

土のう構造体を用いた道路盛土の
新たな耐震補強工法に関する実験研究

令和2年 3月

兵 庫 県

国立研究開発法人 防災科学技術研究所

国立大学法人 神戸大学

土のう構造体を用いた道路盛土の 新たな耐震補強工法に関する実験研究

目次

第1章 背景	1
1.1 はじめに	1
1.2 道路盛土の地震被害事例	5
1.2.1 能登半島地震における能登有料道路の被災事例	5
1.2.2 東名高速道路牧之原地区における地震災害事例	9
1.2.3 兵庫県南部地震における大蔵谷 IC の被害事例	16
参考文献	20
第2章 土のう構造体を用いた盛土の復旧工法に関する既往の研究	21
2.1 小型振動台実験を用いた土のう構造体の加振実験	22
2.1.1 実験概要	22
2.1.2 実験結果	22
2.2 大型震動台を用いた検証実験	24
2.2.1 実験概要	24
2.2.2 実験結果	26
2.3 まとめ	30
参考文献	30

第3章 実験概要	31
3.1 震動台の仕様及び全体工程.....	31
3.2 土槽.....	35
3.3 実験断面.....	36
3.4 実験用地盤材料.....	37
3.4.1 盛土材の物理特性.....	37
3.4.2 盛土材の力学特性.....	38
3.5 試験盛土.....	39
3.6 土のう構造体の小型振動台試験.....	42
3.7 盛土の施工及び施工管理.....	46
3.8 土のう構造体の施工及び施工管理.....	49
3.9 計測計画.....	55
3.10 加振条件.....	60
参考文献.....	62
第4章 実大震動台実験結果	63
4.1 加速度応答.....	63
4.1.1 盛土部の加速度応答特性.....	63
4.1.2 土のう構造体の加速度応答特性.....	69
4.2 盛土及び土のう構造体の変形.....	72
4.2.1 盛土天端の変形.....	72
4.2.2 土のう構造体の変形.....	75

4.3 土のう構造体のプレストス	80
4.4 基板部アンカー軸力	85
第5章 盛土の損傷調査及び掘削調査	91
5.1 盛土の損傷調査	91
5.2 盛土の掘削調査	95
5.2.1 天端の掘削調査	95
5.2.2 法面の掘削調査	96
5.2.3 盛土内部のトレンチ掘削調査	97
5.3 破壊面の推定	100
第6章 まとめ	107

【付録：加振時時刻歴データ】

付録 1. 加振条件 1 の実験結果

付録 2. 加振条件 2 の実験結果

付録 3. 加振条件 3 の実験結果

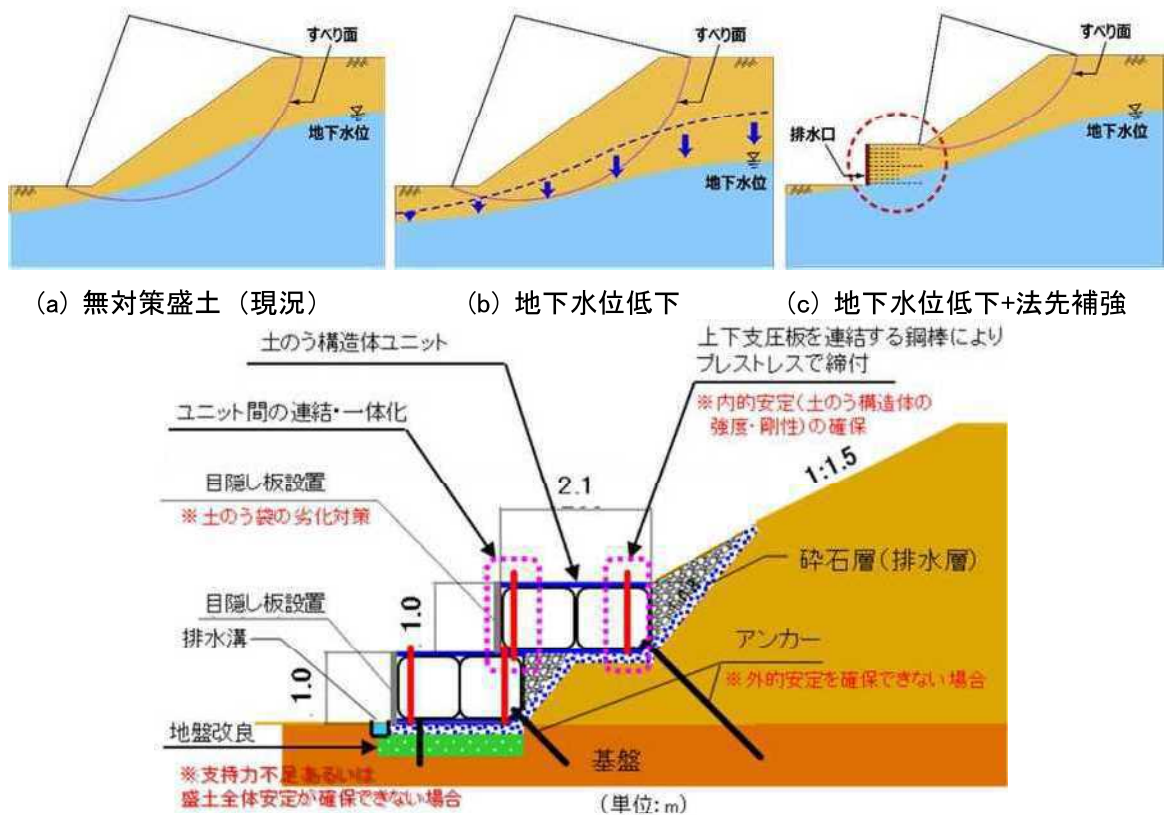
付録 4. 加振条件 4 の実験結果

第1章 背景

1.1 はじめに

地震による宅地・道路盛土の被害が後を絶たない。とりわけ道路盛土の場合は、線状構造物としての機能が一時的に不全化するため、社会的・経済的影響が大きい。全国的に、古い耐震設計基準で施工され、現行の新耐震設計基準及び要求性能を満足しているかを照査していない道路盛土や宅地盛土が多数存在する。1995年の阪神・淡路大震災では、大蔵谷IC（兵庫県神戸市）の道路盛土が大崩壊し、西宮百合ヶ丘や芦屋では、宅地盛土の大規模崩壊があった。また、2009年には駿河湾を震源とする地震により東名高速道路（静岡県牧之原）で道路盛土の崩壊が発生した（詳細は1.2節で述べる）。

図1-1は、本研究の根本となる盛土の耐震化の考え方である。まず、盛土内の地下水位を下げることで耐震対策の基本である（図1-1(b)）。つぎに、法先に剛な構造体を構築すれば、すべり面の規模が縮小され、安全性が格段に向上する（図1-1(c)）。ここで、すべり面が法先補強体の中に発達しないこと（＝補強体が十分に剛であること）が重要である。図1-1(d)は、本共同研究で提案する「土のう構造体を用いた道路盛土の復旧・耐震補強工法」の概要である。



(d) 多段式土のう構造体による法先補強工法(恒久対策)の提案

図1-1 道路盛土の耐震対策の考え方及び土のう構造体を用いた道路盛土の復旧・耐震補強工法

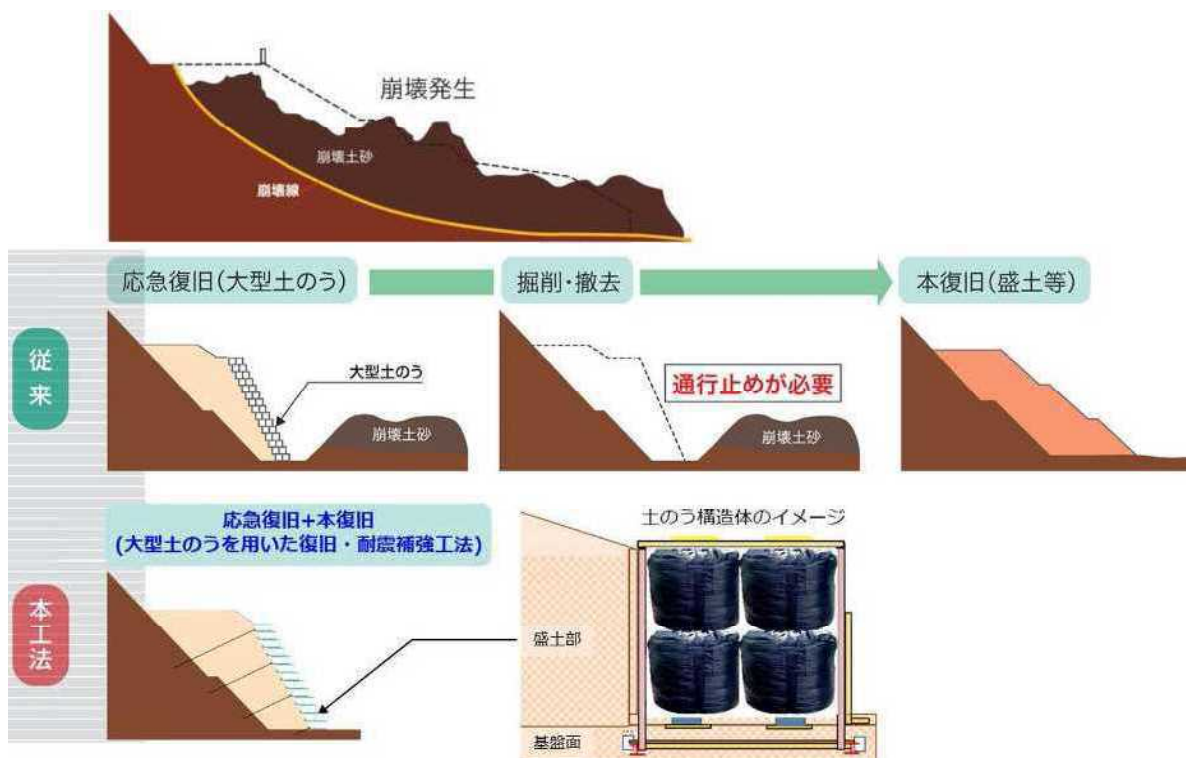


図 1-2 従来の復旧工法と本工法との違い

大型土のうは、損傷した盛土の応急復旧対策工で使用される場合が多い。崩れた土を大型土のうに入れ、法先部に積み上げ、崩落箇所の土砂流出や崩壊拡大の抑制を図る工法である。この大型土のうを積み上げる工法は、速やかな機能回復を優先した応急的なものであり、長期的に耐震性を維持することが難しい。そのため、施工性・経済性や要求性能を検討することにより、最適な本復旧工法を選定し、応急復旧対策工（大型土のう）を撤去して、本復旧工事を行うのが通常の流れである。この方法では、完全に機能が回復するまでに、二段階の復旧工事（応急・本復旧）が必要となるため、工費が高くなる恐れがある。したがって、一度の復旧工事で、速やかかつ完全に機能回復が可能な工法の開発が重要である。

