

地震時における道路盛土のすべり破壊の 制御工法に関する解析的検討

江川祐輔¹・常田賢一²・小田和広³・中平明憲⁴

¹大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 特任研究員 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

E-mail:yegawa@civil.eng.osaka-u.ac.jp

²大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 教授 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

E-mail:tokida@civil.eng.osaka-u.ac.jp

³大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 准教授 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

E-mail:oda@civil.eng.osaka-u.ac.jp

⁴建設技術研究所(株) 大阪本社 技術統括部長 (〒540-0008 大阪府中央区大手前1-2-15)

E-mail:nakahira@ctie.co.jp

2004年新潟県中越地震, 2007年能登半島地震では盛土被害が多数発生しており, 道路盛土への耐震対策の推進は急務である. レベル2地震動を想定する場合, 道路盛土の性能評価の視点による工法開発が有効であり, 筆者らは『すべり破壊制御工法』の工法原理を複数提案している. 本論文は盛土内の加速度増幅特性を考慮したNewmark法の評価手法を提案するとともに, すべり破壊制御工法を適用した盛土模型の遠心模型実験の数値解析を実施し, 提案評価手法の適用性の検討および対策効果の解析的検証をしている. また, 被災盛土の復旧に関して, すべり破壊制御工法による耐震強化の対策効果および経済性を評価している. その結果, 提案するすべり破壊制御工法の有効性および経済的優位性を明らかにすることができた.

Key Words : Road Embankment, Newmark Method, Seismic Countermeasure, Control Method against Sliding Failure

1. はじめに

2004年10月の新潟県中越地震では盛土被害が多数発生し, 社会的・経済的に大きな影響を及ぼされており, 道路盛土への経済的・効果的な耐震対策の推進が急務である¹⁾. また, 2007年3月に発生した能登半島地震でも盛土の被害が顕著であった. これらの道路盛土の被害の軽減, 防止を考える場合, レベル2地震動クラスの入力地震動に対する対策の姿勢を明確にする必要があるが, 一つの方向として, 盛土の或る程度の変状, 変形を許容しつつ, 道路機能の低下は抑制するという性能規定の概念に基づく工法の開発が有効である.

筆者らは, 性能規定を視野に置いた対策工法として『すべり破壊制御工法』の概念を提案し, 具体的な工法原理として, 法尻部を補強することで盛土全体の安定性向上を図る法尻補強工法²⁾と, すべり線を通過させない遮断構造を盛土内に設置し, すべり面の位置の制御を図る工法(遮断構造工法)³⁾を提示している. 本論文は, 筆者らが提案している盛土内の加速度増幅特性を考慮し

たNewmark法⁴⁾(以下, 提案評価手法と表記)により, 提示した対策工法を適用した盛土模型の遠心模型実験⁵⁾のシミュレーションを実施し, 対策効果の解析的検証を試みる. 次に, 被災盛土の復旧に際して, 提示する対策工法により耐震強化する場合の対策効果を, 提案評価手法により検討する. さらに, 復旧の直接工事費を試算し, 同箇所ですべて採用された既存工法との工費比較により, すべり破壊制御工法の経済性を検討する.

2. 解析手法

提案評価手法のフローを図-1に示す. 提案評価手法は, 破壊までを非線形モデルである修正R-OモデルによるFEM時刻歴応答解析によりシミュレートし, 逐次の応答加速度分布を外力とする極限釣合安定解析(円弧すべり安定計算)により破壊発生の判定を行う. さらにすべり変位量をNewmark法により算出する.

