

傾斜地盤上の既設高盛土の置換・押え盛土工の 耐震メカニズムの数値解析的検討

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, 助教 博士 (工学)
E-mail: t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp
- 2) 名古屋大学大学院工学研究科, 教授 博士 (工学)
E-mail: nakano@civil.nagoya-u.ac.jp
- 3) 中日本高速道路株式会社, 岐阜工事事務所副所長 博士 (工学)
E-mail: m.inagaki.aa@c-nexco.co.jp

要 約

近年, 地震により盛土の崩壊が起きているが, 多くの場合傾斜地盤上の盛土が崩壊し, 水平地盤上の盛土は崩壊していない. 傾斜地盤上の既設高盛土の耐震性向上の工法として著者らは置換・押え盛土工に着目し, 耐震性が向上することを数値解析的に明らかにした. 本研究では, 水平地盤・傾斜地盤上の盛土の地震時の挙動の違いを示し, それらと置換・押え盛土工を施した傾斜地盤上の盛土の地震時の挙動を比較する. その結果水平地盤上の盛土は地震前だけではなく, 地震中も応力比 $\eta=(q/p')$ が低く, 地震中に過圧密状態になってゆくと, 崩壊しづらい. 一方, 傾斜地盤上の盛土は, η が大きくなるため, 変形が大きくなる. 置換・押え盛土工を実施すると, 傾斜地盤上の盛土であっても, 水平地盤上の盛土の挙動に近くなるため, 耐震性が向上する. 押え盛土が小さいと, 耐震性向上効果が低下するため, 適切に施工することが重要である.

キーワード: 盛土, 置換・押え盛土工, 地震応答解析, 有限要素法

1. はじめに

近年, 中越地震, 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, 既設盛土の耐震性は問題視されている. 藤岡ら¹⁾は実際の被害状況をもとに盛土の耐震対策の優先順位を示し, その中で最も優先的に対策すべき箇所として, 集水地形に建造された傾斜地盤上の谷埋め盛土が挙げられており, このような盛土の耐震性の向上は喫緊の課題である. 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. 棒状補強での耐震性向上については, 模型実験や解析を通してより効率的な補強方法を検討する^{2,3)}など, 広く研究されている. また, 1989年のLoma Prieta地震や1995年の兵庫県南部地震において, 損傷や変形を抑制したことが報告されている^{4,5)}.

一方, 著者らは既往の研究において, 置換・押え盛土工を提案し, 既設盛土の耐震性向上効果やそのメカニズム, 押え盛土の形状が耐震性に及ぼす影響について数値解析的に明らかにした⁶⁾. 置換・押え盛

土工の概要図を、図1に示す。脆弱になっている盛土部分を良質な材料に置き換えることで、耐震性の向上を図る工法である。押え盛土や蛇籠による盛土の耐震性向上に関する研究は他にも実施されており^{7),8)}、押え盛土は既設盛土の耐震性向上に有効な方法であることが明らかになってきた。

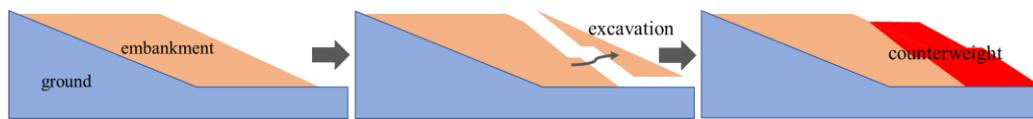


図1 置換・押え盛土工の概要

しかし、その耐震性向上のメカニズムやどのような押え盛土を施工すべきであるかは、まだ理解が不十分である。そこで、本研究では、能登半島地震において、傾斜地盤上の盛土のみ崩壊し、水平地盤上の盛土は崩壊していない⁹⁾ことに着目し、水平地盤上の盛土、傾斜地盤上の盛土、置換・押え盛土工を施した傾斜地盤上の盛土の地震時の挙動を比較して、水平地盤上の盛土が崩壊しづらい理由や、置換・押え盛土工の耐震メカニズムに関して数値解析的に明らかにする。また、押え盛土工の材料をいくつか変化させて、押え盛土の性質が耐震性に及ぼす影響を、数値解析を通して示す。なお、解析は土の骨格構造概念を取り入れた弾塑性構成式であるSYS Cam-clay model¹⁰⁾を搭載した水～土連成動的／静的有限変形解析プログラムGEOASIA¹¹⁾により実施した。なお、著者らはGEOASIAを用いて、能登半島地震におけるのと里山海道の盛土崩壊の形状や、地震後に遅れて崩壊する現象を再現した¹²⁾。この再現結果は、GEOASIAが、地震時の盛土挙動を再現する有用な解析コードの一つであることを示唆している。

