

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 関する実大震動台実験

—地震災害後の道路の早期復旧と中長期的な維持に向けての検証—

Full-scale Experiment on New Seismic Reinforcement for Road Embankment by Using Flexible Container Bag

– Verification for Early Restoration and Mid and Long-term
Maintenance of Roads After an Earthquake Disaster –



防災科学技術研究所研究資料

- 第 387 号 新庄における気象と降積雪の観測(2012/13 年冬期) 47pp. 2014 年 2 月発行
- 第 388 号 地すべり地形分布図 第 57 集「沖縄県域諸島」25 葉(5 万分の 1). 2014 年 3 月発行
- 第 389 号 長岡における積雪観測資料(36)(2013/14 冬期) 22pp. 2014 年 12 月発行
- 第 390 号 新庄における気象と降積雪の観測(2013/14 年冬期) 47pp. 2015 年 2 月発行
- 第 391 号 大規模空間吊り天井の脱落被害メカニズム解明のための E-ディフェンス加振実験 報告書 ー大規模空間吊り天井の脱落被害再現実験および耐震吊り天井の耐震余裕度検証実験ー 193pp. 2015 年 2 月発行
- 第 392 号 地すべり地形分布図 第 58 集「鹿児島県域諸島」27 葉(5 万分の 1). 2015 年 3 月発行
- 第 393 号 地すべり地形分布図 第 59 集「伊豆諸島および小笠原諸島」10 葉(5 万分の 1). 2015 年 3 月発行
- 第 394 号 地すべり地形分布図 第 60 集「関東中央部」15 葉(5 万分の 1). 2015 年 3 月発行
- 第 395 号 水害統計全国版データベースの整備. 発行予定
- 第 396 号 2015 年 4 月ネパール地震 (Gorkha 地震) における災害情報の利活用に関するヒアリング調査 58pp. 2015 年 7 月発行
- 第 397 号 2015 年 4 月ネパール地震 (Gorkha 地震) における建物被害に関する情報収集調査速報 16pp. 2015 年 9 月発行
- 第 398 号 長岡における積雪観測資料(37)(2014/15 冬期) 29pp. 2015 年 11 月発行
- 第 399 号 東日本大震災を踏まえた地震動ハザード評価の改良(付録 DVD) 253pp. 2015 年 12 月発行
- 第 400 号 日本海溝に発生する地震による確率論的津波ハザード評価の手法の検討(付録 DVD) 216pp. 2015 年 12 月発行
- 第 401 号 全国自治体の防災情報システム整備状況 47pp. 2015 年 12 月発行
- 第 402 号 新庄における気象と降積雪の観測(2014/15 年冬期) 47pp. 2016 年 2 月発行
- 第 403 号 地上写真による鳥海山南東斜面の雪渓の長期変動観測(1979 ～ 2015 年) 52pp. 2016 年 2 月発行
- 第 404 号 2015 年 4 月ネパール地震 (Gorkha 地震) における地震の概要と建物被害に関する情報収集調査報告 54pp. 2016 年 3 月発行
- 第 405 号 土砂災害予測に関する研究会ー現状の課題と新技術ープロシーディング 220pp. 2016 年 3 月発行
- 第 406 号 津波ハザード情報の利活用報告書 132pp. 2016 年 8 月発行
- 第 407 号 2015 年 4 月ネパール地震 (Gorkha 地震) における災害情報の利活用に関するインタビュー調査 ー改訂版ー 120pp. 2016 年 10 月発行
- 第 408 号 新庄における気象と降積雪の観測(2015/16 年冬期) 39pp. 2017 年 2 月発行
- 第 409 号 長岡における積雪観測資料(38)(2015/16 冬期) 28pp. 2017 年 2 月発行
- 第 410 号 ため池堤体の耐震安全性に関する実験研究 ー改修されたため池堤体の耐震性能検証ー 87pp. 2017 年 2 月発行
- 第 411 号 土砂災害予測に関する研究会ー熊本地震とその周辺ープロシーディング 231pp. 2017 年 3 月発行
- 第 412 号 衛星画像解析による熊本地震被災地域の斜面・地盤変動調査 ー多時期ペアの差分干渉 SAR 解析による地震後の変動抽出ー 107pp. 2017 年 9 月発行
- 第 413 号 熊本地震被災地域における地形・地盤情報の整備 ー航空レーザ計測と地上観測調査に基づいた防災情報データベースの構築ー 154pp. 2017 年 9 月発行
- 第 414 号 2017 年度全国市区町村への防災アンケート結果概要 69pp. 2017 年 12 月発行
- 第 415 号 全国を対象とした地震リスク評価手法の検討 450pp. 2018 年 3 月発行予定
- 第 416 号 メキシコ中部地震調査速報 28pp. 2018 年 1 月発行
- 第 417 号 長岡における積雪観測資料(39)(2016/17 冬期) 29pp. 2018 年 2 月発行
- 第 418 号 土砂災害予測に関する研究会 2017 年度プロシーディング 149pp. 2018 年 3 月発行
- 第 419 号 九州北部豪雨における情報支援活動に関するインタビュー調査 90pp. 2018 年 7 月発行
- 第 420 号 液状化地盤における飽和度確認手法に関する実験的研究 ー不飽和化液状化対策模型地盤を用いた模型振動台実験ー 62pp. 2018 年 8 月発行
- 第 421 号 新庄における気象と降積雪の観測(2016/17 年冬期) 45pp. 2018 年 11 月発行
- 第 422 号 2017 年度防災科研クライシスレスポンスサイト(NIED-CRS)の構築と運用 56pp. 2018 年 12 月発行
- 第 423 号 耐震性貯水槽の液状化対策効果に関する実験研究 ー液状化による浮き上がり防止に関する排水性能の確認ー 48pp. 2018 年 12 月発行
- 第 424 号 バイプロを用いた起振時過剰間隙水圧計測による原位置液状化強度の評価手法の検討ー原位置液状化強度の評価に向けた土槽実験の試みー 52pp. 2019 年 1 月発行
- 第 425 号 ベントナイト系遮水シートの設置方法がため池堤体の耐震性に与える影響 102pp. 2019 年 1 月発行
- 第 426 号 蛇籠を用いた耐震性道路擁壁の実大振動台実験および評価手法の開発ー被災調査から現地への適用に至るまで ー 114pp. 2019 年 2 月発行

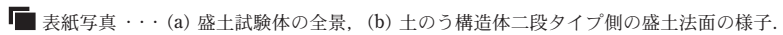
防災科学技術研究所研究資料

- 第 427 号 津波シミュレータ TNS の開発 67pp. 2019 年 3 月発行
- 第 428 号 長岡における積雪観測資料(40)(2017/18 冬期) 29pp. 2019 年 2 月発行
- 第 429 号 配管系の弾塑性地震応答評価に対するベンチマーク解析 72pp. 2019 年 3 月発行
- 第 430 号 津波浸水の即時予測を目的とした津波シナリオバンクの構築 169pp. 2019 年 3 月発行
- 第 431 号 土砂災害予測に関する研究会 2018 年度プロシーディング 65pp. 2019 年 3 月発行
- 第 432 号 全国を概観するリアルタイム地震被害推定・状況把握システムの開発 311pp. 2019 年 3 月発行
- 第 433 号 新庄における気象と降積雪の観測(2017/18 年冬期) 51pp. 2019 年 3 月発行
- 第 434 号 SIP4D を活用した災害情報の広域連携に関する取り組み ー南西レスキュー 30 における活動報告ー 158pp. 2019 年 6 月発行
- 第 435 号 SIP4D を活用した災害情報の広域連携に関する取り組み ーみちのく ALERT2018 における活動報告ー 140pp. 2019 年 7 月発行
- 第 436 号 平成 30 年 7 月豪雨 (西日本豪雨) の被災自治体における災害情報システムの活用実態に関する調査 60pp. 2019 年 9 月発行
- 第 437 号 SIP4D 利活用システム技術仕様書・同解説 142pp. 2019 年 10 月発行
- 第 438 号 SIP4D を活用した災害情報の広域連携に関する取り組み ーかもしか RESCUE2019 における活動報告ー 46pp. 2019 年 12 月発行
- 第 439 号(1) 南海トラフ沿いの地震に対する確率論的津波ハザード評価 第一部 本編 575pp. 付録編 514pp. 2020 年 4 月発行
- 第 440 号 蛇籠を用いた建造物の合理的な設計手法のための変形メカニズムに関する実験研究ー蛇籠の理論体系構築に向けた基礎的研究ー 26pp. 2020 年 1 月発行
- 第 441 号 長岡における積雪観測資料(41)(2018/19 冬期) 25pp. 2020 年 3 月発行
- 第 442 号 新庄における気象と降積雪の観測(2018/19 年冬期) 47pp. 2020 年 2 月発行
- 第 443 号 クラウドファンディングを活用した研究事例 ーネパール組積造住宅の耐震補強実験を例としてー 32pp. 2020 年 3 月発行
- 第 444 号 南海トラフで発生する地震・津波を対象とした広域リスク評価手法の検討 163pp. 2020 年 3 月発行
- 第 445 号 SIP4D を活用した災害情報の広域連携に関する取り組み ー 01TREX/ 南海レスキュー 01 における活動報告ー 23pp. 2020 年 6 月発行
- 第 446 号 災害関連情報の効果的アーカイブ方法の検討 ー都道府県の公式ホームページから発信される情報・資料を対象にー 81pp. 2020 年 7 月発行

ー編集委員会ー		防災科学技術研究所研究資料 第 447 号
(委員長)	下川 信也	令和 2 年 7 月 28 日発行
(委員)		
木村 武志	姫松 裕志	編集兼 国立研究開発法人
河合 伸一	三浦 伸也	発行者 防災科学技術研究所
山崎 文雄	平島 寛行	〒 305-0006
中村いずみ	川嶋 一浩	茨城県つくば市天王台 3-1
(事務局)		電話 (029)863-7635
三浦 伸也	前田佐知子	http://www.bosai.go.jp/
池田 千春		印刷所 松枝印刷株式会社
(編集・校正)	樋山 信子	茨城県常総市水海道天満町 2438

© National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience 2020

※防災科学技術研究所の刊行物については、ホームページ (<http://dil-opac.bosai.go.jp/publication/>) をご覧下さい。

表紙写真・・・(a) 盛土試験体の全景, (b) 土のう構造体二段タイプ側の盛土法面の様子.

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大震動台実験
－地震災害後の道路の早期復旧と中長期的な維持に向けての検証－

中澤博志*・河又洋介*・澁谷啓***・森田明平**・丁経凡***・白濟民***・加藤正司***・
ロハニ・タラニディ***・片岡沙都紀***・竹本修**・森口芳隆**・井上貴仁*・梶原浩一*

**Full-scale Experiment on New Seismic Reinforcement for Road Embankment by
Using Flexible Container Bag**

– Verification for Early Restoration and Mid and Long-term Maintenance of Roads After
an Earthquake Disaster –

Hiroshi NAKAZAWA*, Yohsuke KAWAMATA*, Satoru SHIBUYA***, Akihira MORITA**,
Kyung-Beom JEONG***, Jemin BAEK***, Shoji KATO***, Tara Nidhi LOHANI**, Satsuki KATAOKA***,
Osamu TAKEMOTO**, Yoshitaka MORIGUCHI**, Takahito INOUE*, and Koichi KAJIWARA*

**Earthquake Disaster Mitigation Research Division,
National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, Japan*

nakazawa@bosai.go.jp

***Hyogo prefecture, Japan*

akihira_morita@pref.hyogo.lg.jp

****Graduate School of Engineering, Kobe University, Japan*

sshibuya@kobe-u.ac.jp

Abstract

It is well known that many of the existing road embankments spreading across Japan require drastic maintenance, because their earthquake resistance is considerably questionable due to the poor quality of the embankment materials used and insufficient compaction. In order to solve these problems, it is important to develop efficient and high cost-performance methods as an urgent task for engineers in charge of road management. Therefore, the authors proposed a seismic reinforcement method for road embankments by using flexible container bag that can reuse local embankment materials. In this study, a series of shake table tests on a full-scale road embankment was conducted at E-Defense in order to verify the reinforcement effects of the flexible container bag structures installed at the toe of the embankment. Based on the results obtained from the shake table tests, it was qualitatively confirmed that the flexible container bag structures can improve seismic resistance of the whole embankment.

Key words: Earthquake resistance method for road embankment, Flexible container bag, Earthquake resistant, Full-scale model, Shake table test

* 国立研究開発法人 防災科学技術研究所 地震減災実験研究部門

** 兵庫県

*** 神戸大学大学院

1. はじめに

本研究資料は、兵庫県との共同研究「土のう構造体を用いた道路盛土の新たな耐震補強工法の実用化に向けた検証実験」の成果の一部として、2019年11月にEーディフェンスにおいて実施した実大実験結果を中心に報告するものである。なお、実験実施にあたっては、防災科学技術研究所と兵庫県との共同研究の枠組みおよび兵庫県と神戸大学の協力型共同研究の下に実施された。

まず、研究の背景について述べる。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およ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が、これらの詳細については2章で述べる。このような背景の下、地盤工学会が喫緊の課題として、「膨大なストックである道路盛土の危険箇所を素早く低廉で確度高く判定できる技術と、効率的・経済的に実施可能な補強工法開発」¹⁾の必要性を提言しており、本実験の前段として、2016-2017年度に防災科学技術研究所大型耐震実験施設で2回の実大実験を行い、2019年11月にEーディフェンスにおける実大実験を行った²⁻³⁾。

図1は、本研究の根本となる盛土の耐震化の流れと考え方である。まず、図中(b)に示すように、盛土内の地下水位を下げるのが耐震対策の基本である。次に、(c)に示すように、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。ここで、すべり面が法先補強体の中に発達しないこと、つまり補強体が十分に剛であることが重要である。最終的に示している(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。同図における大型土のうは、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こととした。図2に示す流れのように、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。工期と費用の面から、既往の二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碎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およ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(一段タイプおよび二段タイプ)を設置し、Eー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、このEーディフェンスの実験は、その規模からケース数が限られ、1回に限定された実験であったことから、無対策盛土による検証を行うことができなかった。しかし、事前解析を実施し、変形モードと法肩の加速度応答特性の比較から、無対策ケースにおいて盛土全体が変状し、土のう構造体よりも上部の盛土の顕著な変形を確認している。また、実験では、2種類の補強構造体の耐震性能は、二段タイプの方が一段タイプに比べて僅かに優れてことが定性的に確認できたが、現段階での優劣の評価は難しい。したがって、実験で実施した対策断面に加え、無対策モデルを作成し、実験の入力加速度で再解析を行い得られた数値解析結果を示した。

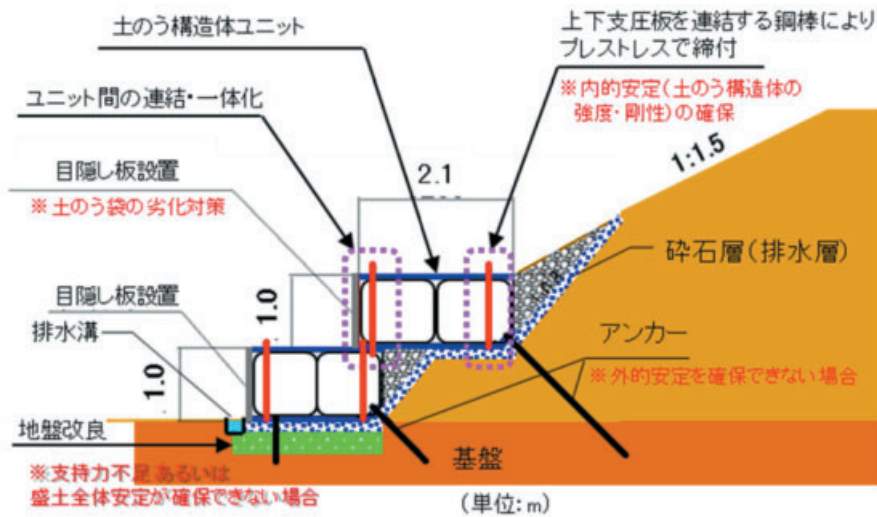
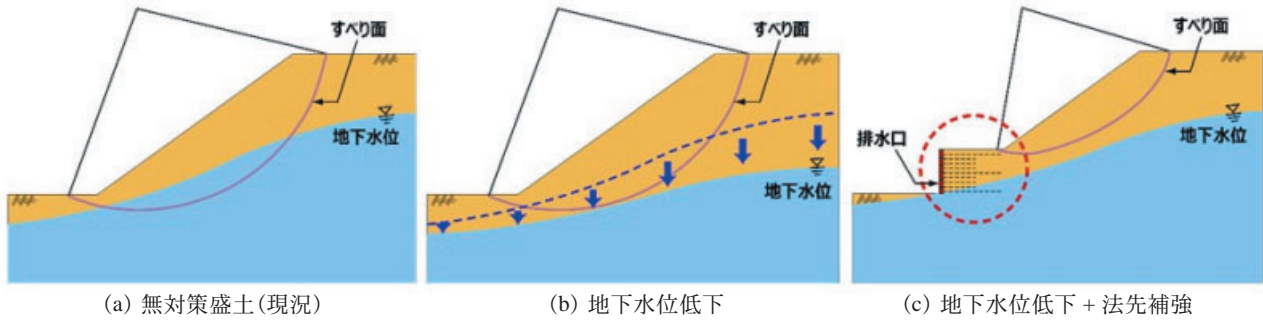


図1 道路盛土の耐震対策のコンセプト

Fig. 1 Concept of earthquake resistance countermeasures for road embankments.

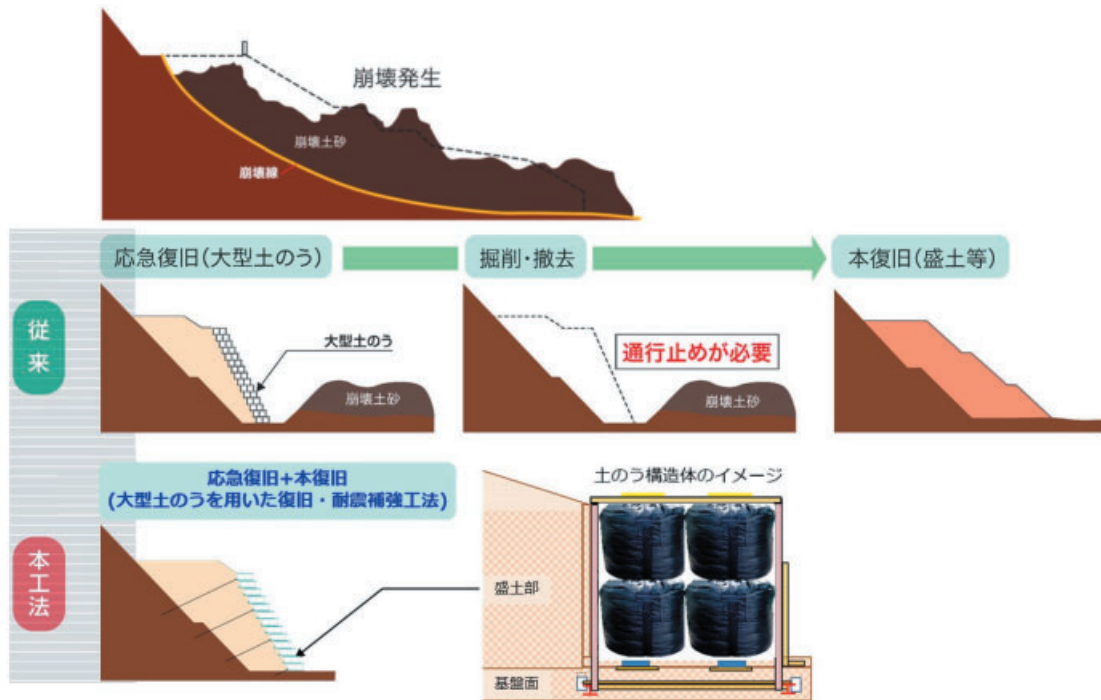


Fig. 2 Difference between conventional restoration method and the method proposed in this study.

