

道路盛土における土のう構造体を用いた耐震補強工法の 耐震性評価のための実物大震動台実験

Aseismic performance of a Road Embankment Reinforced by “Prestressed Soil-bag Structure” in full scale shaking table test

澁谷 啓 丁 經 凡 白 濟 民
Satoru Shibuya Kyungbeom Jeong Jemin Baek

中 澤 博 志 河 又 洋 介
Hiroshi Nakazawa Yohsuke Kawamata

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、一度盛土が被災すると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。我が国では、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²⁾（地震による道路盛土の被害事例の詳細は、参考文献 3）を参照されたい。

図-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のが耐震対策の基本である（図-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(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(d)は、本研究で提案する「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。大型土のうは、損傷した盛土等の応急復旧対策工で使用され、汎用性が高い。崩れた土を大型土のうに入れ、のり先部に積み上げ、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（応急及び本復旧工事）が必要となるため、工費が高くなる。したがって、一度の復旧工事でも、速やかかつ完全に機能回復が可能な工法の開発が望まれる。

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載荷板で挟み込み、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。本提案工法は、既往の2段階の復旧工事に比べて、工期と費用の両方の観点からメリットがある。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、防災科学技術研究所が所有する実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）の震動台を用いて実物大震動台実験実施した。写真-1に示すように、直方体の大型土槽（内寸法：W16m×D4m×H4.5m）の中に高さ3.9m

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。E-ディフェンスの震動台の諸元は、最大搭載質量1,200t、最大質量搭載時震動台の最大加速度は水平900 cm/s²、鉛直1,500 cm/s²、最大変位は水平±100 cm、鉛直±50 cmである。本稿では、E-ディフェンスで実施した実物大盛土実験の結果の一部について述べる。

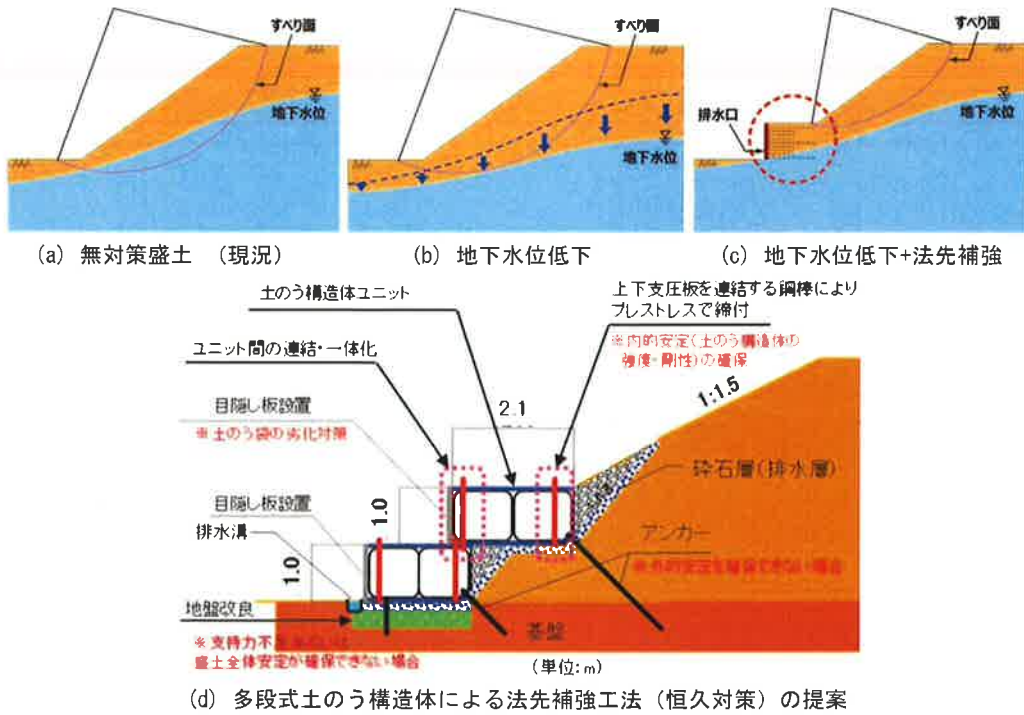


図-1 道路盛土の耐震対策の考え方及び土のう構造体を用いた道路盛土の復旧・耐震補強工法



写真-1 実物大盛土実験に用いた土槽の全景

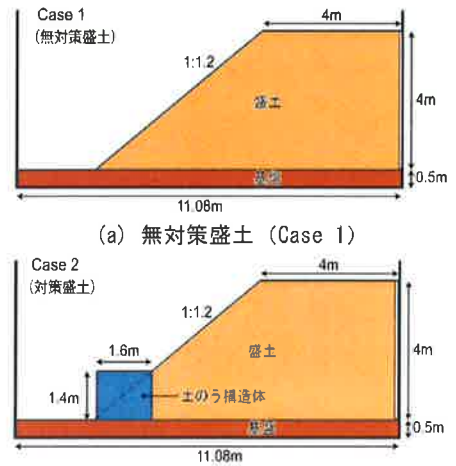


図-2 既往の実験断面⁴⁾

2. 既往の実験

本研究で提案している復旧・耐震補強工法の有用性を検証するための予備実験として、澁谷ら^{4), 5)}は、小型振動台を用いて、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い、土のう構造体自体の耐震性を確認した。この試験から得られた知見を基に、2016~2017年度に防災科学技術研究所が所

有する大型耐震実験施設で2回の実物大盛土実験を行った。この大型振動台実験では、人力で積層が可能な土のう袋（長さ50cm、直径20cm）の枕型土のう袋積層体を用いた土のう構造体をのり先に施工した試験盛土を造成し、耐震補強効果を検証した。

図-2に実大規模試験体による無対策盛土（Case1）と土のう構造体による法先補強を施した盛土（Case2）の振動台実験の断面図を示す。これらの実験では、盛土断面方向の周波数 $f=2\text{Hz}$ の正弦波を振幅が100Gal、250Gal及び750Galに調整し、最終的に盛土が崩壊するまで実験を行った。図-3に示す実験前後の3Dレーザ計測結果⁶⁾から、土のう構造体を用いたのり先補強により、Case2のすべり面が補強領域（基盤から高さ1.4m）上部で限定的に発生し、すべり土塊の規模が浅く、小さくなった。

3. 実物大盛土実験の概要

本稿で述べる実物大盛土実験は、実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）を用いて実施した。費用面や時間的制約から1回しか実験ができないこと、また前述の既往の実験結果より、土のう構造体によるのり先補強効果は確認されていることから、無対策盛土の加振実験をせずに、土のうの積み方を2種類に変えた構造体を盛土の両袖に設置し、積み方の異なる土のう構造体による補強効果を比較検討した。図-4に盛土試験体の概要を示す。