2. 解析対象の盛土と既設盛土に対する置換・押え盛土工の概要

図2は本解析で解析対象とした盛土を示す。図2(a)に示す水平地盤上の盛土については、天端幅25m、高さ21m、のり面勾配のり面勾配1:1.8の高盛土で、図2(b)に傾斜地盤上の盛土については、天端幅25m、高さ28m、のり面勾配1:1.8の高盛土であり、両者とも片側1車線の道路盛土を想定した。傾斜地盤は、1:4の勾配であり、高さ1m、幅4mの段切処理が行われている。盛土は砂質土を想定しており、図3に粒径加積曲線を、表1に物性を示す。これらの盛土材は、実際に使用されている材料である。表2は本研究で用いる盛土と傾斜地盤の材料定数を示す⁶⁾。なお材料定数は、土の骨格構造概念を導入した弾塑性構成モデルSYS Cam-clay modelで用いる定数で、盛土の材料定数は三軸圧縮試験を再現することで得た¹³⁾。地盤は密で透水性の悪い硬い地盤とした。土の骨格構造とは「構造」、「過圧密」、「異方性」の3つである。構造高位な土は、練返し土に比べて、同じ応力状態であっても大きな間隙を取ることができる。これを嵩張りと呼び、過圧密比は、過圧密の逆数であり、ある応力状態から除荷されたときに大きくなる。過圧密比は、応力状態に応じて分布させている¹⁴⁾ため、表2には記載していない。

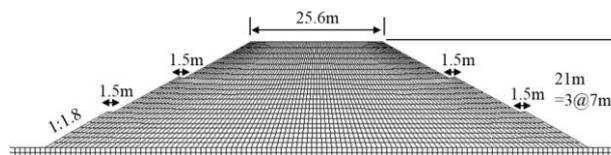


図2(a) 水平地盤上の盛土

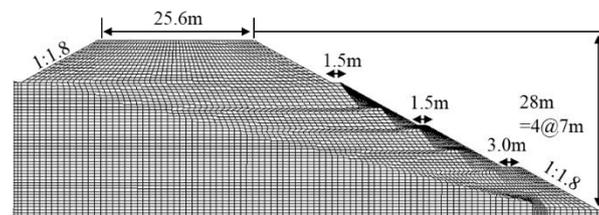


図2(b) 傾斜地盤上の盛土

図2 解析対象の盛土

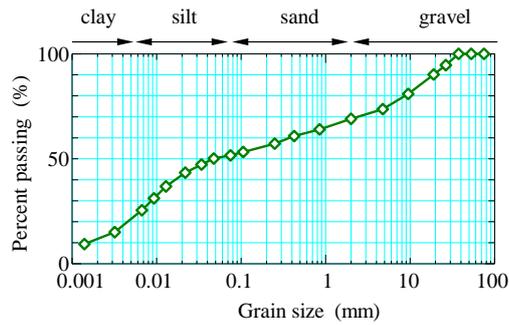


図3 粒径加積曲線

表1 盛土の物性

土粒子密度 (g/cm^3)	2.67
液性限界 (%)	42.7
塑性限界 (%)	19.6
塑性指数 (%)	23.1
最適含水比 (%)	17.6
最大乾燥密度 (g/cm^3)	1.73

表2 盛土と地盤の材料定数

		盛土	地盤
弾塑性パラメータ			
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.110	0.098
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.020	0.000365
限界状態定数	M	1.35	1.400
NCL の切片 (98.1 kPa)	N	1.765	2.090
ポアソン比	ν	0.300	0.300
発展則パラメータ			
正規圧密土化指数	m	0.500	1.700
構造劣化指数 ($b=c=1$)	a	1.700	0.300
構造劣化における $\ D_s^p\ $ と $-D_v^p$ の比	c_s	1.000	0.100
回転硬化指数	b_r	0.100	0.300
回転硬化限界定数	m_b	0.400	0.500
その他のパラメータ			
土粒子密度 (g/cm^3)	ρ_s	2.670	2.727
透水係数 (cm/s)	k	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-7}
初期状態			
Degree of structure	$1/R^*_0$	1.300	1.200
Specific volume	v_0	1.700	1.400
Stress ratio	η_0	0.000	0.000
Anisotropy	ζ_0	0.000	0.000