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殆どである⁴⁾。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、近年の被災および対策事例を紹介する。

2.1 2007 年能登半島地震における事例

1 つ目の事例として、盛土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⁵⁾に着目し、道路盛土被害の傾向を把握することとした。この地震の概要として、震源地は石川県輪島市西南西沖 40 km (北緯 37 度 13 分, 東経 136 度 41 分), 震源の深さ約 11 km, 地震のマグニチュードは M6.9, および最大震度は石川県穴水町, 輪島市および七尾市などで 6 強を観測した⁶⁾。

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 35 m で、羽咋市柳田 IC 以北の盛土部は 180 力所以上、20 m 以上の高盛土は 40 力所ある。また、集水地形の盛土は 103 力所あり、比較的大規模な崩壊を生じたのはこれらのうち 11 力所であった。道路盛土被害は、軽微な損傷箇所まで含めると 53 力所にのぼる。表 1 に能登有料道路大規模被災状況一覧、図 3 に被災箇所位置図をそれぞれ示す。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 力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 力所の内 1 力所に留まっている。

大規模崩壊の原因としては、①いずれも高盛土であり、谷地形が多い、②谷地形は、後背地およ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 割の崩壊箇所が崩壊土砂が泥流化し下部斜面へ流出、および④試掘調査等から旧地形はそのままであり、盛土部下面付近にすべり面が存在することが主に挙げられる。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 に被災箇所の状況写真を示す。

表 1 能登有料道路大規模被災状況一覧⁵⁾

Table 1 List of large-scale damages along Noto toll road.

路線名	区間	NO.	被災箇所	高	被災状況	発災日時	工事	竣工時期	工事種別
能登有料道路 (能登半島縦貫 有料道路)	徳田大津JCT ～ 柳田IC	縦-8	七尾市中島町豊田	8.6	盛土崩壊 (上り線)	4/20	迂回誘導	H19年内	補強土盛土工、排水工
		縦-9	七尾市中島町土川	8.3	盛土崩壊 (下り線)	4/20	迂回誘導	H19年内	補強土盛土工、排水工
		縦-10	七尾市中島町横田	18.8	盛土崩壊 (上りONランプ)	4/20	迂回誘導	4/21	補強土盛土工、排水工
	柳田IC ～ 羽咋IC	縦-14	七尾市中島町森内	13.7	盛土崩壊 (上下線)	-	-	4/21	補強土盛土工、排水工
		縦-21	七尾市中島町小島	14.7	盛土崩壊 (上下線)	4/21	迂回誘導	H19年内	補強土盛土工、排水工
		縦-28	七尾市中島町小島	15.9	盛土崩壊 (上下線)	4/21	迂回誘導	H19年内	補強土盛土工、排水工
		縦-32	七尾市中島町田原	12.7	盛土崩壊 (上下線)	4/21	迂回誘導	H19年内	補強土盛土工、排水工
	羽咋IC ～ 穴水IC	縦-38	穴水町越の原	21.1	盛土崩壊 (上下線)	4/21	迂回誘導	H19年内	補強土盛土工、排水工
		縦-39	穴水町越の原	21.5	盛土崩壊 (上下線)	4/21	迂回誘導	H19年内	改良土盛土工、排水工
		縦-41	穴水町越の原	22.2	盛土崩壊 (上下線)	4/21	迂回誘導	H19年内	改良土盛土工、排水工
穴水IC ～ 終点	縦-43	穴水町宇賀部	24.1~14.0	盛土崩壊 (上下線) 橋脚基礎冠地 フェイス崩壊等	4/21	橋脚基礎冠地盛土工 ウイング補修	H19年度内	改良土盛土工、排水工、 橋脚の設置補修	



図 3 被災箇所位置図⁵⁾
Fig. 3 Location map of disaster area.



(a) 全景 (5.6kp)



(b) 近景 (6.3kp)

写真 1 能登有料道路地震被害状況写真⁵⁾

Photo 1 Photos of Noto toll road earthquake damages.

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。図4に示すように、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。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、大規模な破壊および変状に至る可能性も高くなることが推察される。

図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、同図に示すよう、①地表・地下水の遮断工、②暗渠排水工、および③補強盛土工を施すことを基本としている。

2.2 2009年駿河湾を震源とする地震における事例

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に加え、崩壊の原因の究明、本復旧対策工の検討、また類似箇所の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」での検討結果を引用しつつ示すことにする⁷⁾。

2.2.1 現災後から復旧までの様子

本地震の概要は、震源地が駿河湾(北緯34.5度、東経138.3度)、震源の深さ23km、地震のマグニチュードM6.5および静岡県伊豆市、焼津市、牧之原市および御前崎市で最大深度6弱であった⁸⁾。当時の災害状況について述べる。本地震では、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6に牧之原地区地震災害箇所位置図を、写真2に損傷状況をそれぞれ示す⁹⁾。

次に、通行止め解除までを対象とする応急復旧対策工を示す。応急復旧工事は、崩落箇所の土砂流出

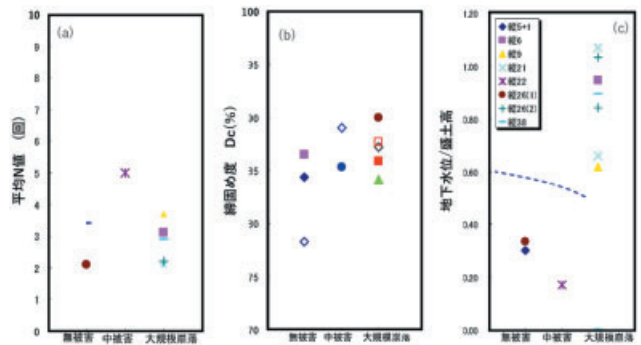


図4 地震被害と道路盛土の性状の関係⁵⁾
Fig. 4 Relationship between earthquake damage and road embankment properties.

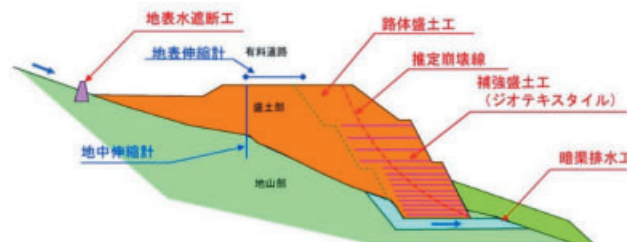


図5 能登有料道路地震被害盛土の本復旧工の基本方針概念図⁵⁾
Fig. 5 Conceptual diagram regarding the basic policy of main restoration work for earthquake damage embankment of Noto Toll Road.



図6 牧之原地区地震災害箇所位置図⁹⁾
Fig. 6 Earthquake disaster location map in Makinohara district.

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、図8に示すように、追加H鋼を打ち込むことが検討された⁹⁾。



写真 2 損傷状況⁹⁾
Photo 2 Damage situations.

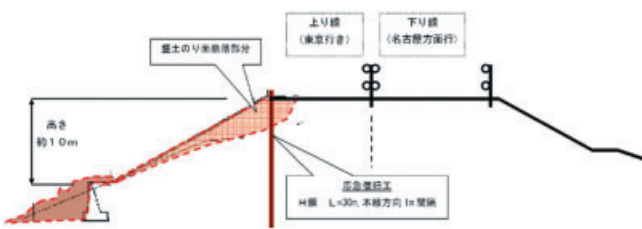


図 7 当初復旧計画⁹⁾
Fig. 7 Initial recovery plan.

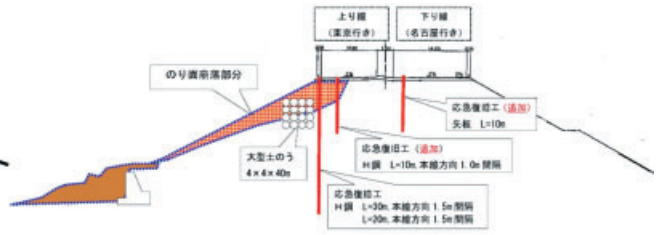


図 8 第 1 回工法変更復旧計画⁹⁾
Fig. 8 1st change restoration plan.

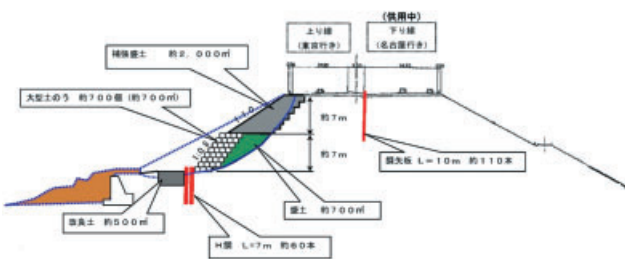


図 9 第 2 回工法変更復旧計画⁹⁾
Fig. 9 2nd change restoration plan.

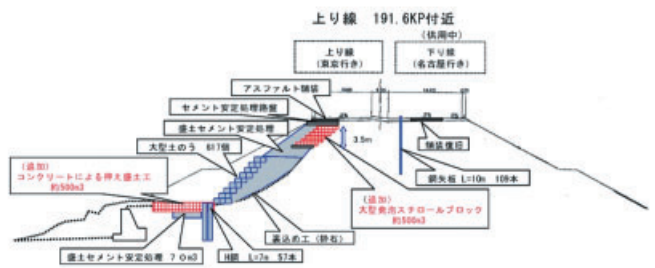


図 10 第 3 回工法変更(改善)復旧計画⁹⁾
Fig. 10 3rd change restoration plan for improvement.

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が試みられた(図 9)。図 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、土に比較して軽量の大型発泡スチロールブロックが敷設された⁹⁾。

以上のような工法の見直しを行いながら、昼夜兼

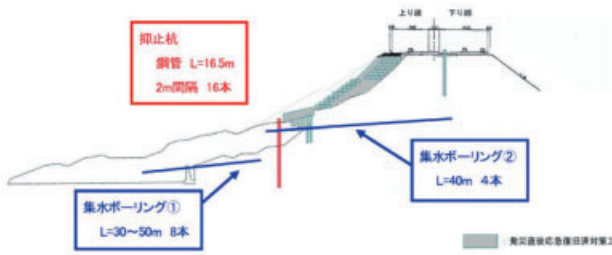


図 11 応急復旧追加補強対策工⁹⁾
 Fig. 11 Additional reinforcement works for emergency recovery.

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、それぞれ通行止めが解除された⁹⁾。

最後に、通行止め解除後の応急復旧追加補強対策工について述べる。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ことが報告されている⁹⁾。まず、図11に示す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が計画、実施された。

2.2.2 応急復旧後の様子

応急復旧箇所の動態観測・監視体制について述べる。上述の応急復旧後も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。計測内容は以下の通りである⁹⁾。

a) 地表面変位観測

GPSによる24時間の自動観測、2日に1回の頻度による路肩の水準測量、および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。

b) 地中変位観測

週に1回の頻度で孔内傾斜計にて観測を行われた。

c) 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が実施された。降雨がない状態で約2 L/min、また、2009年10月8日5時過ぎに、愛知県知多半島付近に上陸し各種災害をもたらした台風18号の大雨時(例えば、愛知県東海市中央町において、10月6日0時~8日15時までで83.5 mm)¹⁰⁾で約100 L/minの集水量を確認しており、集水ボーリングの効果が確認されている。

2.2.3 崩壊原因

「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¹¹⁾に基づき、以下にまとめる。

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カ所だけであった。この崩壊原因の分析・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。その中で、調査ボーリング、現地踏査結果および既存資料等で、a) 法面の崩落は、盛土内で発生した、b) 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、c) 崩落箇所の地下水位は高かった、

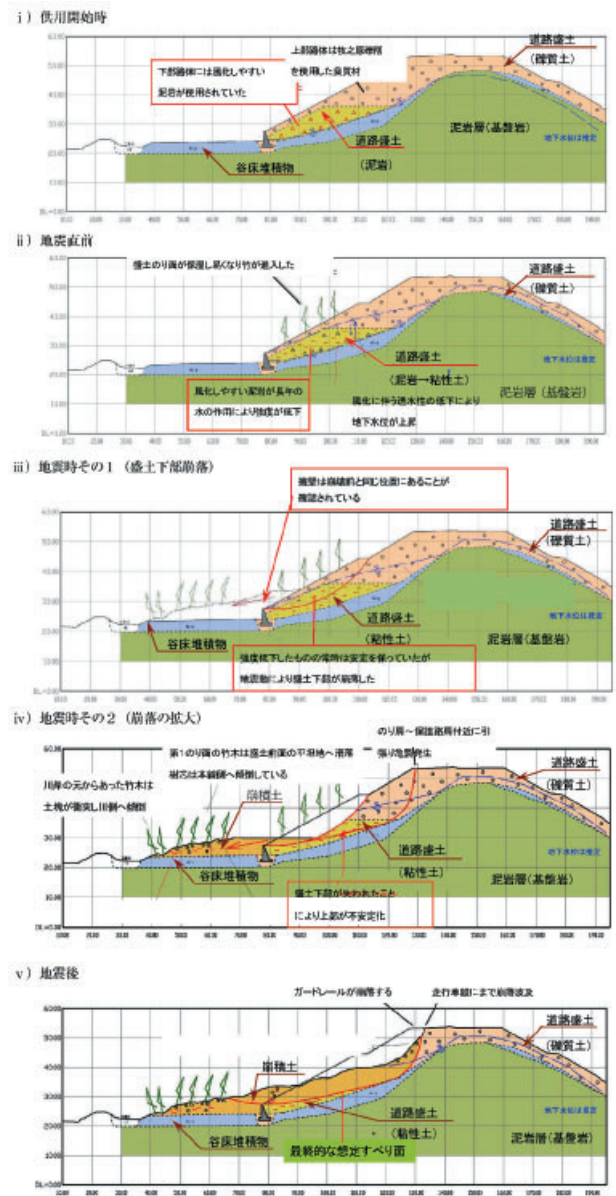


図 12 法面崩落のメカニズム¹¹⁾
 Fig. 12 Mechanism of slope collapse.

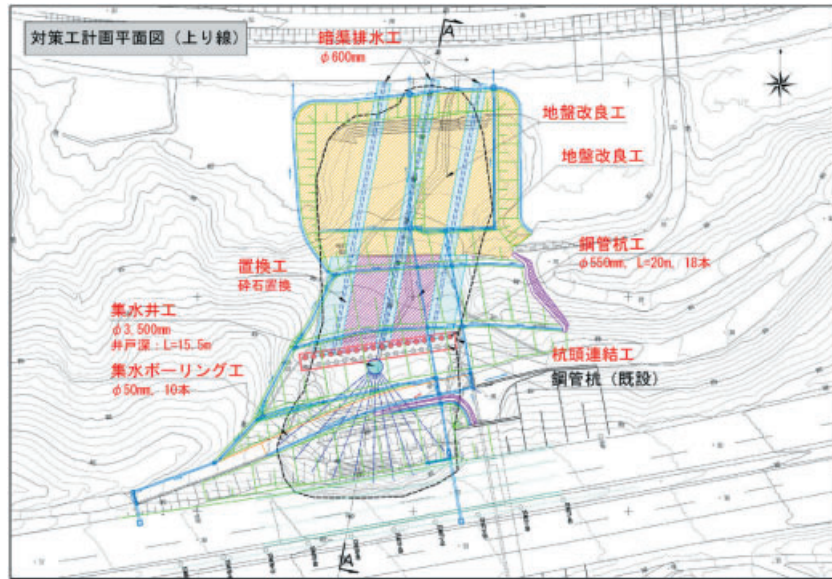


図 13 本復旧対策工平面図(上り線)¹¹⁾
 Fig. 13 Plan of main restoration work (upward route).

d) 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、および e) 建設時は、規定どおりに盛土は施工されていた事項が確認された。

以上を踏まえた法面崩落の原因としては、図 12 に示すように、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、強度および透水性が低下したこと、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とが原因として挙げられている。このように耐震性を損なう状態において、駿河湾を震源とする地震が発生、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、徐々に崩壊が上部盛土まで拡大されていったと推定されている。結果的に、道路の走行車線まで至り、度労機能全体に支障をきたす結果となったと考えられている。

2.2.4 本復旧対策工

本復旧対策工の条件としては、本線通行に重大な影響を及ぼさない施工方法とすること、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こと、本復旧では崩積土は可能な限り置き換えること、および、本復旧完成形においては当該箇所の盛土構造の特殊性を考慮することの4つの条件が設定されている¹¹⁾。すなわち、a) 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い、b) 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 13 に示す対策工が提示された。上り線側については、集水井工、抑止杭(鋼管杭)、地盤改良工、そして置き換え工(排水層)等からなる対策計画となり、本復旧工事が進められたようである。

2.3 1995 年兵庫県南部地震における事例

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所的な被害が生じたことは、図 14 の事例を始め多数報告されている¹²⁾が、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 15 m の盛土の崩壊が挙げられる¹²⁻¹³⁾。ここでは、大蔵谷 IC 付近で発生した道路盛土の被害状況および復旧対策工等について、阪神・淡路大震災調査報告¹³⁾の調査結果に基づき以下に述べる。



図 14 高速道路盛土被害図¹²⁾
 Fig. 14 Damage map along highway embankments.

本地震の概要としては、震源地は淡路島北部の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），震源の深さは約 16 km，地震の規模は $M7.3$ ，および兵庫県内における神戸市，芦屋市，西宮市，宝塚市，北淡町，一宮町および津名町の各地で最大震度 7 が観測された¹⁴⁾。

この地震により大被害を受けた第二神明道路の大蔵谷 IC 付近の道路盛土は旧池跡地上に施工した高さ約 15 m の高盛土であり，基礎地盤は深さ 5 m 程度まで N 値 5 以下の軟弱地盤である．**図 15** に全体の被害状況を示すが，**写真 3** に示すように，D ランプ盛土が延長 30 m 程度にわたって崩壊したことが示されている．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き込みブロック積みとの間に間隙が生じたことが報告されている．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ている．また，**写真 4** に示すように，盛土内の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¹³⁾。

大蔵谷 IC 付近の道路盛土における被害状況および復旧工事について簡単に述べる．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，**写真 4** に示すように，本線に崩壊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が行われている．これにより，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

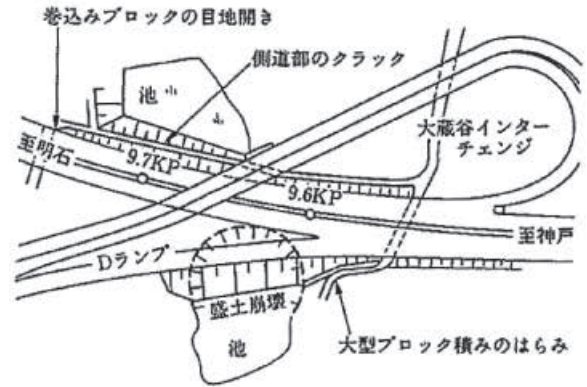


図 15 大蔵谷 IC 被害図¹²⁾
Fig. 15 Damage map at Okura-dani IC.



写真 3 大蔵谷 IC 被害状況¹²⁾
Photo 3 Damage situation at Okura-dani IC.

