

### 3.3 山岳道路盛土の耐震補強技術に関する試験調査

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：土質・振動チーム

研究担当者：佐々木哲也、榎本忠夫

#### 【要旨】

2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震では山岳道路盛土に多大な被害が生じ、長期間にわたり道路交通機能が失われた。このため、山岳道路盛土についても道路交通機能の低下を最小限に抑制するとともに、被災後の機能回復を迅速に行う必要があり、道路の機能および道路盛土の修復性を考慮した耐震診断技術および耐震対策技術の開発が求められている。本研究は、山岳道路盛土の合理的で経済的な耐震診断法・耐震対策工の設計法を提案することを目的に実施するものである。平成21年度は、盛土のり尻付近の排水、押え盛土等ののり尻強化工法に着目し、これらの耐震補強工を施した山岳部の既設道路盛土の耐震性について動的遠心模型実験を実施した。その結果、盛土のり尻部を押さえることで、大規模な崩壊を防止しうることが分かった。また、横ボーリング等で水抜きを行うことで浸透水位を下げることであれば、既設盛土の耐震性は相当に向上することが分かった。さらに、動的遠心模型実験を対象として地震時残留変形解析手法の適用性を検討し、実験における浸透水位の違い及び耐震補強工の効果による地震時残留変位の違いを定性的に表現できることを示した。

キーワード：道路盛土、地震、遠心模型実験、耐震補強

#### 1. はじめに

2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震、2009年の駿河湾を震源とする地震等では、山岳道路盛土に多大な被害が生じ、長期間にわたり道路交通機能が失われた。このため、山岳道路盛土についても道路交通機能の低下を最小限に抑制するとともに、被災後の機能回復を迅速に行う必要があり、道路の機能および道路盛土の修復性を考慮した耐震診断技術および耐震対策技術の開発が求められている。また、道路盛土は「道路土工のり面工・斜面安定工指針」<sup>1)</sup>によれば、当該盛土の重要性と復旧の難易度に応じて耐震性能を確保することとされているが、レベル2地震動に対しても土構造物である盛土に変形を一切許容しないことは合理的でないことから、盛土の残留変形量により耐震性能を評価することも求められてきている。

このため、本研究は、山岳道路盛土の合理的で経済的な耐震診断法・耐震対策工の設計法の提案することを目的に実施するものである。平成21年度は、耐震対策工を施した山岳部の既設道路盛土の耐震性を検証する目的で動的遠心模型実験を実施した。また、上記の動的遠心模型実験を対象として、地震時残留変形解析手法であるニューマーク法の適用性を検討した。

#### 2. 山岳道路盛土の耐震対策工に関する検討

盛土の大規模な崩壊には盛土内の浸透水と盛土の締め固め程度が大きく影響すること、及び、のり尻付近の水位を低下させのり尻を強化することにより大規模な崩壊を防ぐことができることが、既往の研究により明らかになっている<sup>2)</sup>。

今回は、盛土のり尻付近の排水、押え盛土等ののり尻強化工法に着目し、これらの耐震補強工を施した山岳部の既設道路盛土の耐震性について動的遠心模型実験を実施した。

##### 2.1 実験概要

###### (1) 実験模型の概要

最適含水比に調整した江戸崎砂を用いて突固めにより締め固め度82%、のり面勾配1:1.8、高さ30mmの盛土を土槽(150cm×30cm×50cm)内に作製し、高さ100mm毎に小段を設けた。地山は石膏で作製し(Case6のみ石膏及び江戸崎砂にて作製)、のり先の地山勾配は5°とし、盛土背面の地山勾配は30°で段切りを施した。のり尻には珪砂3号による長さ50mmの基盤排水層を設けた。盛土作製後、遠心加速度50Gまで到達させ、盛土背面地山に設置した給水パイプを通して水の50倍の粘性をもつメトロゾ水溶液を浸透させた。模型の概要及び計測器の配置を、Case1を例として図-1に示す。

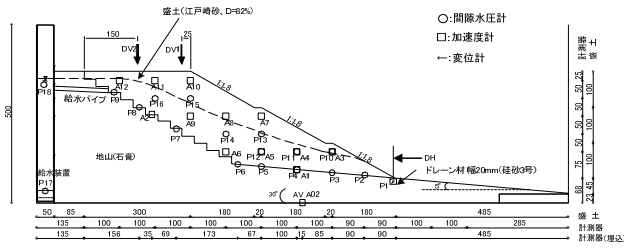


図-1 模型の概要及び計測器の配置 (Case1)