盛土については、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、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¹⁵⁾。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。

図4は置換・押え盛土工の施工手順を示す。図4(a)は対策前の盛土で、赤線で囲った部分がのり面表層

の掘削部分である。図4(b)は掘削後の状態を表す。図4(c)は築造した押え盛土（赤線で囲んだ部分）を示す。図4(b)の掘削過程については、有限要素メッシュを取り除くことで再現した。図4(c)の押え盛土築造過程については、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¹⁵⁾。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。

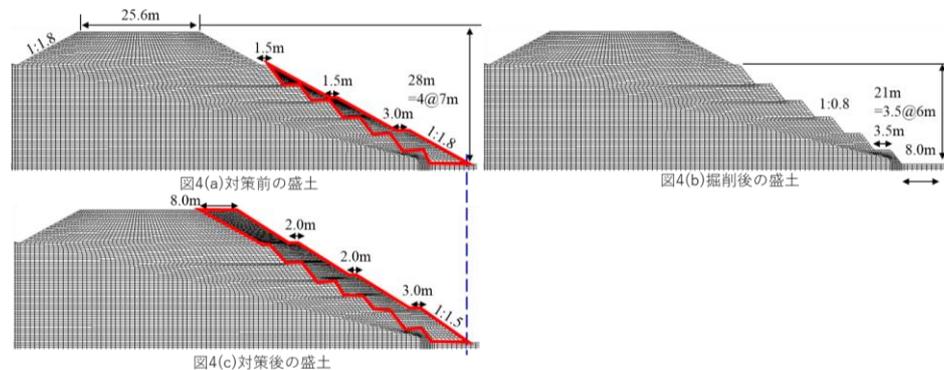


図4 置換押え盛土工の概要

解析は10個のケースを想定する。水平地盤上の盛土はCase番号を付けない。未対策はCase 0とする。Case 1-1～1-3は、地震によって崩壊した盛土の復旧時に実際に使用された材料を想定し、それぞれの押え盛土の密度は、締固め度90, 93, 95%とした。この材料は礫質土で非常に締固めやすく、最大乾燥密度は2.09g/cm³で最適含水比は8.9%であった。Case 2-1～2-3はセメント安定処理を実施した土を想定した。図4(b)のように掘削した盛土に対してセメントを添加して図4(c)のように盛土し直した場合を考えている。これらの材料定数を表3に示す。またこれらの材料定数を用いて実施した、拘束圧100kPaの圧密非排水三軸圧縮試験の要素シミュレーション結果を図5に示す。Case 1-3の材料定数については、復旧された盛土の耐震性を検証する際に、使用された盛土材に対して実施した三軸圧縮試験を再現することで得たパラメータである¹⁶⁾。そこから、初期比体積や初期構造、初期過圧密を変化させて、締固め度の違う押え盛土を表現する。Case 2-1～Case 2-3の材料定数は、初期構造、初期過圧密を変化させて、セメント改良土の力学特性を表現する。これは、セメント添加量が少量であれば、材料定数を変化させずに初期値のみでセメント改良を表現できるSakai and Nakano (2021)に基づくものである¹⁷⁾。なお、Case 2-1は文献17)からセメントを乾燥重量比でおよそ2%添加した場合と推定する。Case 2-2, 2-3は、定量的には言えないが、それよりは多く添加した場合を想定した。図5に示す通り、初期値を変えることで、元の盛土よりも強度が大きく、Case 2-1, 2-2, 2-3の順に強度が大きくなるようにした。また、Case 1-4, Case 2-4は、押え盛土の高さを21mで施工したケースとなる。押え盛土高さ28mと21mの違いについては、図6に示す。なお、Case 1-4は、Case 1-3と同じ押え盛土、Case 2-4は、Case 2-3と同じ押え盛土で施工した。

表3-1 押え盛土の材料定数

		Case 1	Case 2
弾塑性パラメータ			
圧縮指数	λ	0.110	0.098
膨潤指数	$\bar{\kappa}$	0.020	0.000365
限界状態定数	M	1.35	1.400
NCL の切片 (98.1 kPa)	N	1.765	2.090
ポアソン比	N	0.300	0.300
発展則パラメータ			
正規圧密土化指数	M	0.500	1.700
構造劣化指数 ($b=c=1$)	A	1.700	0.300