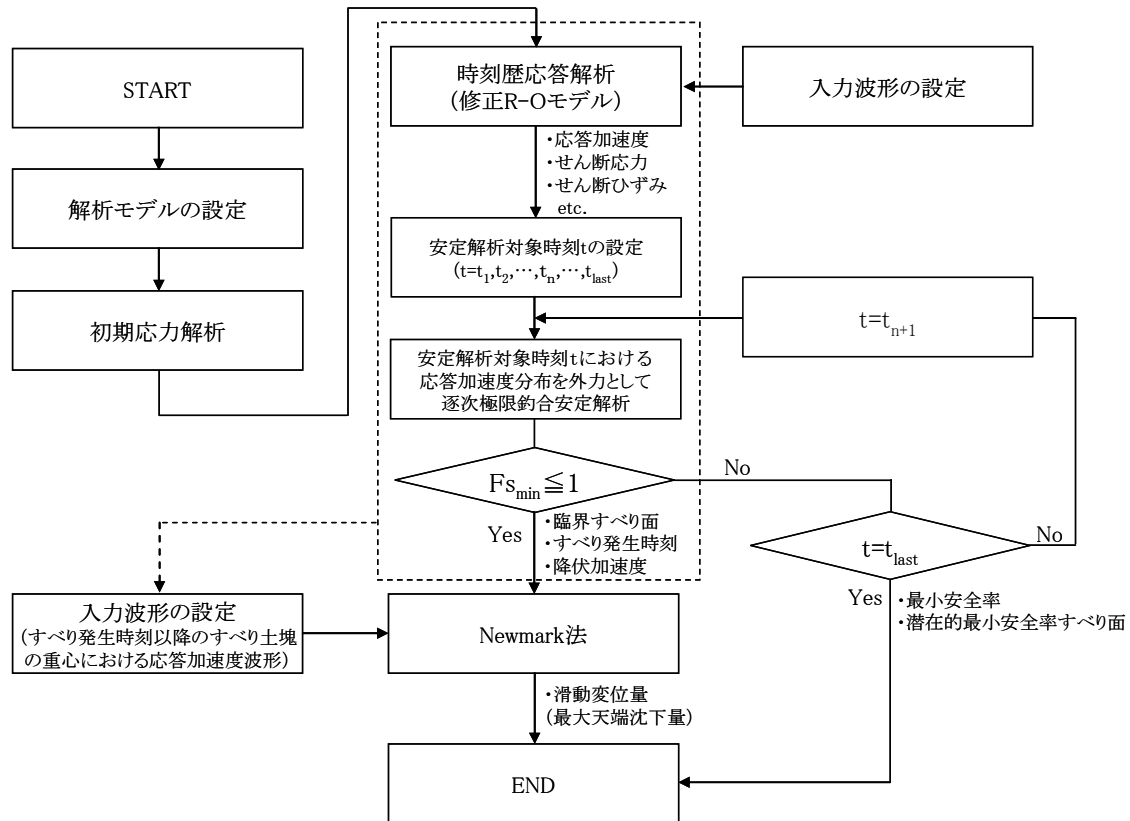


図-1 提案評価手法のフロー

Newmark法における入力波形は、時刻的応答解析の所定の代表点（本論文では、すべり土塊の重心とする）における応答加速度波形を採用する。提案評価手法の利点として、従来の円弧すべり法、Newmark法と比べて盛土内の加速度増幅特性を考慮することで、すべり面の位置、およびすべり変位量の予測精度の向上が図られることが挙げられる。また、既往の動的FEM解析手法による変形評価と比べて、ひずみ軟化を含む複雑な応力ひずみ関係を一部、間接的ではあるが比較的簡易に考慮できること、FEM解析では再現が困難なすべり破壊による変形を精度よく再現できること、本研究で着目している“すべり面の位置”を一意的に決定し、評価できること等の利点が挙げられる。

3. 遠心模型実験のシミュレーション

(1) 解析概要

すべり破壊制御の対策工を適用した遠心模型実験⁵⁾を、提案評価手法によりシミュレートし、すべり破壊制御効果の評価手法としての適用性を検討する。また、既往のすべり破壊の評価手法として、従来のNewmark法（盛土内における加速度増幅特性を考慮せず、入力波形として土槽に設置した加速度計の計速波形を用いることとする）および構成モデルに弾完全塑性モデルを採用した動

的FEM解析手法（降伏基準：Mohr-Coulomb、塑性ポテンシャル：Drucker-Prager式）によるシミュレーションも実施し、その適用性の比較・検討を行う。そして、両評価手法により、対策工の効果を解析的に検証する。

解析対象とする各実験ケースの盛土材の主要な解析パラメータを表-1に示す。強度定数は同材料（DLクレ）の三軸試験結果を基に、非線形破壊基準⁶⁾の接線を用いて、すべり面の位置が実験と一致するようにパラメトリックに検討し決定した。初期剛性は、実験において計測した V_s を基に、 h_{max} とフィッティング係数 R_f は動的三軸試験結果を基にそれぞれ決定した。モデルの壁側のEPS材、法尻改良体および遮断構造の主要な解析パラメータを表-2に示す。EPS材はEPS工法設計・施工基準書（案）⁷⁾を参考に、法尻改良体はセメント改良砂の代表的パラメータを参考に、遮断構造はII型鋼矢板のパラメータを参考にそれぞれ決定した。動的FEM解析における解析モデルを図-2～図-4に示す。境界条件に関して、壁側は鉛直可動境界、底面は固定とした。遮断構造を設置したケースでは、遮断構造を梁要素としてモデル化し、下部の境界条件は実験と同様に鉛直・水平変位を拘束し、回転変位は拘束しない設置方法とした。円弧すべり計算・Newmark法においては、法尻改良体および遮断構造にはすべり線が通過しない設定とした。

表-1 盛土材の主要な解析パラメータ

		入力加速度 (Gal)	γ_t (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (deg)	E (kN/m ²)	G ₀ (kN/m ²)	$\sigma_{m'}$ (kN/m ²)	ν
盛土材 (DLクレー)	無対策-1	300	14.81	8.7	37.6	7.15×10^4	53900	43.2	0.33
	無対策-2	500	15.01			6.95×10^4	52400	43.8	
	法尻補強	300, 500	14.81			6.15×10^4	46200	43.2	
	遮断構造-1	300	14.71			5.05×10^4	37900	42.9	
	遮断構造-2	500	14.52			5.96×10^4	44800	42.4	

R-O α	R-O β	Rf	$h_{\max}$	構成モデル	備考
1.89	1.92	5	0.20	修正R-O or 弾完全塑性	-
					-
					2ステップの加振を実施
					-
					-

$$\ast E=E_{50}=0.5 \times E_0, E_0=2(1+\nu)G_0, G_0=\gamma_t / g \times V_s^2$$

表-2 主要な解析パラメータ

	γ_t	E	ν	構成モデル
	(kN/m ³)	(kN/m ²)		
EPS材	0.12	2500	0.33	弾性
法尻改良体	22.00	1960000		
遮断構造	26.50	70000000		