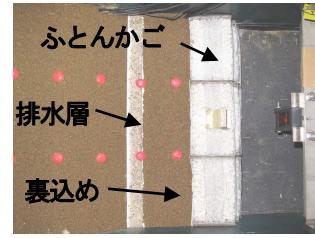
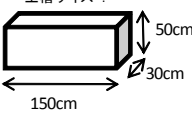


写真-2 ふとんかご設置状況

(2) 耐震対策工の概要

表-1 に実験条件を示す。

表-1 実験条件

CASE	盛土形状	地山形状			耐震補強工
		材料	盛土背面	盛土底面	
1	・形状：片盛土 ・材料：江戸崎砂 ・のり面勾配：1:1.8(29°) ・盛土高さ：30cm ・締固め度：82% ・土槽サイズ： 	石膏	30°	5°	無対策
2					横ボーリング(傾斜角 5°、60mm間隔で4本×2層)
3					ふとんかご(3段、高さ 20mm×幅60mm×奥行き100mm)
4					押え補強盛土(補強材は20mm間隔で4層)
5					押え補強盛土(同上)及び横ボーリング
6		石膏+江戸崎砂			トレンチ(珪砂3号)

Case2 の横ボーリングは、所定の高さまで盛土作製後、60mm 間隔に幅 10mm×高さ 10mm×地山に達する長さの溝を 5° の傾斜で掘削し、珪砂 3 号を敷き詰め江戸崎砂で埋め戻すことで模擬した(写真-1)。横ボーリングで排水された浸透水は、小段排水溝及び縦排水溝を通して盛土外に排水される構造になっている。

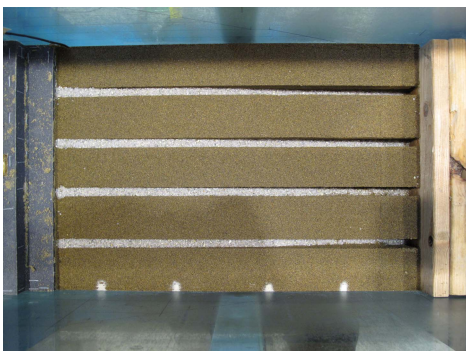


写真-1 横ボーリング作製状況

Case3 のふとんかごは、高さ 20mm×幅 60mm×奥行き 100mm の鋼製枠に 7 号碎石を入れた模型で、土槽奥行き方向に 3 つ並べるとともにのり尻に 3 段積み上げて設置し、裏込め部は締固め度 82% で埋め戻した(写真-2)。