表3-2 押え盛土の材料定数

		Case 1	Case 2				
構造劣化における $\ D_s^p\ $ と $-D_v^p$ の比	c_s	1.000	0.100				
回転硬化指数	b_r	0.100	0.300				
回転硬化限界定数	m_b	0.400	0.500				
その他のパラメータ							
土粒子密度 (g/cm ³)	ρ_s	2.670	2.727				
透水係数 (cm/s)	K	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-7}				
初期値							
Case		Case 1-1	Case 1-2	Case 1-3, 4	Case 2-1	Case 2-2	Case 2-3, 4
構造の程度	$1/R^*_0$	1.3	1.3	1.1	7.4	14.8	29.6
比体積	v_0	1.428	1.380	1.350	1.800	1.800	1.800
応力比	η_0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
異方性	ζ_0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

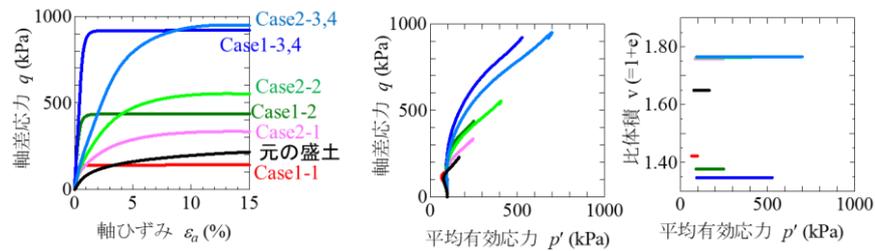


図5 押え盛土の非排水せん断応答

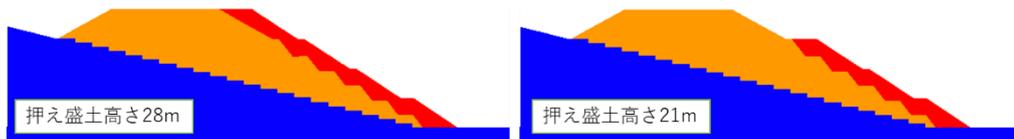


図6 押え盛土の形状の比較

図7は解析全断面を示す。なお、傾斜地盤と水平地盤で大きな違いはないため、傾斜地盤のみ示す。平面ひずみ条件を仮定し、地盤を幅2000mと十分広く設定することで、側方の影響が生じないようにした。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¹⁸⁾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($V_s=700\text{m/s}$)を設けた¹⁹⁾。

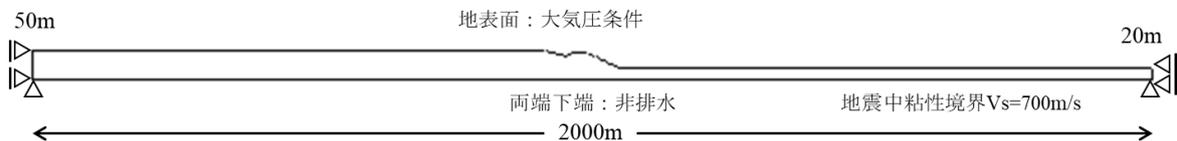


図7 解析全断面

図8は入力地震動を示す。この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²⁰⁾。

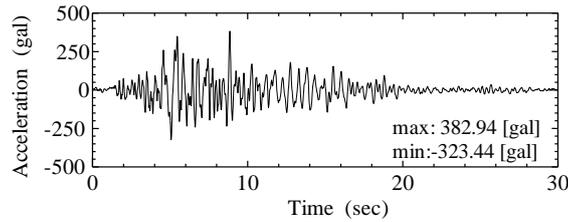


図8 入力地震動

3. 地震応答解析結果

図9に実施した10ケースの地震応答解析結果を示す。表4に右のり肩における沈下量と水平変位を示す。対策をしていない水平地盤、傾斜地盤ともに、のり尻部にひずみが集中した。水平地盤上の盛土は、のり面に膨らみが見えることから滑りよりも揺すり込み沈下が卓越していると推定されるが、傾斜地盤上の盛土は、図面右下方向に滑っていく変形が卓越している。そのため、傾斜地盤上の盛土は、水平地盤上の盛土に比べて大きくひずみが伸展している面積が広い。

