# ジオテキスタイルで補強された盛土の盛土全体系を 考慮した耐震メカニズムの数値解析的検討

# Numerical analysis of aseismic mechanism considering the entire embankment system of the geotextile-reinforced embankment

酒井崇之<sup>1</sup>, 中野正樹<sup>2</sup>

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

2 名古屋大学・大学院工学研究科

#### 概 要

補強土は、阪神淡路大震災や、東日本大震災においても、高い耐震性を有したことが明らかになっている. 一方、補強土の力学的挙動については、造成された地盤や、補強土の周りの構造物などの影響を考慮する ことも重要である.そこで、本研究では、ジオテキスタイル補強土や石灰改良土など、様々な材料を含ん だ盛土に対して地震応答解析を実施した.特に盛土の大部分を占める石灰改良土の状態をいくつか変えて 解析を実施した.その結果、仮に補強土の状態を同じであっても、地震により石灰改良土が変形をするか 否かで、補強土の挙動も大きく変化する.その理由として、石灰改良土が変形することにより、補強土を 背面から押し出すため、ジオテキスタイルに発生する張力が小さくなってしまったことが挙げられる.

キーワード:ジオテキスタイル補強土,石灰改良土,盛土,地震応答解析

## 1. はじめに

補強土については,阪神淡路大震災や,東日本大震災に おいても,高い耐震性を有したことが明らかになっている <sup>1/2/3)</sup>.一方,補強土の力学挙動については,補強土以外の 部分の挙動の影響を考慮することも重要である.例えば, Chaiら(2002)は,ジオテキスタイルを施工することで,盛 土直下の地盤に軸差応力が低下し,安定性が向上すること を示した<sup>4)</sup>. Benmebarekら(2015)は,局所的に弱い部分が ある地盤に対して補強土盛土をした場合について数値解 析に挙動を明らかにした<sup>5)</sup>.しかし,地震応答解析につい ては,比較的シンプルな形の盛土が多く,全体系を考慮し た検討は少ない.

本研究では、図1が示す通り、補強土だけではなく、石 灰改良土や、押え盛土など、様々な材料からなる盛土に対 して、地震応答解析を実施する.この際、石灰改良土の強 度を変化させて、地震応答解析を実施し、盛土全体系とし ての耐震性の検証を行い、補強土以外の部分の変形が補強 土の耐震性に及ぼす影響について調べた.なお、解析には 土骨格の構成式に SYS Cam-clay model<sup>60</sup>を搭載した水~土 連成有限変形解析プログラム GEOASIA<sup>70</sup>を用いた.



#### 2. 数値モデルに関する説明

本解析で対象としている盛土は、盛土高さ32m,天端幅 13mであり、図1に示すように5種類の材料からなる.表 1と表2には、解析で用いた材料定数および初期値を示す. 材料定数の決定方法については、既往の研究を参照された い.ジオテキスタイルを用いた補強土エリアは図2の水色 の部分に対応する.補強土の最大乾燥密度は2.09g/cm<sup>3</sup>, 最適含水比は8.9%である.こちらの材料を締固め度90% で施工したことを想定した.補強土エリア背後の盛土の大 部分には崩壊土砂を石灰で改良した石灰改良土を用いて いる.石灰改良土については、本研究においては、石灰の 添加率の違う2つのケースで解析した.ケース1について は、石灰の添加率が乾燥質量比で約3%のケースである. 一方、ケース2については、ケース1よりは石灰の添加率 が低いケースとなる. SYS Cam-clay model においては, 添 加率の違いを, 骨格構造の発達の程度で表現可能である<sup>8)</sup>. 具体的には, 構造の程度を小さくした. 図 2 にこれらの材 料を拘束圧 100kPa で非排水せん断したときの SYS Cam-clay model の応答を示す. 両者のピーク強度が大きく 異なることがわかる. 他の材料については, それぞれ室内 試験を実施して, SYS Cam-clay model により室内試験結果 を再現することにより決定した.