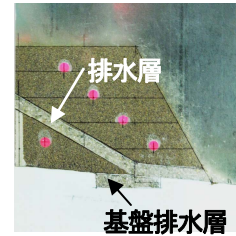


写真-3 押え補強盛土

なお、Case3~5 では、耐震補強工と盛土本体との間に珪砂 3 号による厚さ 10mm の排水層を設置した(写真-2、3)。

Case6 は、盛土底面の地山を江戸崎砂にて作製し(Dc=100%)、排水対策として盛土のり先の地山に珪砂 3 号によるトレンチを設けたものである(写真-4)。

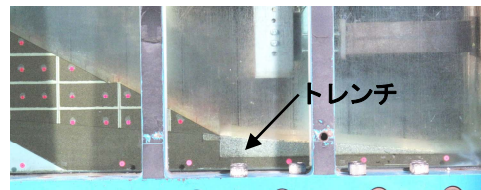


写真-4 トレンチ

(3) 加振波形の概要

加振には、道路橋示方書<sup>3)</sup>に示されている I 種地盤におけるレベル 2 タイプ 2 地震動を用いた。

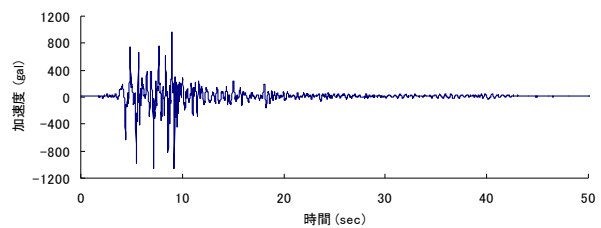


図-2 入力地震動波形

2.2 実験結果

(1) 浸透水位分布図

加振前の浸透水位を図-3に示す。浸透水位は、高速度カメラの画像(実線)及び間隙水圧計の計測値(破線)によるものを示した。

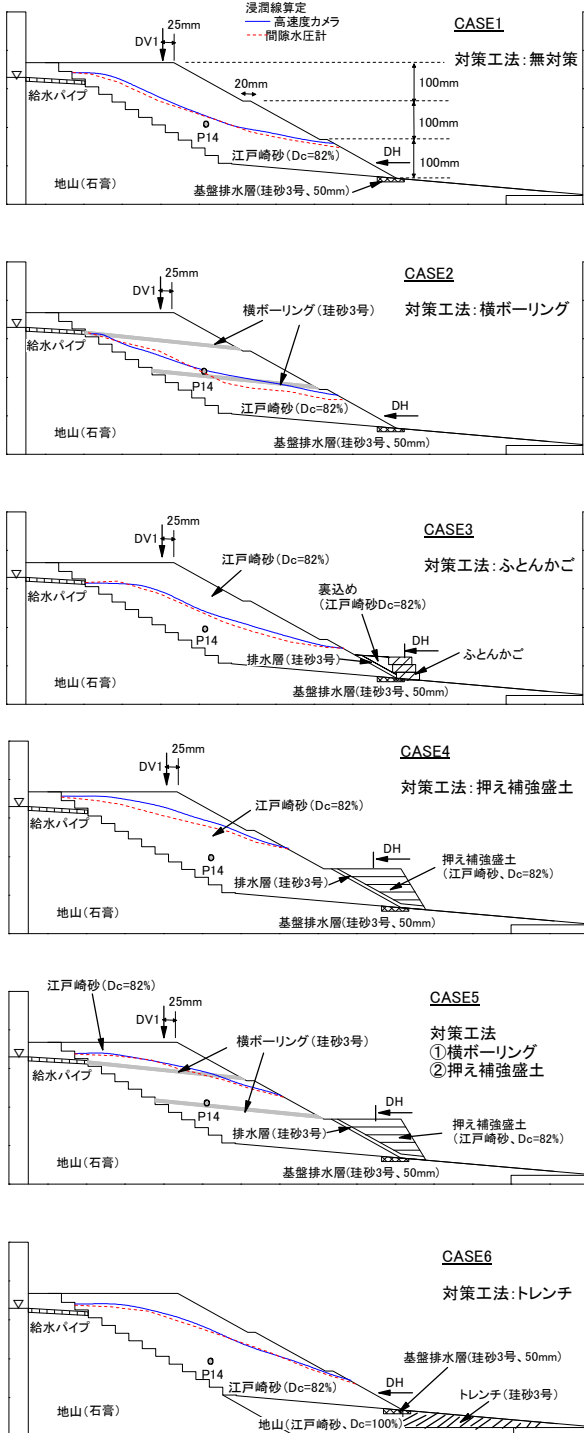


図-3 各実験模型における浸透水位

(2) 加振後の変形状況

写真-5は加振終了後の模型の変形状況を示している。

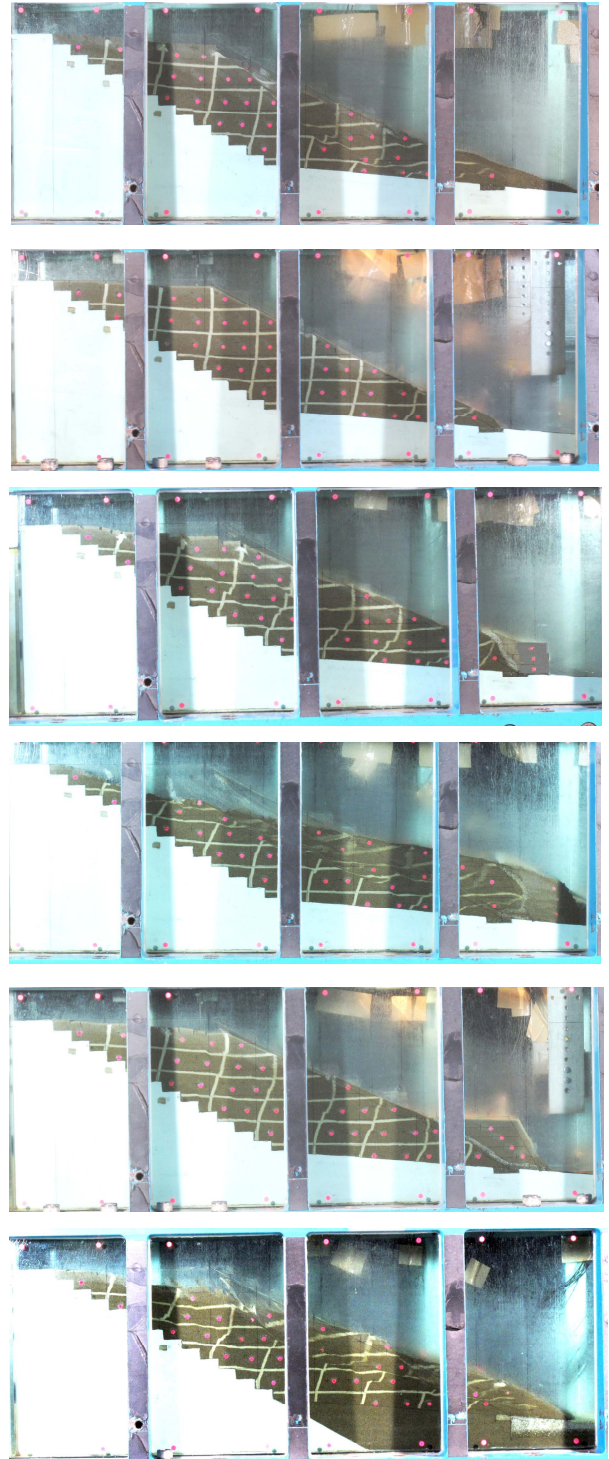


写真-5 加振終了後(上から Case 1, 2, 3, 4, 5, 6)

(3) 盛土の変位量及び過剰間隙水圧

ここでは、図-3に示すように、盛土のり肩の沈下量(DV1)、のり尻部の水平変位(DH)、P14の箇所の過剰間隙水圧について着目する。図-3、4、5は、のり肩沈下量、のり尻水平変位量、過剰間隙水圧の時刻歴をそれぞれ示している。これらにはよい相関があり、地震動の作用により過剰間隙水圧が上昇すると、のり肩沈下量、のり