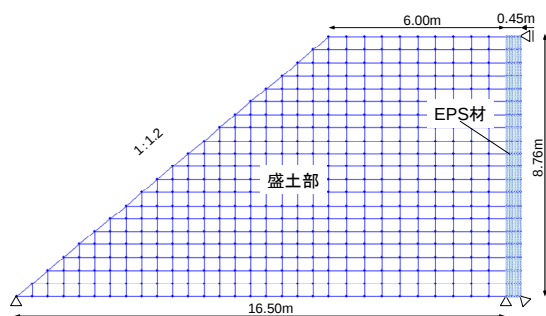


図-2 解析モデルと境界条件（無対策ケース）

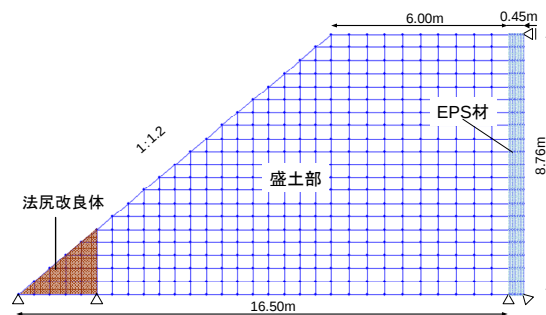


図-3 解析モデルと境界条件（法尻補強ケース）

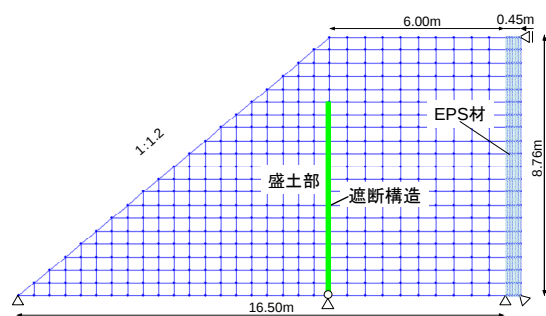


図-4 解析モデルと境界条件（遮断構造ケース）

入力波形は、遠心模型実験の土槽に設置した加速度計（AH1）の計測波形とし、解析時間を25秒とした。ただし、法尻補強ケースは、実験において約300galの加振の後、さらに約500Galの加振を実施しているため、1ステップ25秒の加速度波形を2つ連続させたものを作成し、解析の入力波形とした。尚、提案評価手法の場合、Newmark法の入力波形は、すべり土塊の重心における応答加速度波形である。

(2) 解析結果と考察

各ケースの動的FEM解析（弾完全塑性）による解析最終時刻におけるせん断ひずみ分布および提案評価手法による臨界すべり面と降伏加速度・最大天端沈下量をまとめたものを図-5に示す。図-5(a)，(b)より、実験において比較的大きな規模のすべり破壊が確認された無対策2ケースおよび遮断構造2ケースで、動的FEM解析結果において3パーセント以上の大きなせん断ひずみ領域が円弧状に形成されているのが確認できる。また、実験において、すべり破壊の規模が若干抑えられていた法尻補強ケースでは、動的FEM解析結果において法尻改良体の上端付近に限定して3パーセント以上のせん断ひずみ領域が確認できる。一方、実験において比較的小規模のすべり破壊が確認された無対策1ケースおよび遮断構造1ケースでは、動的FEM解析結果において1パーセント以上のせん断ひずみ領域が確認されない。従って、動的FEM解析（弾完全塑性）は、すべり破壊の規模や、対策工によるすべり破壊の抑制効果を定性的に評価できることが分かる。図-5(a)，(c)より、ケースを問わず、解析の臨界すべり面は、実験におけるすべり面と比べて若干深い傾向が確認されるが、すべり面が天端に到達する場所は概ね一致しており、すべり面の位置を概ね適切に評価できることが分かる。また、実験によるすべり面の天端への到達位置に関して、法尻補強ケースは無対策ケースと概ね同位置であり、遮断構造ケースは無対策ケ

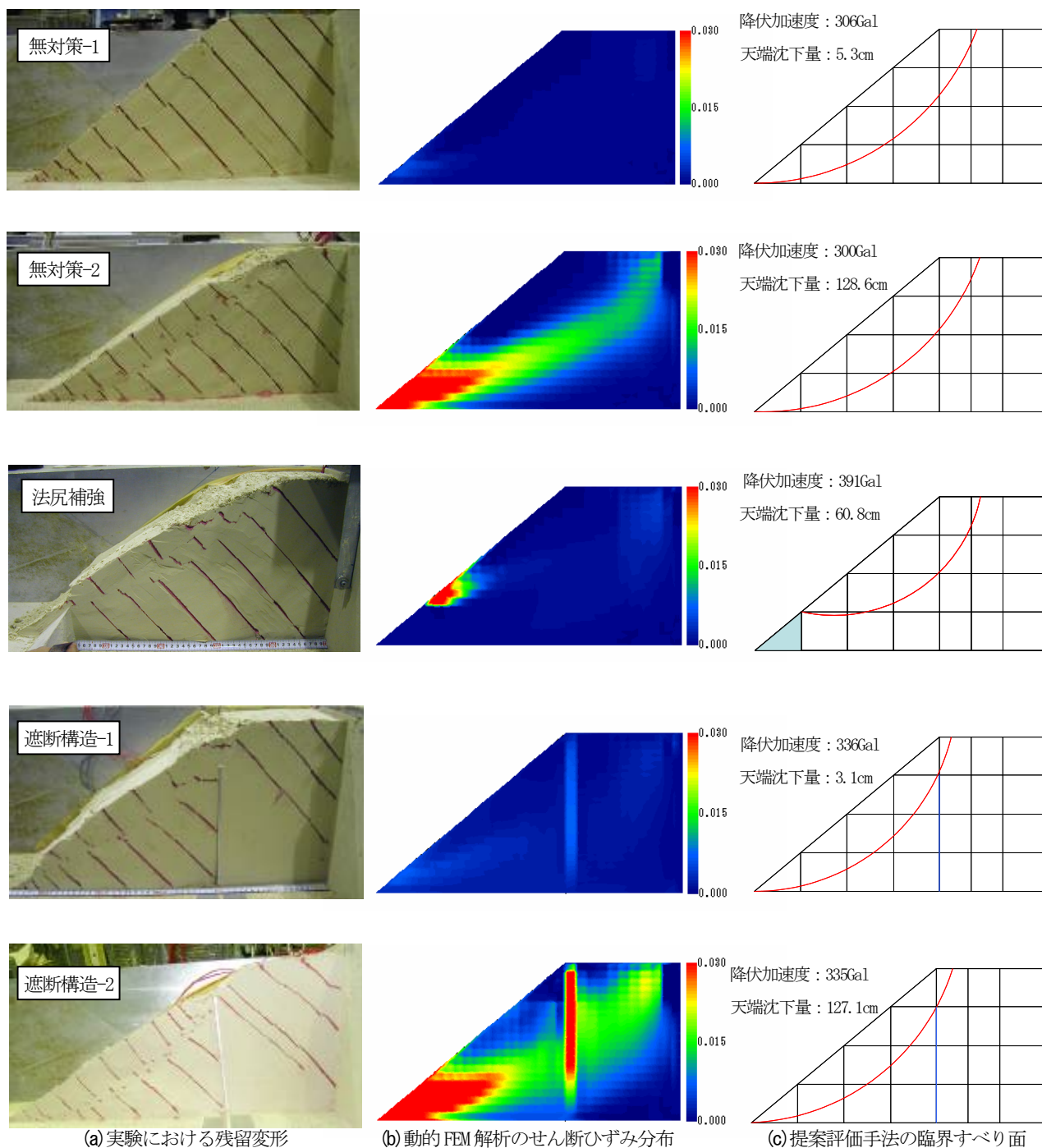


図-5 残留変形に関する実験結果と解析結果

ースより法肩側に制御されている。解析の臨界すべり面においても同様の傾向が確認され、提案評価手法は、対策工によるすべり面位置の制御効果を適切に評価できることが分かる。