材料名								
		抑え盛土 原地盤 確在成土	石灰改良	補強土				
圧縮指数	ĩ	0.098	0.098	0.040				
膨潤指数	ĸ	0.030	0.030 0.002					
限界状態定数	М	1.400	1.400	1.750				
NCL の切片	N	2.090	2.090	1.440				
ポアソン比	υ	0.300	0.300	0.200				
発展則パラメータ								
正規圧密土化指数	т	1.700	1.700	5.000				
構造劣化指数 a		0.300	0.500	10.00				
	b	1.000	1.000	1.000				
	с	1.000	1.000	1.000				
塑性指数	Cs	0.100	0.100	1.000				
回転硬化指数	$b_{\rm r}$	0.300	0.300	0.001				
回転硬化限界定数	$m_{\rm b}$	0.500	0.500	0.500				

表 2.1 材料定数

表	2.2	初期値
衣	2.2	初期惟

++**  々	構造の程度	比体積	応力比	異方性
11 种名	$1/R_{0}^{*}$	$v_0$	$\eta_0$	50
抑え盛土	4.00	2.250	0.00	0.00
石灰改良土(ケース 1)	220	2.367	0.00	0.00
石灰改良土(ケース 2)	70	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	1.10	1.428	0.00	0.00



図3は本解析の全断面を示す.また、図4は施工後の盛土 部を拡大したメッシュ図である.解析は、二次元平面ひず み条件で行った.地盤の高さは地盤の左端20m,右端56m である.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、 地表面と水面が常に一致している条件を与えた.すなわち、 盛土、地盤ともに完全飽和状態を仮定している.つまり、 盛土には常に水が供給されている状態を想定している.高 さ32mの盛土の施工過程は、水~土連成の2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<sup>9</sup>.



図4の赤い線がジオテキスタイルを示している.ジオテ キスタイルは,節点間の距離が不変という条件を課すこと で表現した<sup>10)</sup>.図5を用いて説明すると,有限要素にジオ テキスタイルを設定した隣り合う節点間,つまり,赤点な ら赤点同士,青点なら青点同士の距離が変わらないという 条件を入力した.したがって,この計算では,ジオテキス タイルが,土骨格の変形を束縛することを想定しており, 土の変形を束縛する力として,ジオテキスタイルに張力が 発生する.



図6は入力地震動を示す.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<sup>11)</sup>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<sup>12)</sup>を設けた.入力地震動は、直下型地 震発生時に K-net の観測点から得られたものである<sup>13</sup>.





# 3. 解析結果

図7は、ケース1の解析結果、図8はケース2の解析結 果をそれぞれ示す.ケース1、ケース2では、石灰改良土 の状態が異なる.そのため、石灰改良土部分の解析結果が 変わるのは当然である.しかし、ケース1では、補強土の せん断があまり進行していないのに対し、ケース2では、 石灰改良土の変形の進展に伴い、補強土にもせん断ひずみ が伸展してくことがわかる.補強土の状態はケース1でも ケース2でも同じである.しかし、石灰改良土の変形の仕 方によって、補強土の地震時挙動も大きく変わることがわ かった.







図9着目要素

この原因について、図9に示す補強土の要素(Element 1) の挙動を詳しく調べることで確認する.図10,図11にケ ース1,ケース2の要素の挙動を示す.また,図12,13 は、それぞれ軸差応力q、過圧密R、せん断ひずみ εs、ジ オテキスタイルに発生する張力Tの経時変化を示す.ケー ス1については、軸差応力が徐々に低下していき、それに 伴い過圧密Rが小さくなっていく.言い換えると、除荷を 受けて過圧密比が大きくなっていくことがわかる.また、 大きな加速度が発生していない10秒以降は、ほとんど変 形が伸展していない.また、ジオテキスタイルに発生する 張力については、増減は見られるものの、100kN程度であ った.

ー方,ケース2については,地震発生9秒までは,ひず みが発生していないが,その後,ひずみが大きく伸展した. ケース1と異なり,軸差応力qは常に大きい状態になって いる.除荷も顕著でないため,過圧密Rが小さくなってい ない.図12の赤色でハッチングした部分は,せん断ひず みが大きく伸展したタイミングを示す. このとき, 過圧密 Rが1.0となっており, 軸差応力がほとんど一定となって いることから, 土が限界状態になっていると考えられる. また, このとき, ジオテキスタイルに発生する張力が0に なっていることから, ジオテキスタイルの効果が得られて いないことがわかる.ケース2については, ジオテキスタ イルに発生する張力が8秒以降, 最大でも50kN程度であ り,ケース1と比較すると小さい.そのため,比較的地震 動が小さい10秒以降も徐々にひずみが伸展していき, 最 終的に60%程度ひずみが発生した.