3. 1 試験体盛土の概要

写真-1に示す土槽内に、高さが3.9mの盛土の両法先部に、土のうの積み方を変えた2種類の補強構造体を設置した試験体を造成した。以下に、盛土の地盤材料、施工、土のうを用いた補強構造体及び断面図を説明する。

3. 1. 1 地盤材料

実験に用いた盛土材の粒径加積曲線と締固め試験結果を図-5及び図-6にそれぞれ示す。試料は、最大粒径が9.5mm程度の細粒分まじり礫質砂（SF-G）であり、最大乾燥密度は $2.15\text{g}/\text{cm}^3$ と大きい。また、締固め度 $D_c=90\%$ 試料の内部摩擦角は 52° 程度と大きな値を示し、盛土材として極めて良質な土であることが分かる。

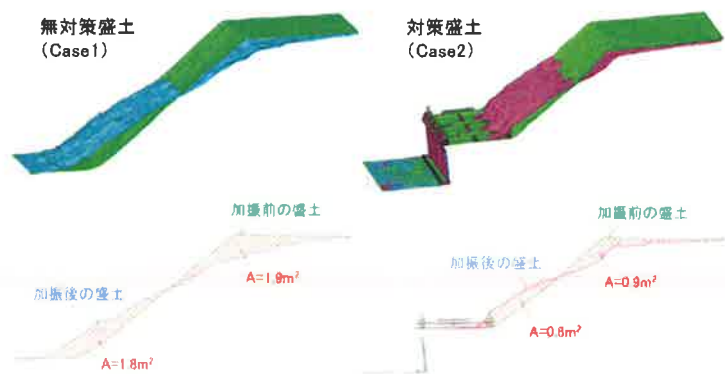
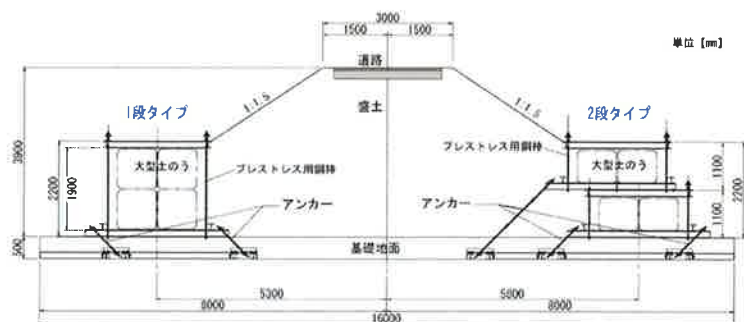
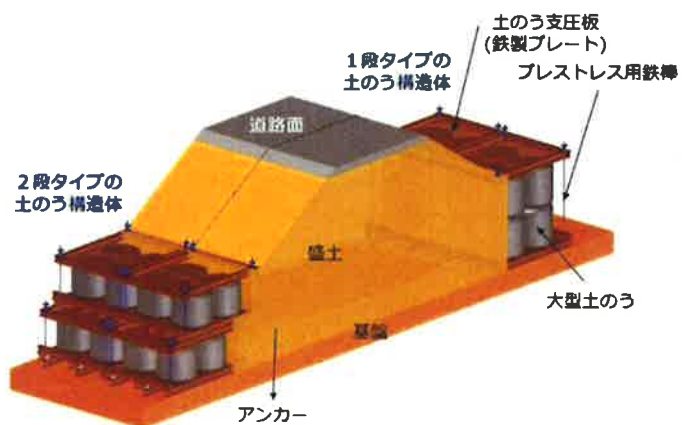


図-3 3D 測量結果⁶⁾



(a) 盛土試験体の断面図



(b) 盛土試験体の3次元イメージ

図-4 盛土試験体の概要

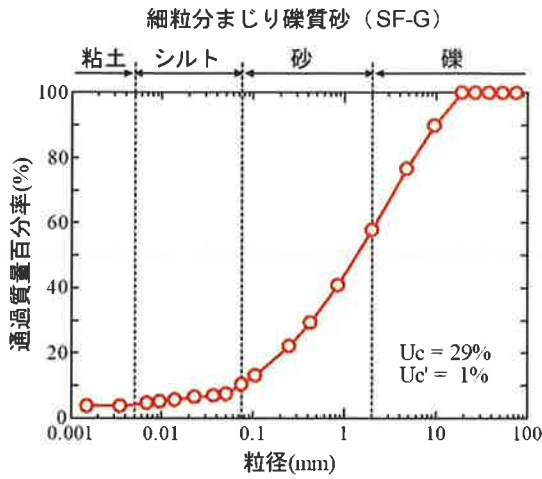


図-5 盛土材料の粒径加積曲線

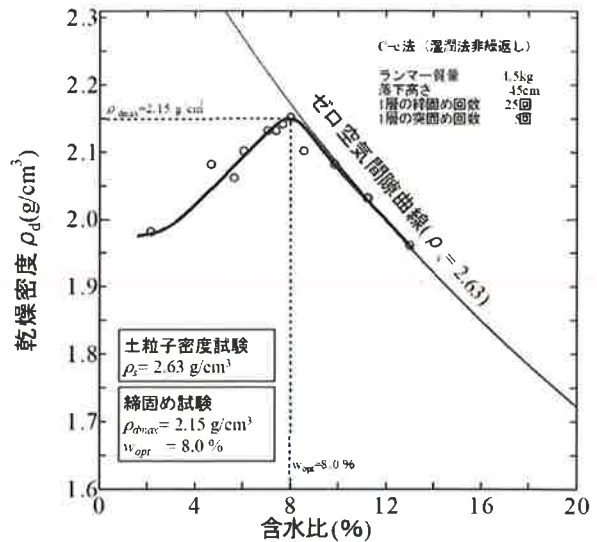


図-6 盛土材料の締固め試験の結果

3. 1. 2 土のう構造体の施工

写真-2 に土のう構造体施工の様子を示す。盛土造成前に、所定の位置で次のような手順で行った。(a)土のう構造体固定用の基礎及びアンカーの設置、(b)盛土の基礎地盤及び盛土の造成、(c)載荷板上枠を設置しアンカーを固定、(d)土のうを配置し、(e)載荷板上枠の設置、最後に、(f)各載荷板において4箇所まで載荷して、荷重管理下でナットを固定し土のうを加圧状態とした。土のう構造体のプレストレスは、1つのユニット(土のう2列、2行)に対して、4箇所まで油圧ジャッキを用いて同時に荷重をかけ、均等に載荷した。ここで、荷重管理は、それぞれの載荷板(1つのユニット)に対して2箇所を設置した荷重計(図-9参照)のデータと油圧ジャッキのゲージにより行った。なお、プレストレスは、2箇所の荷重計の平均値を算定して、載荷板にかかる荷重(平均値×4箇所)を計算し、土のう4つの断面積を割って計算した。一方、プレストレスは、100 kPaを目標としたが、加振実験前には70~80kPa程度であった。このように、プレストレスは、載荷直後に比較的大きく低下した後、最終的に初期値の7~8割程度に収束したことを確認したが、この過程での土のう構造体の体積変化やクリープ変位は計測していない。