尻水平変位量も増加する傾向にあることが分かる。図-7は、のり肩沈下量 (DV1) の残留値を示している。Case1、3、4、6におけるのり肩沈下量は、図4に示すように値が大きくレンジオーバーになったことから、ここでは画像解析による推定値を示した。

Case1と2では、のり尻付近の水位はほとんど同じであるが、横ボーリングにより盛土内の浸透水位が抑えられており、その結果、のり尻の流動や天端沈下量は劇的に抑えられていることが分かる。Case1と3では、浸透水位とのり肩沈下量の時刻歴はほとんど同じであるが、ふとんかごによる押え効果により盛土のり尻の水平変位が減少し、崩壊には至っていない。今回の実験では、ふとんかご同士を連結していないためふとんかご間の滑動が生じたが、連結すればより高い押え効果が発揮できるものと思われる。しかし、今回のふとんかごの設置位置では、浸透水位を下げるにはあまり効果がなく、可能であればのり尻部を掘削してより盛土内部に設置する、あるいは横ボーリングを併用することが望ましい。Case4と5では、他の実験ケースよりも浸透水位がかなり高くなっている。お互いにほとんど同じ浸透水位であるにも拘わらず、横ボーリングを施したCase5の方が大幅に変形量と過剰間隙水圧を抑えられていることが分かる。なお、今回の実験では、押え補強盛土の締め固め度を既設盛土に合わせて82%に設定したが、十分な締め固めを行うことでさらに対策効果が高まる可能性がある。Case6は、のり尻部を掘削すると崩壊するおそれがある場合を想定した水位低下工法であるが、盛土外部に設置しているため今回の実験条件においては浸透水位を下げる効果があまりなく、Case1同様、流動的な崩壊に至った。また、今回の実験では、基礎地盤をDc=100%まで締め固めたため基礎地盤を通過するようなすべり破壊は確認できなかった。