押え盛土を実施することにより、盛土内のひずみが抑制されていることがわかる。Case 1-1～1-3を比較すると、締固め度の増大とともに、ひずみが抑制されていき、最も密に締めたCase 1-3は、沈下量、水平ともに、50%以下まで抑制されている。特に、水平変位の抑制効果が大きい。Case 1-4のように押え盛土の高さが低いCase 1-4は、Case 1-3よりも変形が大きく、未対策と大きく変化しないことから、押え盛土を高く造成することが重要である。改良土についても同様の傾向が見られ、押え盛土の効果が十分に発揮された。ただし、水平変位の抑制の程度は改良土の方が小さい。図5から改良土の方が、今回のモデルでは、剛性が小さいと推定され、このことが水平変位の抑制効果に影響を及ぼしたと考えられる。

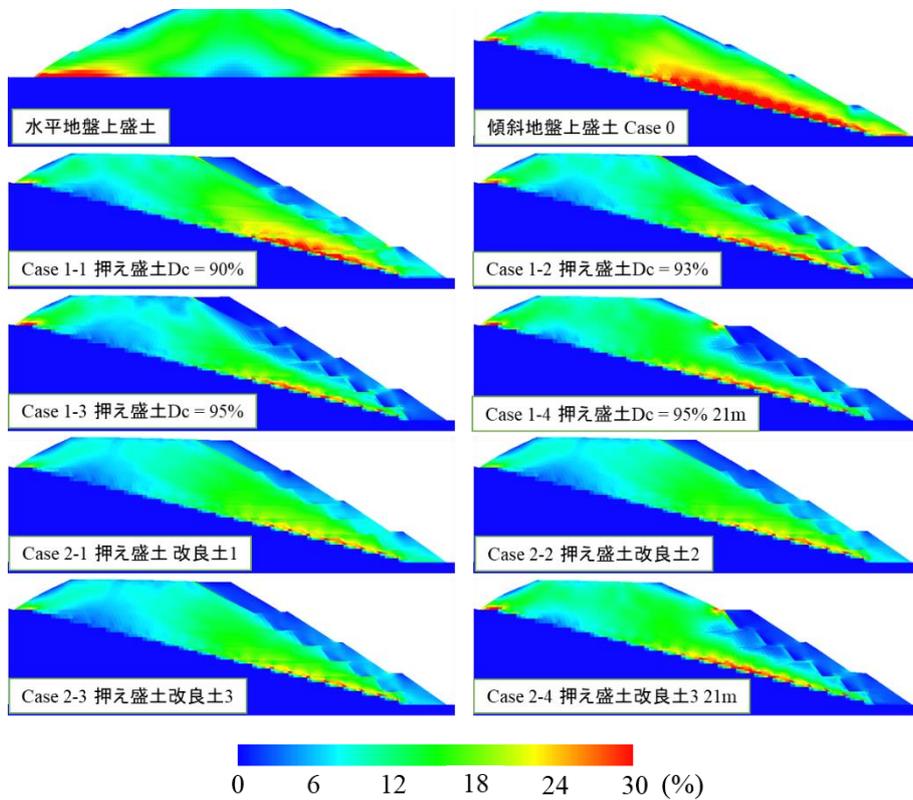


図9 地震終了直後のせん断ひずみ分布

表4 右のり肩における沈下量と水平変位

検討ケース	沈下 (cm)	水平変位 (cm)
Case 0: 未対策	109.0	164.3
Case 1-1: 押え盛土 Dc = 90 %	79.7	118.3
Case 1-2: 押え盛土 Dc = 93 %	67.6	86.8
Case 1-3: 押え盛土 Dc = 95 %	57.4	58.7
Case 1-4: 押え盛土 Dc = 95 % (21m)	92.5	130.5
Case 2-1: 押え盛土 改良土3	66.3	97.0
Case 2-2: 押え盛土 改良土2	64.4	93.0
Case 2-3: 押え盛土 改良土1	60.0	88.3
Case 2-4: 押え盛土 改良土1 (21m)	105.9	155.7

4. 耐震メカニズムに関する考察

耐震メカニズムを考察するために、図10に示す要素1, 2および要素3の要素挙動に着目する。要素1は、水平地盤上の盛土のひずみが大きく発生した箇所、要素2はひずみがほとんど発生していない箇所である。要素3は、傾斜地盤上の盛土で未対策ではひずみが大きく発生し、対策によりひずみが抑制された要素である。これらの周辺の要素は概ね似た挙動を示した。要素3については、未対策のCase 0、押え盛土 Dc = 95 %であるCase 1-3の2つのCaseを示し、その違いを比較する。