そこで、応急復旧対策工として採用されている大型土のうを、土のう上下に設置した支圧板で挟み込み、プレストレス鋼棒により締め付けることにより、剛な構造体（＝補強体）とする工法を提案する。本工法により、応急復旧の段階で速やかに耐震性が確保できる本復旧工事まで可能となることを目指している（図 1-2）。工期と費用の面から、既往の2段階の復旧工事に比べメリットがある。また、土のう構造体の底部と背面に砕石層を設けることにより、盛土の地下水位を低下させることが可能である。

本研究では、土のう構造体を用いた盛土の復旧工法の実用化を目指して、当該補強工法の地震時の挙動及び耐震性能を検証するため、大型土槽（内寸法：W16m×D4m×H4.5m）の中に高さ4mの実物大盛土を造成し、その両サイドに積層方法の異なる2つのタイプの土のう構造体

を設置し、E-ディフェンスの震動台を用いて、これらの耐震性能の比較検証実験を実施した。

なお、本研究は「E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会（岡田恒男委員長）」の助言を受け、国立研究開発法人防災科学技術研究所と兵庫県との共同研究及び兵庫県と神戸大学の協力型共同研究のもとに実施された。

E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会 名簿

	氏名	役職
委員長	岡田 恒男	東京大学名誉教授、(財)日本建築防災協会理事長
副委員長	沖村 孝	神戸大学名誉教授、建設工学研究所代表理事
委員	内田 直樹	元神戸大学教授
委員	梶原 浩一	(国研)防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター長
委員	鋤田 泰子	神戸大学大学院工学研究科准教授
委員	宮宅 勇二	(公社)兵庫県建築士会会長
アドバイザー	澤田 豊	神戸大学大学院農学研究科助教

(役職名等は令和元年2月時点)

執筆・実験関係者名簿

神戸大学

澁谷 啓 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 教授
加藤 正司 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 准教授
片岡沙都紀 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 助教
丁 経凡 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 学術研究員
白 濟民 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 学術研究員
ロハニ タラニディ 神戸大学大学院工学研究科 技術職員

国立研究開発法人防災科学技術研究所

梶原 浩一 防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター センター長
井上 貴仁 防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター 副センター長
中澤 博志 防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター 主幹研究員
河又 洋介 防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター 主任研究員

兵庫県

松久 士朗 企画県民部防災企画局防災企画課 課長
森口 芳隆 企画県民部防災企画局防災企画課 防災計画班長
森田 明平 企画県民部防災企画局防災企画課 防災計画班主任
山田 弘 県土整備部道路保全課 課長
竹本 修 県土整備部道路保全課 保全班長

(役職名等は令和元年2月時点)

1.2 道路盛土の地震被害事例

地震動による道路盛土の被災事例は、軟弱な表層地盤に起因するケースがほとんどである¹⁾。また、傾斜地盤に築造された道路盛土にも数多くの崩壊事例が確認されている。ここでは、近年の被災及び対策事例を紹介する。

1.2.1 能登半島地震における能登有料道路の被災事例

一つ目の事例として、盛土部の災害が多く見られ、詳細な調査が実施されている 2007 年の能登半島地震における能登有料道路の被災事例²⁾に着目し、道路盛土被害の傾向を把握することとした。

a) 地震の概要

- ・震源地 石川県輪島市西南西沖 40km (北緯 37 度 13 分, 東経 136 度 41 分)
- ・震源の深さ 約 11km
- ・地震の規模 マグニチュード 6.9
- ・最大震 6 強 (石川県 穴水町, 輪島市, 七尾市)

b) 被害状況及び復旧工事

能登有料道路のうち、被災が特に著しかったのは徳田大津 IC から終点の穴水 IC までの能登半島縦貫有料道路の区間 (S53~55 年に竣工) であった。当該区間は比較的高盛土の多い道路であり、最大盛土高は 35m で、羽咋市柳田 IC 以北の盛土部は 180 箇所以上、20m 以上の高盛土は 40 箇所ある。また、集水地形の盛土は 103 箇所あり、比較的大規模な崩壊を生じたのはこれらのうち 11 箇所であった。道路盛土被害は、軽微な損傷箇所まで含めると 53 箇所にのぼる。図 1-3 に被災箇所位置図を、表 1-1 に能登有料道路大規模被災状況一覧を示した。

本道路の特徴的な災害履歴として 1985 年の能登豪雨災害にて、7 箇所の高盛土が崩壊したことが挙げられる。盛土の地下水上昇を伴いながら崩壊したケースが大半であったため、地下水流入に対する速やかな排水対策を強化した。その結果、能登半島地震で再度崩壊した現場は 7 箇所の内 1 箇所に留まっている。

大規模崩壊の原因としては、「①いずれも高盛土であり、また、谷地形が多い。②谷地形は、後背地及び周辺地域から地表水・地下水が供給される集水地形。③約 7 割の崩壊箇所で、崩壊土砂が泥流化し下部斜面へ流出している。④試掘調査等から旧地形はそのままの状態であり、盛土部下面付近にすべり面が存在する。」などが挙げられる。したがって、地震動により盛土法先部の含水比の高い箇所の盛土強度が低下し、崩壊に至ったものと想定されている。写真 1-1 と写真 1-2 に被災箇所の状況写真を示す。

表 1-1 能登有料道路大規模被災状況一覽²⁾

路線名	区間	NO.	被災箇所	kp	被災状況	仮復旧		本復旧	
						復旧時期	工法	復旧時期	工法
能登有料道路 (能登半島縦貫 有料道路)	徳田大津JCT ～ 越の原IC	縦-6	七尾市中島町豊田	5.6	盛土崩落 (上り線)	4/20	迂回路設置	H19年内	補強土盛土工、排水工
		縦-9	七尾市中島町土川	6.3	盛土崩落 (下り線)	4/20	迂回路設置	H19年内	補強土盛土工、排水工
		縦-10	七尾市中島町横田	10.6	盛土崩落 (上りONランプ)	4/20	迂回路設置	4/27	補強土盛土工、排水工
		縦-14	七尾市中島町谷内	11.7	盛土崩落 (上下線)	—	—	4/27	補強土盛土工、排水工
		縦-21	七尾市中島町小牧	14.7	盛土崩落 (上下線)	4/27	迂回路設置	H19年内	補強土盛土工、排水工
		縦-26	七尾市中島町小牧	15.9	盛土崩落 (上下線)	4/27	迂回路設置	H19年内	補強土盛土工、排水工
		縦-32	七尾市中島町田岸	17.7	盛土崩落 (上下線)	4/27	迂回路設置	H19年内	補強土盛土工、排水工
		縦-38	穴水町越の原	21.1	盛土崩落 (上下線)	4/27	迂回路設置	H19年内	補強土盛土工、排水工
		縦-39	穴水町越の原	21.5	盛土崩落 (上り線)	4/27	迂回路設置	H19年内	改良土盛土工、排水工
		縦-41	穴水町越の原	22.2	盛土崩落 (上り線)	4/27	迂回路設置	H19年内	改良土盛土工、排水工
		縦-43	穴水町宇留地	24.1～24.6	盛土崩落 (上下線) 橋台背面陥没 ウイング損傷等	4/27	橋台背面補強土盛土 ウイング補修	H19年度内	改良土盛土工、排水工、 橋梁の耐震補強

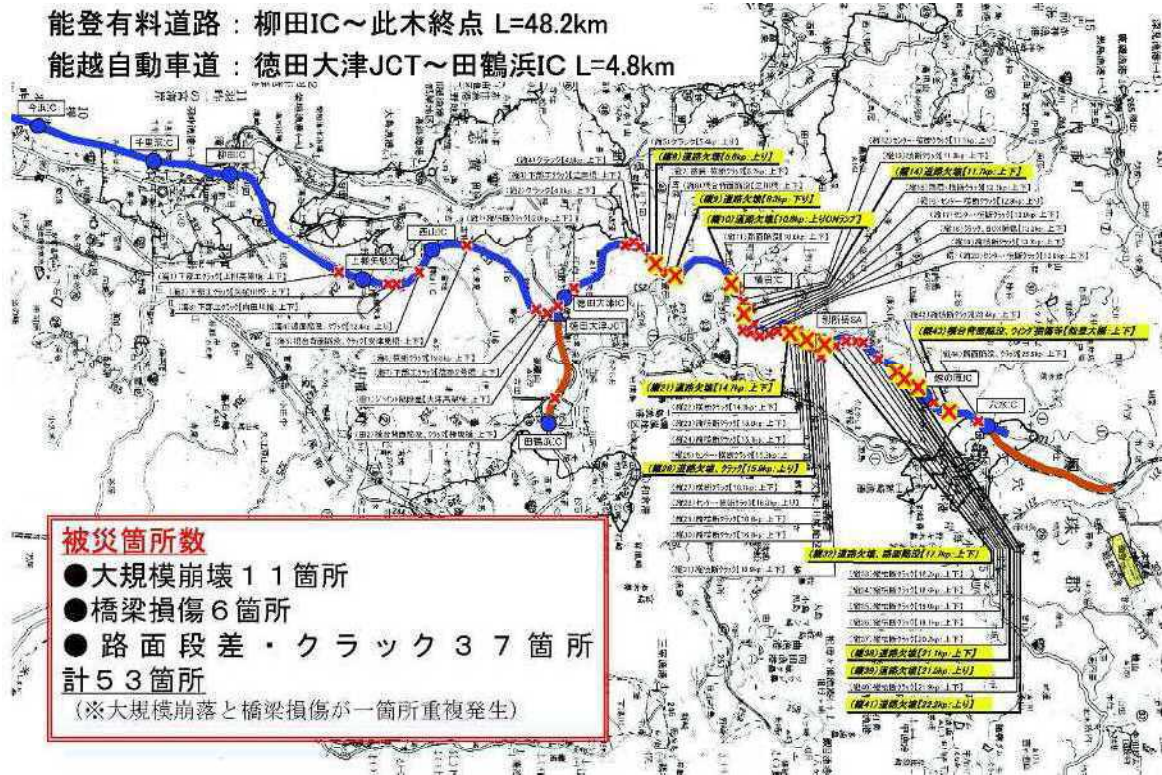


図 1-3 能登有料道路被災箇所位置図³⁾

能登有料道路の被災形態において興味深いのは、同じ高盛土構造においても被災を生じていない盛土と、法先の耕作地にまで崩土が達するような大規模な崩壊を生じている盛土が混在することである。盛土高 15m を超える箇所については、被害の有無に拘わらず地盤調査が実施されている（図 1-4）。被害箇所、無被害箇所とも N 値、締固め度は同程度であり、被害の有無や被害規模との関係は見られなかった。一方、大規模崩壊箇所では法先付近の盛土内水位が高い傾向が明らかとなった。このことは、盛土性状と被災の関係は不明であるが、盛土性状によらず地下水位が高ければ、地震時に崩壊が発生しやすく、大規模な破壊及び変状に至る可能性も高くなることが推察される。