写真-2 土のう構造体施工の様子

3. 1. 3 盛土の造成

図-4のように両側ののり先部に土のうの積層方法が異なる2種類の補強構造体を配置した後、土のう構造体の背面の盛土施工を行った。一つは、土のうを直列に段積みした1段タイプ、もう一つの構造形式は、盛土側にセットバックして加圧した2段タイプである。盛土の造成は、土槽内において、ミニバックホウ及び人力により盛土を15層に分け、地盤材料を均等に敷均した。その後、試験施工の結果を参考にして、ハンドローラーを用いて8回の転圧を行い、締固め度Dcが90%相当になるよう転圧を行った。各層の密度管理として、RI計器による土の密度試験(JGS1614-1995)と砂置換法による土の密度試験(JIS A 1214)を行い締固め密度を測定した。測定結果として、平均含水比 w_c はRI法で6.3%、一方、砂置換法で6.7%、また、盛土全体の平均締固め度は、RI法で87.6%、及び砂置換法で89.0%であった。最終的に、天端まで巻き出し・転圧が完了後、アスファルト舗装を行い盛土の造成を終えた。なお、当初計画における盛土試験体の高さは4.0mであったが、土のう構造体に目標プレストレスをかけた後、0.1m程度の沈下が発生したため、のり面勾配1:1.5及び3.0mの天端幅を確保するため、盛土試験体の高さを調整して3.9mとした。

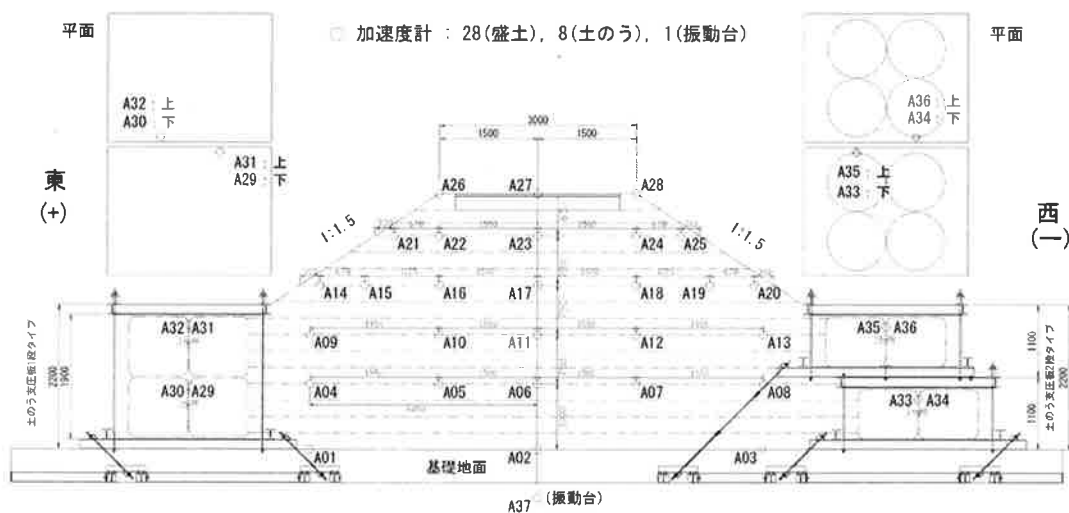


図-7 加速度計の配置図

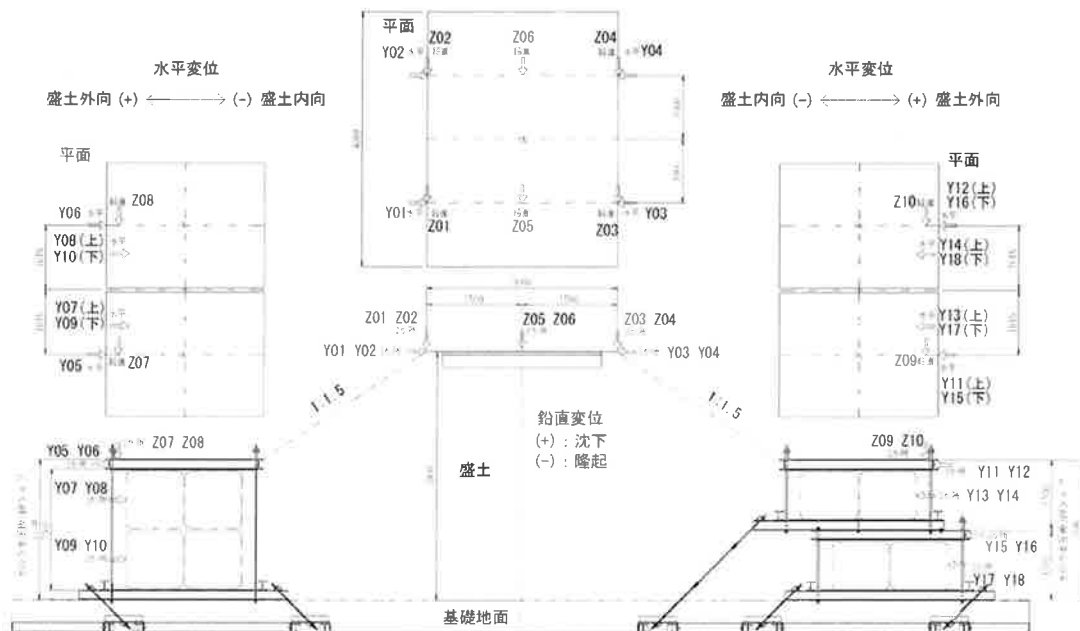


図-8 レーザー変位計の配置図 (※配置箇所を□として示す)

3. 2 計測計画及び加振条件

計測機器配置を図7～図10に示す。各種データ計測に関しては、試験体盛土、土のう及び震動台を対象に、加速度計37基、試験体盛土及び土のうを対象にレーザー変位計28基、土のう構造体のプレストレス荷重管理のためにロードセル12基、及びアンカー軸力測定のためのひずみゲージ20箇所の計測を実施した。一方、盛土内部のすべり面を推定するため、幅約0.1mのジオグリッドにひずみゲージを貼り付けて、両側の盛土内の中央部に設置した(図10)。