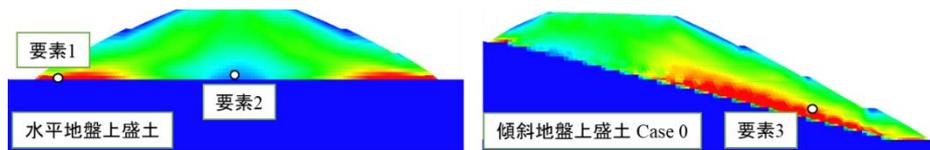


図10 着目要素

図11, 12に要素1, 2の軸差応力 q 、過圧密 R 、応力比 $\eta = (q/p')$ 、平均有効応力 p' 、せん断ひずみ ϵ_s の地震中の経時変化を示す。なお R は過圧密比の逆数である。 η に着目すると、要素1では地震前から盛土の限界状態定数の大きさである $M = 1.35$ よりも η が大きく、地震中も1.35前後で増減しているのに対し、要素2は常に1.35よりも下側に η が位置している。このことから、のり尻付近においては、地震前だけではなく、地震中も大きいせん断力が働いていることがわかる。

要素2では、 $M = 1.35$ よりも低い位置に応力状態を取っているために、常に塑性圧縮を示すため、 p' が徐々に減少している。これにより、正の過剰間隙水圧が発生している。ただし、 p' は40kPa程度までしか減少していないことから、液状化には至らず、また、 R が0に近づいていることから、徐々に過圧密比が大きくなっている。過圧密比が大きくなると、塑性変形しづらくなるため、平均有効応力が下がっても変形が進展しない。一方、要素1は、 R が若干増加していくことから、除荷よりも載荷が顕著であり、過圧密比は小さくなり、塑性膨張挙動が起きている。これは η が大きいためには起きている。水平地盤上の盛土では、盛土のり尻に近づくにつれて徐々に要素2から要素1のような挙動を示すが、要素2のような挙動を示す部分が多くを占めるため、崩壊に至らなかったと推定できる。

図13に示す未対策の盛土の要素3の挙動は、水平地盤上の盛土の要素1とよく似ている。つまり、地震中にひずみが伸展している箇所は、水平・傾斜地盤に依らず、同じ現象が起きている。図14は対策後の要素3の挙動を示す。対策を実施することで、傾斜地盤上の盛土であっても、地震中の η が減少し、過圧密 R が減少するなど、水平地盤上の盛土の要素2に近づいてくる。このことから、良質な材料で押え盛土を実施することにより、傾斜地盤上の盛土であっても、水平地盤上の盛土のような挙動を示すようになるため、破壊に至らなくなる。なお、紙幅の都合で示すことができないが、押え盛土を実施することで、押え盛土内の応答加速度の振幅が小さくなる。そのため、地震中の η が小さくなった。

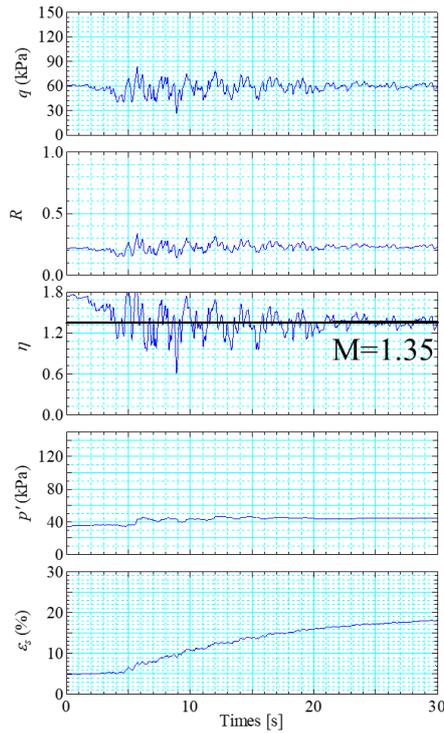


図11 地震中の挙動 (要素1 Case 0)

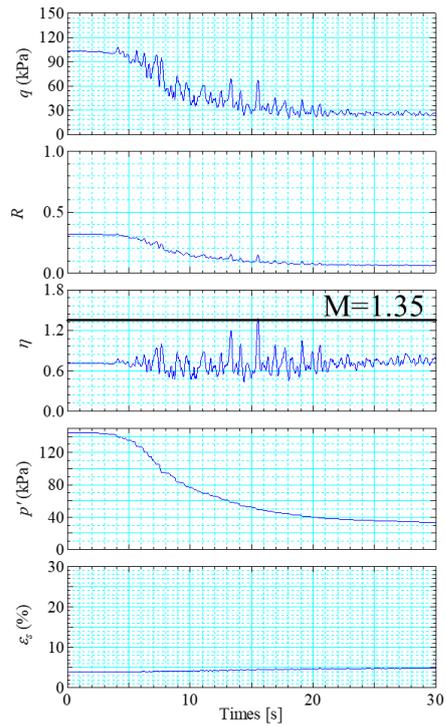


図12 地震中の挙動 (要素1 Case 0)