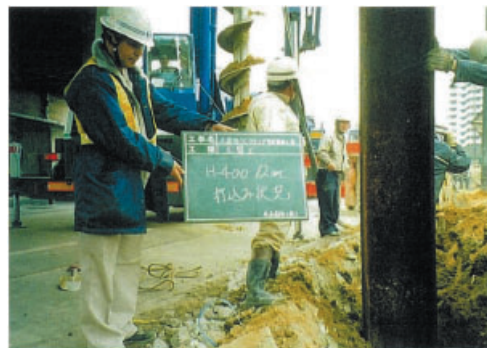


写真 4 大蔵谷 IC 復旧現状¹³⁾
Photo 4 Recovery status situation at Okura-dani IC.

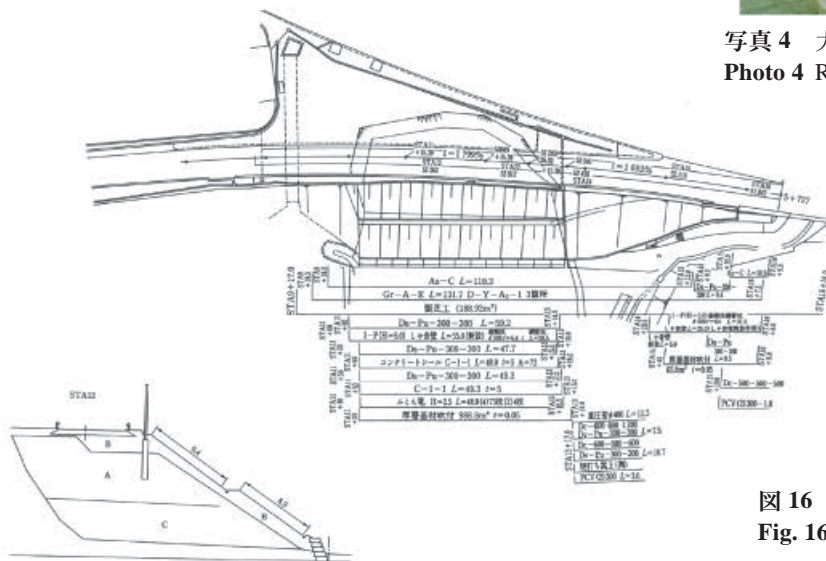


図 16 大蔵谷 IC 復旧断面¹³⁾
Fig. 16 Recovery cross section at Okura-dani IC.

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ことが報告されている。本復旧は、図 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が施工された¹³⁾。

3. 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^{1), 3), 15)}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」を図 17 に示すイメージの通り提案している。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。法先の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は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、および締固めとアンカーの施工方法が重要となる。

なお、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、2016-2017 年度に防災科学技術研究所所有の大型耐震実験施設で 2 回の実大実験を行い、盛土施工を忠実に再現した実大実験を行い、その効果を検証している。本章では、E-ディフェンスで実施する事前検討としての土のう構造体の加振実験、および事前検証実験について詳述する。

3.1 小型振動台実験による土のう構造体の加振実験

3.1.1 実験概要

神戸大学所有の振動台を用い、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が行われている¹⁶⁾。本実験では、長さ 50 cm、直径 20 cm の枕型土のうにまさ土を入れた土のうを製作し、ハニカム構造を形成するよう土のうが千鳥状に配置された。図 18

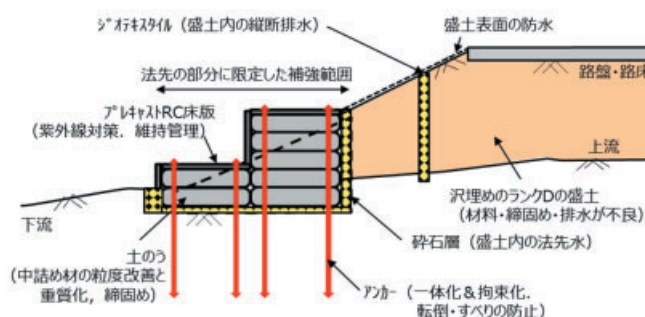


図 17 土のう構造体を用いた盛土の復旧工法³⁾
Fig. 17 Restoration method of embankment using flexible container bag structure.

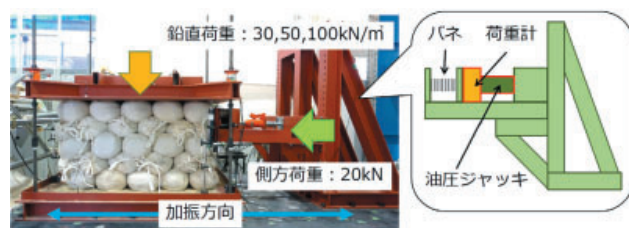


図 18 小型振動台を用いた加振試験の概要¹⁶⁾
Fig. 18 Outline of small shake table test.

に加振試験の概要を示す。

加振条件は、より大きな応答加速度を発生させるため、盛土の共振を狙い、実験前に検討した実験盛土の固有振動数 2 Hz に併せた正弦波を採用し、一方向に 40 波加振とした。ここで、入力波の加速度振幅は 100, 250 および 450 Gal とした。なお、土のう構造を安定化させるためのプレストレスを変化させて (30, 50 および 100 kN/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およびプレストレスの減少率を検討した。

3.1.2 実験結果

図 19 および図 20 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および残留鉛直変位との関係をそれぞれ示す。図 21 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およ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 100 kN/m² の場合、最大加速度 450 Gal の加振後でも、土のう構造体の残留水平変位は、僅か 1 mm 程度で

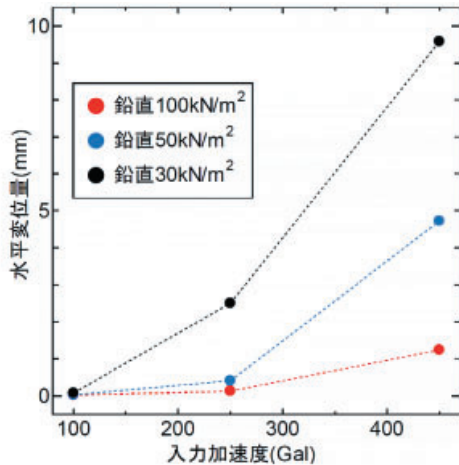


図 19 加速度と土のう構造体の水平変位量の関係¹⁶⁾
 Fig. 19 Relationship between acceleration and horizontal displacement of flexible container bag structure.

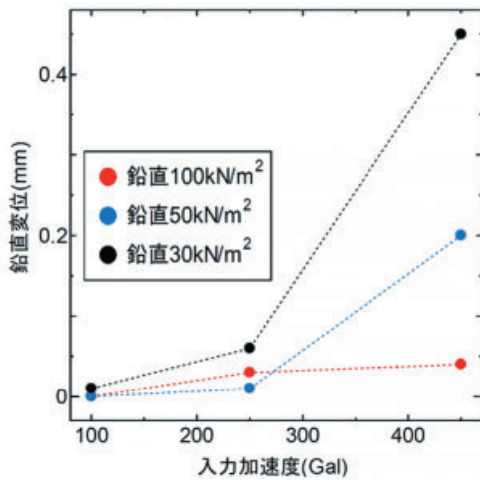


図 20 加速度と土のう構造体の鉛直変位量の関係¹⁶⁾
 Fig. 20 Relationship between acceleration and vertical displacement of flexible container bag structure.

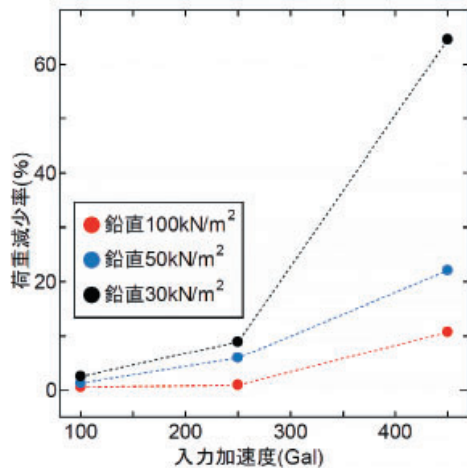


図 21 加速度と土のう構造体のプレストレス減少率の関係¹⁶⁾
 Fig. 21 Relationship between acceleration and pre-stress reduction rate of flexible container bag structure.

あり、残留鉛直変位は 0.1 mm 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報告された。一方、図 21 に示すように、プレストレス 50 kN/m² 以上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された。プレストレス 100 kN/m² の場合は、最大加速度 450 Gal 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。

3.2 大型耐震実験施設を用いた実大検証実験

3.2.1 実験概要

2016–2017 年度に防災科学技術研究所所有の大型耐震実験施設で 2 回の実大実験が行われており、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 22 に示す無対策盛土 (Case1) および法先補強を施した盛土 (Case2) を含水比・締固め度 Dc の両者を同様の条件で作製し (図 23)、加振実験により両者の耐震性能の比較を行った³⁾。この実験では、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作製した盛土試験体を用いた実験の実施を目的とした。そのため、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¹⁶⁻¹⁷⁾

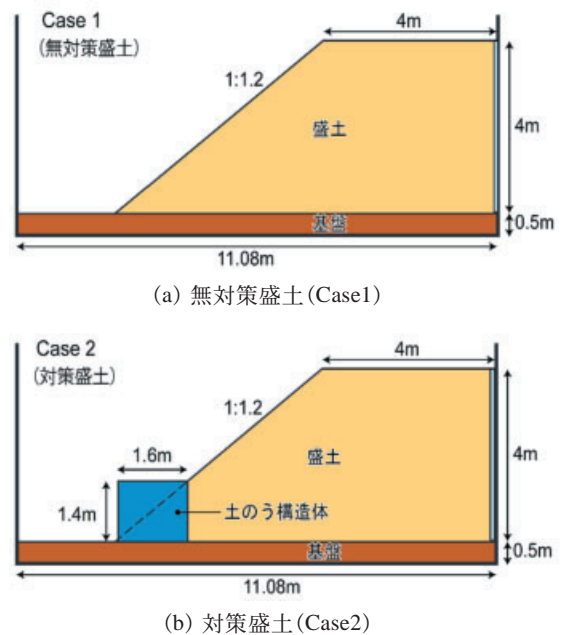
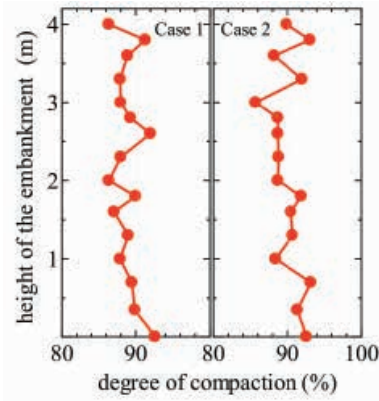
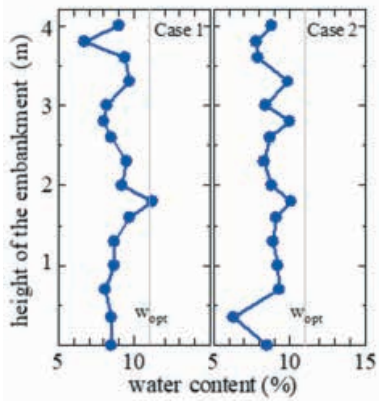


図 22 実験断面³⁾
 Fig. 22 Experimental cross sections.



(a) 無対策盛土 (Case1)



(b) 対策盛土 (Case2)

図 23 実験盛土の締固め度および含水比¹⁷⁾
 Fig. 23 Compaction degree and water content of experimental embankment.

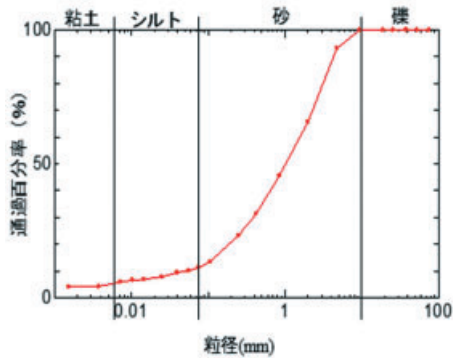
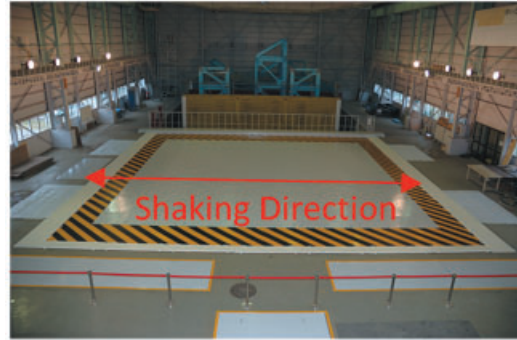


図 24 粒径加積曲線¹⁷⁾
 Fig. 24 Grain size distribution curve.

に基づいてまき土を選定した。地盤材料の基本的な物理的性質は、土粒子の密度 ρ_s が 2.652 g/cm^3 ，最大乾燥密度 1.971 g/cm^3 ，および最適含水比 w_{opt} は 11.05% であり，また，粒径加積曲線を図 24 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。写真 5 に使用した振動台の状況写真を示す。



(a) Shake table



(b) Soil container

写真 5 実験設備 (大型耐震実験施設)

Photo 5 Experimental devices.

表 2 震動台の仕様

Table 2 Specification of shake table.

Loading capacity	500 ton
Table size (area)	14.5m x 15m (217.5m ²)
Power supply	Hydraulic pump system
Shaking direction	Horizontal (1-dimensional)
Excitation force	3,600kN (four 900kN actuators)
Maximum acceleration	940cm/s ² for 200 ton 500cm/s ² for 500 ton
Maximum velocity	100cm/s
Maximum displacement	+/- 22cm

使用した振動台は，表 2 に示す様に， $14.5 \text{ m} \times 15.0 \text{ m}$ (搭載可能エリアは $12.0 \text{ m} \times 12.0 \text{ m}$) のテーブルサイズを有し，搭載重量は最大 $4,900 \text{ kN}$ ，また，加振能力として， $4,900 \text{ kN}$ 搭載時に約 0.5 G (490 Gal)， $2,450 \text{ kN}$ 搭載時に 0.8 G (784 Gal) の加速度，またストロークは $\pm 22 \text{ cm}$ の仕様である。また，振動台上にセットする実験用の土槽は，内寸法で高さ 5.0 m ，幅 3.1 m ，および長さ 11.6 m のサイズであり，盛土天端側の境界には振動を吸収するため緩衝材が設置された。

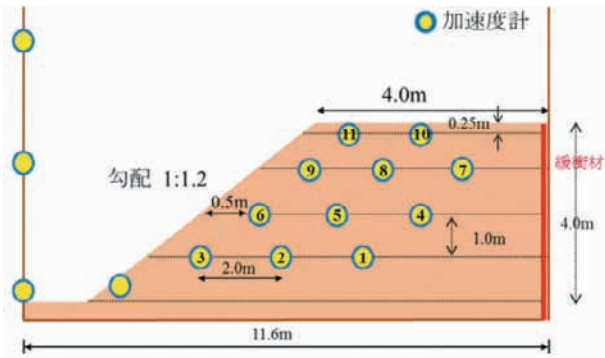


図 25 盛土の加速度計設置位置 (Case1)³⁾
 Fig. 25 Accelerometers installed in the embankment.

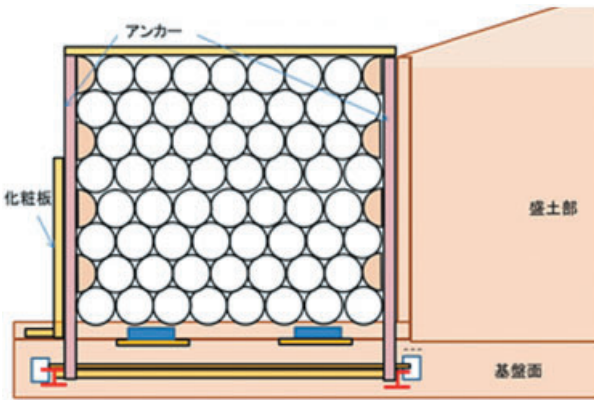


図 26 土のう構造体 (Case2)³⁾
 Fig. 26 Flexible container bag structure.

盛土は自然含水比 $w_c = 10\%$ 、 $D_c = 90\%$ となるよう現場の施工を考慮し層厚 30 cm 毎に締固めを行った。盛土の法面勾配は 1 : 1.2、天端幅 4.0 m および高さ 4.0 m の実盛土に近い形状とした。センサ配置については、図 25 に示すように、各ケースの盛土内部には基礎地盤から 100 cm 毎にひずみゲージおよび加速度計を設置した。一方、Case2 の対策盛土は、Case1 と同様の手順で作製し、盛土法先部に図 26 に示す盛土高の 1/3 の高さ (1.4 m) の土のう構造体が設置された。土のう構造体を構成する直径 20 cm、長さ 50 cm、重量 30 kg の枕型土のうは、ハニカム構造を形成するよう積層され、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と同時に鉛直荷重を載荷して 75 kN/m^2 のプレストレス状態とされた。なお、鉛直荷重を載荷する際に荷重の変動およ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が確認されている。

加振実験は、周波数 2 Hz の正弦波を採用して 40

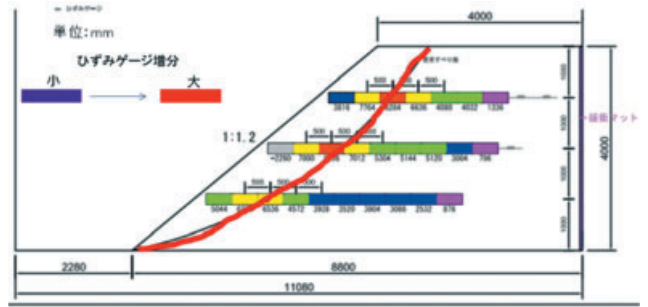


図 27 無対策盛土 (Case1) の想定すべり面³⁾
 Fig. 27 Assumed slip surface of untreated embankment.

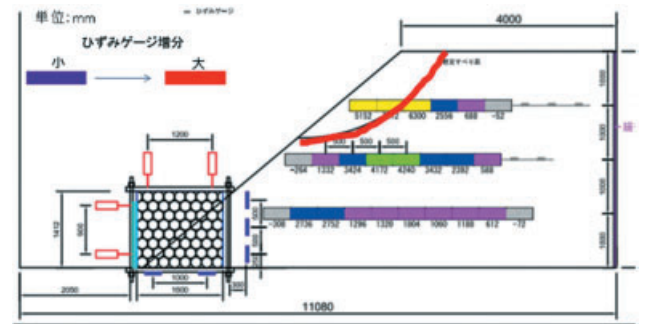


図 28 法先補強盛土 (Case2) の想定すべり面³⁾
 Fig. 28 Assumed slip surface of embankment reinforced at the toe of the slope.