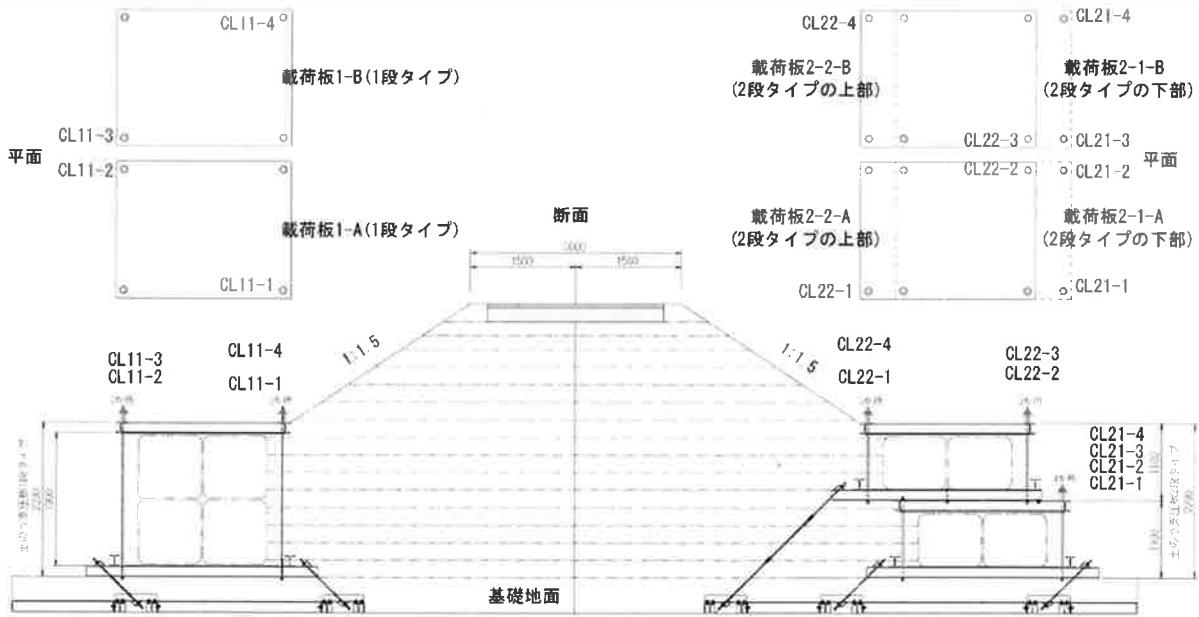
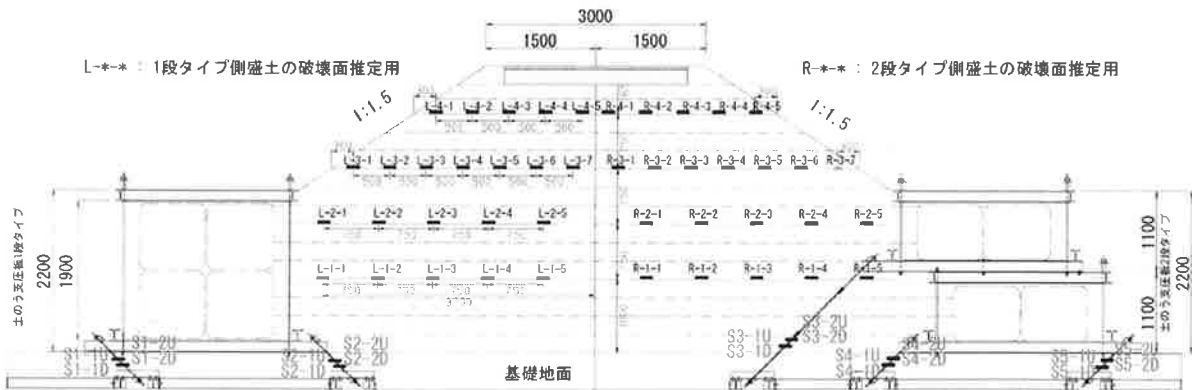


図-9 荷重計の配置図



S*-** : 基礎部アンカーの軸力測定用

図-10 ひずみゲージの配置図

さらに、3Dレーザー計測用のターゲットを盛土のり面及び載荷板上柵に設置し、加振時の動的挙動を加振前、376Gal 載荷後及び660Gal 載荷後の3回に亘り測定し、試験体の残留変形量を把握した。本稿では、これらの計測結果の中で、盛土及び土のう構造体の加速度及び変位(レーザー変位計)測定結果と土のう構造体のプレストレスの変化を中心に論じている。

表-1 加振条件

	加振条件 1(125Gal 相当) 最大加速度：(+)方向：1.25 m/s ² (=125Gal), (-)方向：-1.23 m/s ² (=-123Gal)	加振条件 2(245Gal 相当) 最大加速度：(+)方向：2.32 m/s ² (=232Gal), (-)方向：-2.45 m/s ² (=-245Gal)
震動台の加速度		
	加振条件 3(376Gal 相当) 最大加速度：(+)方向：3.76 m/s ² (=376Gal), (-)方向：-3.64 m/s ² (=-364Gal)	加振条件 4(660Gal 相当) 最大加速度：(+)方向：6.56 m/s ² (=656Gal), (-)方向：-6.60 m/s ² (=660Gal)
震動台の加速度		

加振条件を表-1に示す。入力加振波は、 $f=5\text{Hz}$ 、40波の正弦波を用いて、振幅を100Gal、250Gal、450Gal、最終的には、750Galを目標値として段階的に大きくした。なお、この加振条件は、既往の研究において、同等の規模で実施されたため池堤体の実験条件を参考にした⁷⁾。実際の土槽底部で測定された加速度は、それぞれ最大で、125Gal、245Gal、376Gal及び660Galであり、これらを加振条件とした。

4. 実験結果

4. 1 加速度応答特性

4. 1. 1 盛土の加速度応答特性

加振時に盛土の加速度応答特性を把握するため、盛土中央部（図-7のA02、A06、A11、A17、A23、A27）における応答加速度及び増幅率について検討した。なお、本実験は盛土の両側に積み方を変えた2種類の土のう構造体を設置して行ったため、各方向に対する応答加速度及び増幅率についても検討を行った。ここで、(+)方向は1段タイプ方向、(-)方向は2段タイプ方向である。また、応答加速度の増幅率は入力加速度の最大値（表-1参照）に対する各計測位置における応答加速度の最大値の比（=応答加速度の最大値/入力加速度の最大値）である。

図-11に盛土中央部における両方向の応答加速度の増幅率を示す。基盤から天端の方に行くほど応答加速度の増幅が大きくなる傾向が見られる。また、加振加速度が大きくなるほど応答加速度の増幅も増加する傾向が何えるものの、加振条件4の場合は、加振条件3より増幅率が減少していることが分かる。一方、加振条件1と2において、盛土天端付近で応答加速度の増幅がほぼ一定の傾向を示しているが、加振条件3と4では、盛土天端の応答加速度が急増していることが確認できる。この理由の一つとして、加振加速度が大きくなるに従って、土のう構造物の剛性或補強効果が低下したため