最大天端沈下量に関して、提案評価手法、盛土内の加速度増幅を考慮しない従来のNewmark法および動的FEM解析（弾完全塑性）による解析値と実験値との対応を図-6に示す。なお、実験における天端最大沈下量は、法肩に

設置した標点が斜面表層のすべりの影響を大きく受けて過大な変位を記録したため、これを除く天端上の標点の鉛直変位最大値を採用している。同図より、提案評価手法は、実験における変形量を概ね適切に評価できることが分かる。一方、従来のNewmark法は変形量を比較的過小に評価する傾向が確認できる。また、動的FEM解析（弾完全塑性）は、変形量を過小評価する傾向が確認され、すべり破壊による変形が支配的な破壊形態の場合、

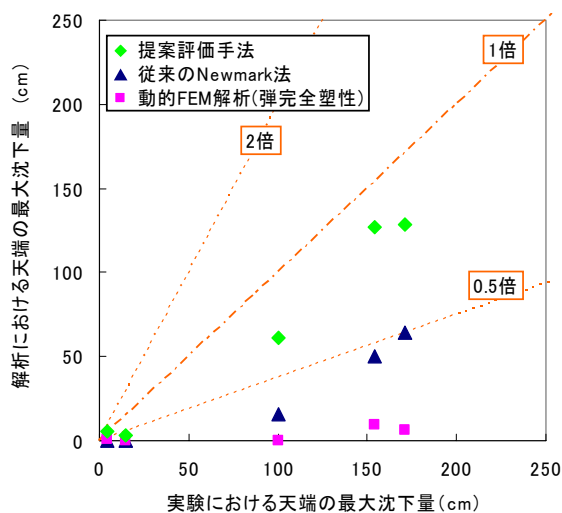


図-6 最大天端沈下量に関する実験値と解析値の対応

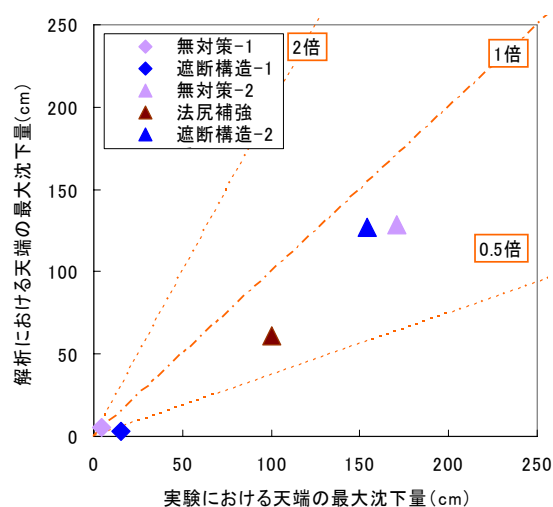


図-7 各ケースの最大天端沈下量に関する実験値と解析値の対応（提案評価手法の結果のみ）

FEM解析は変形量評価に適さない可能性が示唆される。

図-6のうち提案評価手法の解析結果を取り出し、ケース毎に分類したものを図-7に示す。同図より、実験による法尻補強ケースの沈下量は無対策-2ケースの概ね半分程度まで抑制されており、解析結果においても同様の傾向が確認される。一方、実験による遮断構造-2ケースの沈下量は無対策-2ケースと概ね同等で、解析結果においても同様の傾向が確認される。従って、提案評価手法は対策工によるすべり変位量の抑制効果を概ね適切に評価できることが分かる。

4. すべり破壊制御工法の評価

(1) 概要

新潟県中越地震における国道17号線天納地先の被災盛土

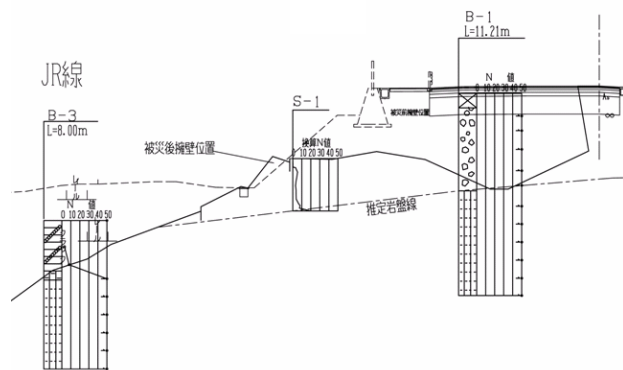


図-8 国道17号線天納地先の被災盛土の断面

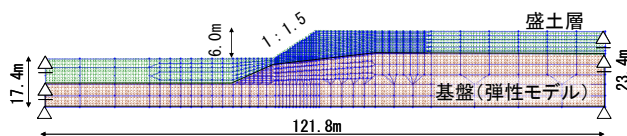


図-9 解析モデル

表-2 土層の主要な解析パラメータ

	γ_t (kN/m^3)	ϕ (deg)	c (kN/m^2)	E (kN/m^2)	G_0 (kN/m^2)	ν
盛土層	19	25	13	—	5227	0.33
基盤層	20	—	—	1.0×10^6	—	