波 (20 s) を試験体に与えて行われた。ここで、正弦波の加速度振幅は、100、250 および 750 Gal 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実験が終了された。

3.2.2 実験結果

Case1 および Case2 の 2 ケースともに最大加速度 250 Gal までは、クラックやすべり破壊等の変状は観察されていない。そこで、次の加振段階で最大加速度 500 Gal の正弦波を入力目標として加振したものの、実際には、振動台が最大加速度 750 ~ 800 Gal (以下、750 Gal で統一) の過応答となった。その影響で、両ケースともに加振開始から 5 ~ 7.5 s 後に法先部でクラックが発生し、10 s 頃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 27 と図 28 に示す。ここでは、シートのひずみが大きい位置 (赤色、黄色) をすべり面と想定している。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 Case2 のすべり面が補強領域 (基礎から高さ 1.4 m) 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。

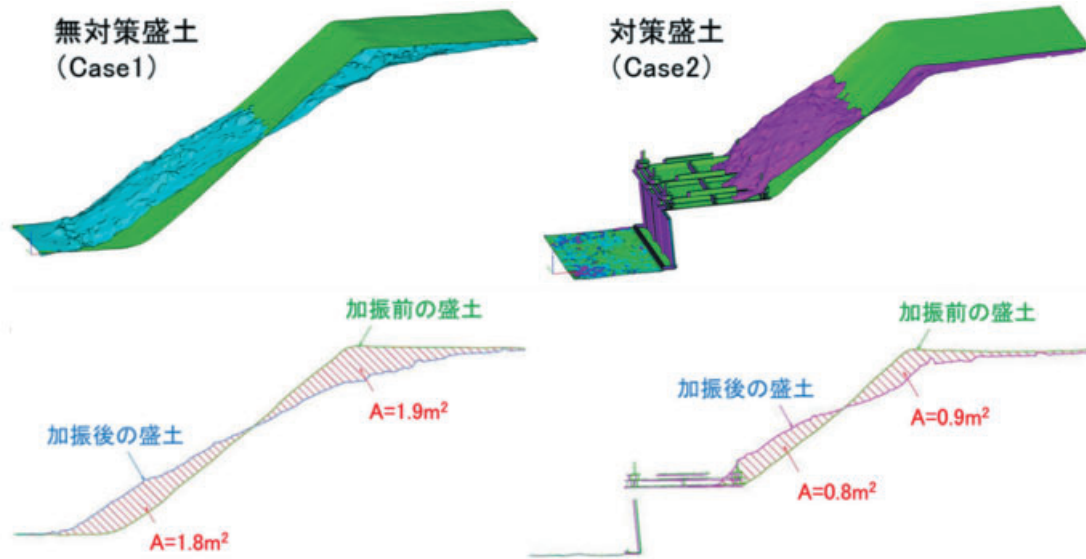
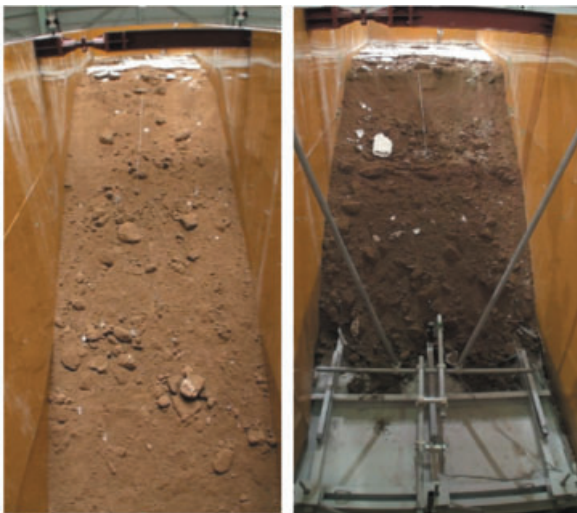


図 29 三次元レーザー計測結果³⁾
 Fig. 29 Results of three-dimensional territorial laser measurement.



(a) Case1(無対策) (b) Case2(法先補強)

写真 6 破壊後における盛土の様子³⁾
 Photo 6 State of embankment after destruction.

図 29 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および流亡土量も小さくなっていることが分かる。写真 6 は、両ケースにおける加振後の破壊様子である。

次に、250 Gal、750 Gal 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 3 および表 4 に示す。なお、表中の番号は図 25 に対応している。これらの表によると、Case2 は Case1 に対し、試験盛土内部の各層において 750 Gal 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 30 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

表 3 250Gal 加振時の盛土内の最大応答加速度³⁾

Table 3 Maximum acceleration response in embankment in 250 Gal shaking.

	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 4 750Gal 加振時の盛土内の最大応答加速度³⁾

Table 4 Maximum acceleration response in embankment in 750 Gal shaking.

	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

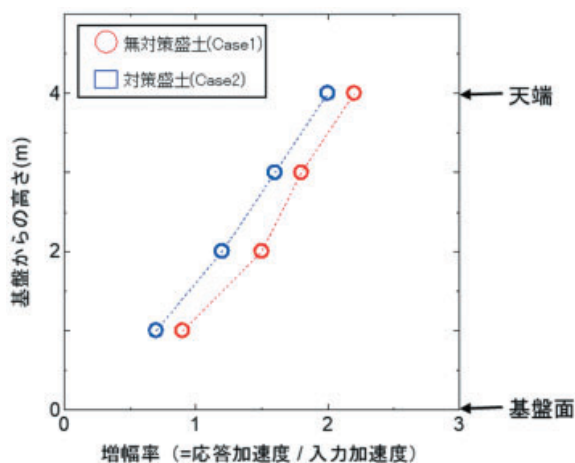


図 30 盛土の各層における加速度増幅率の深度分布³⁾
 Fig. 30 Distribution of acceleration amplification factor in each layer of embankment.

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。一方、 75 kN/m^2 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ることなく、写真 7 の通り、加振後もハニカム構造が維持されたようである。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、写真 8 に示す 50 kN/m^2 のプレストレス状態で加振した場合と明らかに異なっており、アンカーは損傷していないことから、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ことを示唆しているものと考えられる。

3.3 既往の実験から得られた知見

前述してきたように、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の研究が実施されてきた。一連の検討²⁾では、土のう構造体のせん断強さやクリープ特性等に関する各種試験による評価が実施された。これらの試験から得られた知見を基に、大型耐震施設において、プロトタイプ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が検証された。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



写真 7 法先補強に用いた土のう構造体 (プレストレス 75 kN/m^2)¹⁸⁾

Photo 7 Flexible container bag structure applied at the toe of the slope of reinforced embankment.

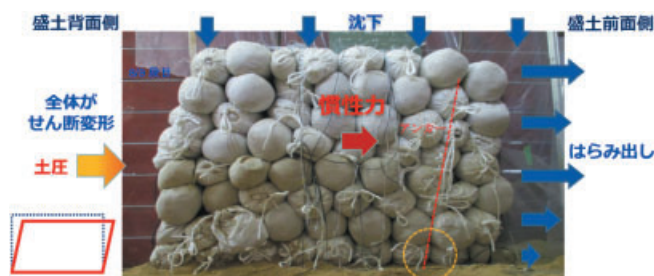


写真 8 法先補強に用いた土のう構造体 (プレストレス 50 kN/m^2)¹⁹⁾

Photo 8 Flexible container bag structure applied at the toe of the slope of reinforced embankment.

土の法先補強として有効と判断されたこと、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示唆された。

このような結果を踏まえ、本工法を実用化するためには、設計・施工法の確立を念頭に、より実現場に近い条件を想定し、合理的な施工性や地震時安定性の確保の改善向け、実大試験体を用いた実験の必要性が議論され、2019 年 11 月における E-ディフェンスにおける公開実験に至った。

4. 土のう構造体による耐震補強盛土の実大実験

防災科学技術研究所の実大三次元震動破壊実験施設において、土のう構造体による耐震補強盛土の実大実験を実施した。本実験では、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および耐震性能を検証するため、震動台上に設置した土槽の中に土のう構造体の積層方法の異なる 2 種類の試験体を設置し、耐震性能の比較検証を行った。なお、当実験は、2019 年 11 月 12-13 日の 2 日間で実施された。

4.1 震動台の特徴と工程

震動実験の実施にあたり、写真9に示す防災科学技術研究所所有の実大三次元震動破壊実験施設（Eーディフェンス）を用いた。震動台施設の仕様を表5に示すが、本実験に用いた震動台の特徴は、最大搭載質量 1,200 t、最大質量搭載時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 であり、高さ 4 m の実大規模の盛土試験体を用いて、その地震時破壊挙動を再現することが可能であり、本実験を遂行する能力を十分に備えている。この震動台上に、写真10に示す直方体の鋼製土槽を設置し、土槽内に土のう構造体を用いた試験体を作製した。土槽の内寸は、幅 4.0 m、高さ 4.5 m および長さ 16.0 m であり、実大規模の盛土の構築が可能である。

実験内容に関しては、平成 30 年度に実大実験の仕様に関する協議を開始した。実験工程に関しては、並行して、数値解析による実験時の挙動予測を検討しながら、平成 31 年度年 2 月 7 日および令和元年 8 月 30 日には、「Eーディフェンスを活用した減災

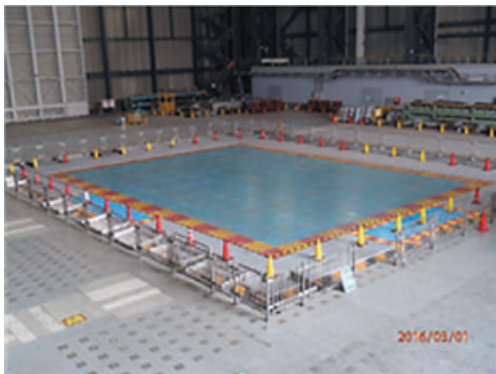


写真9 実大三次元震動台
Photo 9 Full scale three-dimensional shake table.

表5 震動台の仕様
Table 5 Specifications of shake table.

項目	仕様	
最大搭載質量	12MN (1,200 tonf)	
搭載面積	20m × 15m	
駆動方式	アキュムレータ蓄圧／電気油圧制御	
加振方向	水平(X,Y)	鉛直(Z)
最大加速度 (最大質量搭載時)	900cm/s ² 以上	1500cm/s ² 以上
最大速度	200 cm/s	70 cm/s
最大変位	±100 cm	±50 cm
許容モーメント	水平軸周り	鉛直軸周り
	150MN・m 以上	40MN・m 以上

対策推進委員会（岡田恒男委員長）」に実験概要を諮り、詳細を詰めた。実験の準備から実施にかけては図31に示す流れで行われ、令和元年 11 月 5 日からの震動台の占有に先立ち、実験準備棟内で試験体作製を開始し、試験体が完成した後、震動台上に土槽を移設・設置した。11 月 12-13 日にかけて加震日とし、実験後、最終的に震動台上から土槽を撤去しすべての工程を終えた。

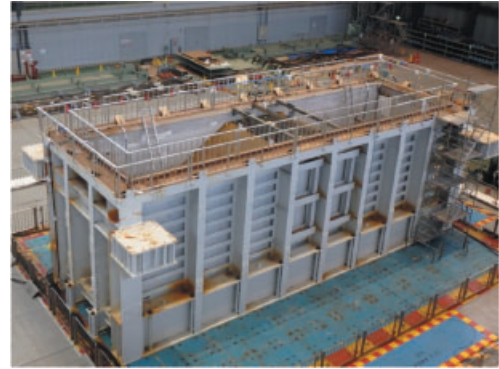


写真10 土槽設置状況
Photo 10 Installation of soil container on the shake table.

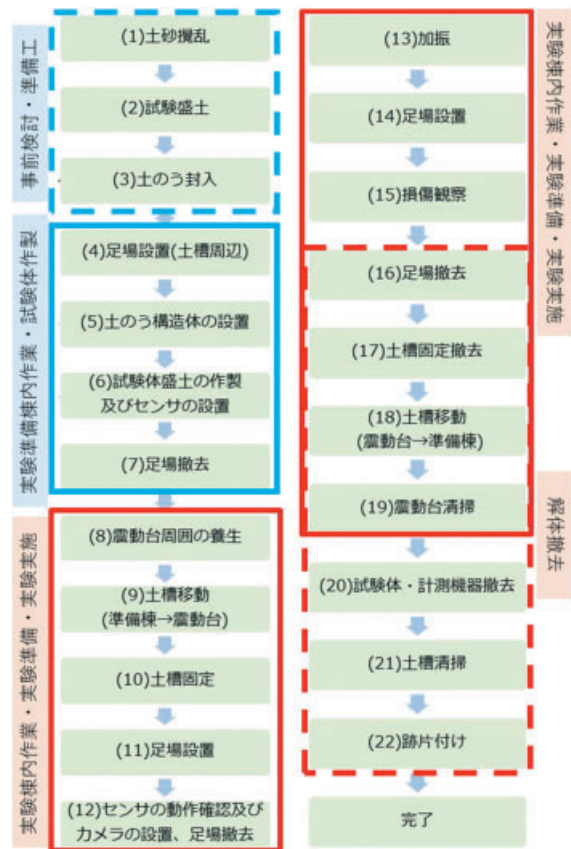


図31 実験のフロー
Fig. 31 Experimental flow.

4.2 試験体の概要

まずは、本実験に用いた直方体の鋼製土槽（写真 11 および図 32）を震動台上に設置し、土槽内に土のう構造体を用いた試験体を作製した。

図 33 に示すように、作製する試験体は、土のう構造体の積層方法の異なる 2 種類の試験体である。同図には試験体断面図が示されているが、部材の詳細仕様については 4.5 節で述べる。盛土試験体は、土のうの積層方法が異なる 2 種類の補強構造体を法先に配置したもので、いずれも土のうを二段に積み、加圧板で上下から圧縮して剛な構造体にした。1 つは、土のうを直列に段積みした一段タイプ、およびもう 1 つの構造形式は、盛土側にセットバックして加圧した二段タイプとした。



写真 11 鋼製土槽
Photo 11 Steel soil container.

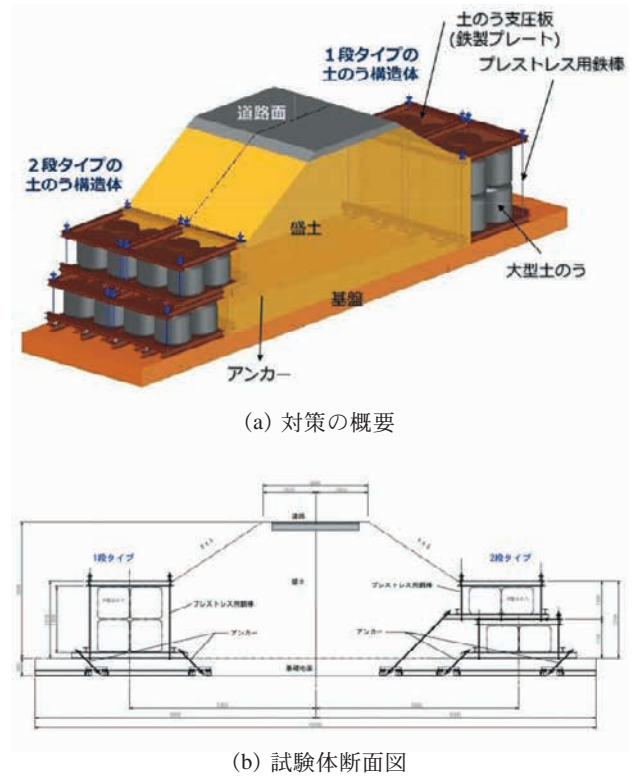


図 33 試験体の概要と断面図
Fig. 33 Outline and cross-section of the experimental model.

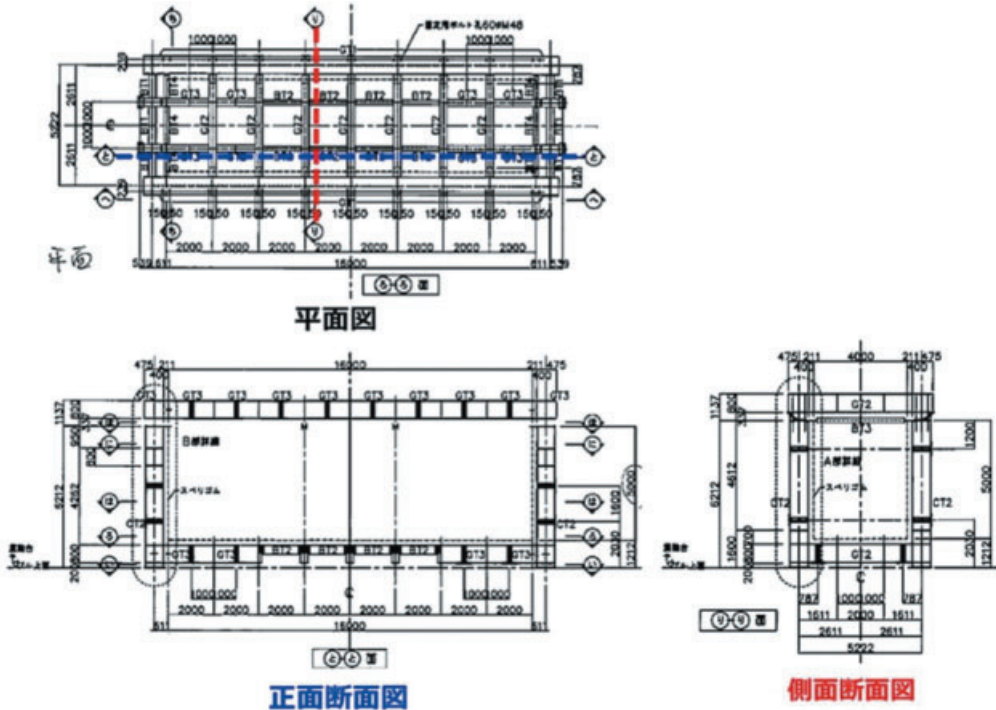


図 32 鋼製土槽の詳細図
Fig. 32 Detailed drawing of steel soil container.

4.3 地盤材料

実験に用いた盛土材の物理・力学特性を表 6 および粒径加積曲線を図 34 にそれぞれ示す。粒度特性としては、最大粒径が 9.5 mm 程度の細粒分まじり礫質砂(SF-G)であったため、ばらつきを考慮し、突固めによる締固め試験を異なる時期に 2 回実施した。図 35 に試験結果の一例を示すが、試験結果から、乾燥密度 ρ_{dmax} は 1.998 ~ 2.150 g/cm³ の範囲にあることが確認された。

表 6 盛土材料の物理・力学特性
Table 6 Physical and mechanical properties of embankment materials.

Density of soil particles	ρ_s (g/cm ³)	2.615
Maximum particle size	D_{max} (mm)	75.0
Fine content (<0.075 mm)	F_c (%)	11.4
Optimum water content	w_{opt} (%)	8.0~10.4
Maximum dry density	ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.998~2.150
Cohesion	c_d (kN/m ²)	14.7
Angle of shear resistance	ϕ_d (°)	36.1
Initial modulus of rigidity	G_0 (MN/m ²)	30.6
Maximum damping constant	h_{max} (%)	14.2

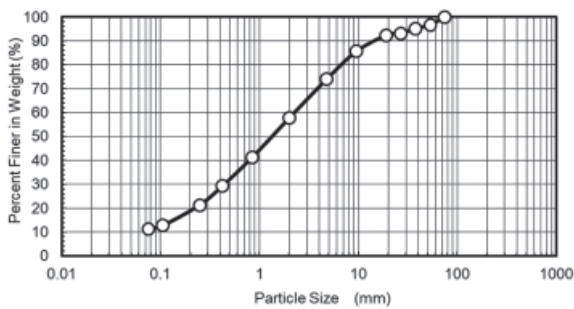


図 34 盛土材料の粒径加積曲線
Fig. 34 Grain size distribution of embankment material.

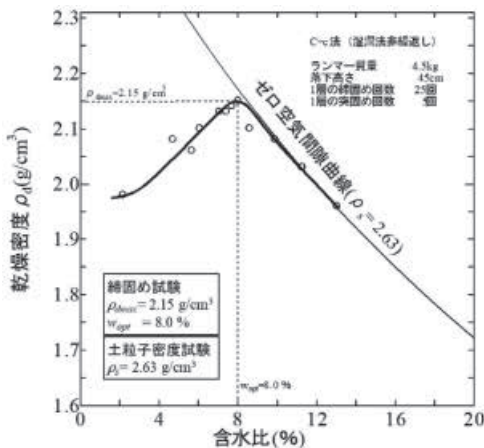


図 35 締固め試験の結果
Fig. 35 Result of compaction test.