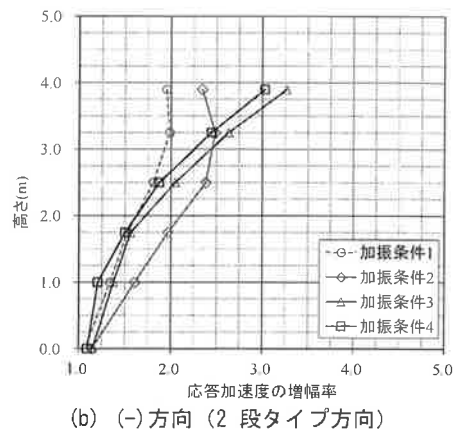
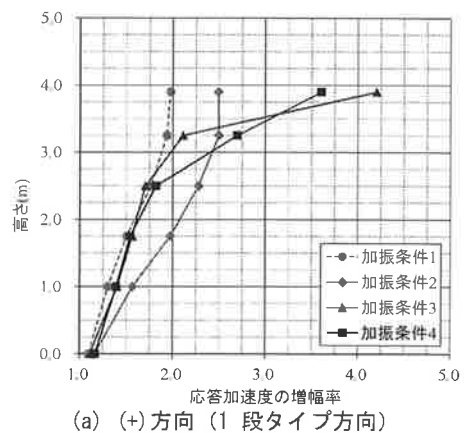


図-11 盛土中央部の応答加速度の増幅率

であると推察される。この土のう構造体の剛性低下は、後述するプレストレスの減少からも推察できる。

加振条件1と加振条件2における「(+方向(1段タイプ方向))」及び「(-方向(2段タイプ方向))」の応答加速度の増幅率はほぼ等しい。一方で、加振条件3と加振条件4の場合は、盛土の天端で「(+方向(1段タイプ方向))」の応答加速度の増幅率が「(-方向(2段タイプ方向))」より大きい。この現象は、1段タイプの土のう構造体のプレストレスが相対的により大きく低下して剛性が低下し、盛土が大きく変形したためであると考えられる。

4. 1. 2 土のう構造体の加速度応答特性

図-12は、各加振条件における土のう構造体の応答加速度の増幅率である。ここで、加速度データは、盛土と接している内側の土のうのデータを用いた(図-7のA29, A31, A33, A35)。

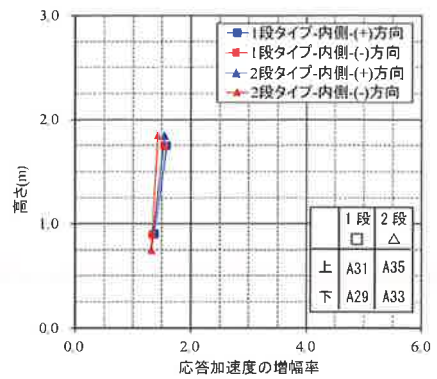
加振条件1では、土のう構造体の応答加速度は方向に変わらず同程度の増幅率を示しており、盛土の増幅率とほぼ等しいことが分かる。一方、加振条件2では、1段タイプ土のうの応答加速度の増幅率(上部土のうで2~2.5程度)が2段タイプより大きくなり、盛土の増幅率よりも若干大きくなる現象が見られた。また、加振条件3でも、1段タイプ土のう構造体の応答加速度の増幅率が2段タイプより大きくなっているが、加振条件4では、2段タイプ土のう構造体の応答加速度の増幅率も格段に増加していることが分かる。このような両タイプの土のう構造体における応答加速度の増幅率の変化は、加振加速度が大きくなることに従って、土のう構造体のプレストレスが減少し、剛性が低下して、振動特性が変わった結果と考えられる。

4. 2 盛土及び土のう構造体の変形

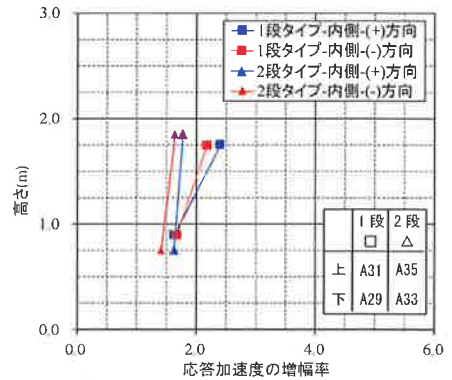
本実験では、加振直前に変位計を‘0’セットして加振条件1から順次に加振を行って、各計測位置の変位の時刻歴をプロットし、各加振条件において、加振前後の変位より残留変形(加振後変位-加振前変位)を算定した。ここで、鉛直変位は、(+が沈下、-)が隆起であり、水平変位は、(+が盛土の外向、-)が盛土の内向である。

4. 2. 1 盛土の残留変形

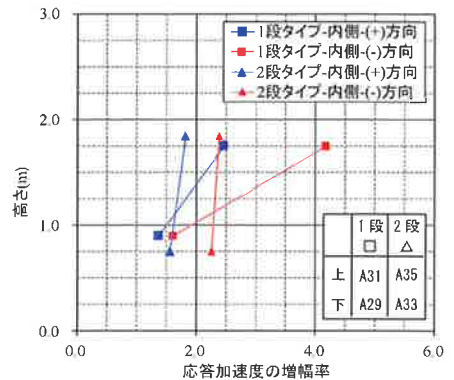
図-8に示すように設置した変位計より測定した変位データから各加振条件における加振後の残留変位を検討した。表-2と表-3に盛土天端の残留鉛直変位と残留水平変位それぞれを示す。ここで、残留変位は、各検討位置において2箇所得られたデータの平均値である(例えば、盛土中央の鉛直変位: Z05とZ06の平均値)。加振条件1においての盛土天端は、0.2~0.3mm程度の微小な沈下が発生したが、加振条件2の場合は、残留変位が増加して3.6~4.3mmの天端沈下が発生し、2段タイプ側より1段タイプ側の法肩部の変位が若干大きいことが分



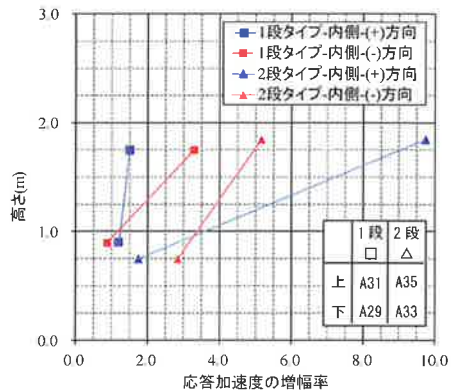
(a) 加振条件1 (最大125Gal相当波)



(b) 加振条件2 (最大245Gal相当波)



(c) 加振条件3 (最大376Gal相当波)



(d) 加振条件4 (最大660Gal相当波)