次に、ジオテキスタイルに発生する張力が小さくなる理 由について、考察する.図14は、地震開始12秒における 速度ベクトル分布を示す.ケース1の場合、地震動によっ て発生した速度により全体的に図面の右側に速度が発生 しているが、ケース2の場合、盛土の天端付近は、同様に 右側に速度が発生している.しかし、石灰改良土が地震中 に変形するために、石灰改良土と地盤の境目のベクトルが 左下方向を向く.また、補強土に比べて、石灰改良土の方 が、速度が大きい.以上のことから、補強土が石灰改良土 に押し出されるような状態になっているため、ジオテキス タイルに発生する張力が発生しづらい状況になったと考 えられる.



図 15, 図 16 は石灰改良土の要素(Element 2)の挙動を示 す.ケース2を見ると,地震開始 10 秒以降にひずみが大 きく伸展したことがわかる.先述した通り,この 10 秒以 降の石灰改良土の変形の伸展に伴い,ジオテキスタイルに 発生する張力が小さくなった.ケース1は,初期の過圧密 や構造がケース2よりも発達しており,地震中も0に近い 状態を維持している.このことから,土は比較的弾性的な 挙動を示した.一方で,ケース2については,初期の過圧 密がケース1よりも小さいため,過圧密が地震開始 10 秒 までの間にほぼ 1.0 になった.また,構造も徐々に低位化 していることから,塑性変形が大きく伸展したことがわか る.

## 4. まとめ

本研究では、補強土だけではなく、石灰改良土や、押え 盛土など、様々な材料からなる盛土に対し、地震応答解析 を実施した.その際、石灰改良土の状態を変化させて、地 震応答解析を実施し、盛土全体系としての耐震性の検証を 行い、補強土以外の部分の変形が補強土の耐震性に及ぼす 影響について調べた.以下に本研究で得られた結論を示す.

- 石灰改良土の状態を変えると、ジオテキスタイル補 強土の状態が同じであっても、補強土の地震時の挙 動は大きく変化した.
- 1)の原因として、ジオテキスタイル補強土の背面にある石灰改良土が地震中に大きく変形することによって、補強土を押し出す形となり、それが原因でジオテキスタイルに発生する張力が小さくなることが原因として挙げられる.
- ジオテキスタイルに発生する張力が小さくなることで、地震中の補強土は除荷されなくなる. そのため、 過圧密 R が 1.0 に近い状態になった. 過圧密 R が 1.0 になったとき、せん断ひずみが大きく伸展した.



### 参考文献

- 1) 館山勝,堀井克己,古関潤一,龍岡文夫(1999):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.
- 市川裕一朗,佐藤崇,金子賢治,間明徳,堀江征信(2011): 北東北の補強土壁の2011年東北地方太平洋沖地震における 地震動及び津波による変状調査,ジオシンセティックス論 文集,第26巻, pp.69-76.
- Koseki, J. (2012): Use of geosynthetics to improve seismic performance of earth structures, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.34, pp.51-68.
- Chai, J.C., Miura, N. and Shen, S.L.(2002): Performance of embankments with and without reinforcement on soft subsoil. Canadian Geotechnical Journal Vol.39 (4), pp.838–848.
- Benmebarek, S., Berrabah, F. and Benmebarek, N.(2015): Effect of geosynthetic reinforced embankment on locally weak zones by numerical approach, Computers and Geotechnics Vol.65, pp.115-125.
- Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.5, pp.47-57.
- 7) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): Soil-watar 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.

- Sakai, T. and Nakano, M.: Attempt to reproduce the mechanical behavior of cement-treated soil using elasto-plastic model considering soil skeleton structure, *Soils and Foundations*, accepted.
- 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.
- Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda, K.(1998): Displacement/traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, Soils and Foundations, Vol.38, No.4, pp.173-181.
- 吉見吉昭, 福武毅芳(2005): 地盤液状化の物理と評価・対策 技術, 技報堂出版.
- Joyner, W. B. and Chen, A. T. F. (1975): Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol.65, No.5, pp. 1315-1336.
- 13) 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/