタイルの有無による違いを比較した。以下に結論を述べる。

- 1) 締固め度 90%では、ジオテキスタイルの有無により解析結果に違いが現れ、ジオテキスタイルを用いた

補強土は大きいひずみが発生しない。一方、締固め度 95%では、両者ともにほとんどひずみが発生しなかった。

- 2) 締固め度 90%において、補強土部分では、ジオテキスタイルの有無で変位量について明確な違いが見られたが、天端部分では違いは見られなかった。これは、ジオテキスタイル無しの場合、変形している箇所が補強土のみになっているためである。
- 3) ジオテキスタイルに発生する張力は、締固め度が高い補強土の方が、施工直後、地震中ともに小さくなった。また、両者ともに、盛土の変形が大きくなっていく地震開始 10 秒程度において最も大きくなっている。
- 4) ジオテキスタイルのあり無しを比較した時に、ジオテキスタイルありの方が、ジオテキスタイル無しの場合よりも、地震時の応力比が小さくなっている。

参 考 文 献

- 1) 館山勝, 堀井克己, 古関潤一, 龍岡文夫: ジオテキスタイル補強土擁壁の耐震性, ジオシンセティックス論文集, 第14巻, pp.1-18,1999
- 2) 竜田直希, 板垣聡, 間沼徳, 佐々木哲也, 杉田秀樹, 中根淳: ジオテキスタイル補強土壁の地震挙動—急勾配補強土壁の遠心振動載荷試験—, ジオシンセティックス論文集, 第21巻, pp.183-186,2006
- 3) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.:

An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.

- 4) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the sys cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.6, pp.771-790, 2008.
- 5) 酒井崇之, 中野正樹: 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.421-433,2012
- 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.: Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol.65, No.5, pp. 1315-1336, 1975.
- 8) 石川県土木部, 石川県道路公社: 平成19年度3月25日能登半島地震 能登有料道路復旧工事記録誌, 2008
- 9) Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda, K.: Displacement/traction boundary conditions represented by constraint on velocity field of soils, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.173-181, 1998.
- 10) 電力中央研究所: 護岸基礎捨石マウンドの沈下予測(その1, 2) 捨石マウンド材料の物理特性ならびに静的力学特性, 電力中央研究所報告, 研究報告: 384030
- 11) 防災科学技術研究所強震ネットワーク K-net, <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 12) 辻慎一郎他: 能登半島地震で被災した道路盛土のジオテキスタイルによる復旧事例—光ファイバーによる補強盛土の健全度評価—, 第43 回地盤工学研究発表会, pp.1525-1526,2007

Grasping aseismic mechanism of embankment using geotextile reinforcement soil by numerical analysis

Takayuki SAKAI¹, Shinichiro TSUJI², Masaki NAKANO³, Toshihiro Noda¹, Mutsumi Tashiro³

1 Nagoya University, Disaster Mitigation Research Center

2 Maeda Kosen CO., LTD., Division of geo-disaster prevention

3 Nagoya University, Department of Civil Engineering

Abstract

The Noto Hanto Earthquake in 2007 caused large-scale landslide failures of embankments in NOTO SATOYAMA KAIDO. The many embankments are restored by geotextile reinforcement soil. The objectives of this study are to simulate seismic behavior of embankments using geotextile reinforcement soil, and to study behavior of reinforcement soil during the earthquake. The conclusions are shown as follows. 1) The geotextile reinforcement soil exhibits high performance against earthquake. 2) If degree of compaction of reinforcement soil is high, the behaviors of reinforcement soil are not change independent of using geotextile. 3) When degree of compaction of the reinforcement soil is big, the tension of geotextile during the earthquake is small. 4) During earthquake, the stress ratio of reinforcement soil using geotextile is smaller than stress ratio of the soil not using geotextile.

Key words: geotextile, embankment, seismic response analysis