図-12 盛土中央部の応答加速度の増幅率

かる。また、盛土中央部の残留沈下から、加振加速度が大きくなることに従って、残留変位も大きくなっていることが分かる。

残留水平変位は、加振条件1で0.1mm程度と微小であった。一方、加振条件2では、1段タイプ側の法肩部で1.3mm程度の盛土外向の水平変位が発生しており、2段タイプ側より1段タイプ側の法肩部での水平変位が若干大きいことが分かる。また、2段タイプ側の法肩では、盛土の内向に変位が生じているが、これは1段タイプ側の残留変位に起因するものと推察され、盛土天端の全体が、1段タイプ土のう構造体側の方向に動いていると考えられる。ちなみに、加振条件3及び加振条件4では、加振に伴う法肩部の大きな変形により、測定用ターゲットが倒れてしまい、法肩部の沈下及び水平変位を測定することはできなかった。図-13(a)は、加振条件3における盛土天端中央の鉛直変位の時刻歴を示す。加振により盛土天端で上向・下向変位が繰り返したものの、最終的には残留沈下が発生する様子が分かる。

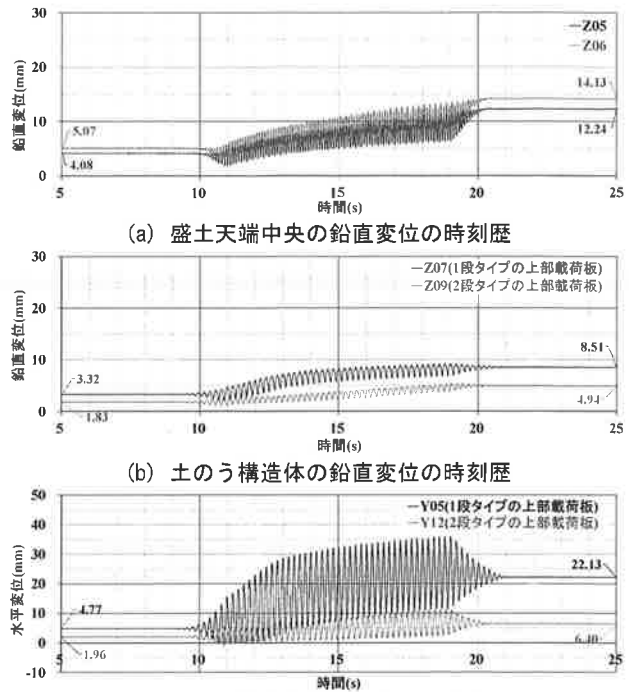


図-13 盛土及び土のう構造体における加振時変位の時刻歴の一例（加振条件3）

表-2 盛土の天端の残留沈下 (mm)

区分	1段タイプ側の法肩	盛土中央	2段タイプ側の法肩
加振条件1	0.2	0.2	0.3
加振条件2	4.2	4.3	3.6
加振条件3	×	8.6	×
加振条件4	×	9.5	×

表-3 盛土の天端の残留水平変位 (mm)

区分	1段タイプ側の法肩	2段タイプ側の法肩
加振条件1	0.0	-0.1
加振条件2	1.3	-1.0

4. 2. 2 土のう構造体の残留変形

土のう構造体の変位は、図-8のように鉛直変位は、1段・2段タイプの上部載荷板において2箇所ずつ測定しており、水平変位は、1段・2段タイプの上部載荷板と土のうでそれぞれ2箇所ずつ測定した。表-4~6に、土のう構造体の鉛直及び水平方向の残留変位をまとめている。ここで、各変位量は2箇所測定した変位量の平均値である。また、「土のう構造体の沈下量」は、基礎部の下部載荷板は沈下していないと仮定すれば、加振に伴う土のうの変形による上部載荷板の沈下量と等しくなる。

表-4 土のう構造体の残留沈下 (mm)

区分	1段タイプ	2段タイプ
加振条件1	0.2	0.1
加振条件2	2.9	1.6
加振条件3	4.8	3.0

土のう構造体の鉛直変位は、表-4に示すように、加振条件1の場合は、0.1~0.2mm程度の微小な沈下しか生じていない反面、加振条件2と加振条件3では、加振に伴い土のう構造体の沈下量が徐々に大きくなるが見て取れる。例えば、加振条件2の場合、1段タイプでは2.9mmの平均沈下が発生し、2段タイプでは1.6mmの平均沈下が発生した。また、加振条件3の場合は、1段タイプでは4.8mmの平均沈下が、2段タイプの土のう構造体では3.0mmの平均沈下が発生した。この結果から、1段タイプの土のう構造体の沈下量が2段タイプより大きいことが確認できた。

土のう構造体の水平変位は、表-5, 6に示すように、両タイプともに盛土の外向水平変位が発生した。加振条件1では、1段タイプの土のう構造体の水平変位が2段タイプより若干大きいものの、微小な水平変位しか生じていない。一

方で、加振条件2の場合、1段タイプでは3.5~4.4mm程度、2段タイプでは、1.4~1.7mm程度の水平変位が発生した。また、加振条件3の場合、1段タイプに8.7~16.6mmの比較的大きい水平変位が発生し、2段タイプには3.4~4.6mmの水平変位が発生して、1段タイプ土のう構造体の変位が大きいたことが確認できた。なお、両タイプの土のう構造体ともに、下部より上部の水平変位が大きいた形のせん断変形が生じている。

表-5 1段タイプ土のう構造体の残留水平変位 (mm)

区分	上部載荷板	上部土のう	下部土のう
加振条件1	0.3	0.3	0.2
加振条件2	4.4	4.4	3.5
加振条件3	16.6	14.9	8.7

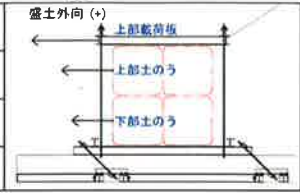


表-6 2段タイプ土のう構造体の残留水平変位 (mm)

区分	上部載荷板	上部土のう	下部載荷板	下部土のう
加振条件1	0.2	0.2	0.2	0.1
加振条件2	1.7	1.7	1.7	1.4
加振条件3	4.5	4.6	4.5	3.4

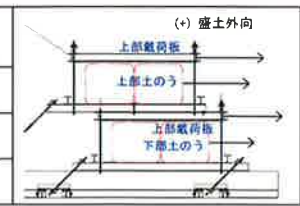
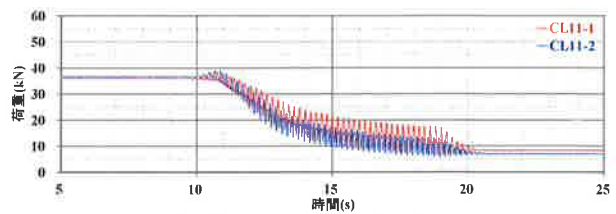


図-13に加振条件3における盛土及び土のう構造体の加振時変位の時刻歴の一例を示す。加振条件4において変位が測定できなかった理由は、大加振により、盛土が部分的に崩壊して変位計が損傷することを未然に回避するために、加振前に変位計を撤去したためである。