次に、力学特性について述べる。力学特性として、図 36 に一面せん断試験および圧密排水三軸圧縮 (CD) 試験結果を示す。一般的に良質とされる 30 ~ 35° 程度と比べ、本材料の内部摩擦角 ϕ' は 52° 程度であることから、盛土材として非常に良質な土であった。また、動的変形特性を図 37 に示すが、修正 RO モデル²⁰⁾として、実験結果の再現数値解析に使用された。

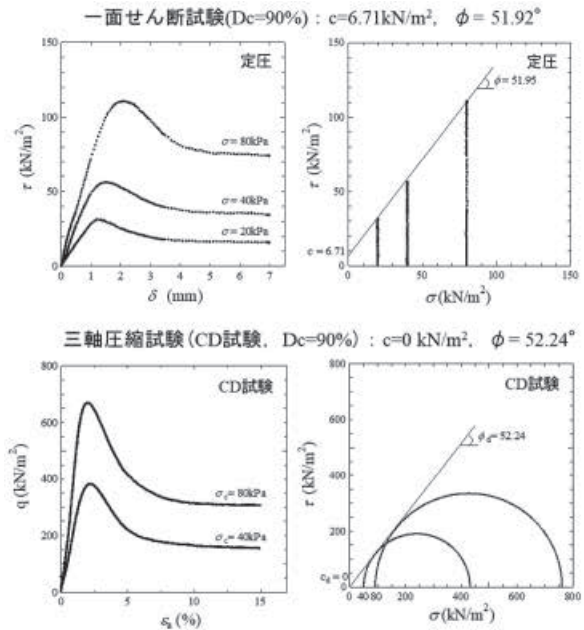


図 36 盛土材料の室内試験結果
Fig. 36 Laboratory test results for embankment materials.

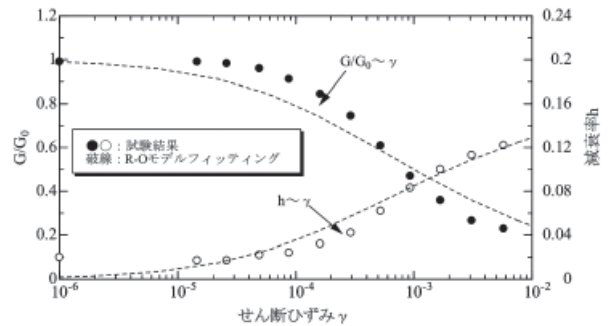


図 37 盛土材料の動的変形特性
Fig. 37 Dynamic deformation characteristics of embankment material.

4.4 予備検討

4.4.1 試験盛土

震動実験時の盛土試験体を所定密度とするため、兵庫耐震工学研究センター周辺ヤードに仮置きされたまさ土(図 38)を用い試験盛土を実施した。試験盛土は図 39 と写真 12 に示すように、基盤(およそ

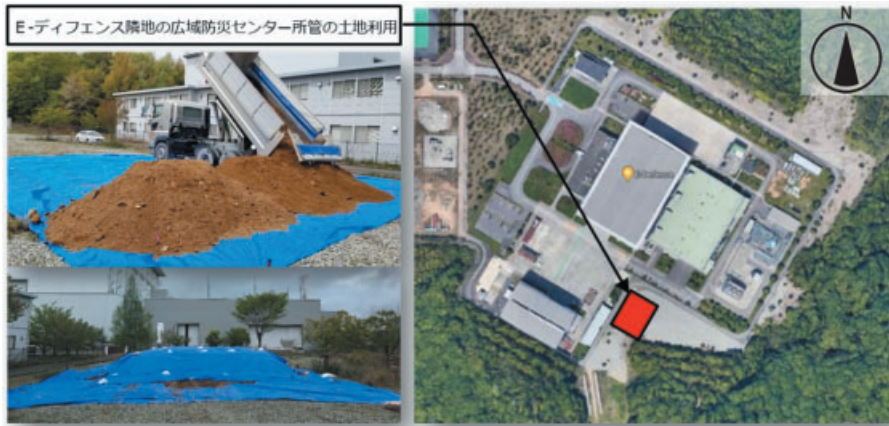


図 38 試験体用地盤材料の保管状況
 Fig. 38 Storage situation of ground material for embankment model.

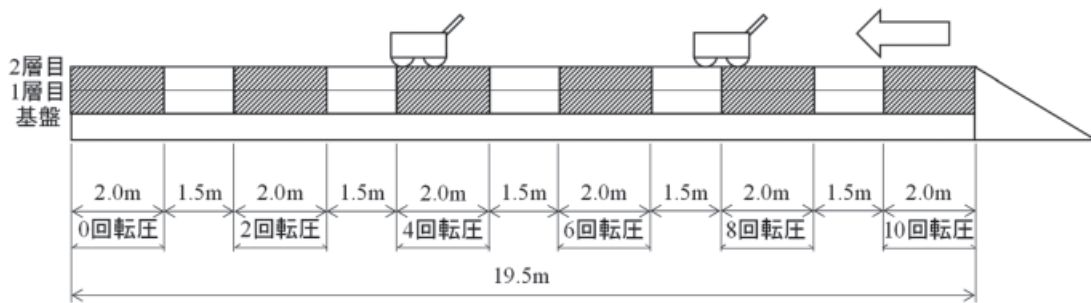


図 39 試験盛土断面
 Fig. 39 Cross section of test embankment.



写真 12 試験盛土の様子
 Photo 12 Situation of test embankment.

20 cm) の上に、異なる転圧回数 (0, 2, 4, 6, 8 および 10 回) により、2 層の盛土 (盛土厚 50 cm) を行い、転圧後の密度の把握を行った。密度は RI 計器および砂置換法による土の密度試験により、各回数につき 3 地点計測した (写真 13)。また、敷均しはバックホウおよび人力で敷均し (巻き出し 28 cm)、転圧機械は 800 kg のハンドローラーを使用した。



写真 13 RI および砂置換の状況
 Photo 13 Investigation status of RI and sand replacement method.

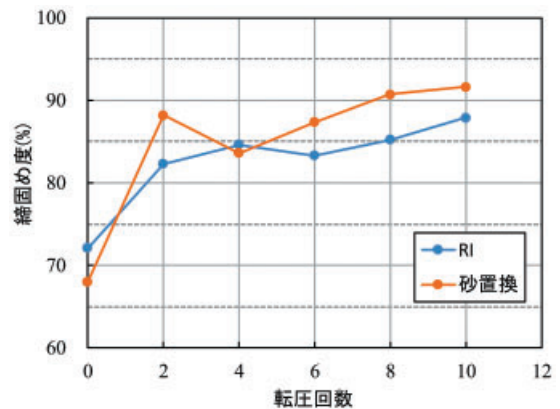


図 40 試験盛土における転圧回数と締固め度の関係
 Fig. 40 Relationship between compaction degree and number of compaction in test embankment.

表 7 試験盛土施工結果一覧表

Table 7 List of construction results in test embankment.

転圧回数		0 回	2 回	4 回	6 回	8 回	10 回
RI	締固め度 (%)	72.1	82.3	84.6	83.3	85.2	87.9
	含水比 (%)	6.2	6.0	6.1	6.1	5.7	6.1
砂置換	締固め度 (%)	68.0	88.2	83.6	87.4	90.7	91.6
	含水比 (%)	6.0	5.9	5.9	6.1	5.8	5.9
判定		×	×	×	×	○(採用)	○

試験盛土の結果を図 40 および表 7 にそれぞれ示す。試験盛土の結果に基づき、盛土試験体の目標締固め度が 85 ～ 90% 程度になるよう転圧回数 8 回とした。なお、室内試験の結果では、最適含水比 $w_{opt} = 8\%$ を代表値と考えたが、試験盛土の結果を考慮して、盛土試験体製作時の施工管理含水比の目安を 6% と設定した。

4.4.2 土のう構造体を対象とする小型振動台試験

E-ディフェンスで実物震動台実験を実施する前に、土のう構造体の载荷条件および積層条件等の事前検討のため、神戸大学にある小型振動台を用い、土のう構造体の小型振動台試験を実施した。本実験では、盛土崩壊時の応急復旧工事として一般的に使われている大型土のう袋を想定し、小型振動台のサイズを考慮した直径 50 cm × 高さ 50 cm の土のう袋を使用した。積層方法の違いによる土のう構造体の変形特性等を検討した。

土のう袋の中詰め材には現地発生土を用いることを想定して、盛土材料として使われるまさ土を選定した。土のうは、直径 50 cm、高さ 50 cm の円柱型となるように約 170 kg のまさ土を入れたものと、直径 50 cm、高さ 25 cm の半体の土のうを用いた。試験装置の概要を図 41 に示す。土のうは 2 列二段で 8 個の土のうを積層し、全ての土のうの高さがおおよそ均等になるように設置した構造体と、加振方向に対して土のうの高さが異なるように半体土のうを設置することで、土のう構造体が盛土からの土圧を受けたときに、内部のせん断変形の発生を抑制することが期待される縦千鳥構造の 2 種類の構造体を作製し、载荷板が水平を保つように A, B, C, D の 4 点にプレストレス (PS) をかけた。プレストレスは千鳥構造なしの構造体には 40 kN/m² と 90 kN/m²、千鳥構造の構造体には 90 kN/m² とした。本試験には、神戸大学所有の振動実験装置である振動台を使用し、水平一方向に 2 Hz、40 波の正弦波で加振し

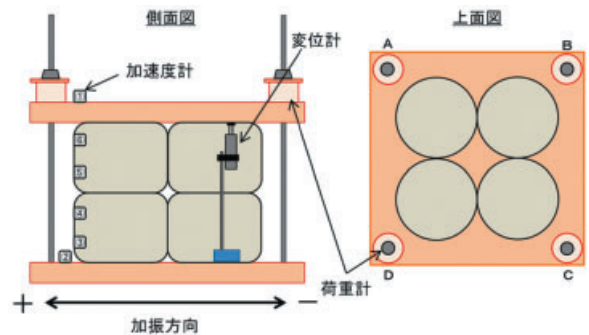
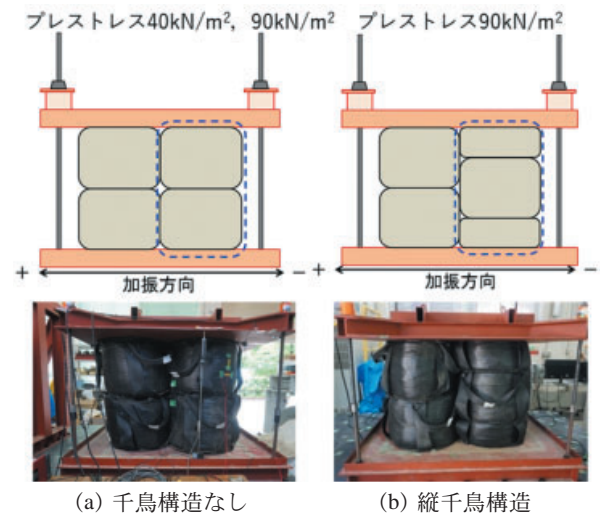


図 41 試験体の概要図

Fig. 41 Schematic diagram of experimental model.



(a) 千鳥構造なし

(b) 縦千鳥構造

図 42 载荷条件および積層方法

Fig. 42 Loading conditions and stacking method.

た。また、最大入力加速度は、150, 250, 450 および 600 Gal と段階的に増加させた。

図 41 に示すように計測機器を設置し、加振時の応答加速度、鉛直荷重および鉛直変位の計測を行った。図 42 に示すように、3 回の加振でプレストレス荷重の違いと土のうの積層方法の違いによって、各応答がどのような変化が現れるのかを比較し、実際の盛土試験体の施工に適した土のう構造体の設置方法を検討した。

表 8 加速度増幅率
Table 8 Acceleration amplification factor.

	PS荷重40kN, 千鳥構造なし	PS荷重90kN, 千鳥構造なし	PS荷重90kN, 千鳥構造あり
150 Gal	1.34倍	2.13倍	2.35倍
250 Gal	1.13倍	1.28倍	1.70倍
450 Gal	1.10倍	1.14倍	1.30倍
600 Gal	3.41倍	1.18倍	1.18倍

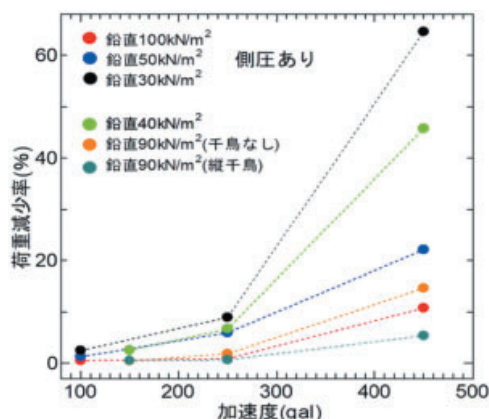


図 43 入力加速度と荷重減少率の関係
Fig. 43 Relationship between input acceleration and loading reduction rate.

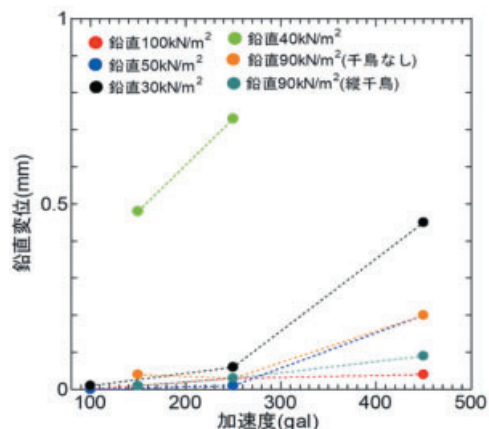


図 44 入力加速度と鉛直変位の関係
Fig. 44 Relationship between input acceleration and vertical displacement.

土のうの最上部における入力加速度に対する応答加速度の増幅率を表 8 に示す。プレストレス荷重 40 kN/m² の場合には、600 Gal 加振段階において、土のうが崩れたため応答加速度が異常に大きな値を示した。一方、プレストレス荷重 90 kN/m² の場合には、250 Gal(耐震設計におけるレベル 2 相当)の入力加速度においても土のうが一体化して動くため、耐震補強体としての役割を果たすことが期待できる。一方、千鳥構造の有無により応答加速度の値

に有意な差は見られなかった。次に、図 43 および図 44 において、プレストレス荷重 450 Gal までの加振における荷重減少率と鉛直変位の関係をそれぞれまとめ、図 20 および図 21 にそれぞれ示した既往の研究¹⁶⁾で実施された枕型土のう構造体を用いた試験結果と比較した。なお、荷重減少率とは、加振中のプレストレスの減少量(荷重計による計測値)を加振開始時のプレストレス(荷重計の初期値)で除した割合である。図 43 および図 44 から、土のうの形状および寸法の違いによる影響は殆どないものの、プレストレス荷重が大きいほど荷重減少率と鉛直変位の両方が抑制される傾向が見られ、プレストレスの影響が大きいことが再確認できた。一方、千鳥構造によりプレストレス減少や変位を抑制できる可能性はあるが、E-ディフェンス実験では、施工手間を考慮して、千鳥を用いないこととした。

以上の結果から、E-ディフェンスで実施した実物大震動台実験における載荷版の目標プレストレスは 100 kN/m² とし、千鳥構造なしの積層方法を適用させることとした。また、実際の施工現場を想定し、さらに大型の直径 1 m、高さ 1 m の土のう袋を使用し土のう構造体を作製することとした。

4.5 実大震動台実験の準備

盛土試験体は、土のうの積層方法が異なる 2 種類の補強構造体を法先に配置したもので、いずれも土のうを二段に積み、加圧板で上下から圧縮して剛な構造体になっていた。1つは、土のうを直列に段積みした一段タイプ、およびもう 1つの構造形式は、盛土側にセットバックして加圧した二段タイプであった。ここでは、盛土造成と土のう構造体の施工方法と出来形確認について述べる。

4.5.1 盛土の施工および施工管理

盛土試験体は、図 33 に示した様に、土のう構造体の積層方法の異なる 2 種類の試験体を作製した。準備工として、兵庫耐震工学研究センター周辺ヤードに仮置きされた土を大型土のうに封入し、実験準備棟内の所定の保管場所に移動し仮置きした。実験準備棟内ではクレーン等を用いて土槽内へ移動し、実験準備棟内における土のうの仮置き場所および移動経路には、シート養生を行った。

盛土の造成にあたり、25 t クレーンを用いて、盛土製作用のまき土を封入した土のうを土槽内に吊り降ろした。盛土の造成は、土槽内において、ま



写真 14 ローラーによる転圧状況
Photo 14 Situation of compaction by roller.



写真 16 RI 計器による測定状況
Photo 16 Measurement using RI instrument.



写真 15 散水の様子
Photo 15 Watering situation.



写真 17 砂置換法による測定状況
Photo 17 Measurement status by sand replacement method.

さ土を土のうから出し、ミニバックホウおよ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、ハンドローラー (800 kg) にて、試験盛土から得られた結果に基づき 8 回の転圧を行った。転圧に際し、土が最適含水比の範囲内であることを確認した。範囲を超える場合には散水等で含水比を調整した。ローラーで転圧が困難な箇所は、プレートコンパクターにて各層毎に転圧し締め固めた。転圧後各層 3 地点で、RI 計器による土の密度試験 (JGS1614-1995) を実施し、各層 1 m 毎に中央 1 地点で砂置換法による土の密度試験 (JIS A 1214) を行って締め固め密度を測定した。これらの一連の工程を写真 14 ~ 17 にそれぞれ示す。また、密度の測定結果を表 9、表 10 および図 45 に示す。それぞれの試験法による盛土の平均含水比は、6.3% (RI 法) および 6.7% (砂置換法) であり、盛土の平均締め固め度は、

87.6% (RI 法) および 89.0% (砂置換法) である。そこで、概ね当初の目標通りで、製作できたと評価された。最後に、天端まで巻き出し・転圧が完了後、写真 18 に示すように、アスファルト舗装を行った。

なお、当初の計画した盛土試験体の高さは 4.0 m 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、0.1 m 程度の沈下が発生した。1 : 1.5 の盛土勾配と 3.0 m の天端幅を確保するため、最終的に盛土試験体の高さを調整した。

4.5.2 土のう構造体の施工および施工管理

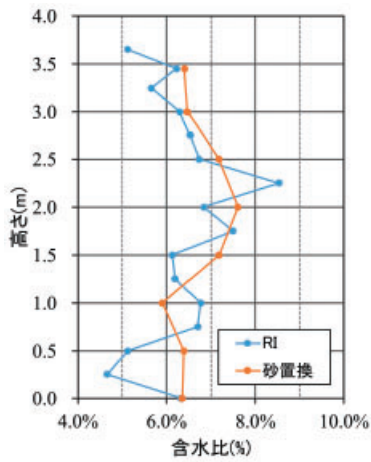
土槽内で土のう構造体を設置した。土のう構造体部材の詳細仕様は表 11 に示すものとした。基本的な施工手順は以下に示す通りであり (図 46)、また、図 47 に示すように、土のう構造体を土槽底板に固定したが、事前にその為のアンカー取付基礎の設置が行われた。

表9 RI法による測定結果
Table 9 Measurement results by RI instrument.