図 1-5 は、能登有料道路における地震被害盛土の本復旧工の基本方針概念図である。本復旧工は、図 1-5 に示すように、①地表・地下水の遮断工、②暗渠排水工、③補強盛土工を施すことを基本としている。

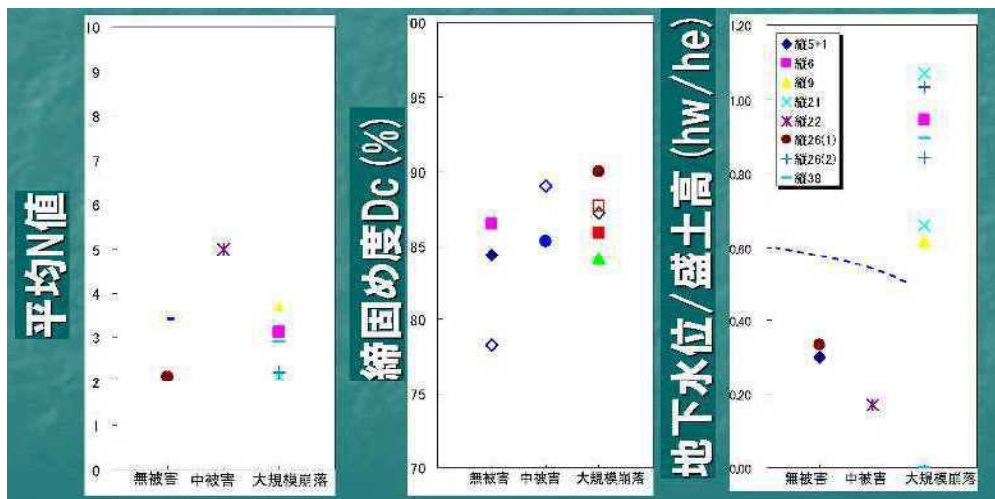


図 1-4 地震被害と道路盛土の性状の関係³⁾

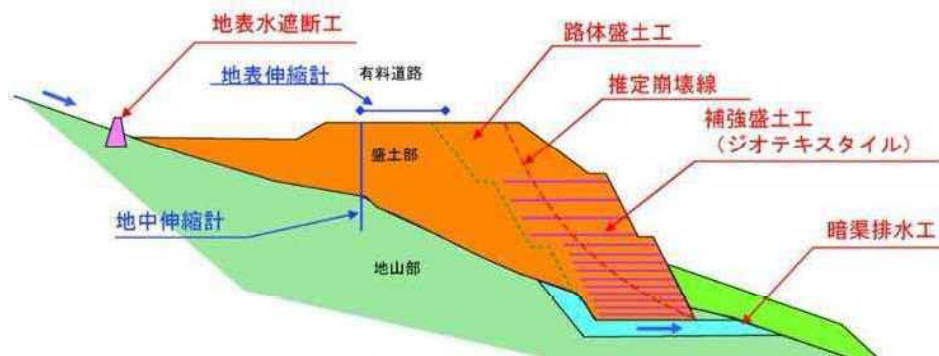


図 1-5 能登有料道路地震被害盛土の本復旧工の基本方針概念図³⁾

縦-6 (被災時H19.3)

上り側車線の崩落



写真 1-1 能登有料道路地震被害状況写真(5.6kp, 縦-6)²⁾

縦-9 (被災時H19.3)

下り側車線の崩落



写真 1-2 能登有料道路地震被害状況写真(6.3kp, 縦-9)²⁾

1.2.2 東名高速道路牧之原地区における地震災害事例

2009年8月11日午前5時7分頃発生した駿河湾を震源とする地震により、東名高速道路牧之原SA（サービスエリア）付近の盛土法面が崩落した。ここでは、地震災害の発生から応急復旧を完了するまでの経緯と、崩壊の原因の究明、本復旧対策工の検討、また類似箇所抽出とその対策について検討するために設置された「東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会」での検討結果について示す⁴⁾。

a) 地震の概要

- ・震源地 駿河湾（北緯 34.5 度，東経 138.3 度）
- ・震源の深さ 23km
- ・地震の規模 マグニチュード 6.5
- ・最大震 6 弱（静岡県 伊豆市 焼津市 牧之原市 御前崎市）

b) 災害状況

対象地震では牧之原地区以外でも路面のひびわれや橋梁取り付け部の段差などが発生した箇所があったが、いずれも軽微な損傷であり、比較的簡易な補修により復旧することが可能であった。それに対して、牧之原地区の損傷は、高速道路本線の盛土法面が延長として約 40m にわたり崩落した。図 1-6 に牧之原地区地震災害箇所位置図を、写真 1-3 に損傷状況の写真を示す。



図 1-6 牧之原地区地震災害箇所位置図



写真 1-3 損傷状況の写真

c) 応急復旧対策工（通行止め解除まで）

応急復旧工事は、崩落箇所を土砂流出を拡大させないことを目的に土留め H 鋼を設置し、当初は崩落箇所を埋め戻す工法を予定した（図 1-7）が、崩壊法面が予想以上に不安定であり、H 鋼の打設中にさらに崩落が進行したため、追加 H 鋼を打ち込むことを検討した（図 1-8）。しかしながら中央分離帯側の鋼矢板施工時に上り線の崩落がさらに進行したため、H 鋼の打設が困難となった。このため、本線路肩部へ H 鋼を打ち込まずに法尻部に H 鋼を打設し、大型土のうの設置、上部盛土材にセメント安定処理を施すことにより盛土量を少なくすることとした（図 1-9）。図 1-10 は、最終的に採用された復旧断面図である。上記 2 回目の工法変更後追加処置として、法尻に抑えコンクリートを打設するとともに、盛土重量を軽減することを目的に、土に比較して軽量な大型発泡スチロールブロックを敷設した。

以上のような工法の見直しを行いながら、昼夜兼行の復旧工事を行った結果、下り線については 8 月 12 日 24 時に、上り線については 8 月 15 日 24 時をもって、それぞれ通行止めを解除することができた。