R-O α	R-O β	R_f	$h_{\max}$	構成モデル
2.31	2.21	3.8	0.24	修正RO
—	—	—	—	弾性

G_0 は $\sigma'_m = 1 \text{ kPa}$ に基準化

表-3 法尻改良体の主要な解析パラメータ

	γ_t (kN/m^3)	E (kN/m^2)	ν	構成モデル
改良体	22	2.0×10^6	0.33	弾性

表-4 遮断構造の主要な解析パラメータ

	γ_t (kN/m^3)	E (kN/m^2)	ν	I (m^4)	A (m^2)	構成モデル
遮断構造	77	2.0×10^8	0.33	87.4	0.015	弾性

土を対象として、すべり破壊制御工法（遮断構造工法、法尻補強工法）により耐震強化する場合の対策効果を、提案評価手法により検討する。さらに、両工法を採用する場合の復旧に関わる直接工事費を試算し、変形状態と工費の関係を検討するとともに、実際に採用された工法（ジオグリッド工法）との工費比較により、すべり破壊制御工法の経済的優位性を検証する。

(2) 対策効果の評価

a. 解析概要

解析対象とする国道17号線天納地先の被災盛土の被災前と被災直後の断面を図-8に示す。また、動的解析モデルを図-9に示す。底部境界条件は固定、側方境界条件は

表-5 川口町役場における地盤調査結果¹⁰⁾

深度(m)	土質*	Vs(m/s)	密度(t/m ³)
0.9	1	130	1.7
1.6	1	130	1.9
1.9	2	130	2.0
3.3	3	130	2.0
5.2	3	210	2.0
6.9	1	310	2.0
7.2	2	310	2.0
9.2	1	310	2.0
10.2	2	310	2.0
17.1	1	310	2.0
19.5	2	520	2.0
21.0	1	520	2.0
22.0	2	420	2.0
25.0	1	420	2.0
	1	560	2.0

*1: 粘性土 2: 砂質土 3: 礫質土

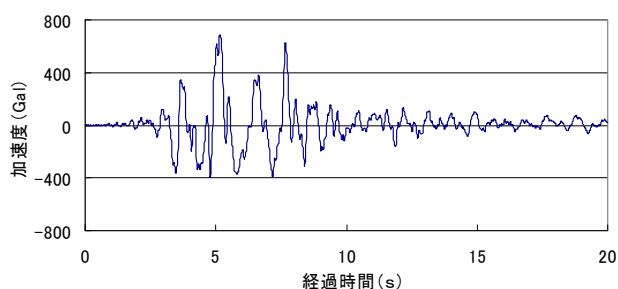


図-10 入力波形

水平可動境界とした。本検討の目的が被災の再現ではなく強化復旧工法の評価であるため、被災前の断面とは異なり、1:1.5の法面を設定した。土層、法尻改良体および遮断構造の主要な解析パラメータを、それぞれ表-2、表-3および表-4に示す。盛土層は盛土材として代表的な砂質土を採用し、重量、強度定数は設計要領第1集⁸⁾を参照して決定した。初期剛性は代表的な砂質土の室内試験に基づき設定した。修正R-0モデルのフィッティング係数 α 、 β 、 R_t は、同様に砂質土の試験結果をフィッティングすることにより決定した。基盤層の弾性係数はボーリングデータのN値から換算した。遮断構造はⅢ型の鋼矢板相当としてパラメータを決定した。法尻改良体はセメント改良砂の代表的なパラメータを採用した。

入力波形は解析対象盛土が本震から震央距離が約4kmと近傍であるため、距離減衰式による補正を行わず、解析対象盛土の近傍の川口町役場における本震の計測加速度波形⁹⁾（震央距離約2.5km、解析対象からの距離約3km）のEW成分を用いる。川口町役場の計測波形は地表面で計測されたものであるため、地盤調査（表-5参照）¹⁰⁾を基に、非線形解析DYNEQにより周波数特性を考慮して基盤相当（ $V_s=400\text{m/s}$ ）に引き戻した波形を入力波形とした。入力波形を図-10に示す。最大加速度はおおよそ690Galである。解析時間は20秒とした。

b. 法尻補強工法のすべり破壊制御効果

法尻補強工法において、改良範囲を法尻を基準として

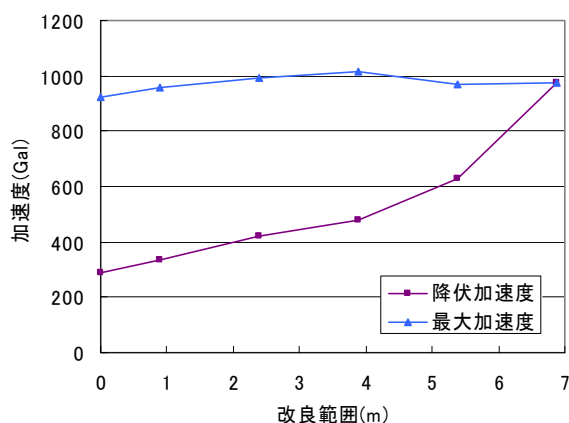


図-11 改良範囲とすべり土塊の重心における最大応答加速度・降伏加速度の関係

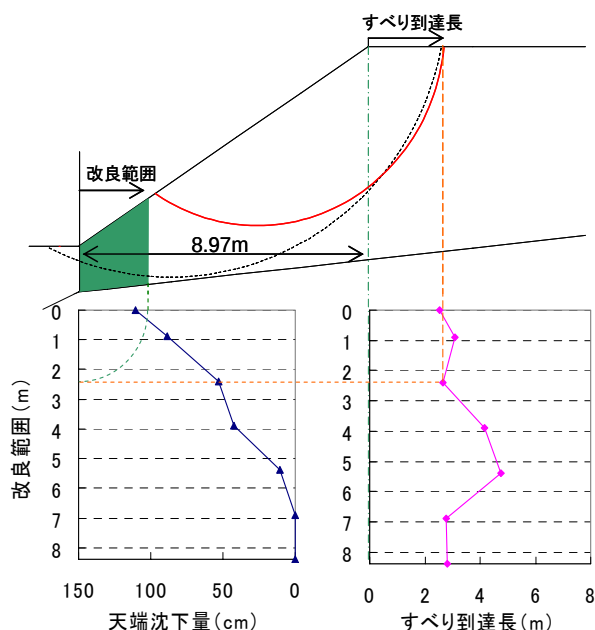


図-12 改良範囲とすべり到達長、および天端沈下量の関係

盛土中心方向へ拡大させ、すべり到達長および天端沈下量の関係を提案評価手法により検討する。なお、すべり到達長は本検討で定義するすべり面の位置を評価する指標であり、すべり面が法面もしくは天端を切る点と法肩との水平距離を表し、盛土の中心方向に正の値をとる（図-12参照）。法尻改良体は基盤に固定している状態とし、境界部における滑動や剥離は解析上考慮しないこととする。逐次極限釣合安定解析においては、法尻改良体をすべり面が通過しない設定とする。