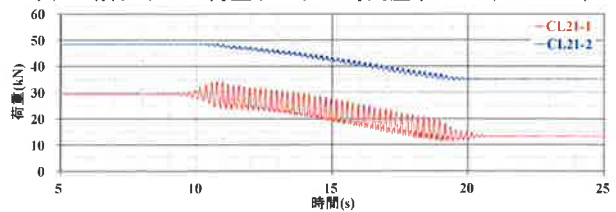
4. 3 土のう構造体のプレストレス

土のう構造体のプレストレスは、1つのユニット(土のう2列、2行)に対して、図-9のように2箇所に設置した荷重計の平均値を算定して、載荷板にかかる荷重(平均値×4箇所)を計算し、土のう4つの断面積を割ってプレストレスを計算した。図-14は、加振条件3における荷重計のデータ及びプレストレスの時刻歴の一例を示す(凡例は図-9を参照)。一方、表-7は2つの載荷板のプレストレスを平均して(1-Aと1-B載荷板の平均値、2-1-Aと2-1-B載荷板の平均値と2-2-Aと2-2-B載荷板の平均値をそれぞれ1段タイプ、2段タイプ下部、2段タイプ上部とする。)、加振前後のプレストレスの変化を検討した結果である。一方、それぞれの加振前の初期プレストレスは、82.7, 71.2, 80.6kPaである(表-7(a))。なお、本稿では、各加振条件における加振前のプレストレスに対して、プレストレスの減少量や減少率を算定して比較した。

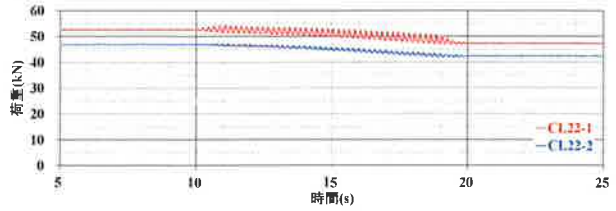
加振条件1では、両タイプの土のう構造体ともにプレストレスの減少率が1%以下であり、初期の機能をほとんど維持していることが分かる。加振条件2では、1段タイプでのプレストレス減少率は平均27.7%であり、2段タイプの下部は平均12.0%、上部は平均2.9%のプレストレス減少率を示す。加振条件3では、1段タイプでのプレストレス減少率は平均77.5%(加振後のプレストレスは13.4kPa)で



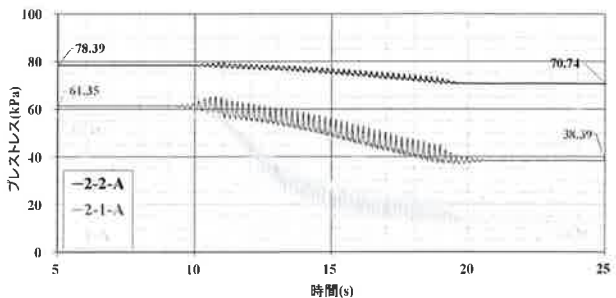
(a) 1段タイプの荷重データの時刻歴 (CL11-1, CL11-2)



(b) 2段タイプ下段の荷重データの時刻歴 (CL21-1, CL21-2)



(c) 2段タイプ上段の荷重データの時刻歴 (CL22-1, CL22-2)



(d) プレストレスの時刻歴

図-14 プレストレスの時刻歴の一例 (加振条件3)

あり、2段タイプの下部は平均36.8%、上部は平均9.3%のプレストレス減少率を示す。この結果は、加振条件3において、1段タイプ土のう構造体の残留変位が2段タイプより大きく発生している結果と整合しており、1段タイプ土のう構造体の剛性が低下していることを示唆する。一方、2段タイプ土のう構造体は、プレストレスの低下により剛性が低下したが、1段タイプに比べて相対的に性能を保持していると考えられる。加振条件4では、両側ともに、殆どのプレストレスが抜けて、1段タイプにおいて加振後のプレストレスは平均4.8kPaであり、2段タイプにおいて加振後のプレストレスは、下部は平均6.3kPa、上部は平均15.1kPaであった。

表-7 加振前後のプレストレスの変化量

(a) 加振条件1 (最大125Gal相当波)

区 分	1段タイプ	2段タイプ	
		下部	上部
加振前(kPa)	82.7	71.2	80.6
加振後(kPa)	82.0	70.7	80.6
減少量(kPa)	0.8	0.4	0.1
減少率(%)	0.9	0.6	0.1

(b) 加振条件2 (最大245Gal相当波)

区 分	1段タイプ	2段タイプ	
		下部	上部
加振前(kPa)	81.8	70.8	80.5
加振後(kPa)	59.2	62.3	78.2
減少量(kPa)	22.7	8.5	2.3
減少率(%)	27.7	12.0	2.9

(c) 加振条件3 (最大376Gal相当波)

区 分	1段タイプ	2段タイプ	
		下部	上部
加振前(kPa)	59.2	62.3	78.2
加振後(kPa)	13.4	39.4	70.9
減少量(kPa)	45.8	23.0	7.3
減少率(%)	77.5	36.8	9.3

(d) 加振条件4 (最大660Gal相当波)

区 分	1段タイプ	2段タイプ	
		下部	上部
加振前(kPa)	14.3	39.1	70.6
加振後(kPa)	4.8	6.3	15.1
減少量(kPa)	9.4	32.9	55.5
減少率(%)	65.7	83.8	78.6

5. 実験結果に関する考察

5. 1 加振条件1及び加振条件2

加振条件1(最大125Gal相当波)の場合、加振後に両タイプの土のう構造体ともにプレストレスは、ほとんど変わらず維持し、盛土及び土のう構造体の加振後の残留変位も1mm以下の微小な変形であり、健全な状態であったことが確認できた。

一方、加振条件2(最大245Gal相当波)では、加振により1段タイプの土のう構造体における加振前のプレストレスに対して27.7%低下し、土のう構造体に2.9mm程度の残留沈下と4.4mm程度の残留水平変位が生じ、せん断変形が発生した。なお、土のう構造体の応答加速度も2段タイプに比べ若干大きく発生していることが確認できた。一方、2段タイプの土のう構造体はプレストレスの減少率が少なく(上部は2.9%減少、下部は12.0%減少)、残留変位も1段タイプに比べ小さいことが確認できた。しかし、両側の土のう構造体ともに数mm範囲の変位が生じ、盛土の天端でも最大1.3mmの沈下が発生し、盛土天端や法面での損傷も認められない健全な状態であった。そこで、本研究で用いた盛土や土のう構造体の仕様においては、最大245Gal相当の地震波に対して、十分な耐震性を確保していると考えられる。

5. 2 加振条件3

加振条件3(最大376Gal相当波)では、1段タイプの土のう構造体のプレストレスが大幅に減少して(減少率は平均77.5%)、加振後の残留プレストレスは平均13.4kPaであった。土のう構造体の残留変位も比較的大きく、平均沈下量が