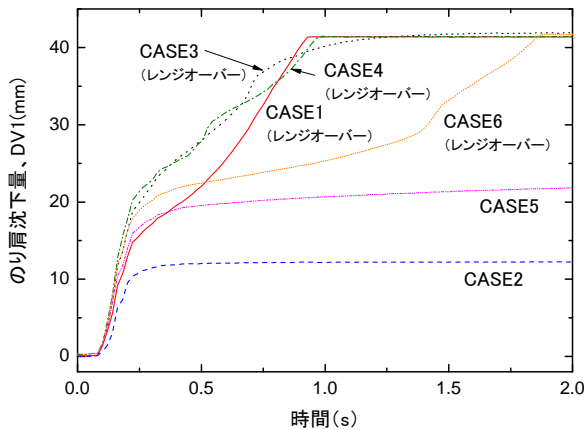


図4 のり肩沈下量 (DV1) の時刻歴

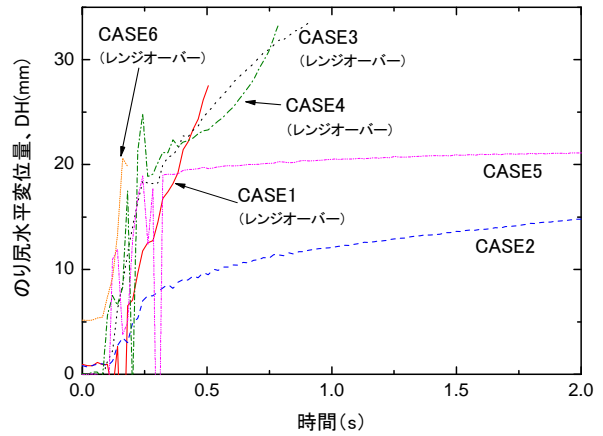


図-5 のり尻部の水平変位 (DH) の時刻歴

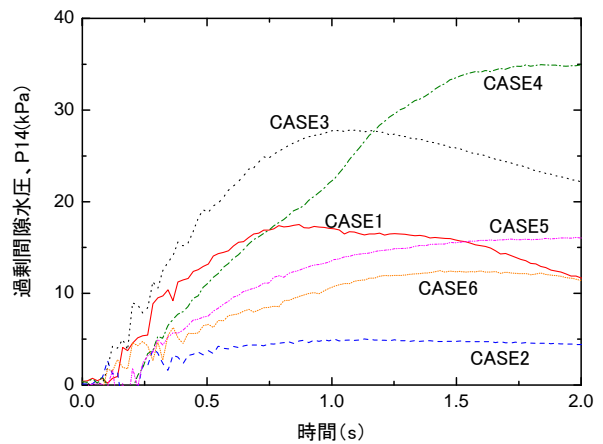


図-6 過剰間隙水圧 (P14) の時刻歴

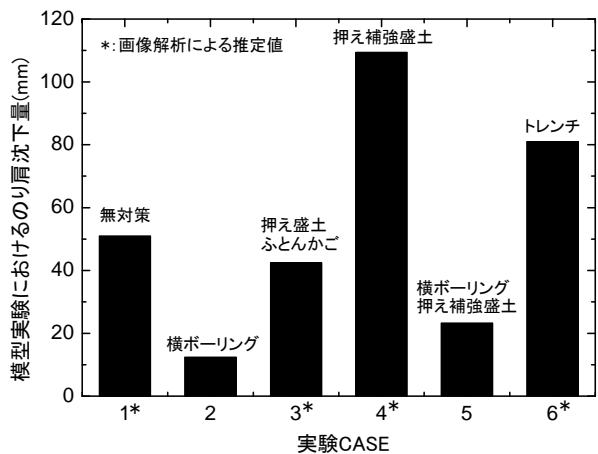


図-7 のり肩沈下量 (DV1) の残留値

### 3. 地震時残留変形解析手法の適用性の検討

レベル2地震動に対しては、土構造物である盛土に変形を一切許容しないことは合理的でないことから、盛土の残留変形量により耐震性能を評価することが求められてきている。そこで、上記の動的遠心模型実験結果を対