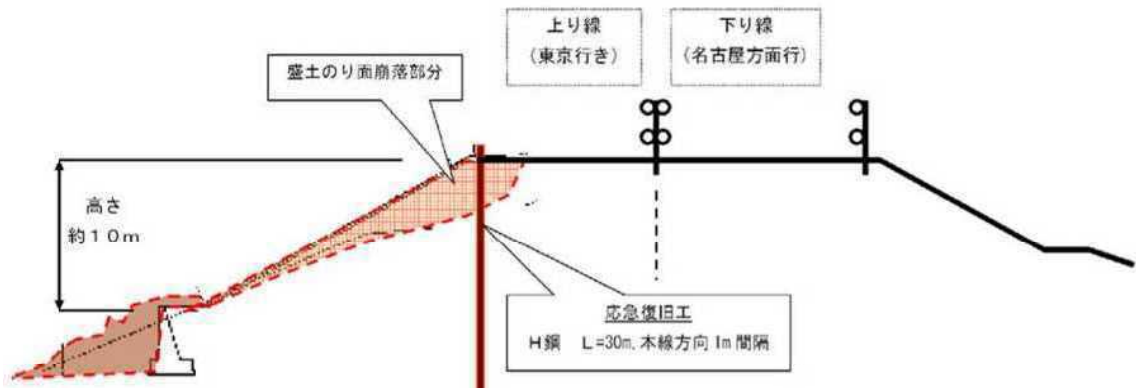


図 1-7 当初復旧計画断面

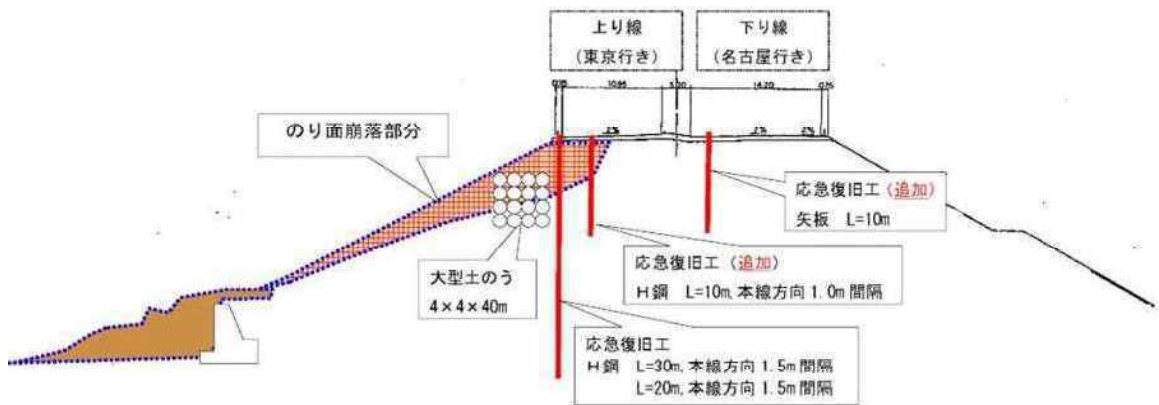


図 1-8 第1回工法変更復旧計画断面

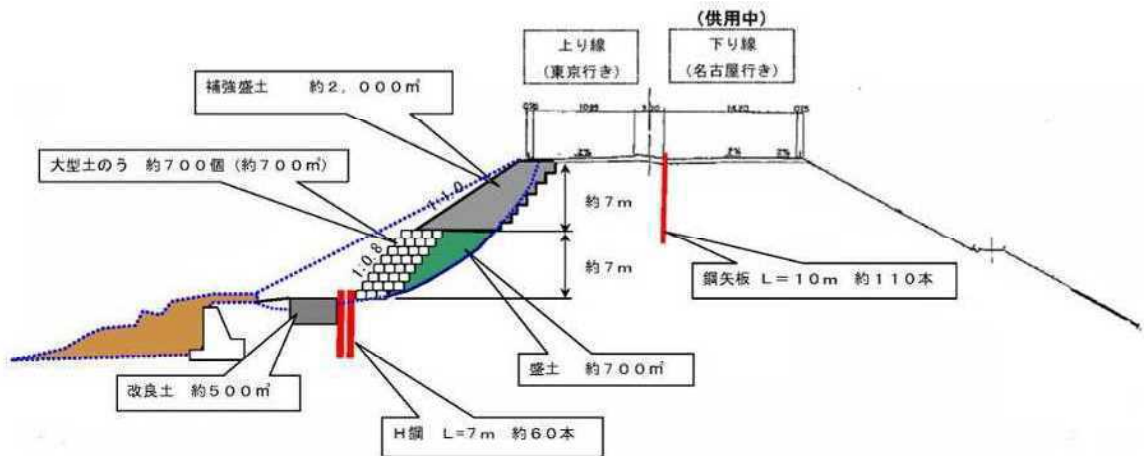


図 1-9 第2回工法変更復旧計画断面

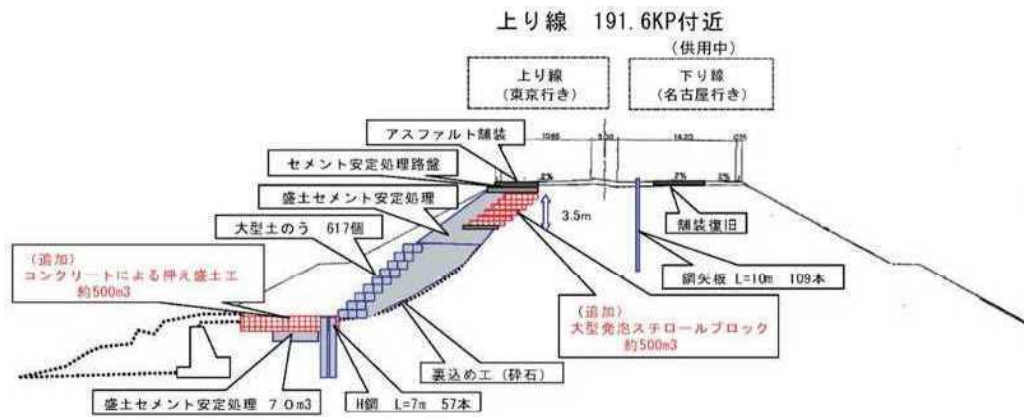


図 1-10 第 3 回工法変更(改善)復旧計画断面

d) 通行止め解除後の応急復旧追加補強対策工

通行止め解除後も応急復旧対策の安全性を高めることを目的に追加補強対策工を実施している。まず地下水位低下を図るため集水ボーリングを、さらに鋼管杭による抑止杭を施工することにより、盛土全体の安定を向上させることとした(図 1-11)。

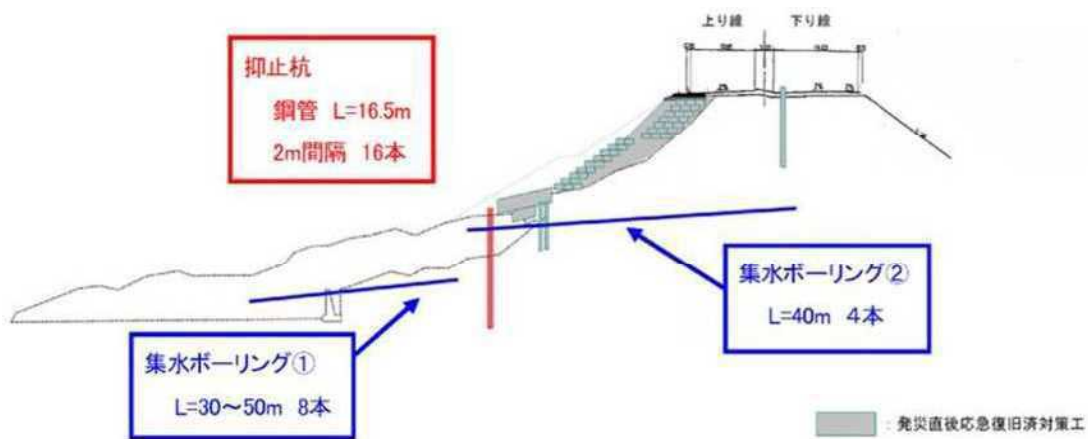


図 1-11 応急復旧追加補強対策工

e) 応急復旧箇所の動態観測・監視体制

応急復旧後も 24 時間の観測体制を構築し、継続して現場状況の観測が行われた。計測内容は以下のとおりである。

- ・地表面変位観測

GPS による 24 時間の自動観測と 1 回/2 日の頻度の路肩の水準測量, 路面監視員による目視による 24 時間の監視体制が組まれた。

- ・地中変位観測

1 回/週の頻度で孔内傾斜計にて観測を行われた。

・孔内水位・集水量観測

調査ボーリングで盛土内の地下水位が高い状況が確認されたことから、水位低下を期待した集水ボーリングを実施した。降雨がない状態でも約 2L/分、台風 18 号の大雨時で約 100L/分の集水量を確認しており、集水ボーリングの効果があるものと考えられた。

f) 「東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会」による崩壊原因の分析

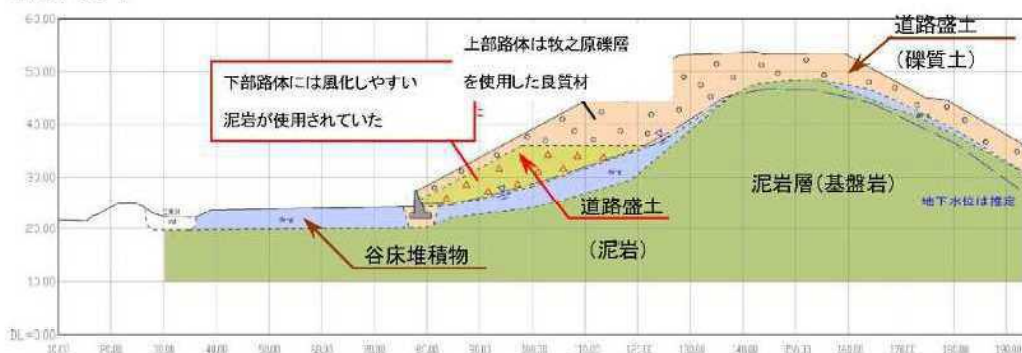
駿河湾地震において高速道路本線部まで影響が及ぶような崩壊が発生した箇所は、牧之原地区の 1 箇所だけであったことから、崩壊原因の分析・本復旧対策工・類似箇所の抽出と対策を検討するために、「東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会」が設置された。調査ボーリング、現地踏査結果及び既存資料等で以下の事項が確認された。

- ① 法面の崩落は、盛土内で発生した。
- ② 当該地は、道路横断方向が凸、道路縦断方向に凹の地山形状で水が集まりやすい地形・地質条件であった。
- ③ 崩落箇所の地下水位は高かった。
- ④ 盛土の下部には風化しやすい泥岩が、上部には良質な砂礫が使用されていた。
- ⑤ 建設時は、規定どおりに盛土は施工されていた。

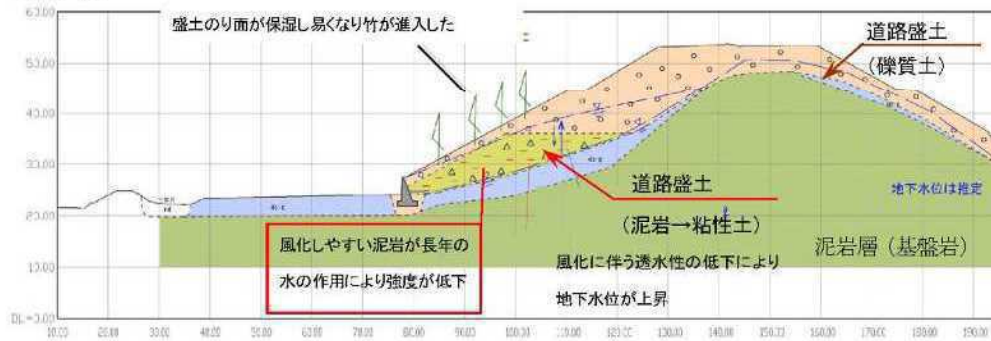
<法面崩落の原因>

盛土下部に使用された泥岩は長年の水の作用により風化されて、強度及び透水性が低下した。それにより水吐けが悪くなり、集水地形に造成された当該盛土内の地下水位が上昇した。このように、地震に弱い状態で、駿河湾地震が誘因となり下部の盛土（擁壁の上部）ですべり破壊が発生した後、徐々に崩壊が上部盛土まで拡大され、道路の走行車線まで至ることになったと推定される。図 1-12 に法面崩落のメカニズムについて示す。

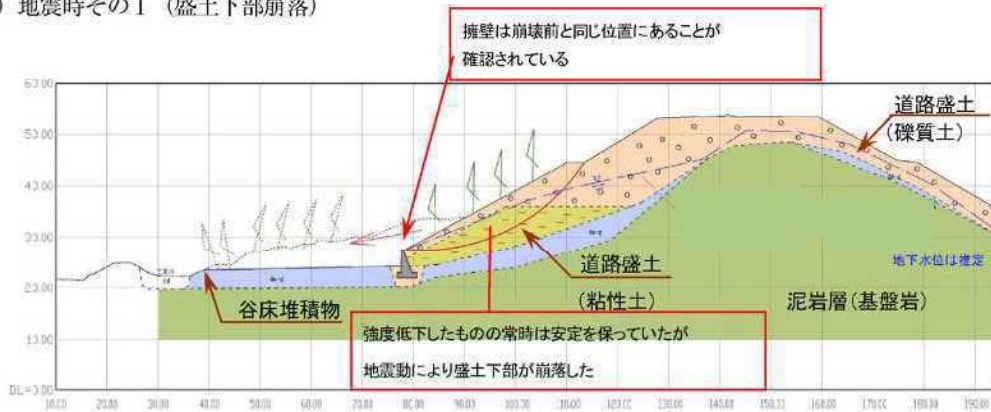
i) 供用開始時



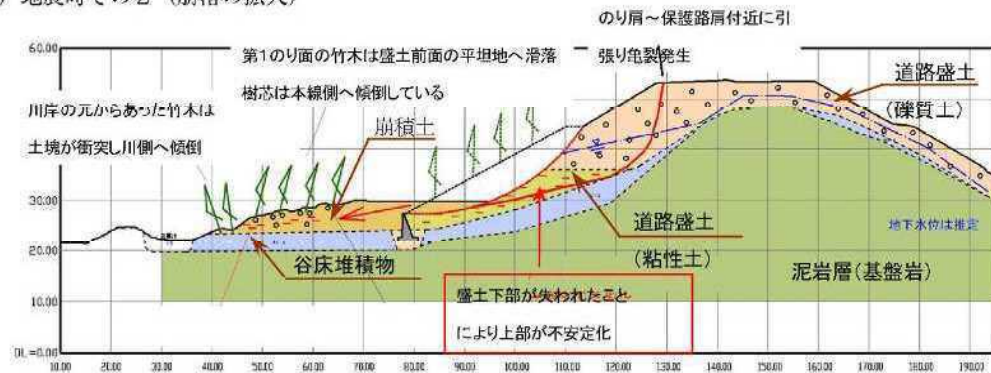
ii) 地震直前



iii) 地震時その1 (盛土下部崩落)



iv) 地震時その2 (崩落の拡大)