改良範囲とすべり土塊の重心近傍節点における最大加速度および降伏加速度の関係を図-11に示す。さらに、法尻改良範囲とすべり到達長および天端沈下量の関係を図-12に示す。図-12より、改良範囲の増大に伴い、天端沈下量が減少する傾向が確認できる。改良範囲が2.5m程度の場合、天端沈下量が無対策時の半分程度まで、改良範囲が4m程度の場合、無対策時の3分の1程度まで低減す

ることが分かる。図-11において、改良範囲に関わらずすべり土塊の重心近傍節点の最大応答加速度は概ね一定であることから、天端沈下量の顕著な減少は、改良体にすべりを通過させないことによる降伏加速度の増大に起因すると推察される。また、法尻補強工法は法尻付近を改良することで安定性の向上を図っているにも関わらず、すべり土塊の重心における最大応答加速度に明確な減少傾向が確認されないが、これは改良範囲の増大に伴うすべり土塊重心の上部方向への移動により、盛土内の加速度増幅作用を大きく受けたためと推察される。

一方、改良範囲の増大に伴うすべり到達長の明確な増減傾向は把握できないが、改良範囲が4mから6m程度において比較的大きな値になり、それ以外の改良範囲のケースでは概ね無対策時と同程度である。

c. 遮断構造工法のすべり破壊制御効果

遮断構造を法肩直下に下部設置する場合における遮断構造長、すべり到達長および天端沈下量の関係を検討する。遮断構造下部と基盤の設置条件は浅く挿入されている状態と想定し、動的FEM解析においては鉛直・水平方向は固定、回転は拘束しないヒンジ状態とする。なお、ヒンジ的な設置方法の有効性は遠心模型実験において検証されている⁵⁾。逐次極限安定解析においては、遮断構造の変位は考慮せず、すべり面が通過しない設定とする。

遮断構造長とすべり土塊の重心近傍節点における最大加速度および降伏加速度の関係を図-13に示す。さらに、遮断構造長とすべり到達長および天端沈下量の関係を図-14に示す。図-14より、遮断構造長の増大に伴い、すべり到達長が減少する傾向が分かる。遮断構造長が3m程度あれば、法肩の沈下量が80cm程度発生するが、臨界すべり面の位置を法肩から1m程度にまで制御でき、遮断構造長が5m程度あれば、法肩付近にまで制御できると示唆される。また、遮断構造長の増大に伴い、天端沈下量が減少する傾向が確認できる。図-13において、遮断構造長の増大に伴う最大応答加速度の減少は比較的小さいことから、天端沈下量の顕著な減少は、すべり面の位置を制御することによる降伏加速度の増大に起因すると推察される。

(3) 経済性の評価

a. 概要

道路盛土の耐震対策工法の経済性を評価する場合の設定条件は、以下の3つに分類できると考えられる。

- ① 新設盛土に対する耐震強化
- ② 既設盛土に対する耐震補強
- ③ 被災盛土に対する耐震強化

本検討では、③被災盛土に対する耐震強化を想定して、経済性の評価を行う。対象盛土は前節ですべり破壊制御

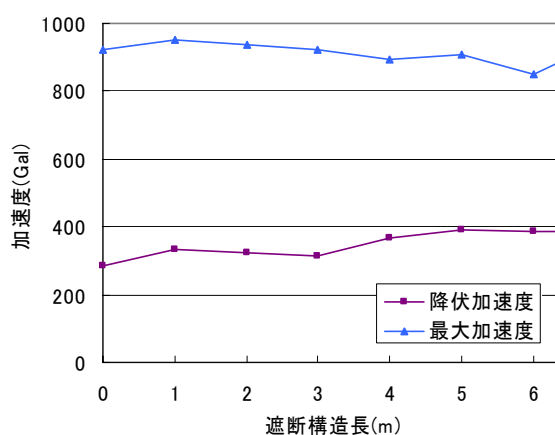


図-13 遮断構造長とすべり土塊の重心における最大応答加速度・降伏加速度の関係

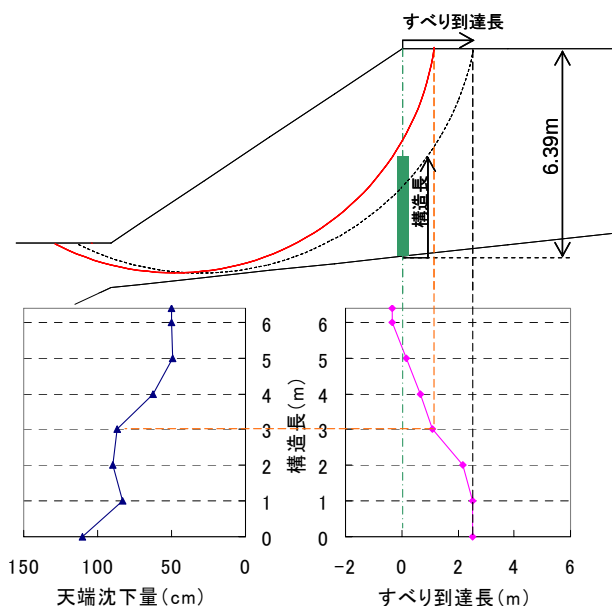


図-14 改良範囲とすべり到達長、および天端沈下量の関係

工法を適用した延長 56m の実被害盛土とし、レベル 2 地震動に対する変形状態と遮断構造工法および法尻補強工法による強化復旧のために必要な直接工事費を検討する。そして、実際の復旧に採用された既存工法との直接工事費の比較により、すべり破壊制御工法の経済的な優位性を検証する。