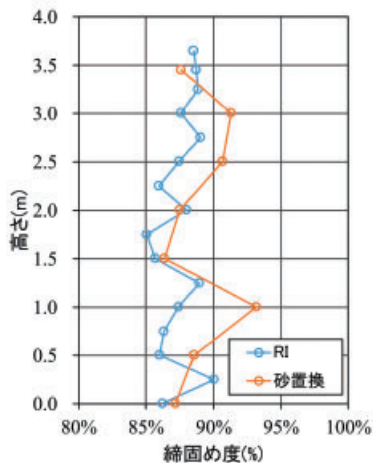
層	基盤	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
基盤からの高さ (m)	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.45	3.65
試験回数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均 D_c (%)	86.3	90.0	86.0	86.3	87.4	88.9	85.7	85.1	88.0	86.0	87.5	89.0	87.6	88.8	88.7	88.5
平均含水比 (%)	6.3	4.7	5.1	6.7	6.8	6.2	6.0	7.5	6.8	8.5	6.7	6.5	6.3	5.7	6.2	5.1

表10 砂置換法による測定結果
Table 10 Measurement results by sand replacement method.

層	基盤	2	4	6	8	10	12	14
基盤からの高さ (m)	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.45
試験回数	2	2	2	2	2	2	2	2
平均 D_c (%)	87.2	88.6	93.2	86.4	87.5	90.7	91.3	87.6
平均含水比 (%)	6.4	6.4	5.9	7.2	7.6	7.2	6.5	6.4



(a) 含水比



(b) 締固め度

図45 盛土の各高さにおける測定結果
Fig. 45 Measurement results at each height of the embankment.



(a) 碎石層の施工 ($t = 20$ cm)



(b) 簡易舗装施工 ($t = 5$ cm)

写真18 盛土天端のアスファルト舗装施工状況
Photo 18 Construction status of asphalt pavement on embankment crest.

表 11 部材一覧
Table 11 Part materials list.

箇所	部材名称	サイズ	数量	表面処理
アンカーの取付部	架台 A	H150-150-7-10-3960	10	クロカワ
	架台 B	H150-150-7-10-1348	2	クロカワ
	架台 C	H150-150-7-10-2331	4	クロカワ
	架台 D	H150-150-7-10-1028	2	クロカワ
	架台 E	L100-100-10-600 他	20	クロカワ
	架台 F	L100-100-10-200	20	クロカワ
	架台 G	H150-150-7-10-898	2	クロカワ
支圧板	① 上枠	H150 × 150 - (1925 × 2500)	2	さび止め塗装
	② 下枠	H150 × 150 - (1925 × 3300)	2	さび止め塗装
	③ 一段目上枠	H150 × 150 - (1925 × 2500)	2	さび止め塗装
	④ 一段目下枠	H150 × 150 - (1925 × 3300)	2	さび止め塗装
	⑤ 二段目上枠	H150 × 150 - (1925 × 2500)	2	さび止め塗装
	⑥ A 二段目下枠	H150 × 150 - (1925 × 3300)	1	さび止め塗装
	⑥ B 二段目下枠	H150 × 150 - (1925 × 3300)	1	さび止め塗装
アンカー	寸きりアンカー M24	M24 × 2620(強度 8.8 部分ネジ)	8	クロカワ
	寸きりアンカー M24	M24 × 1470(強度 8.8 部分ネジ)	16	クロカワ
	寸きりアンカー M24	M24 × 1000(強度 8.8 部分ネジ)	24	クロカワ
	寸きりアンカー M24	M24 × 1000(強度 8.8 全ネジ)	4	クロカワ
	寸きりアンカー M24	M24 × 1000(強度 8.8 全ネジ)	8	クロカワ

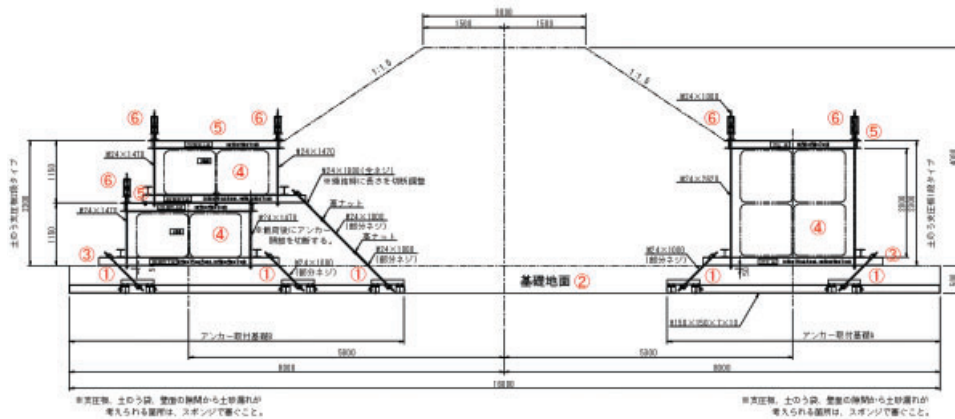


図 46 土のう構造体の設置断面図

Fig. 46 Cross section on Installation of flexible container bag structure.

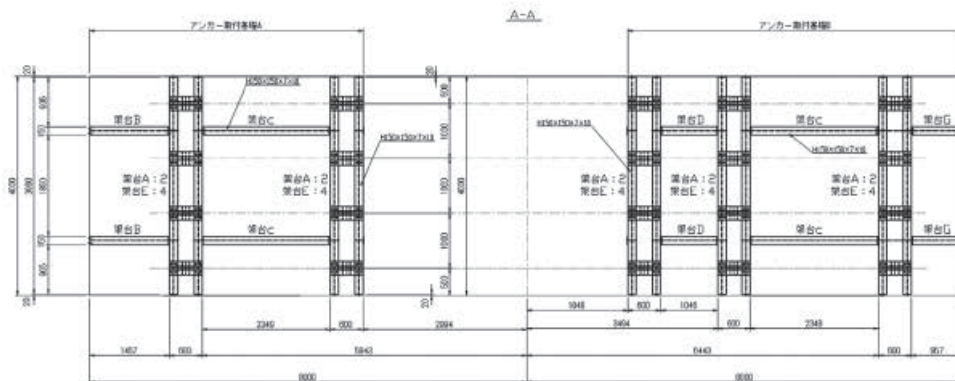


図 47 アンカー取付基礎構造図

Fig. 47 Diagram of anchor-mounting base structure.

- ① 図 48 に示す通りアンカーを設置し、基礎地盤の作製を行った。
- ② 支圧板下枠を設置し、アンカーの固定を行った (図 49 および図 50)。
- ③ 土のうを設置した。
- ④ 図 51 に示す支圧板上枠を設置した。
- ⑤ 荷重管理下において、支圧板同士をボルト固定した。ただし、二段タイプの場合 (図 46 の左法尻部) には、③～⑥の作業をもう一回繰り返す実施した。
- ⑥ 最後に各計測器を設置した。

参考として、以上の一連の作業を写真 19 にそれぞれ示す。

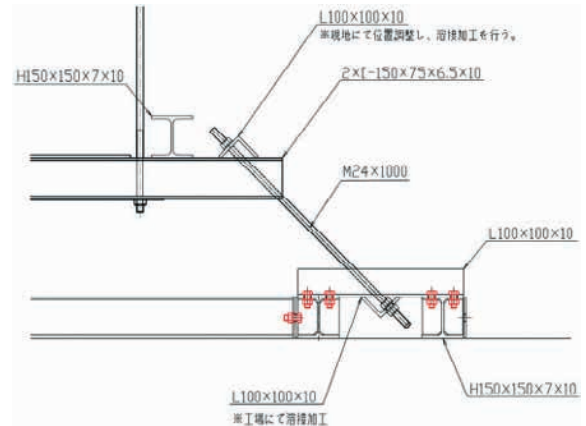


図 48 アンカー定着部詳細図
Fig. 48 Detailed view of anchoring unit.

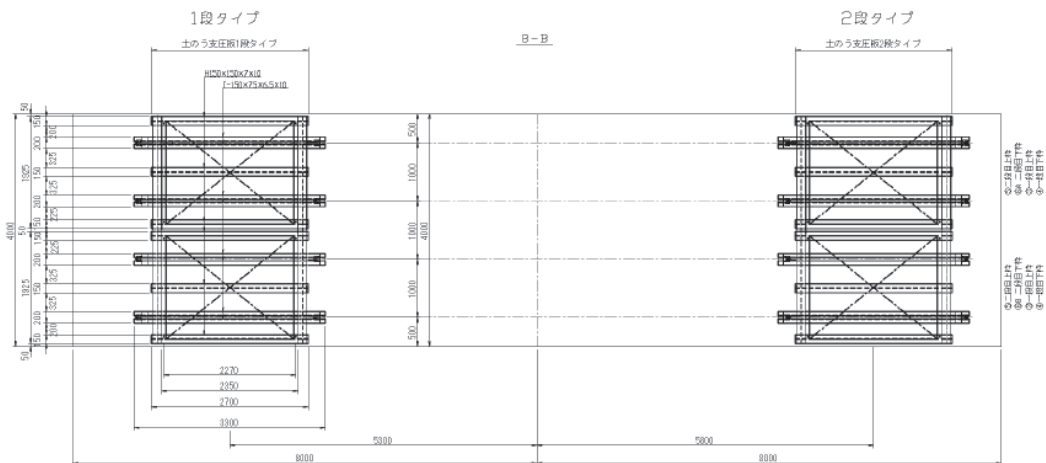


図 49 支圧板下枠構造図
Fig. 49 Structural drawing of lower frame of confining pressure plate.

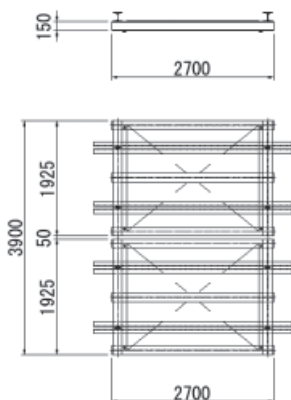


図 50 支圧板下枠
Fig. 50 Lower frame of confining pressure plate.

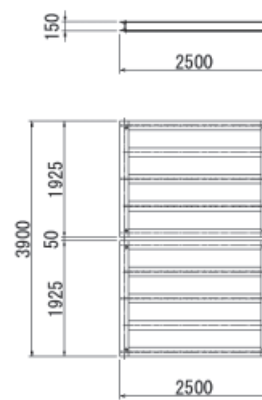


図 51 支圧板上枠
Fig. 51 Upper frame of confining pressure plate.



(a) アンカー取付基礎の設置 (b) 基礎地盤施工



(c) 支圧板下枠を設置およびアンカーの固定



(d) 土のうの設置



(e) 支圧板上枠を設置

写真 19 土のう構造体の施工状況

Photo 19 Construction status of flexible soil container structure.

支圧板上枠を設置した後、土のう構造体にプレストレスをかけた。写真 20 は、プレストレス载荷の様子

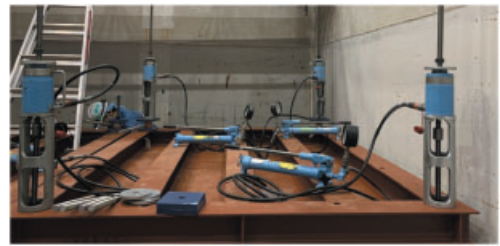


写真 20 プレストレス载荷の様子
Photo 20 State of Pre-stress loading.

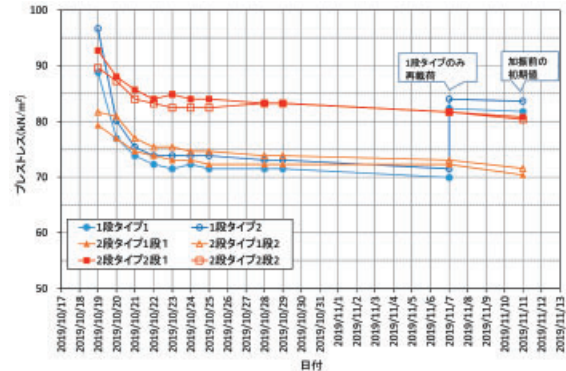


図 52 土のう構造体のプレストレスの測定結果
Fig. 52 Measurement result of pre-stress loaded on flexible container bag structure.

様子である。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カ所で油圧ジャッキを用いて同時に荷重をかけ, 均等に载荷した。ここで, 荷重計は, 1つのユニットに対して2カ所に設置している。この2カ所の荷重の平均値を算定して, 支圧板にかかる荷重(平均値×4カ所)を計算し, 土のう4つの断面積を割ってプレストレスを評価した。プレストレスは, 「4.4.2 土のう構造体を対象とする小型振動台試験」に基づき, 100 kN/m²を目指して载荷した。

载荷終了後には, 支圧板上枠とプレストレス鋼棒を, ナットを用いて固定して, プレストレスを保持するようにした。このように, 土のう構造体を設置した後, 土のう構造体背面の盛土施工を行い, 加振実験前までプレストレスを計測した。図 52 にプレストレスの計測結果を示す。プレストレスは, 载荷直後に比較的大きく低下した後, 収束していることが分かる。一方, 加振5日前の時点(2019/11/07)で, 一段タイプにおけるプレストレスは, 69.9~71.5 kN/m²程度であり, 二段タイプにおける下段のプレストレスは, 72.3~73.1 kN/m², 上段のプレストレスは, 81.7 kN/m²程度であった。そこで, 一段タイプおよび二段タイプのプレストレスを合わせて

実験を行うために、一段タイプの土のう構造体に再載荷を実施した。ちなみに、二段タイプの下段は盛土および上段の土のう構造体により覆われているため、再載荷は出来ない。加振直前に測定したプレストレスを表12に示す。

表12 加振実験直前における土のう構造体のプレストレス

Table 12 Pre-stress loaded on flexible container bag structure just before shake table tests.

区分	一段タイプ		二段タイプ			
	載荷板1	載荷板2	下段		上段	
			載荷板1	載荷板2	載荷板1	載荷板2
プレストレス (kN/m ²)	81.8	83.7	70.4	71.6	80.9	80.4

4.6 計測計画

盛土試験体の造成に伴い、計測機器を所定の位置に設置した。使用計測機器一覧を表13に、計測機器配置を図53～図56にそれぞれ示す。写真21に

表13 計測機器一覧

Table 13 List of sensors.

使用計測機器	設置場所	数量
歪型加速度センサ (ASW-5AM36)	試験体盛土, 土のう, 震動台	37
レーザ型変位センサ (LK-500)	試験体盛土, 土のう	28
荷重計	土のう構造体	12
ひずみゲージ (アンカー軸力)	アンカー	20
ひずみゲージ (すべり面推定)	試験体盛土	44

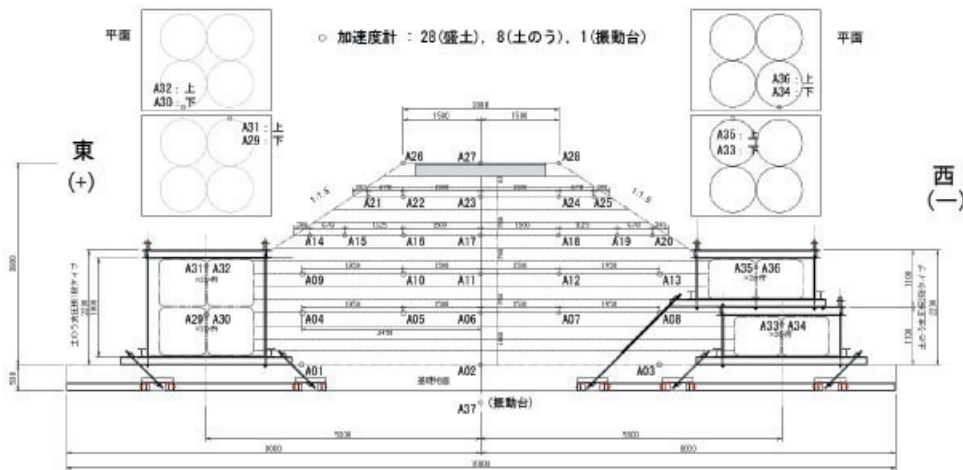


図53 加速度計の配置

Fig. 53 Arrangement of accelerometers.

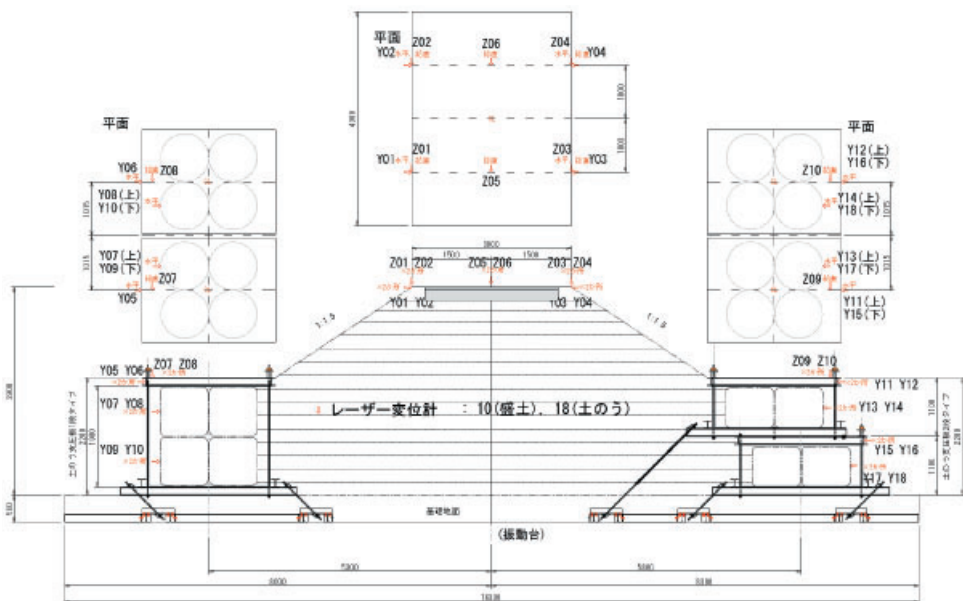


図54 レーザー変位計の配置

Fig. 54 Arrangement of laser displacement meters.

示すように、土のうに接着剤を用いて加速度計を設置し、盛土内部においては、転圧による加速度計の損傷を防ぐため、まず、加速度計を設置する深度の直上の層を施工した後、25 cm 程度土を掘り出して加速度計を設置した。レーザー変位計の場合は、シャコ万力および治具等を用いて所定の位置に設置

した。とりわけ両側の土のう構造体の前面部に設置する変位計は、L 型アングルを土槽に溶接して、単管パイプをアングルに固定して設置した(写真 22)。最終加振において、盛土試験体が崩壊に至り、変位計が損傷する可能性があったため、加振実験前に撤去した。

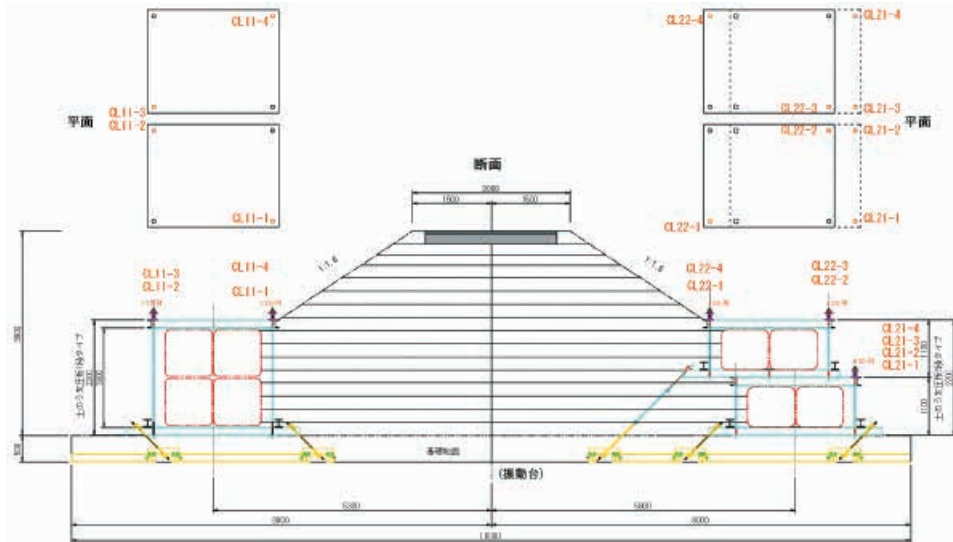


図 55 荷重計の配置
Fig. 55 Arrangement of load cells.