v) 地震後

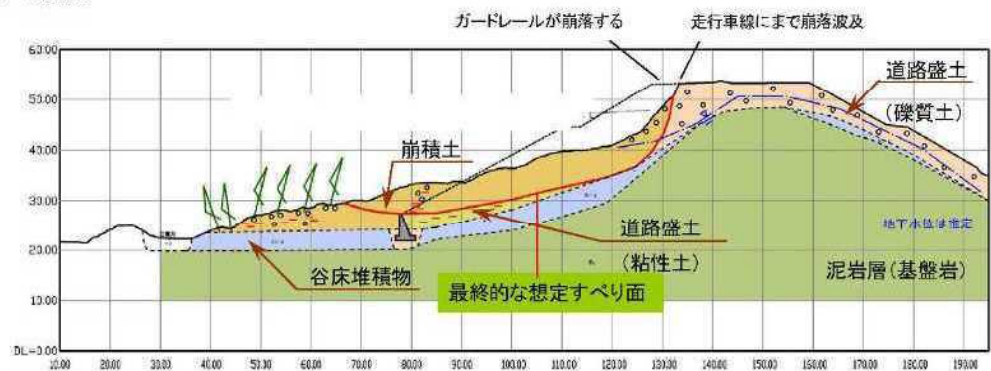


図 1-12 法面崩落のメカニズム

g) 本復旧対策工

本復旧対策工は、①本線通行に重大な影響を及ぼさない施工方法とする、②安全性を第一に、施工性・経済性等を総合的に考慮し決定する、③本復旧では崩積土は可能な限り置き換える、④本復旧完成形においては当該箇所盛土構造の特殊性を考慮することを条件に設定した。すなわち、1)適切な排水処理を行うとともに、透水性のよい良質材で盛土を行う。2)盛土の安定性を確保するため、抑止杭を施工する。ことを基本的な考え方とし、図 1-13 に示す対策工が提示された。上り線側については、①集水井工②抑止杭（鋼管杭）③地盤改良工④置き換え工（排水層）等からなる対策計画となった。

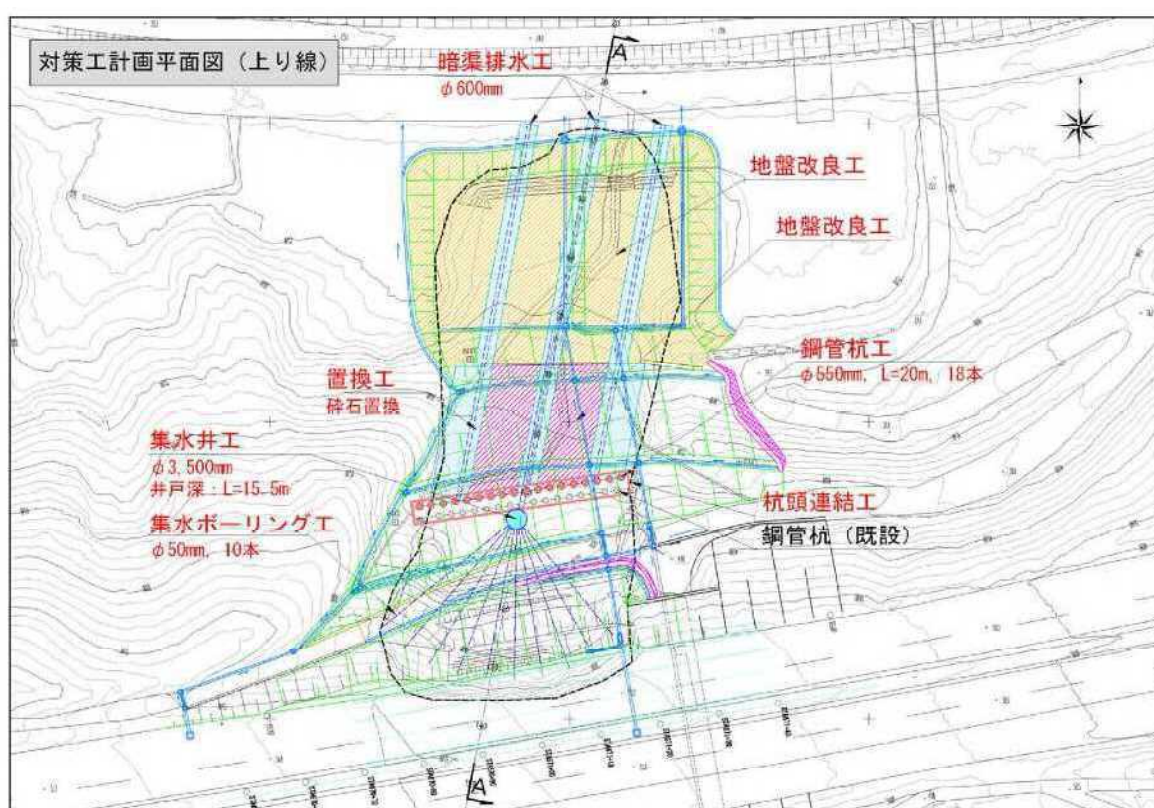


図 1-13 本復旧対策工平面図(上り線)

1.2.3 兵庫県南部地震における大蔵谷 IC の被害事例^{5), 6)}

1995年1月17日午前5時46分に発生した淡路島震源とする「兵庫県南部地震」により、各地の道路の盛土区間に局部的な被害が生じたが(図1-14)、大規模な被害としては、第二神明道路の大蔵谷 IC 付近の高さ15mの盛土の崩壊が挙げられる。この節では、大蔵谷 IC 付近で発生した道路盛土の被害状況及び復旧対策工等について「阪神・淡路大震災調査報告」の調査結果に基づき以下に述べる。

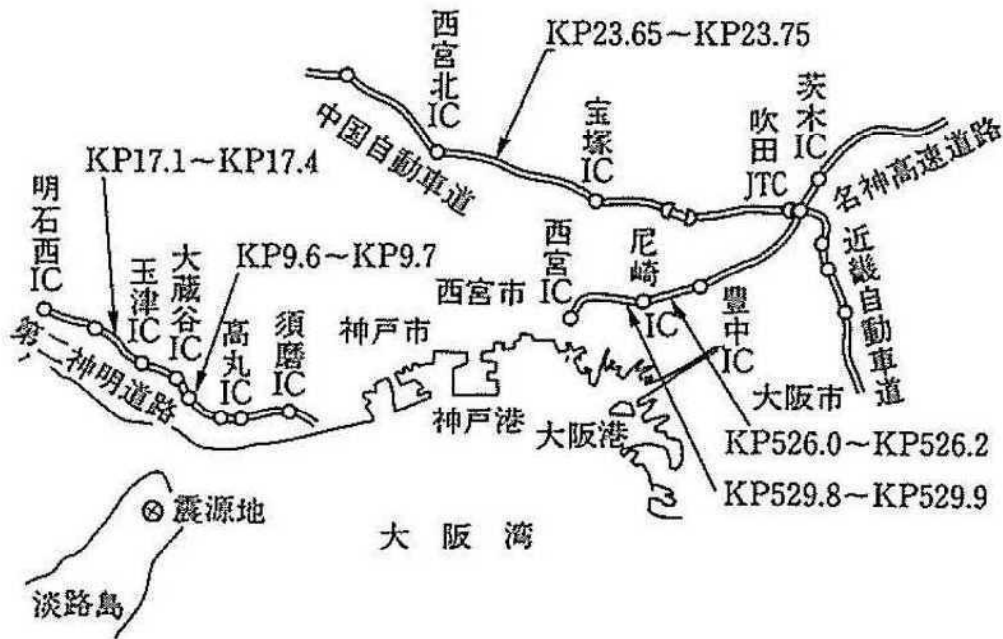


図 1-14 高速道路盛土被害図⁵⁾

a) 地震の概要 (1995年 兵庫県南部地震)

- ・震源地 淡路島北部，兵庫県津名郡北淡町付近（現淡路市）（北緯 34 度 35.9 分，東経 135 度 2.1 分）
- ・震源の深さ 約 16km
- ・地震の規模 マグニチュード 7.3
- ・最大震 7（神戸市，芦屋市，西宮市，宝塚市，北淡町，一宮町，津名町）

b) 被害状況及び復旧工事

当該道路盛土は旧池跡地上に施工した高さ約 15m の高盛土であり、基礎地盤は深さ 5m 程度まで N 値 5 以下の軟弱地盤である。図 1-15 に全体の被害状況を示す。D ランプ盛土が延長 30m 程度にわたって崩壊した（写真 1-4）。さらに、ブロック積み擁壁のはらみ出しとともに背面盛土の間に間隙が生じ、コンクリートボックスカルバートと巻込みブロック積みとの間に間隙が生じた。これは、盛土の基礎地盤が旧池跡地の軟弱地盤であり、地盤の側方変形や沈下によって盛土内に多数の亀裂が発生し、その結果、盛土が崩壊したものと考えられる。また、盛土内に埋設された水道管が切断されて、大量の水が漏れたため、崩壊規模が大きくなった可能性も指摘されている（写真 1-4）。

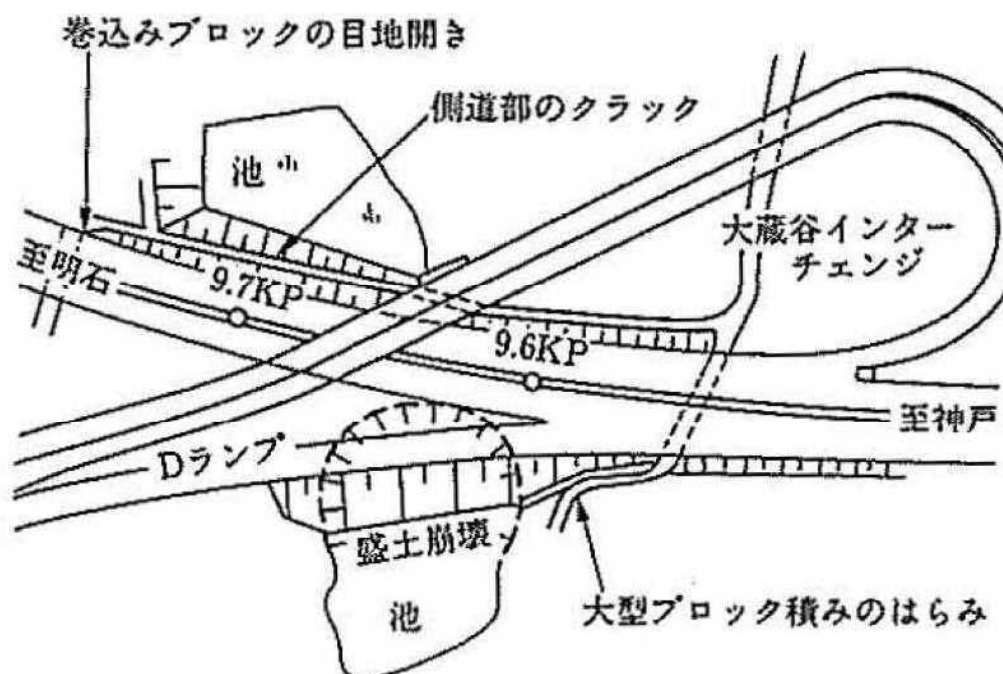


図 1-15 大蔵谷 IC 被害図⁵⁾



写真 1-4 大蔵谷 IC 被害状況⁵⁾

当該道路盛土の被害は本線に隣接するランプ部の崩壊であるため、本線に崩域が拡大しないように、H 鋼を用いた親杭横矢板工法で仮土留めを行った（写真 1-5）。崩壊した盛土を復旧するための盛土材として、近隣地域の本四連絡橋の舞子トンネルから発生した岩ずりを用いることにより、1 週間という短期間で応急復旧を完了することができた。本復旧は、図 1-16 に示すように、法面勾配を 1:1.5 とし、法面にはメッシュと厚層吹付け材を施工した。