4.8mm, 上部載荷板の平均水平変位は 16.6mm であり, せん断変形が生じた。また, 盛土中央部の応答加速度も 1 段タイプ方向 (+) 方向) に大きく増加して, 天端での増幅率が入力加速度の 4.2 倍 (15.79m/s²) になった。そこで, のり面の表面土が崩れて, 土のう構造体の背面には, 写真-3 のようにクラックが発生した。このクラックは土のう構造体のせん断変形による主働破壊のように見えるが, 破壊メカニズムに関しては, 今後さらなる検討が必要であると考えられる。一方, のり面に多少の損傷は発生したが, 大規模なすべり破壊までは至らなく, 天端の道路面の損傷もほとんどないことから, 速やかに復旧できる範囲の損傷であったと判断される。

2 段タイプの土のう構造体は, 1 段タイプに比べ prestress の減少率が少なく, 上部は平均 70.9kPa, 下部は平均 39.4kPa の prestress を維持していることが確認できた。そこで, 土のう構造体の変形も 1 段タイプに比べ小さいことが分かる。一方, のり面の表面では, 1 段タイプ側の法面と同様に若干崩れたが, クラックは観察されなかった。



(c) 1 段タイプ側



(d) 2 段タイプ側

写真-3 法面の損傷状況 (加振条件 3 (最大 376Gal 相当波) の加振直後)



(c) 1 段タイプ側



(d) 2 段タイプ側

写真-4 法面の損傷状況 (加振条件 4 (最大 660Gal 相当波) の加振直後)

5. 4 加振条件 4

加振条件 3 の加振により土のう構造体の prestress が低下したため (とりわけ 1 段タイプにおいて), 実験前の剛性や性能と多少違う状態になったが, 本実験盛土の破壊現象を確認するため, 加振条件 4 (最大 660Gal 相当波) の加振実験を行った。両タイプの土のう構造体ともに殆どの prestress がゼロに近くなった。また両側ののり面の表面が崩

れて、法面下部の土のう構造体の背面と法面上部 2 箇所でクラックが発生したものの、両側ともに大規模な破壊は発生してなかった。写真-4 は、加振条件 4 における加振後の法面の損傷状況を示す。一方、天端の中央部では、平均 9.5mm（盛土の高さの 0.24%）の残留沈下が発生して、顕著な損傷は見られなかった。そこで、両タイプともにプレストレスがほとんど抜けても、本実験の仕様では、大規模な破壊や損傷は発生しないことが確認できた。土のう構造体が依然として抗土圧構造物の機能を保持していること、アンカーにより転倒や滑動が生じなかったこと、等が明らかとなった。

5. おわりに

本稿では、土のうの積み方を変えた 2 種類の補強構造体を盛土の両側に設置した実大盛土の震動台加振実験の結果を報告した。振幅（最大加速度）を変えた 5Hz の正弦波を用いて加振させて、加振時の盛土及び土のう構造体の加速度応答特性、加振後の残留変形及び土のう構造体のプレストレスの変化、盛土の損傷状況を観察した。その結果、加振条件 1（最大 125Gal 相当波）と加振条件 2（最大 245Gal 相当波）では、両タイプの土のう構造体ともに大きな変状もなく、盛土も健全な状態であった。

一方、加振条件 3（最大 376Gal 相当波）の場合、1 段タイプの土のう構造体のプレストレスが大きく低下し、せん断変形が生じて、土のう構造体の背面法面でクラックが発生した。しかし、両側ののり面表層部で土が崩れたものの大規模な破壊には至らなかった。さらに加振レベルを上げた加振条件 4（最大 660Gal 相当波）の場合には、2 段タイプ土のう構造体もほとんどプレストレスが抜けて、両側ののり面で土が崩れ、土のう構造体の背面部とのり面の上部でクラックが発生したが、大規模な盛土破壊や顕著な路面損傷は見られなく、速やかに復旧できる程度の損傷で収まっていると判断した。

土のうの積み方による耐震性効果の比較に関しては、2 段タイプの方がプレストレスの減少率も小さく、土のう構造体及び盛土の変形も小さいことが確認された。一方、施工性や経済性の観点からは、1 段タイプの方が優位であると考えられるため、実盛土に適用する際には、現場に応じた施工条件、工期、費用等の要因を検討した上で最適な積層方法を検討する必要があると考えられる。

本稿では、加振時の土のう構造体の変形モードや盛土の破壊モード、また、基盤部に設置したアンカー力の挙動については詳しく検討していない。そこで、今後これらの実験結果の検討や安定解析及び FEM 動的解析などの数値解析を用いた検討を行う予定である。

謝 辞

本研究は、兵庫県と防災科学技術研究所の共同研究及び兵庫県と神戸大学の共同研究の枠組みの中で実施されたものである。また、本研究の一部は、日本学術振興会科学研究費補助金（基礎研究 A（一般）、19H00810「土のう構造体を用いた既設盛土の経済的耐震補強工法の実用化研究」、研究代表者：澁谷啓）の助成を受け実施された。実験の実施や成果の取りまとめにあたり、「E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会（委員長：岡田恒男東大名誉教授）」から、貴重なご助言を得た。記して謝意を表します。最後に、関係者各位（神戸大学大学院の加藤正司准教授、ロハニタラニディ技術職員、兵庫県企画県民部防災企画局の森口芳隆班長、森田明平主査、兵庫県県土整備部土木局の竹本修主幹）のご協力に深く謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 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.
- 2) 東名高速道路牧之原地区地震災害の対応について，道路行政セミナー09 年 11 月号 No.014，pp. 1-9，2009.
- 3) Hiroshi Nakazawa, Yohsuke Kawamata, Satoru Shibuya, Shoji Kato, Kyung-Beom Jeong, Jemin Baek, Tara Nidhi Lohani, Akihira Morita, Osamu Takemoto, and Yoshitaka Moriguchi : Full-scale experiment of earthquake resistant embankment using flexible container bag, Journal of Disaster Research, Vol.15, No.6, pp.765-781, 2020.

- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) Yutaka Sawada, Hiroshi Nakazawa, Tetsuya Oda, Seita Kobayashi, Satoru Shibuya and Toshinori Kawabata: Seismic Performance of Small Earth Dams with Sloping Core Zones and Geosynthetic Clay Liners by Full-Scale Shaking Table Tests, Soils and Foundations, Vol.58, No.3, pp.519-533, 2018.

著 者

澁谷 啓	所員, 博士 (工学), Ph.D., 地盤工学
丁 経凡	神戸大学大学院 学術研究員, 博士 (工学), 地盤工学
白 濟民	神戸大学大学院 学術研究員, 博士 (工学), 地盤工学
中澤 博志	防災科学技術研究所 主幹研究員, 博士 (工学), 地盤工学
河又 洋介	防災科学技術研究所 主任研究員, Ph.D., 地盤工学