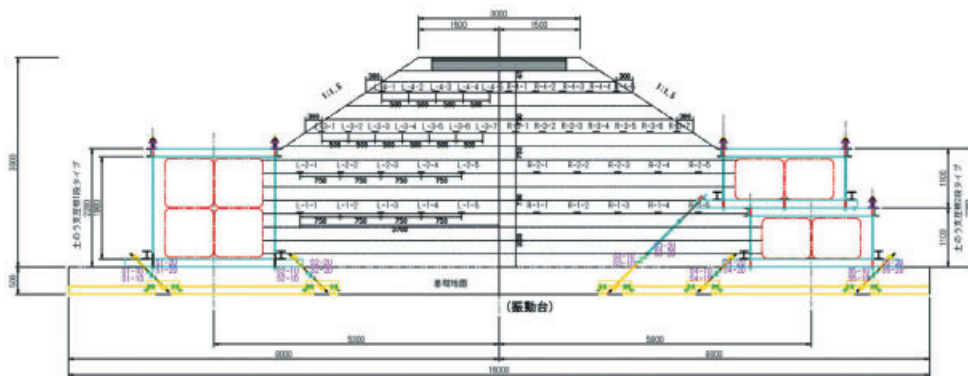


図 56 ひずみゲージの配置
Fig. 56 Arrangement of strain gauges.

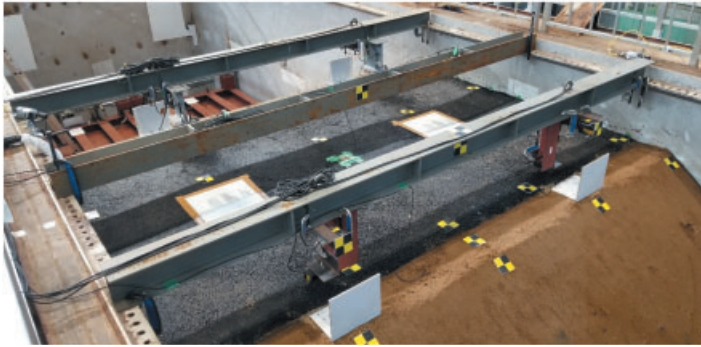


(a) 土のうの加速度計

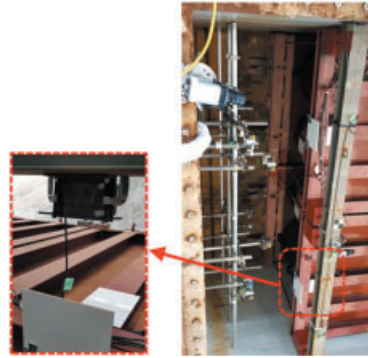


(b) 盛土内部の加速度計

写真 21 加速度計の設置
Photo 21 Installation of accelerometers.



(a) 天端の変位計設置



(b) 一段タイプの変位計設置



(c) 二段タイプの変位計設置

写真 22 レーザー変位計の設置

Photo 22 Installation of laser displacement meters.



写真 23 荷重計の設置

Photo 23 Installation of load cells.



写真 25 下部基礎部アンカーのひずみゲージの貼り付け

Photo 25 Attachment of the strain gauges of anchors on the lower foundation frame.



写真 24 すべり面推定用のひずみゲージの設置 (7層目, H=1.75 m)

Photo 24 Installation of strain gauges to assume slip surface in embankment.

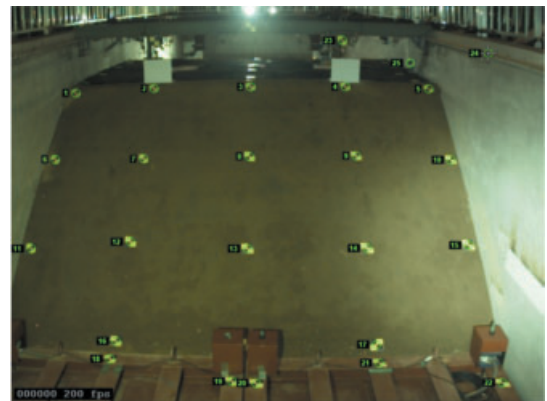


写真 26 三次元動変位計測のターゲット

Photo 26 Targets of three-dimensional dynamic displacement measurement.

写真 23 に荷重計の設置様子を示す。すべり面を推定するため、ジオグリッドにひずみゲージを貼り付けて、写真 24 のように盛土内に設置した。また、写真 25 に示すように加振時のアンカーの軸力を計測するため、アンカーにひずみゲージを貼り付けた。

加振時の盛土および土のう構造体の動態を観察するため、15カ所にカメラを設置して、動画を撮影した。

また、写真 26 に示すように、別途、3D 動的計測用の黄色と黒で構成されるターゲットを盛土法面および支圧板上枠の設置し、加振時動的挙動の把握を

行った。また、加振時挙動の把握以外に、加振前後の軽量簡易動的コーン貫入試験²¹⁾、また、3D レーザー計測を加振前、376 Gal および 660 Gal 後に実施し、残留変形量を把握した。なお、上述の加速度の値には加振条件を指すものであるが、次節で詳細を述べることにし、上述の計測・調査計測方法については次章における計測結果で説明する。

4.7 加振条件

加振実績を表14に示す。加振は11月12日、13日の2日間にわたって実施した。加振波は $f=5\text{ Hz}$ 、40波の正弦波であり、1日目は100、250および450 Galに加速度振幅を調整し入力地震動とし、2日目は、発生する確率は低いが非常に大きな地震動強さによる加振として、750 Galに設定し実験を行った。

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

にしている²²⁾。入力加振波のとりまとめを表15に示す。実際の土槽底部で発生した加速度は、それぞれ加速度振幅の中での最大値をとると、125 Gal (Case1,あるいは最大125 Gal相当波)、245 Gal (Case2,あるいは最大245 Gal相当波)、376 Gal (Case3,あるいは最大276 Gal相当波)および660 Gal (Case4,あるいは最大660 Gal相当波)であり、これらを実験条件の代表値として示すこととした。

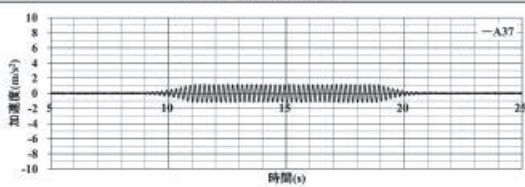
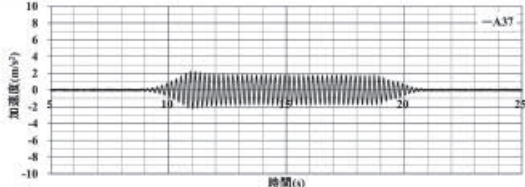
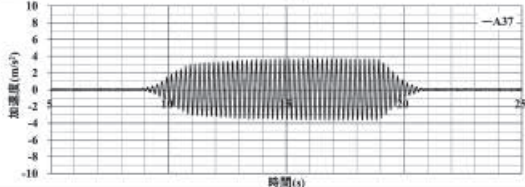
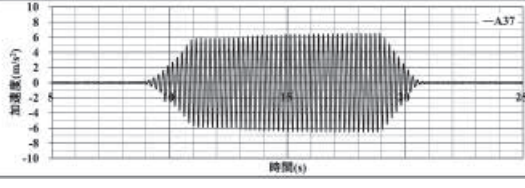
表14 加振スケジュール

Table 14 Schedule of shake table tests.

日付	開始時刻	実施項目			加振方向
11/12	9:00	加振前確認足場撤去	—		—
	13:30	震動特性把握	微小ランダム波	40 Gal 程度	1 方向(y)
	14:00	地震動による挙動把握	正弦波, 5Hz, 40波加振	100 Gal 250 Gal 450 Gal	1 方向(y)
	15:00	震動特性把握	微小ランダム波	40 Gal 程度	1 方向(y)
	15:30	足場設置損傷観察	—		—
11/13	9:00	加振前確認足場撤去	—		—
	14:00 ※	地震動による挙動把握	正弦波, 5Hz, 40波加振	750 Gal	1 方向(y)
	15:00	震動特性把握	微小ランダム波	40 Gal 程度	1 方向(y)
	15:30	足場設置損傷観察	—		—

表15 加振条件

Table 15 Condition of shake table tests.

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

5. 実大震動台実験結果

土のう構造体を用いて復旧した盛土の動的挙動を検討するため、各加振条件において加振時に測定した時間歴データを整理した。本章では、これらのデータに基づき、加振時の盛土および土のう構造体の加速度応答や変形特性、土のう構造体のプレストレスの変化、基盤部アンカー軸力をまとめ考察を行った。

5.1 加速度応答

加振時の盛土の加速度応答特性を検討するために、盛土および土のうにおける各計測位置の全応答加速度時間歴データを確認し、最大応答加速度に着目し、応答加速度の増幅率を検討した。ここで言う応答加速度の増幅率とは、入力加速度の最大値に対するある計測点における応答加速度の最大値の比率のことである。

一方、本実験断面は、盛土の両側に一段タイプ土のう構造体と二段タイプ土のう構造体それぞれが設置され両対称になっていることから、両方向の入力加速度および応答加速度に対して増幅率を算定した。例えば、(+)方向については、(+)方向の入力加速度の最大値と応答加速度の最大値を用いて増幅率を計算した。

5.1.1 盛土部の加速度応答特性

(1) 盛土中央部の応答加速度および増幅

まず、盛土中央部における応答加速度および増幅率について検討した。更に、震動方向に対する応答加速度および増幅率についても検討を行った。ここで、(+)方向は一段タイプ方向、(-)方向は二段タイプ方向である。

図 57 に盛土中央部における加速度計測位置、図 58 と表 16 に応答加速度および増幅率をそれぞれ

示す。これらの図表から分かるように、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であるものの、Case4(最大 660 Gal 相当波)の場合は、Case3(最大 376 Gal 相当波)より増幅率が減少していることが分かる。これは、盛土の非線形挙動に起因するものと推察される。

Case1(最大 125 Gal 相当波)と Case2(最大 245 Gal 相当波)における「(+方向(一段タイプ方向))」および「(-方向(二段タイプ方向))」の応答加速度の増幅率はほぼ等しい。一方で、Case3(最大 376 Gal 相当波)と Case4(最大 660 Gal 相当波)の場合は、盛土の天端で「(+方向(一段タイプ方向))」の応答加速度の増幅率が「(-方向(二段タイプ方向))」より大きいことがわかる。

(2) 一段・二段タイプ側における盛土の応答加速度

一段・二段タイプ側における盛土の応答加速度を検討した。盛土の応答加速度の検討には、法肩に設置した加速度計を用いた(図 59)。図 60～図 63 には、Case1～4 において、各計測位置における応答加速度の時間歴を示す。Case1(最大 125 Gal 相当波)では、両側盛土の応答加速度の振幅はほぼ等しい。Case2(最大 245 Gal 相当波)では、一段タイプ側の盛土の応答加速度が二段タイプ側より若干大きかった。一方で、Case3(最大 376 Gal 相当波)では、高さ 2.5 m (A17, A18)および 3.25 m (A22, A24)において、二段タイプ側の盛土の応答加速度が一段タイプ側より大きいこと、また、(-)方向の応答加速度が(+方向より大きいことが分かる。これは、盛土中央部の傾向(図 58(c))と同様である。

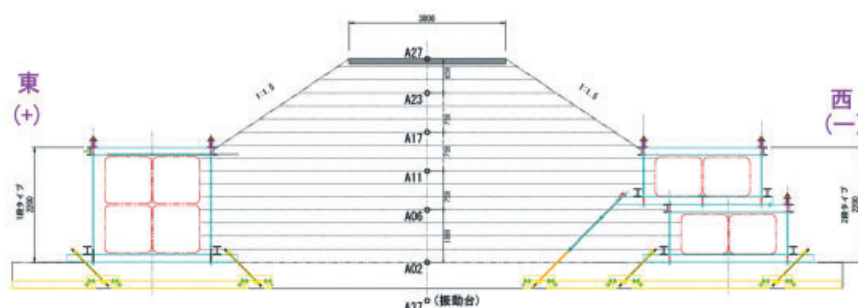
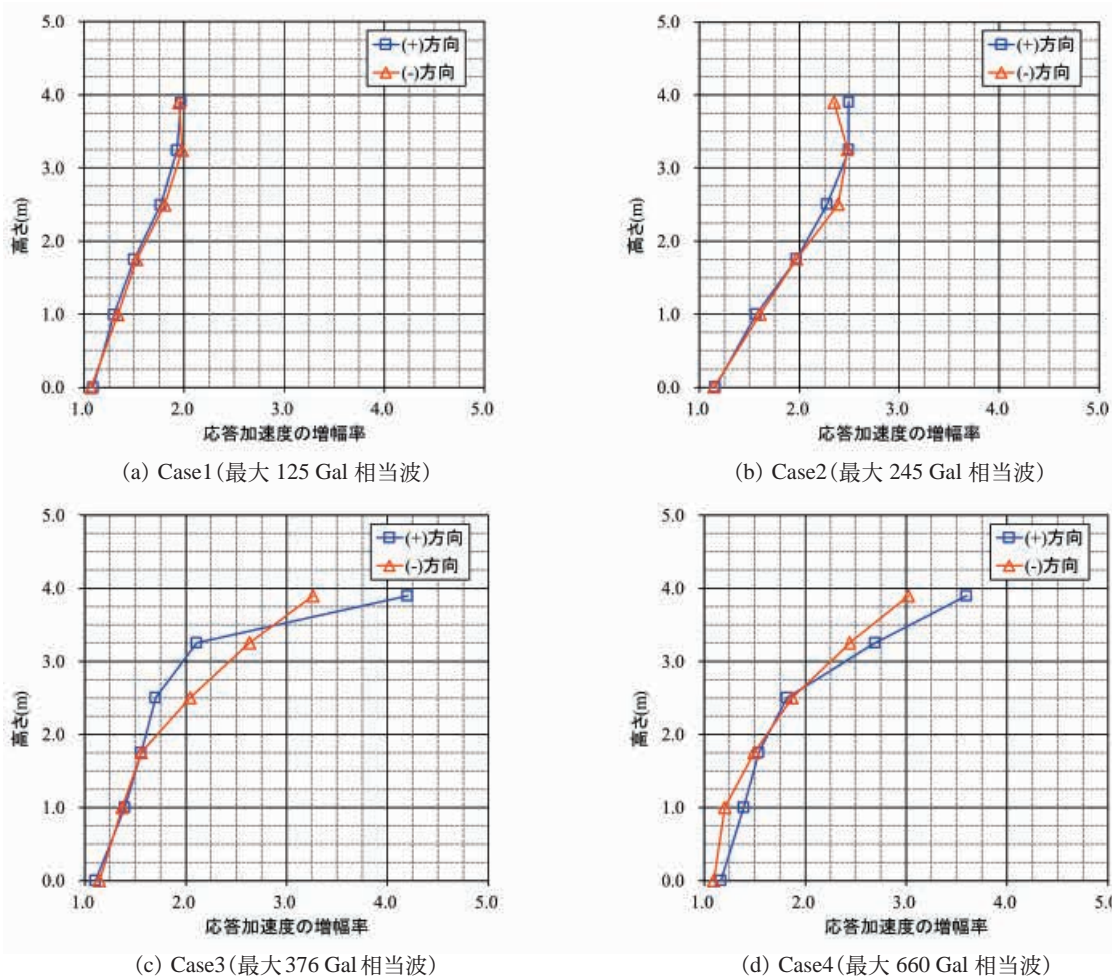


図 57 盛土中央部の加速度計測位置

Fig. 57 Acceleration measurement line located in the center of the embankment.



※ (+) 方向：一段タイプ方向，(-) 方向：二段タイプ方向

図 58 盛土中央部の応答加速度の増幅率

Fig. 58 Response acceleration amplification factors in the center of the embankment.

表 16 盛土中央部の応答加速度および増幅率

Table 16 Response accelerations and amplification factors in the center of the embankment.

区分	Case1 (最大 125 Gal 相当波)				Case 2 (最大 245 Gal 相当波)			
	最大応答加速度 (m/s ²)		増幅率		最大応答加速度 (m/s ²)		増幅率	
基盤からの高さ	(+) 方向	(-) 方向	(+) 方向	(-) 方向	(+) 方向	(-) 方向	(+) 方向	(-) 方向
3.90 m (天端)	2.43	-2.44	1.97	1.95	5.56	-5.26	2.49	2.34
3.25 m	2.38	-2.48	1.93	1.98	5.57	-5.57	2.50	2.48
2.50 m	2.18	-2.26	1.76	1.81	5.08	-5.35	2.28	2.38
1.75 m	1.85	-1.91	1.50	1.52	4.40	-4.41	1.97	1.97
1.00 m	1.60	-1.67	1.30	1.34	3.49	-3.60	1.56	1.60
0.00 m (基盤)	1.35	-1.34	1.09	1.07	2.59	-2.56	1.16	1.14
震動台	1.23	-1.25	1.00	1.00	2.23	-2.24	1.00	1.00
区分	Case 3 (最大 376 Gal 相当波)				Case 4 (最大 660 Gal 相当波)			
	最大応答加速度 (m/s ²)		増幅率		最大応答加速度 (m/s ²)		増幅率	
基盤からの高さ	(+) 方向	(-) 方向	(+) 方向	(-) 方向	(+) 方向	(-) 方向	(+) 方向	(-) 方向
3.90 m (天端)	15.79	-11.89	4.20	3.26	23.63	-19.97	3.60	3.03
3.25 m	7.93	-9.58	2.11	2.63	17.68	-16.11	2.70	2.44
2.50 m	6.40	-7.45	1.70	2.05	11.91	-12.34	1.82	1.87
1.75 m	5.87	-5.68	1.56	1.56	10.10	-9.88	1.54	1.50
1.00 m	5.26	-5.00	1.40	1.37	9.11	-7.94	1.39	1.20
0.00 m (基盤)	4.17	-4.18	1.11	1.15	7.64	-7.21	1.16	1.09
震動台	3.76	-3.64	1.00	1.00	6.56	-6.60	1.00	1.00

また、Case4(最大 660 Gal 相当波)の場合、高さ 2.5 m での二段タイプ側の盛土の応答加速度は大きい、高さ 3.25 m での応答加速度の方がより大きく発生している。これは盛土中央部の傾向(図 58(d))と同様な傾向である。ちなみに、Case3, 4 において、高さ 3.9 m の法肩部(A26, A28)では、計測データに、盛土が崩れた影響が表れている(図 62(a), 図 63(a))。両側の盛土は、すべての加振、位置において同じ方向の応答加速度が発生し、位相差は確認できなかった。

5.1.2 土のう構造体の加速度応答特性

図 64 は、土のう構造体の加速度計測位置図であり、土のう構造体(外・内側土のう)の加速度増幅率を図 65 と図 66 に示し、Case1 ~ 4 における土のう構造体の加速度応答特性について以下に述べる。

(1) Case1(最大 125 Gal 相当波)

加振条件が小さい範囲では、土のう構造体は、加速度の作用方向(+)(-)に拘わらず、同程度の増幅率を示し、かつ盛土の増幅率とほぼ等しいことが確認された。また、外側土のうと内側土のうの増幅率の差はほとんどないことがわかる。