写真 1-5 大蔵谷 IC 復旧現状⁶⁾

参考文献

- 1) 橋本聖, 西本聡, 林宏親: 大規模地震における盛土の被災事例と大震補強の有効性, 寒地土木研究所月報 No.658, pp. 2-9, 2008.
- 2) 土木学会・地盤工学会編: 2007年能登半島地震調査報告書, 第5章道路被害, pp. 132-215, 2007.
- 3) 土木学会関西支部: 性能を考慮した道路盛土の耐震強化・補強に関する研究委員会統括発表資料, 2008.
- 4) 東名高速道路牧之原地区地震災害の対応について, 道路防災セミナー09年11月号 No.014, pp. 1-9, 2009.
- 5) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告 土木・地盤 2 土木構造物の被害, 土木学会, pp.117-120, 1998.
- 6) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告 土木・地盤 8 土木構造物の応急復旧,補修,補強, 土木学会, pp.9-11, 1998.

第2章 土のう構造体を用いた盛土の復旧工法に関する既往の研究

第1章で述べたように、崩壊された盛土において、応急復旧の段階で高い耐震性を確保できて速やかに本復旧工事まで可能な工法の開発が重要である。そこで、澁谷ら(2018)¹⁾は、経済的な復旧・耐震補強工法として、「土のう構造体を用いた盛土の復旧工法」を提案した。図2-1は、本提案工法のイメージである。盛土法先の限定された範囲を掘削し、掘削土を枕型の土のう袋内に密に締固めて積層した後に、アンカーで地山に緊結・拘束して一体化した構造体を構築する工法である。法先排水層を併用施工して、豪雨にも地震にも耐えられるように道路盛土を安価に補強することが特長である。ここで、盛土内の地下水位を下げることが最も重要な耐震対策であり、さらに、法先に重力式擁壁あるいは補強土壁を設ける従来の耐震工法と比較すると格段に経済的である。この工法では土のう構造体の一体化を長期に亘り維持するためには、土のうの寸法と中詰め材料の変形・強度特性、締固めとアンカーの施工方法が要諦となる。

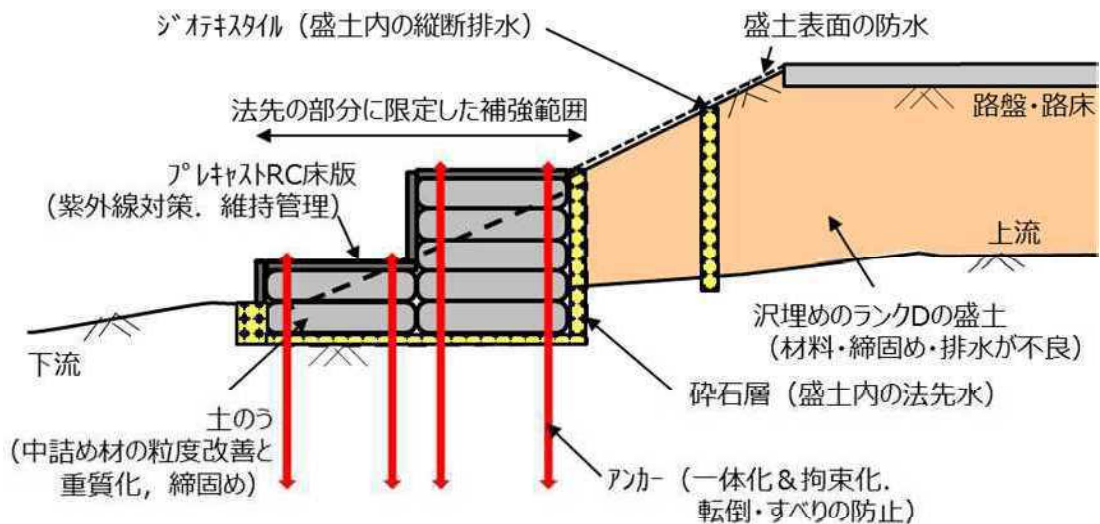


図 2-1 土のう構造体を用いた盛土の復旧工法¹⁾

本研究開発では、材料試験、模型振動台実験、等による基礎的な検討を行った上、国立研究開発法人防災科学技術研究所にある大型振動台を利用して、盛土施工を忠実に再現した‘実物実験’を行って、その効果を検証している。本章では、「土のう構造体の加振実験」及び「事前検証実験」について詳述する。

2.1 小型振動台実験を用いた土のう構造体の加振実験

2.1.1 実験概要

神戸大学所有の振動台を用いて、プレストレスを載荷した土のう構造体に盛土の側方土圧相当の水平荷重を作用させた状態で加振実験を行った²⁾。本実験では、長さ 50cm、直径 20cm の枕型土のうにまさ土を入れて土のうを制作し、ハニカム構造を形成するよう土のうを千鳥状に配置した。図 2-2 に加振試験の概要を示す。

加振条件としては、正弦波の周波数の場合、盛土の大きい応答加速度を誘発（共振に近い状態）させるため、実験前に検討した実験盛土の固有振動数 2Hz の正弦波を採用して、一方向に 40 波加振し、土のう構造体の挙動を観察した。ここで、入力波の加速度の振幅は 100, 250, 450Gal とした。なお、プレストレスを変化させて (30, 50, 100kN/m²) 加振実験を行い、プレストレスの変化による土のう構造体の変形量及びプレストレスの減少率を検討した。

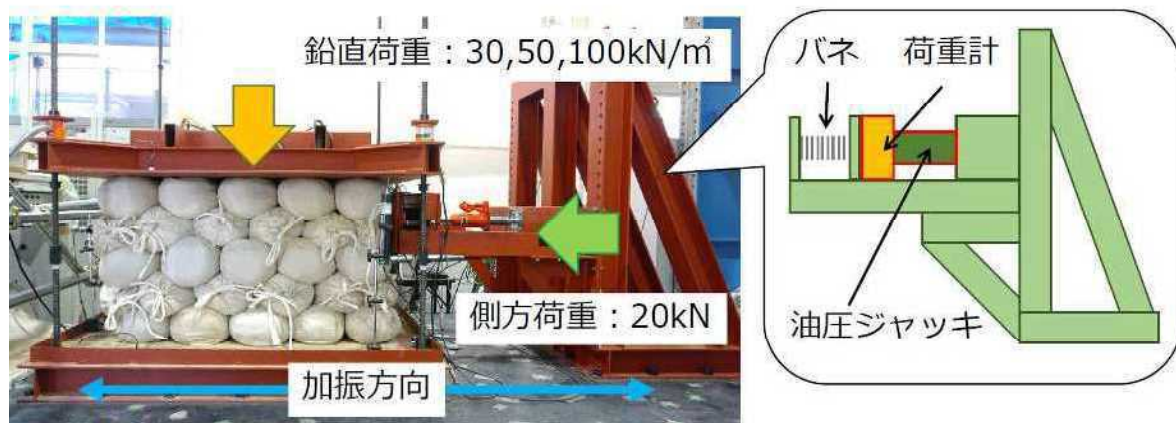


図 2-2 小型振動台を用いた加振試験の概要²⁾

2.1.2 実験結果

図 2-3, 図 2-4 にそれぞれのプレストレスにおける加振加速度と土のう構造体の加振後の残留水平変位及び残留鉛直変位との関係それぞれを示す。図 2-5 には、加振加速度と土のう構造体のプレストレスの減少率との関係を示す。ここで、残留変位量は、加振前後における変位計の計測値の差であり、プレストレス減少率は、加振前のプレストレスに対する加振前後におけるプレストレスの差の比率である。プレストレスが大きいほど土のう構造体の水平変位及び鉛直変位が減少し、プレストレスの減少率も小さくなることが確認された。プレストレス 100kN/m² の場合、最大加速度 450Gal の加振後でも、土のう構造体の残留水平変位は、僅か 1mm 程度であり、残留鉛直変位は 0.1mm 程度であった。なお、加振による土のう構造体の変形形状

は、鉛直変位より水平変位が大きい形のせん断変形が生じていることが分かった。一方、図 2-5 に示すように、プレストレス 50kN/m² 以上にするによりプレストレス減少率を大きく低減させることが可能であることが確認できた。プレストレス 100kN/m² の場合は、最大加速度 450Gal の加振後でも、90%程度のプレストレスを保持（減少率 10%程度）していることが分かった。