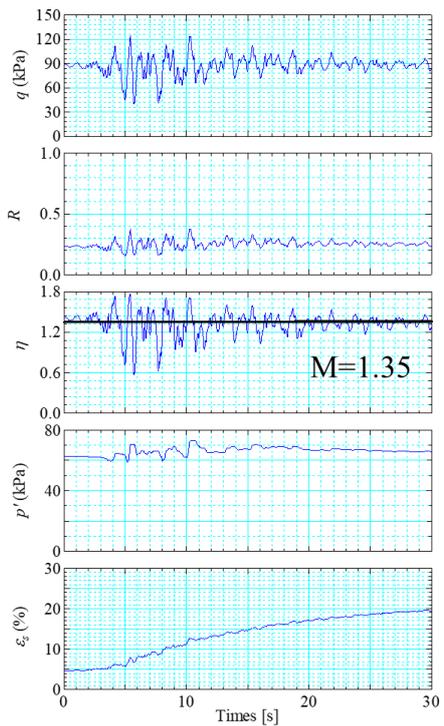


図13 地震中の挙動 (要素3、Case 0)

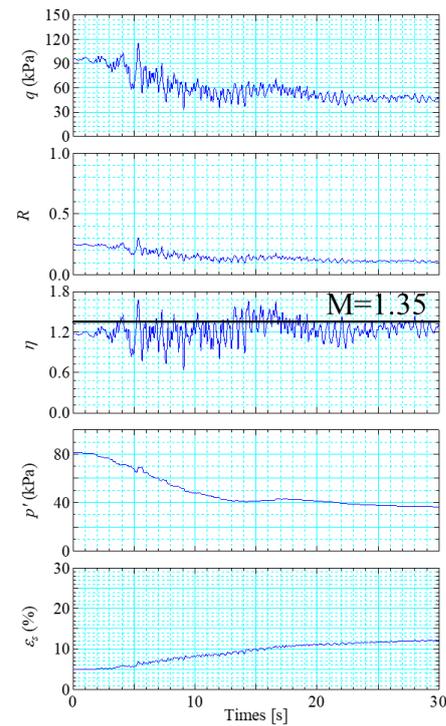


図14 地震中の挙動 (要素3、Case 1-3)

5. 結論

本研究で得られた結論を以下に示す。

- 1) 傾斜地盤上の盛土は、水平地盤上の盛土に比べて大きくひずみが伸展している面積が広く、変形が大きくなることから、解析でも実際に起きている傾向を示すことができた。

- 2) 応力比 $\eta = (q/p')$ に着目すると、水平地盤上の盛土のひずみが伸展しない箇所は、地震前だけではなく、地震中も限界状態定数の大きさである $M = 1.35$ よりも小さいことからせん断力が小さい。また、過圧密 R が0に近づいていることから、徐々に過圧密比が大きくなっている。過圧密比が大きくなると、塑性変形しづらくなる。
- 3) 一方、水平地盤上の盛土ののり尻や、未対策の傾斜地盤上の盛土など、ひずみが大きく発生している箇所は、地震前から限界状態定数の大きさである $M = 1.35$ よりも応力比 η が大きく、地震中も1.35前後で増減している。また、過圧密 R が若干増加していくことから、除荷よりも載荷が顕著であり、塑性膨張挙動が起きているために、ひずみが伸展してゆく。
- 4) 押え盛土を実施することにより、盛土内のひずみが抑制されている。押え盛土の強度を上げることで、ひずみが抑制されていき、締固め度95%では、沈下量、水平ともに、50%以下まで抑制された。特に、水平変位の抑制効果が大きい。改良土についても同様の傾向が見られ、材料に依らず押え盛土の効果が十分に発揮された。
- 5) 一方、押え盛土の高さが小さくなると、変形が大きくなるため、押え盛土を天端まで施工することが重要である。