b. 変形状態と直接工事費の関係

はじめに、法尻補強工法の直接工事費を試算する。法尻改良体としてふとん簞を採用し、ふとん簞設置工事単価の積算により直接工事費を算出する。労務費は国土交通省 H18 年度の単価（新潟県）を採用する。ふとん簞の断面形状は規定されているが、本検討では法尻改良範囲の面積に、1 m²あたりに換算した単価から断面当たりの直接工事費を算出し、それに延長 56m を乗じることにより直接工事費を算出する。また、ふとん簞により減少する法尻部の盛土の減少分は考慮する。ふとん簞はパネル

式で高さ 50cm, 幅 120cm のものを採用し, 施工方法は階段式とした。

また, 工費比較の対象とした既存工法は, 災害復旧の際に実際に採用された補強土工法 (ジオグリッド工法) である。ジオグリッド工法を適用した盛土の耐震性能は, 震度法 (設計水平震度 0.16) を用いた円弧すべり計算により照査されている。従って, 今回検討するようなレベル 2 相当の地震動は想定しておらず, それに対する耐震性能は明らかではない。また工費に関して, 対象箇所のジオグリッド工法自体に関わるものは明らかであるが, その他の舗装の撤去やその復旧などの工費に関しては, 数量が明らかであるものの, 単価が不明であった。そのため, 不明な単価については, 代表的な単価あるいは近傍の被災地における単価の逆算等により決定した。

なお, 復旧断面の形状に関して, 法尻補強工法ではジオグリッド工法と同程度の法面勾配は実現が難しいため 1:1.5 の法面勾配を設定し, これによりジオグリッド工法より増加する盛土の工費を遮断構造工法に加算した。

法尻補強工法の構造条件 (=改良範囲) と盛土の変形状態 (天端沈下量およびすべり到達長) の関係は, 前節で得られたレベル 2 地震入力に対して算定したが, その結果を図-15 に示す。また, 同図は構造条件毎の法尻補強工法の直接工事費の推算結果を示すとともに, 実際に適用された補強土工法の直接工事費との比較を示す。

同図から, レベル 2 相当の地震時において, 1 車線に及ぶ程度のすべりに対する許容沈下量を 50cm 程度と仮定すると, 必要改良範囲は 2.3m 程度と想定できる。この場合の直接工事費は, ジオグリッド工法と比較すると, 約 720 万円 (約 22%) 低減することが分かる。また, 許容沈下量を 20cm 程度とする場合, 5m 程度の改良範囲が必要となり, その場合の直接工事費はジオグリッド工法と同程度である。ただし, この場合は法面の半分以上がふとん竈となる。ちなみに, 本検討ではふとん竈の設置の傾斜を 1:1.5 に設定しているが, 実際はより急な勾配で設置することが一般的であることから, さらに工費縮減できる可能性がある。設置方法の違いによるすべり破壊制御効果の検討が今後望まれるが, 法尻補強工法の経済的な優位性が示唆された。

次に, 遮断構造工法の直接工事費を試算する。遮断構造として鋼矢板 (Ⅲ型) を採用し, 鋼矢板設置工事の単価の積算により算出する。矢板打設工法はアースオーガ併用圧入工, 労務費は国土交通省 H18 年度の単価 (新潟県), 対象地盤の N 値は 25 以下 50 以下とし, 杭打機は電動式オーガを採用した。その他の設定条件は法尻補強工法と同様である。遮断構造工法の構造条件 (=遮断構造長) と盛土の変形状態 (天端沈下量およびすべり到達長) の関係は, 前節で得られたレベル 2 地震入力に対し