象に、円弧すべり法により常時の安全率を算出するとともに、山岳道路盛土の耐震性能評価手法としてのニューマーク法の適用性を検討した。

### 3.1 解析条件

解析で用いたパラメータを表-2に示す。

表-2 解析で用いたパラメータ

種類	Dc	$\gamma_{sat}$	$\gamma_t$	$c_d$	$\phi_d$
	(%)	( $\text{kN/m}^3$ )	( $\text{kN/m}^3$ )	( $\text{kN/m}^2$ )	( $^\circ$ )
江戸崎砂	82	18.0	15.3	0.3	32.5
地山(石膏)	-	19.0	19.0	0	90
地山(江戸崎砂)	100	18.0	15.3	0.3	40
ふとんかご	-	19.0	19.0	0	35

表中の江戸崎砂の強度定数は、圧密排水三軸圧縮試験(CD試験)の結果を用いた。CD試験では、最適含水比に調整した江戸崎砂を用いて突固めにより直径50mm、高さ100mm、縮固め度82%の供試体を作製し、飽和化した後、有効拘束圧50、100、200kPaのもとでせん断を行った(ひずみ速度:0.1%/min)。CD試験の応力-ひずみ関係を図-8に示したが、明瞭なピーク強度が現れなかったため、本解析においてはピーク強度から残留強度への移行を考慮しないこととした。