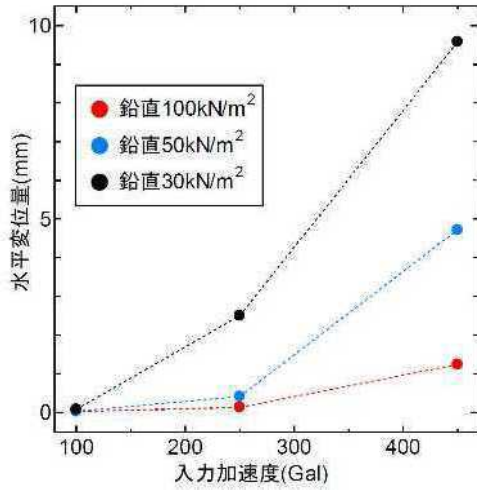


図 2-3 加振加速度と土のう構造体の水平変位量との関係²⁾

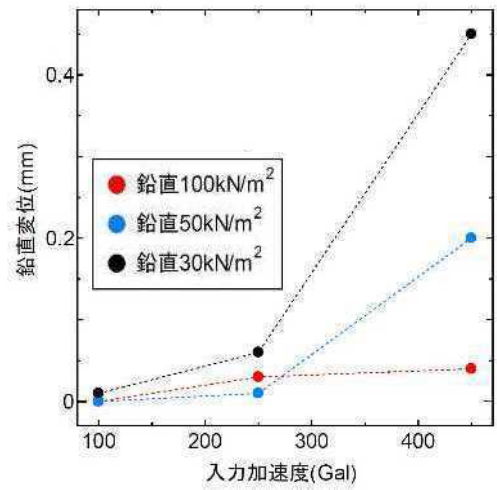


図 2-4 加振加速度と土のう構造体の鉛直変位量との関係²⁾

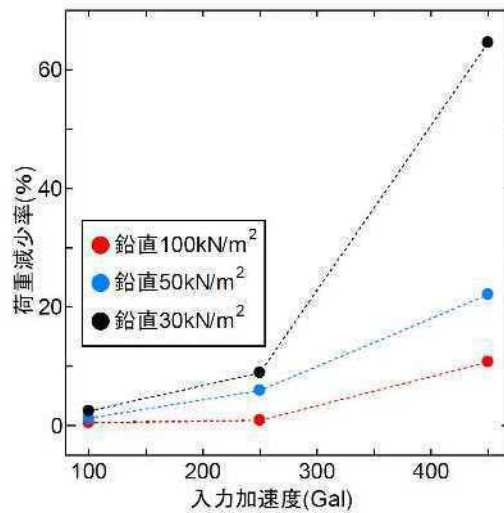


図 2-5 加振加速度と土のう構造体のプレストレス減少率との関係²⁾

2.2 大型震動台を用いた検証実験

2.2.1 実験概要

澁谷ら (2018)³⁾は、土のう構造体を用いた盛土の耐震補強工法の効果を検証するため、図 2-6 に示す無対策盛土 (Case1) 及び法先補強を施した盛土 (Case2) を含水比・締固め度 (D_c 値) の両者を同様の条件で作製し (図 2-7), 加振実験により両者の耐震性能の比較を行った。試験体が、現場と同じ地盤材料と補強部材 (土のう袋など) を使用し、現場と同じ施工方法で製作した盛土であることが特徴である。耐震補強効果を検証するにあたり、無対策盛土が加振時にすべり崩壊を起こすような地盤材料を選定する必要があったため、室内試験や小型振動台実験結果^{2), 4)}に基づいて、まさ土を選定した。土粒子の密度 $2.652(\text{g}/\text{cm}^3)$, 最大乾燥密度 $1.971(\text{g}/\text{cm}^3)$, 最適含水比は $11.05(\%)$ であり、粒径加積曲線を図 2-8 に示す。

使用した振動台は、防災科学技術研究所所有の大型耐震実験施設の振動台で、振動方向は水平一方向である。土槽は長さ 11.6m , 奥行き 4.0m , 高さ 5.0m で、盛土天端側の境界には振動を吸収するため緩衝材を設置した。盛土は含水比 10% , $D_c=90\%$ となるよう現場の施工を考慮して層厚 30cm 毎に締固めを行った。盛土は勾配 $1:1.2$, 天端幅 4.0m , 高さ 4.0m の実盛土に近い形状とした。各ケースの盛土内部には基礎地盤から 100cm 毎にひずみゲージ及び加速度計を設置した (図 2-9)。Case2 の対策盛土は、Case1 と同様の手順で作製し、盛土法先部に盛土高の $1/3$ の高さ (1.4m) の土のう構造体 (図 2-10 参照) を設置した。直径 20cm , 長さ 50cm , 重量 30kg の枕型土のうはハニカム構造を形成するよう積層し、積層後には、6 基の油圧ジャッキを用いてプレストレス鋼棒に同時に鉛直荷重を載荷して $75\text{kN}/\text{m}^2$ のプレストレス状態とした。なお、鉛直荷重を載荷する際に荷重の変動及び土のう構造体の変位量を計測しており、計測結果から安定したプレストレス状態であることを確認した。

加振実験は、周波数 2Hz の正弦波を採用して 40 波 (20s) を与えて行った。ここで、正弦波の加速度は、 100Gal , 250Gal , 750Gal の順に段階的に増加させていき、盛土の崩壊が確認された時点で加振を終了した。

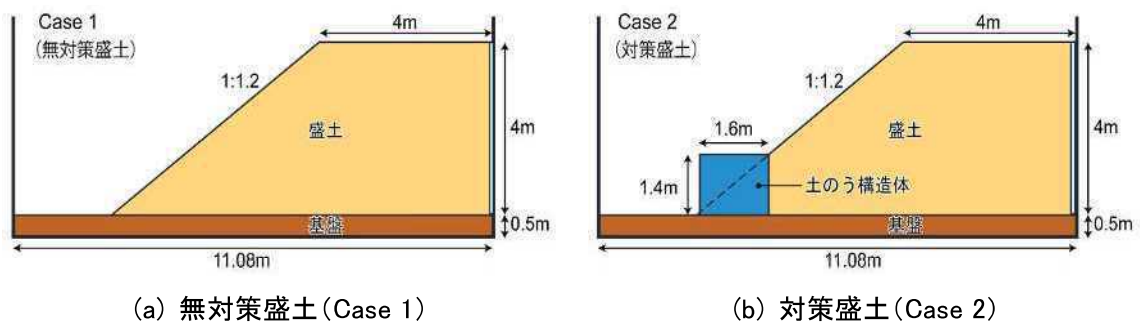


図 2-6 実験断面³⁾

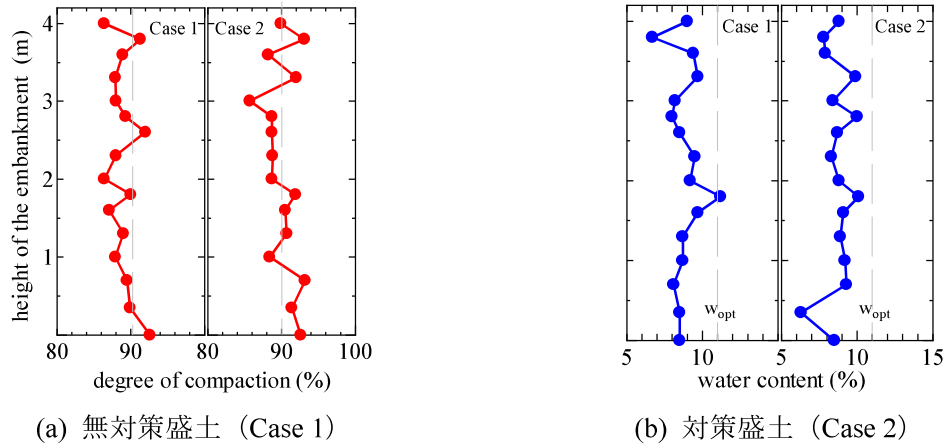


図 2-7 実験盛土の締固め度及び含水比⁵⁾

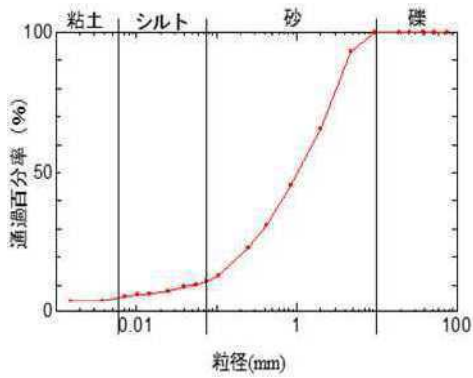


図 2-8 粒径加積曲線³⁾

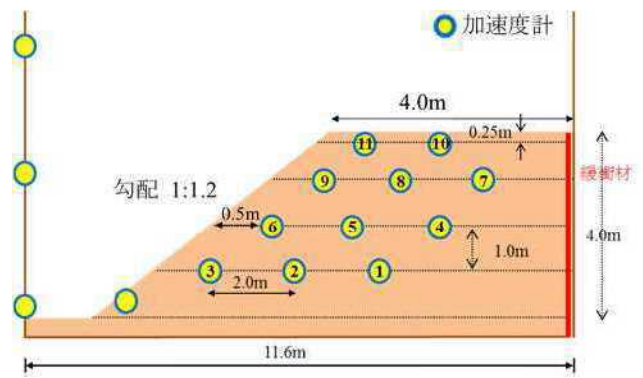


図 2-9 Case1 盛土の加速度計設置位置(図中○部)³⁾

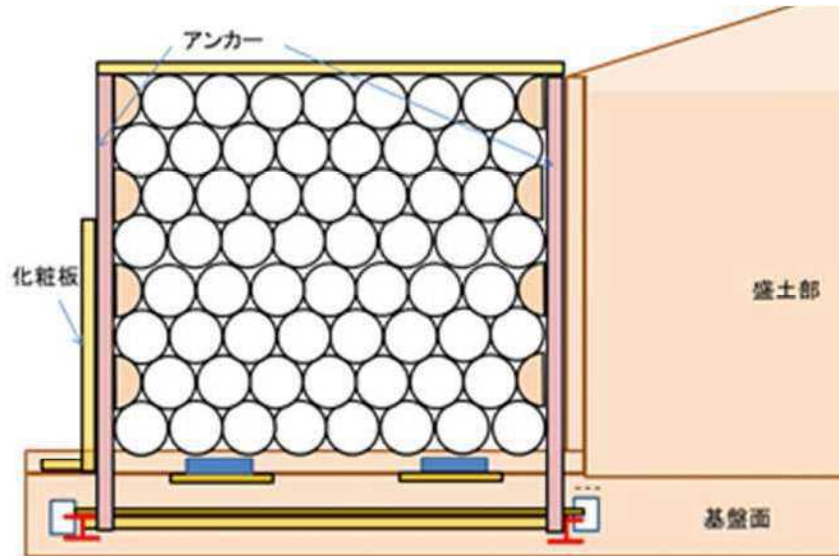


図 2-10 土のう構造体(Case 2)³⁾

2.2.2 実験結果

2つの実験ケースともに最大加速度 250Gal までは、クラックやすべり破壊等の変状は観察されなかった。そこで、次の加振段階で最大加速度 500Gal の正弦波を想定して加振したものの、実際には最大加速度 750~800Gal 程度（以下、750Gal で統一）の加振となり、両ケースともに加振開始から 5~7.5 秒後に法先部でクラックが発生し、10 秒ごろに盛土の天端からすべり破壊が生じた。実験盛土の内部に設置したひずみゲージ付きの計測シートのひずみ測定値から想定したすべり面を図 2-11 と図 2-12 に示す。ここでは、シートのひずみが多い位置（赤色、黄色）をすべり面と想定した。これらの結果から、土のう構造体を用いた法先補強により Case 2 のすべり面が補強領域（基盤から高さ 1.4m）上部で発生し、すべり土塊の規模が小さくなっていることが分かる。図 2-13 には、加振前後実施した 3D 測量結果を示す。土のう構造体を用いた耐震補強によりすべり土塊の残留変位及び流亡土量も小さくなっていることが分かる。写真 2-1 は、両ケースにおける加振後の破壊様子である。