謝 辞

本論の作成に当たっては、JSPS科研費(課題番号20K14822)の助成を受けて実施しました。ここに記して御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 藤岡一頼, 横田聖哉, 日下寛彦, 広瀬 剛: 東北地方太平洋沖地震における高速道路盛土の被害分析, 日本地震工学会論文集, Vol. 16, No.1, pp. 285-308.
- 2) Sahoo, S., Manna, B., Sharma, K.G.: Shaking table tests to evaluate the seismic performance of soil nailing stabilized embankments, International Journal of Geomechanics 21(4), 1-14, 2021.
- 3) Lin, H., Xiong, W., Cao, P.: Stability of soil nailed slope using strength reduction method, European Journal of Environmental and Civil Engineering 17(9), 872-885, 2013.
- 4) Barar, O., Felio, G.Y., Vucetic, M. and Chapman, R.: Performance of soil nailed walls during the October, 17, 1989, Loma Prieta earthquake, Proceedings of the 43th Canadian Geotechnical Conference, Quebec, pp.165-173, 1990.
- 5) Tatsuoka, F., Koseki, J. and Tateyama, M.: Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Kyushu, Vol.2, pp.973-1008, 1996.
- 6) Sakai, T., Nakano, M., Inukai, S. and Inagaki, M.: Improvement in seismic resistance using replacement/counterweight fill method for existing high embankments on inclined ground constructed with various embankment materials, Soils and Foundations, Vol.63, Issue 2, pp.1-14, 2023.
- 7) Enomoto, T. and Sasaki, T.: Seismic behavior of reinforced embankments in dynamic centrifuge model tests, Soils and Foundations, Vol. 58, Issue 1, pp. 212-227, 2018.
- 8) Yoshida, M., Katsumi, T. and Kawasaki, H.: Shaking Table Tests on a Deformation Mitigation Method for Existing Road Embankment during Liquefaction by Using Gravel and Geosynthetics, MATEC Web of Conferences, Vol.331, 02002, 2020.
- 9) 地盤工学会北陸支部ら(2007): 能登半島地震災害技術報告書, pp.91-93.
- 10) 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, Issue 5, pp.47-57, 2002.
- 11) 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, Issue 6, pp.771-790, 2008.
- 12) 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.
- 13) 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, Issue 5, pp. 1069-1085, 2015.
 - 14) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M.: Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, *Soils and Foundations*, Vol.45, No.5, pp.39-51, 2005.
 - 15) Noda, T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A.: 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, Issue 5, pp.739-756, 2009.
 - 16) 酒井崇之, 辻慎一郎, 中野正樹, 野田利弘, 田代むつみ: 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ー論文集, pp189-197, 2014.
 - 17) Sakai, T. and Nakano, M: Attempt to reproduce the mechanical behavior of cement-treated soil using elastoplastic model considering soil skeleton structure *Soils and Foundations* Vol.61, Issue 5, pp. 1464-1474, 2021.
 - 18) 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.
 - 19) Joyner, W.B., Chen, A.T.: Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America* 65(5), 1315-1336, 1975.
 - 20) 日本道路協会, <https://www.road.or.jp/dl/tech.html>(参照 2022-11-04)

Numerical Study of Seismic Mechanism of Replacement/Counterweight

Fill Method for Existing High Embankment on Inclined Ground

SAKAI Takayuki¹⁾, NAKANO Masaki²⁾ and INAGAKI Motohiro³⁾

1) Assistant Professor, Nagoya University, Dr. Eng.

2) Professor, Nagoya University, Dr. Eng.

3) Deputy Director, Central Nippon Expressway Company Limited, Dr. Eng.

ABSTRACT

Recently, some embankments are collapsed by large earthquakes. In many cases, embankments on the horizontal ground did not collapse, while those on the inclined ground slid on a large scale. The authors focused on the replacement/counterweight fill method as a way to improve the seismic resistance of existing high embankments and indicated the improvement in seismic resistance using this method through analysis. This study clarified the difference in the seismic behavior of embankments on horizontal ground and inclined ground and compared them with embankments on the inclined ground treated with the replacement/counterweight fill method. Because the stress ratio $\eta = (q/p)$ is low not only before the earthquake but also during the earthquake and overconsolidation decreased during the earthquake, the embankment on the horizontal ground is difficult to collapse. On the other hand, embankments on inclined ground deform more because of the higher η . The replacement/counterweight fill method improved the seismic resistance of embankments because the behavior of embankments on inclined ground with treatment was similar to that of embankments on horizontal ground. In addition, it was important to construct the counterweight fill properly because a small counterweight fill reduced the effectiveness of seismic improvement.

Keywords: Embankment, replacement/counterweight fill method, seismic response analysis, finite element method