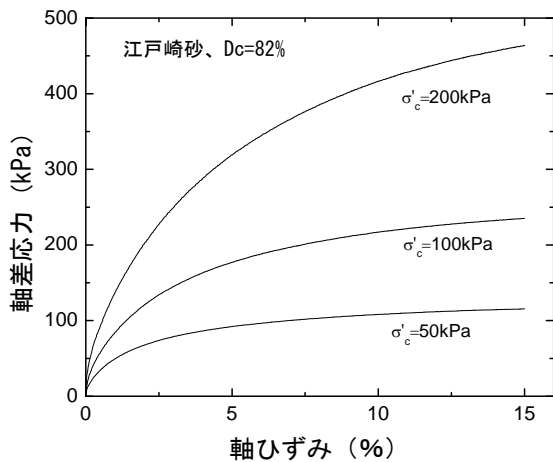


図-8 CD試験における応力-ひずみ関係

石膏にて作製された地山、Dc=100%の江戸崎砂による地山、ふとんかごの強度定数は、表-2のように仮定した。

また、加振直前の浸透水位に対する間隙水圧を考慮し、浸透水位より上層を湿潤状態、下層を飽和状態であるとした。

ニューマーク法による残留変形解析で用いた入力地震動は、上記の動的遠心模型実験と同じ波形(図-2)を用いた。また、盛土天端におけるすべり面の位置は、写真

-5に示した盛土の変形状況に合わせて設定した。図-9に解析モデル及びすべり面を示す。

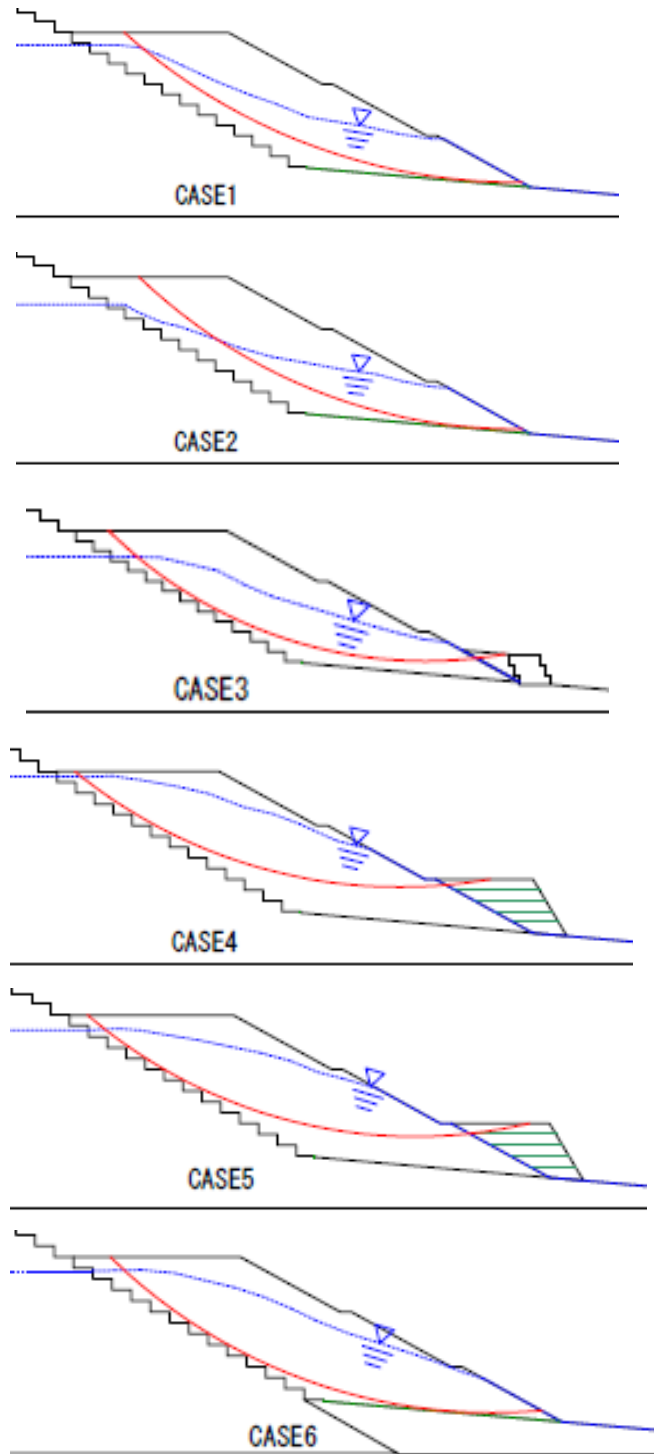


図-9 解析モデル及びすべり面

### 3.2 解析結果

円弧すべり法による安全率、ニューマーク法によるのり肩沈下量、実験におけるのり肩沈下量(実物換算)を

表-3に示す。Case1、3、4、6における模型実験ののり肩沈下量は、画像解析による推定値である。

表-3 解析結果一覧

CASE	実験結果	解析結果	
	のり肩沈下量(m)	のり肩沈下量(m)	安全率
1	2.55*	2.86	1.185
2	0.62	2.43	1.220
3	2.12*	1.93	1.306
4	5.47*	3.40	1.165
5	1.16	2.64	1.241
6	4.05*	9.97	1.025

\*: 画像解析による推定値

(1) 常時の安全率とのり肩沈下量の関係

図-10は、円弧すべり法によって算出された常時の安全率と実験におけるのり肩沈下量の関係である。全体的に、常時の安全率が高いほど地震時ののり肩沈下量は小さくなる傾向にあることが分かる。また、同図より、常時の安全率が1.2程度確保されている盛土では、レベル2地震動に対して1~2m程度ののり肩沈下量が生じることが分かる。特に、Case1、4、6においては、浸透水位の影響で常時の安全率が1.2を下回っており、それに伴いより大きなのり肩沈下量が生じている。また、Case3においては、ふとんかご間の滑動が生じており、これは円弧すべり法では評価することができないため、常時の安全率を過大に評価している可能性がある。