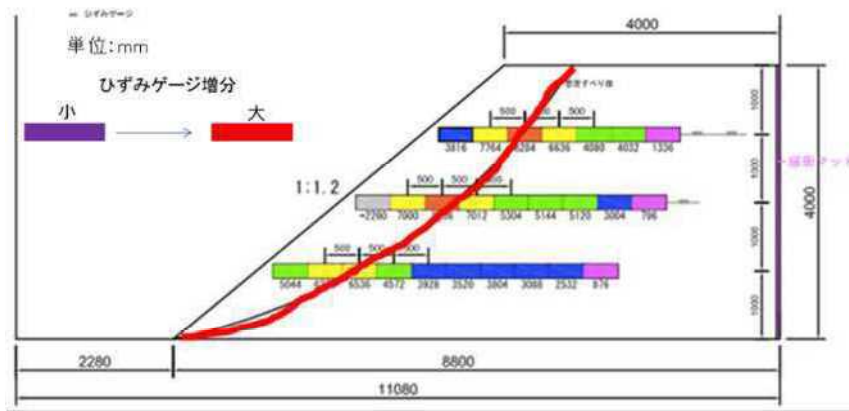


図 2-11 無対策盛土(Case1)の想定すべり面³⁾

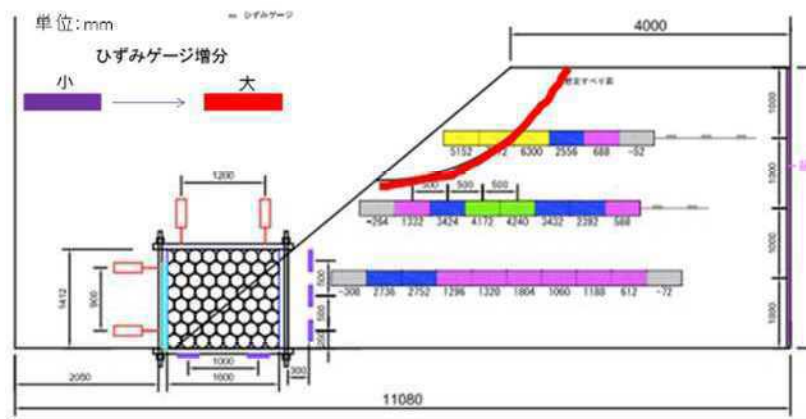


図 2-12 法先補強盛土(Case2)の想定すべり面³⁾

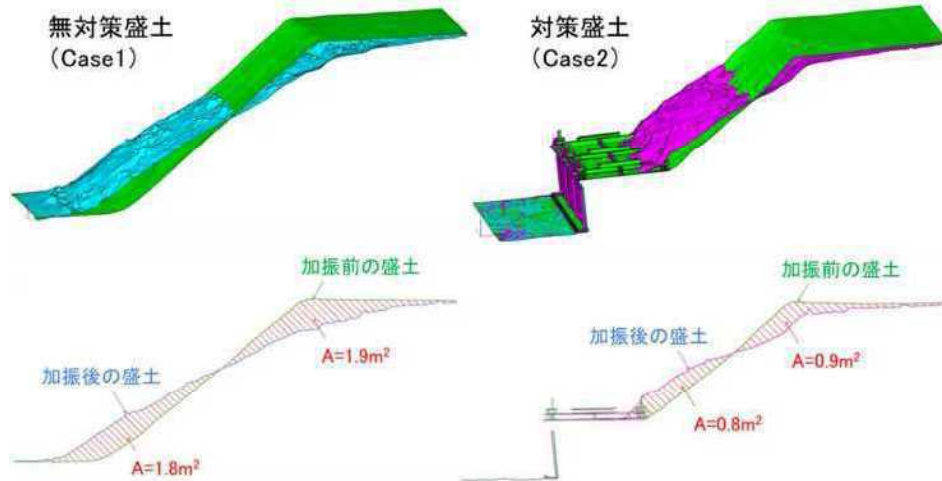


図 2-13 3D 測量結果³⁾



(a) Case1 (無対策)

(b) Case2 (法先補強)

写真 2-1 盛土の破壊後の様子³⁾

一方、250Gal、750Gal 加振時に計測された試験盛土内部の最大水平応答加速度をそれぞれ表 2-1 と表 2-2 に示す(表中の番号は図 2-9 に対応)。Case2 は Case1 と比較して、試験盛土内部の各層において 750Gal 加振時の応答加速度が抑制されていることが分かる。とりわけ、盛土の天端においてその効果が顕著であり、法先補強の効果がみられる。入力加速度に対する盛土各層の加速度の増幅率を図 2-14 に示す。Case2 は Case1 と比較して盛土内部の各高さの応答加速度が 1~2 割も抑制され、盛土天端においてもその効果は顕著である。つまり、盛土法先に

「土のう構造体」を設けることで、対策工の高さまで盛土本体の応答の増幅が抑制され、法肩までの応答の増幅も抑制できたと考えられる。

表 2-1 250Gal 加振時の盛土内の最大応答加速度 (Gal)³⁾

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
Case1	362	357	343	364	376	366	353	354	371	365	377
Case2	370	373	387	389	375	391	369	369	370	382	394

表 2-2 750Gal 加振時の盛土内の最大応答加速度 (Gal)³⁾

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
Case1	765	713	737	1229	1242	1217	1368	1560	1359	1409	2150
Case2	855	705	316	571	1193	1115	1309	1391	1136	1680	1327

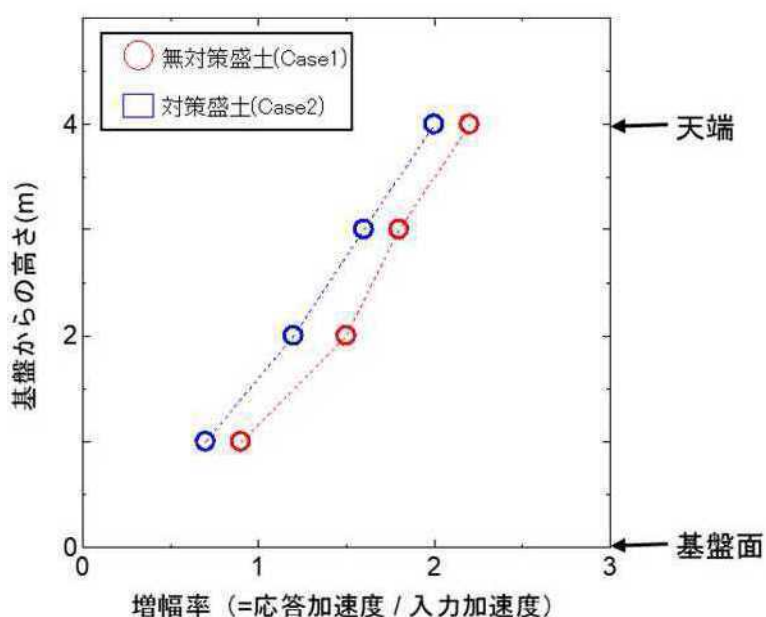


図 2-14 盛土の各層における加速度増幅率の深度分布³⁾

一方、75kN/m²のプレストレス状態とした土のう構造体では、レベル2地震動に相当する加振に対し、せん断変形はほとんど生じなかった。加振後もハニカム構造が維持された(写真 2-2)。また、化粧板の変形や土のう構造体底面の滑動も生じなかった。この結果は、田嶋ら(2017)⁶⁾が50kN/m²のプレストレス状態で加振した場合(写真 2-3)と明らかに異なっており、アンカーは損傷していない。よって、プレストレスが低下した場合に再度荷重を載荷することが可能であると考えられる。



写真 2-2 大型振動台を用いた加振実験における法先補強した盛土(Case2)の土のう構造体(プレストレス 75 kN/m^2) (加振後もハニカム構造を維持)⁵⁾



写真 2-3 大型振動台を用いた加振実験における法先補強した盛土の土のう構造体(プレストレス 50 kN/m^2) (加振後にせん断変形が発生)⁶⁾

2.3 まとめ

前述したように、澁谷ら(2018)りは、二段階の復旧工事(応急・本復旧)ではなく、一度の復旧工事で、速やかかつ完全に機能回復が可能な既設盛土の復旧・耐震補強工法として「土のう構造体」を用いた法先補強に注目し、土のう構造体のせん断強さ、クリープ特性等に関する各種試験を実施した。これらの試験から得られた知見を基に、大型振動台上にプロトタイプの土のう構造体を法先に施工した試験盛土を造成し、加振実験により耐震補強効果を検証した。一連の研究から、土のう積層体にプレストレスをかけることによって土のうが一体化・拘束化され、盛土の法先補強として適用できること、また、この土のう構造体により地震時の盛土の安全性が高くなり地震後の残留変形を大幅に抑制できることが分かった。

このような結果を踏まえ、本工法を実用化するためには、実現場に近い条件を想定して、施工性や地震時の安定性を考慮して改善した上で、大型模型を用いた実物大の振動台実験を行うこと等の地震時の挙動についてさらなる研究が必要である。

参考文献

- 1) 澁谷啓, 谷和夫, 丁経凡, 白濟民: 土のう構造体を用いた新たなのり先補強工による既設盛土の耐震化 その1. 基本概念, 第51回地盤工学研究発表会論文集, pp. 1129- 1130, 2016.
- 2) 九田敬行, 澁谷啓, 片岡沙都紀, 田嶋亮佑, 森吉勇氣, 森口裕矢, 中澤博志: 土のう構造体を用いたのり先補強による既設道路盛土の耐震化—土のう構造体の模型実験—, ジオシンセティックス論文集, 第32巻, pp175-182, 2017.
- 3) 澁谷啓, 谷和夫, 片岡沙都紀, 中澤博志: 「土のう構造体」を用いた既設盛土の耐震補強, 地盤工学会誌2018年6月号, Vol.66, No.6, Ser.No.725, pp.28-31, 2018.
- 4) 田嶋亮佑, 森吉勇氣, 丁経凡, 片岡沙都紀, 澁谷啓, 中澤博志, 九田敬行, 歳藤修一, 戎剛史, 加藤卓彦: 土のう構造体を用いた新たなのり先補強工による既設盛土の耐震化—その2小型振動台模型実験, 第51回地盤工学研究発表会論文集, pp.1131-1132, 2016.
- 5) Kataoka, S., Kuda, T, Shibuya, S, Nakazawa, H., Tajima, R and Lohani, T-N. : Development of a new aseismic reinforced construction method by using soil-bag stacks at the toe section of the embankment, 16th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Taipei, SA03-02-003, 2019.
- 6) 田嶋亮佑, 森吉勇氣, 丁経凡, 片岡沙都紀, 澁谷啓, 中澤博志, 九田敬行, 歳藤修一, 戎剛史, 加藤卓彦: 土のう構造体を用いたのり先補強工による既設道路盛土の耐震化 その1 実物大大型振動台実験, 第52回地盤工学研究発表会論文集, pp. 1041- 1042, 2017.