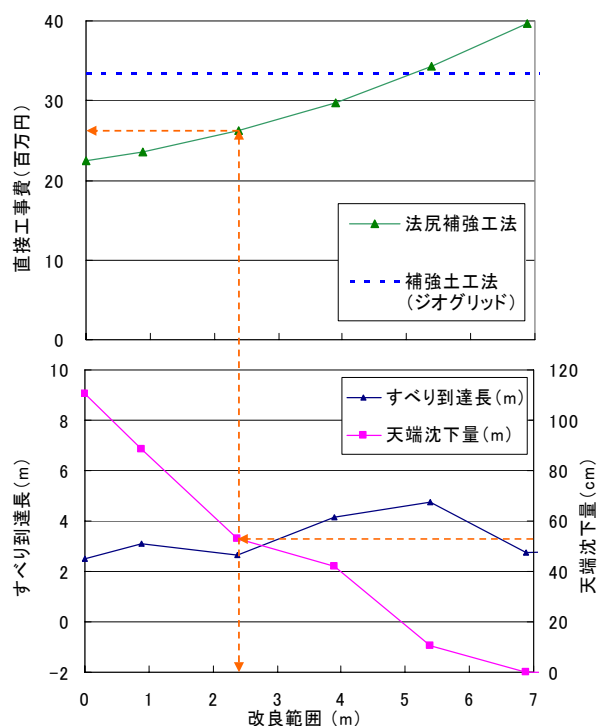


図-15 法尻補強工法における改良範囲と直接工事費の関係

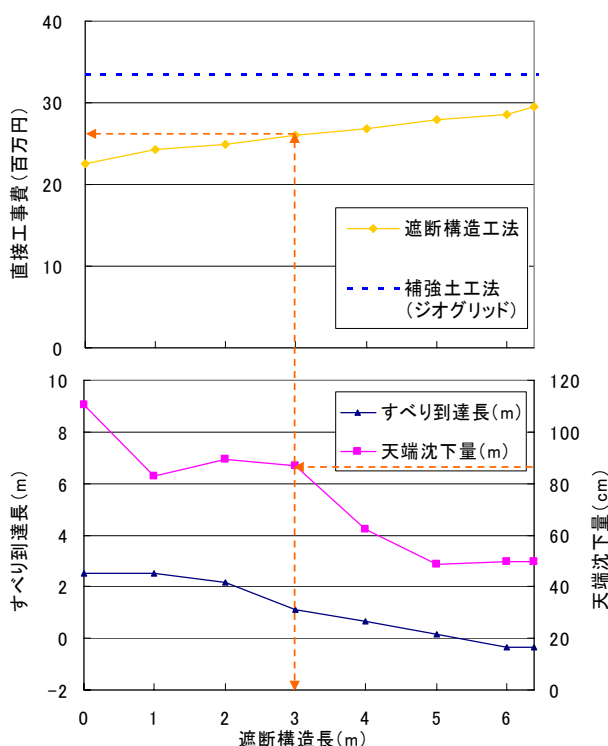


図-16 遮断構造工法における改良範囲と直接工事費の関係

て算定したが, その結果を図-16 に示す。また, 同図は構造条件毎の遮断構造工法の直接工事費の推算結果を示すとともに, 実際に適用された補強土工法の直接工事費との比較を示す。

同図から, 法肩付近において 0.8m 程度の沈下を許容する場合, 必要な遮断構造長は 3m に設定できる。この

場合の直接工事費は、ジオグリッド工法と比較して約 730 万円 (約 22%) 低減できることが推察される。また、法肩まで遮断構造が立ち上がっている長さに相当する 6.39m の遮断構造長を採用する場合でも、ジオグリッド工法よりも 300 万円程度、直接工事費を縮減できることが分かる。以上から、算出した直接工事費は概算ではあるが、遮断構造工法の経済的な優位性が示唆された。

5. 結論

提案する加速度増幅特性を考慮した Newmark 法、従来の Newmark 法および動的 FEM 解析 (弾完全塑性) により、すべり破壊制御工法を適用した盛土模型の遠心模型実験のシミュレーションを実施した。適用性を検討した。その結果、すべり破壊制御効果の評価手法としての各手法の適用性を明らかにするとともに、実験におけるすべり破壊制御の対策効果を解析的に検証した。

また、提案評価手法により新潟県中越地震における被災盛土を対象として、すべり破壊制御工法 (遮断構造工法ならびに法尻補強工法) を適用した場合の対策効果を、レベル2地震時の変形状態 (天端沈下量およびすべり到達長) により検討し、すべり破壊制御工法の変形抑制効果を明らかにした。さらに、復旧に関わる直接工事費の試算結果に基づき、変形状態と工費の関係を例示し、実際に採用された既存工法との工費比較を通して、すべり破壊制御工法の経済的優位性を明らかにした。

謝辞: 本研究は国土交通省道路局「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」の研究助成を得て実施されたものである。また、国道17号天納地先の復旧工費に関する資料収集は国土交通省北陸地方整備局長岡国道事務所の協力を得た。復旧費用の試算に際しては、フォレストエンジニアリングの林 健二氏の指導を得た。さらに、解析に用いた川口町役場での計測加速度波形データは気象

庁から提供を受けた。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 常田賢一, 小田和広, 鍋島康之, 江川祐輔: 新潟県中越地震における道路施設の被害水準と道路機能の特性, 土木学会地震工学論文集, Vol. 28, No. 009, pp. 1-9, 2005. 8
- 2) 谷村浩輔, 小田和広, 常田賢一, 江川祐輔: 弾塑性極限解析による道路盛土の地震時安定に関する研究, 第12回日本地震工学シンポジウム論文集, 2006. 11
- 3) 江川祐輔, 常田賢一, 小田和広, 中平明憲: 道路盛土の地震時すべり安定性・沈下特性の評価およびすべり破壊制御に関する検討, 第12回日本地震工学シンポジウム論文集, 2006. 11
- 4) 江川祐輔, 常田賢一, 小田和広, 都間英俊, 中平明憲: 道路盛土に対する法尻補強および遮断構造の耐震効果に関する解析的検討, 第42回地盤工学研究発表会, 2007. 7 (投稿中)
- 5) 常田賢一, 張至鎬, 小田和広, 中平明憲: 道路盛土のすべり破壊に対する耐震性能向上に関する遠心模型実験, 土木学会地震工学論文集, Vol. 29, 2007. 8 (投稿中)
- 6) Perry J.: Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 27, No. 2, 1994
- 7) 発砲スチロール土工法開発機構: EPS工法設計・施工基準書(案), pp. 23-25, 2002. 5
- 8) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 設計要領第1集土工編, pp. 1-43, 2006. 4
- 9) 気象庁ウェブサイト:
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/041023_nigata/1756/nigata_main.htm
- 10) 先名重樹, 森川信之, 大井昌弘, 安達繁樹, 藤原広行: 小千谷・川口地区における微動探査結果と浅部地盤構造モデルについて, 地球惑星科学関連学会2005年合同大会, S101-P020, 2005. 5

(2007.6.29 受付)

ANALYTICAL STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE AND CONTROL METHOD FOR ROAD EMBANKMENT AGAINST SLIDING FAILURE

Yusuke EGAWA, Ken-ichi TOKIDA, Kazuhiro ODA and Akinori NAKAHIRA

Because seismic countermeasures for the road embankments have not been usually, it is necessary to develop new economical seismic countermeasures for the sliding failure of the road embankments. To estimate stability and deformation characteristics of the road embankments during the earthquake, the applicability of new developed analytical method based on circular slip method and Newmark Method were examined. In addition, the new design concept on countermeasures against seismic sliding failure which is named Control Method against Slide Failure was examined by a new developed analytical method.

As a result, many profitable findings about estimation methods of seismic stability and deformation and Control Method against sliding failure on road embankments can be obtained.