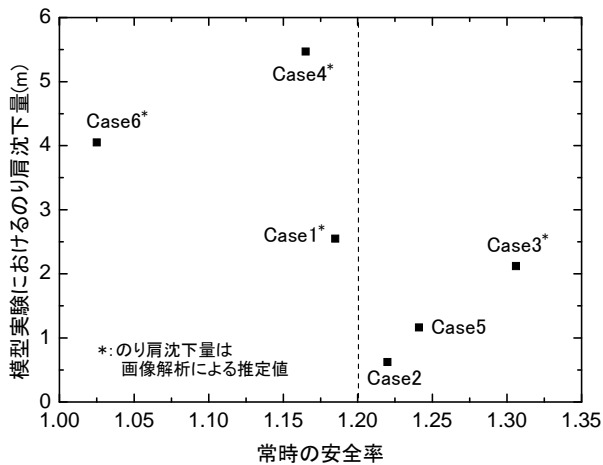


図-10 円弧すべり法による常時の安全率と実験におけるのり肩沈下量の関係

(2) ニューマーク法による残留変位量と実験によるのり肩沈下量の関係

図-11は、ニューマーク法による地震時の滑動変位量から求まるのり肩部の沈下量と実験におけるのり肩沈下量の関係を示している。全体的には、ニューマーク法に

よるのり肩沈下量の方が実験におけるのり肩沈下量よりも大きい傾向にあることが分かる。実際の盛土は、繰返し応力による変形の累積性、軟化性などの非線形性を示すため、剛・完全塑性体を仮定するニューマーク法は厳密な方法ではない。今回の解析では、CD試験による強度定数及び加振直前の静水圧状態の間隙水圧を解析パラメータとして用いているが、対象とした盛土の挙動は、地震動の作用に伴う繰返し荷重による過剰間隙水圧の発生及びそれに伴う盛土材料の強度低下にも依存しており、ニューマーク法ではこれらを考慮することができない。また、今回の解析では、すべりブロックに作用する慣性力を入力地震動とすべりブロックの自重から算出しており、盛土の応答特性は考慮していない。しかしながら、実験における浸透水位の違い及び耐震補強工の効果による地震時残留変位の違いをニューマーク法により定性的には表現できているといえる。

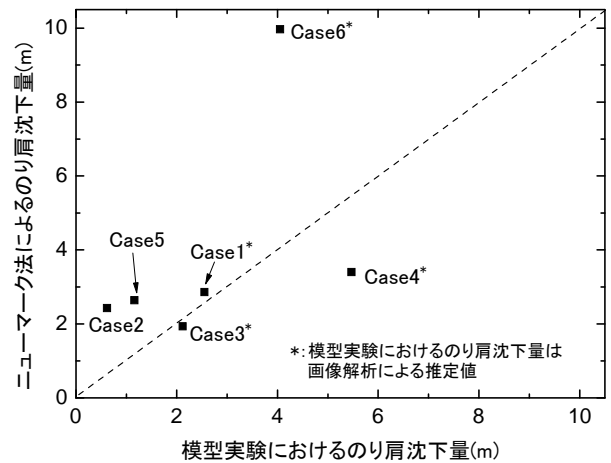


図-11 ニューマーク法によるのり肩沈下量と実験におけるのり肩沈下量の関係

4. まとめ

盛土のり尻付近の排水、押え盛土等のり尻強化工法に着目し、これらの耐震補強工を施した山岳部の既設道路盛土の耐震性について動的遠心模型実験を実施した。また、上記の動的遠心模型実験を対象として、地震時残留変形解析手法であるニューマーク法の適用性を検討した。結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 山岳道路盛土の耐震対策工に関する検討

- ① 盛土のり尻部を押さえることで、大規模な崩壊を防止しうることを確認した。
- ② 横ボーリング等で水抜きを行うことで浸透水位を下げる事ができれば、既設盛土の耐震性は相当に向上することを確認した。
- ③ 今後は、他の耐震補強工の効果を検証していく予定

である。

#### (2) 地震時残留変形解析手法の適用性の検討

- ① 円弧すべり法による常時の安全率と実験におけるのり肩沈下量の関係において、常時の安全率が高いほど地震時ののり肩沈下量は小さくなる傾向にあることが分かった。また、常時の安全率が1.2程度確保されている盛土では、レベル2地震動に対して1~2 m程度ののり肩沈下量が生じることが分かった。
- ② ニューマーク法によるのり肩沈下量の方が模型実験ののり肩沈下量よりも大きい傾向にある。
- ③ 実験における浸透水位の違い及び耐震補強工の効果による地震時残留変位の違いをニューマーク法により定性的には表現できることを示した。

#### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会:「道路土工のり面斜面安定工指針」、1999.
- 2) 大川寛ら(2007): 山岳道路盛土の耐震性能照査手法に関する検討、土木構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム
- 3) (社)日本道路協会:「道路橋示方書V耐震設計編」、2002.

## **SEISMIC RETROFITS FOR ROAD EMBANKMENTS ON MOUNTAIN SIDE**

**Abstract** : Purpose of this study is to develop seismic retrofits for road embankments on mountain side under strong earthquake motions. In the fourth fiscal year of the study, dynamic centrifuge model tests on road embankments improved by several kinds of seismic reinforcement methods and analyses of these test results using Newmark method were conducted. The following conclusions were consequently obtained; 1) Seismic performance of road embankments is remarkably improved by lowering water level in embankments; and 2) The Newmark method can qualitatively simulate the residual displacements of road embankments obtained from centrifuge model tests.

**Key words** : road embankments, earthquake, centrifuge model tests, seismic reinforcement