(2) Case2(最大 245 Gal 相当波)

一段タイプ土のうの増幅率が二段タイプより大きく、この傾向は盛土よりもやや目立つ傾向を示している。また、外側土のうと内側土のうの増幅率の差はほとんどないことがわかる。

(3) Case3(最大 376 Gal 相当波)

一段タイプにおける内側土のうの増幅率が二段タイプより大きく、(-)方向の増幅率が(+)方向より顕著な傾向を示す。一方、外側土のうと内側土のうの増幅率の差異は少ないことがわかる。

(4) Case4(最大 660 Gal 相当波)

Case3 で見せた一段タイプの内側土のうの増幅率が二段タイプより大きい傾向に対し、この加振レベルになると、二段タイプにおける内側土のうの増幅率に顕著な増加が見られている。

5.2 盛土および土のう構造体の変形

5.2.1 盛土天端の変形

図 67 に盛土天端における変位計測位置図を示す。盛土天端の鉛直変位は、6 カ所を測定しており、盛土の法肩部で 4 カ所の水平変位を測定した。ここで、Z06 と Z05 は、アスファルト舗装の上にターゲットを設置し、他の箇所は、盛土の法肩部にターゲット

を設置して釘により固定した。以下にその測定結果に関する考察を行う。

(1) 盛土天端の残留沈下

表 17 に一段・二段タイプ側の法肩部と盛土中央部での天端の残留沈下量をまとめている。なお、残留沈下量は、各ケースごとに加振前後の座標値の差分から求めた量であり、+の値が沈下となる。Case1(最大 125 Gal 相当波)における盛土天端は、1 mm 以下の微小な沈下が発生したが、Case2(最大 245 Gal 相当波)の場合は、3.2 ~ 4.7 mm の天端沈下が発生した。ちなみに、Case3(最大 376 Gal 相当波)および Case4(最大 660 Gal 相当波)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、法肩部の沈下量を測定することができなかった。

図 68 に Case2(最大 245 Gal 相当波)における天端の鉛直沈下量を示す。二段タイプ側より一段タイプ側の天端での沈下量が若干大きいことが分かる。

(2) 盛土法肩部の水平変位

表 18 に一段・二段タイプ側の法肩部での天端の残留水平変位量をまとめ、図 69 に Case2(最大 245 Gal 相当波)における天端の残留水平変位を示す。残留値の求め方は、盛土天端の残留沈下と同様である。

Case1(最大 125 Gal 相当波)では、0.1 mm 程度の微小な水平変位が生じた。一方、Case2(最大 245 Gal 相当波)では、最大 1.4 mm 程度の水平変位が発生しており、二段タイプ側より一段タイプ側の法肩部での水平変位が大きいことが分かる。また、二段タイプ側の法肩では、盛土の内向に変位が生じた。これは、一段タイプ側の残留変位に起因するものと推察される。

5.2.2 土のう構造体の変形

図 70 に土のう構造体における変位計測位置図を示す。土のう構造体の鉛直変位は、一段・二段タイプの上部支圧板において 2 カ所ずつ測定しており、水平変位は、一段・二段タイプの上部支圧板と土のうでそれぞれ 2 カ所ずつ測定した。以下にその測定結果に関する考察を行う。

(1) 土のう構造体の沈下

表 19 に一段・二段タイプ側の土のう構造体における残留沈下量をまとめ、図 71 に Case3(最大 376 Gal 相当波)における土のう構造体の沈下量をそ

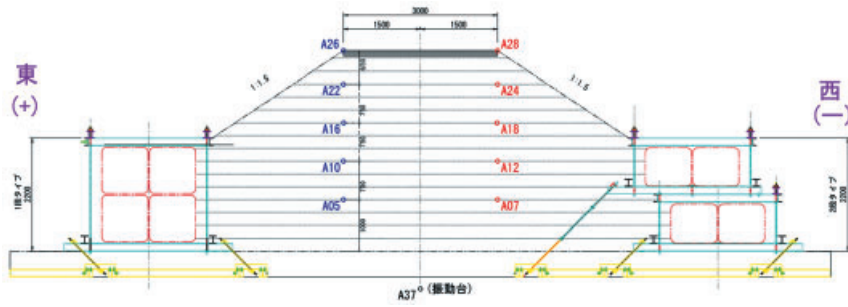


図 59(1) 一段タイプおよび二段タイプ側における盛土の加速度計測位置
 Fig. 59(1) Acceleration measurements of embankment on the one-step type and two-step type sides.

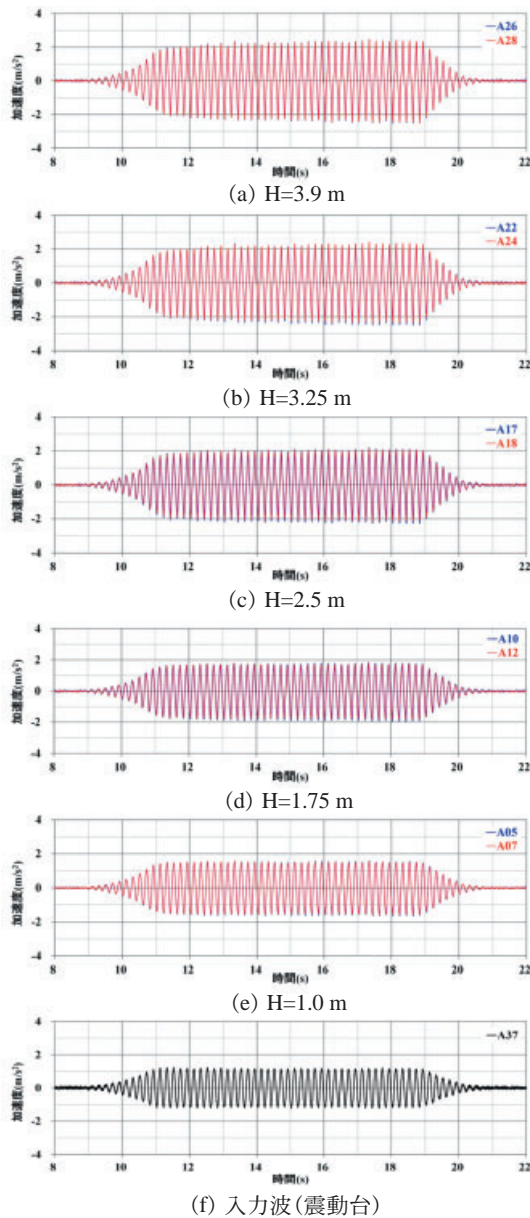


図 60 Case1(最大 125 Gal 相当波)の加速度時刻歴
 Fig. 60 Acceleration time histories in Case1 (Maximum 125 Gal wave).

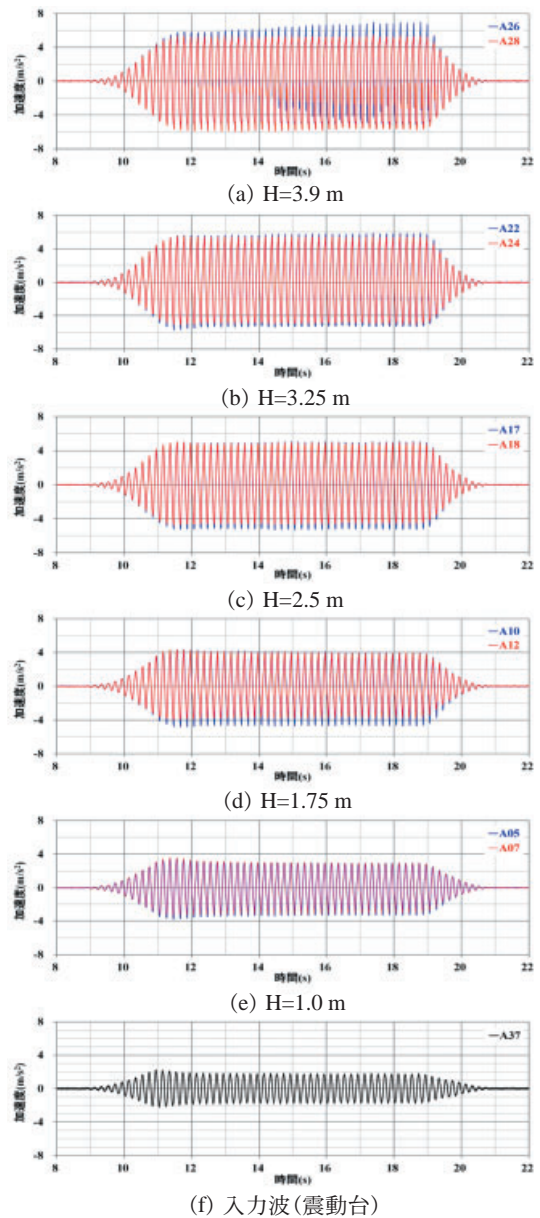


図 61 Case2(最大 245 Gal 相当波)の加速度時刻歴
 Fig. 61 Acceleration time histories in Case2 (Maximum 245 Gal wave).

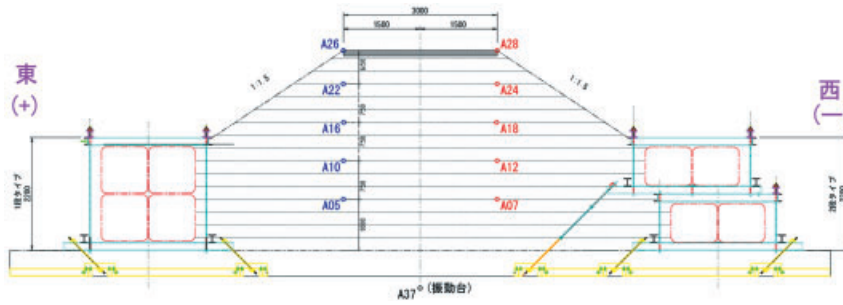


図 59(2) 一段タイプおよび二段タイプ側における盛土の加速度計測位置

Fig. 59(2) Acceleration measurements of embankment on the one-step type and two-step type sides.

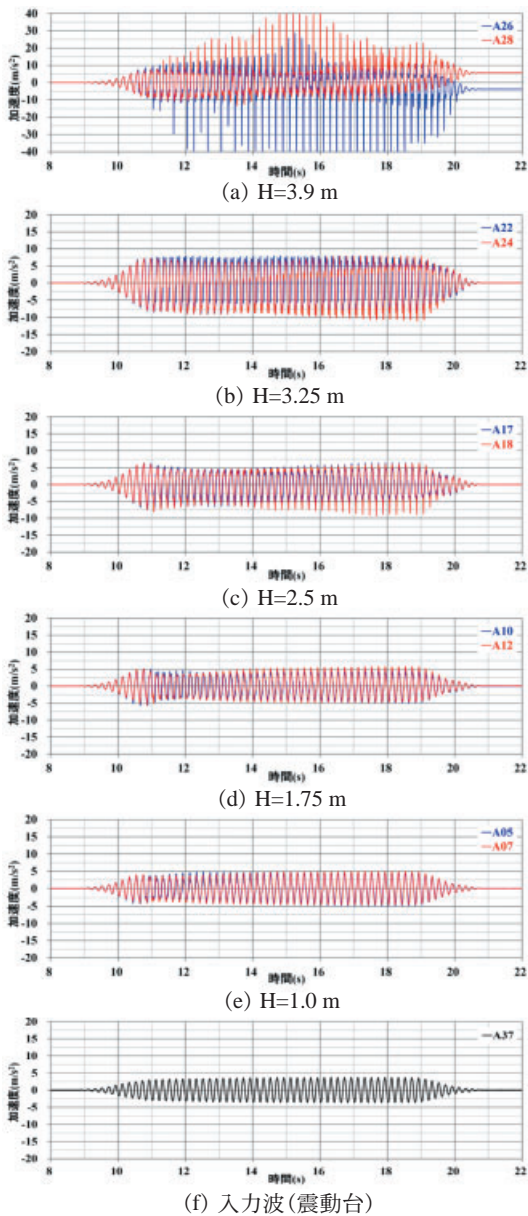


図 62 Case3(最大 376 Gal 相当波)の加速度時刻歴
Fig. 62 Acceleration time histories in Case3 (Maximum 376 Gal wave)

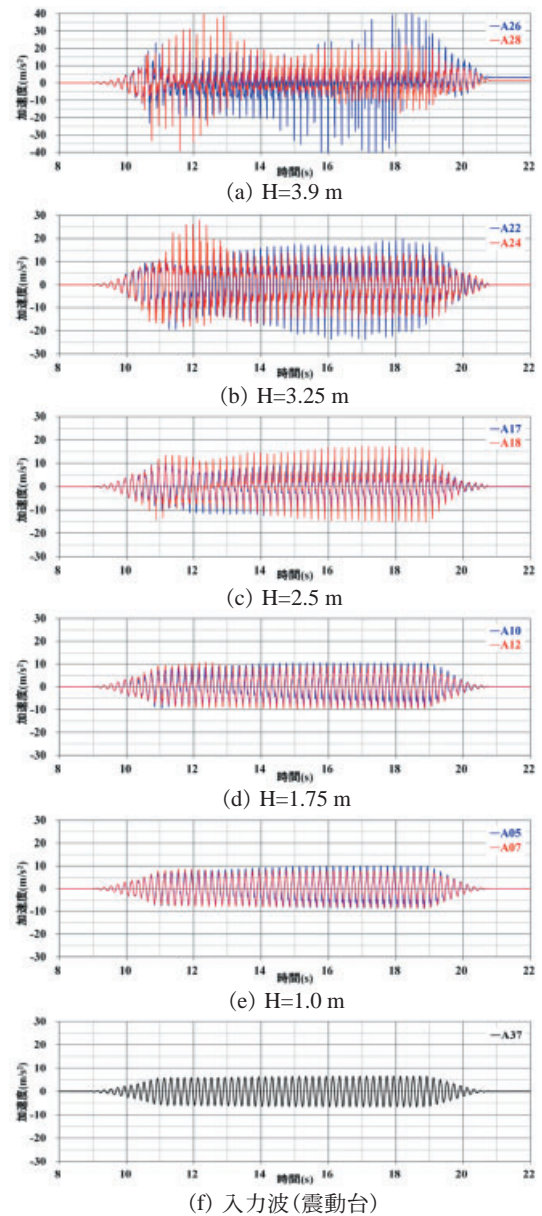


図 63 Case4(最大 660 Gal 相当波)の加速度時刻歴
Fig. 63 Acceleration time histories in Case4 (Maximum 660 Gal wave).

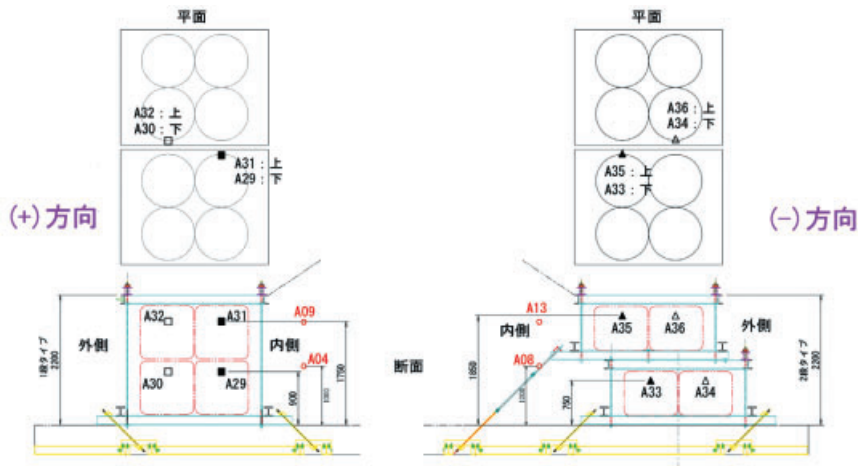
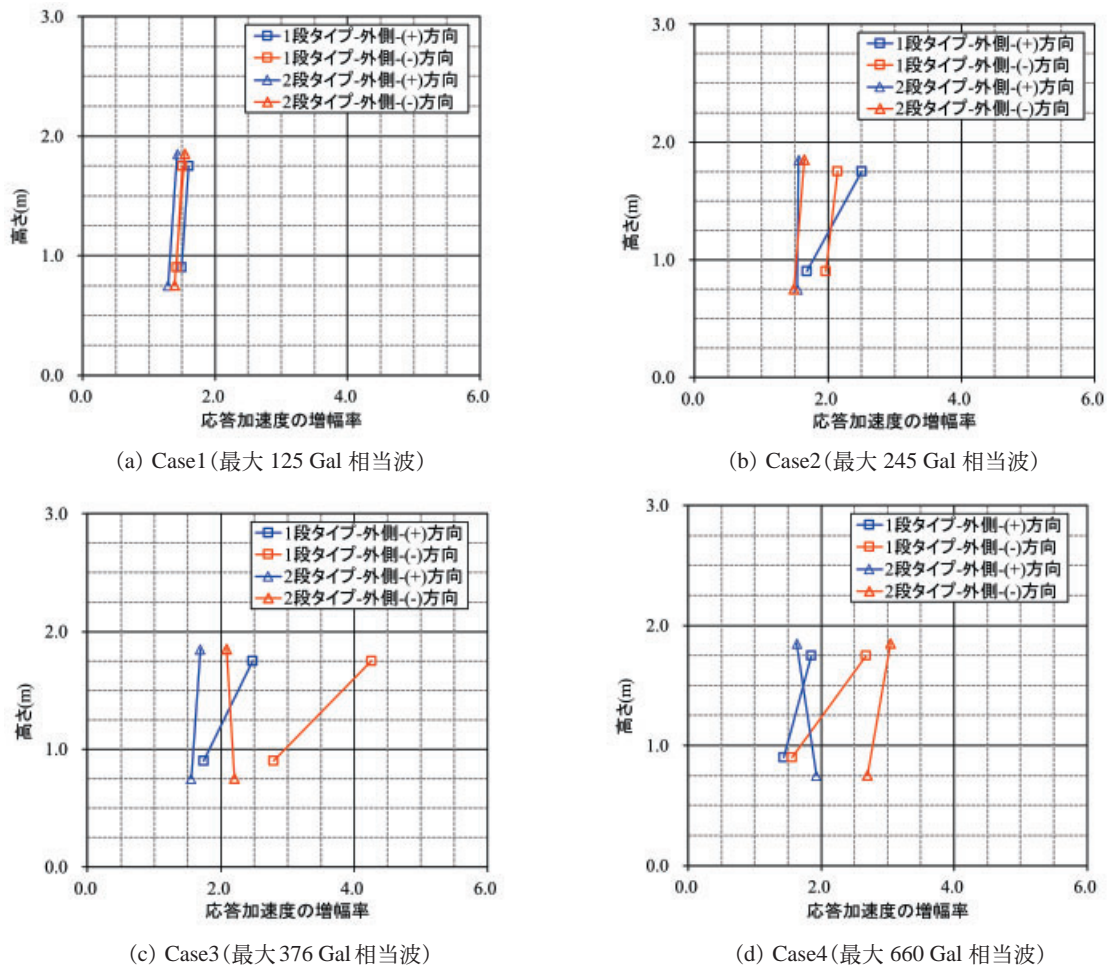


図 64(1) 土のう構造体の加速度計測位置
 Fig. 64(1) Acceleration measurements of flexible container bag structure.



※ (+) 方向：一段タイプ方向，(-) 方向：二段タイプ方向

図 65 土のう構造体(外側土のう)の応答加速度の増幅率
 Fig. 65 Amplification factors of response acceleration in the outer part of flexible container bag structure.

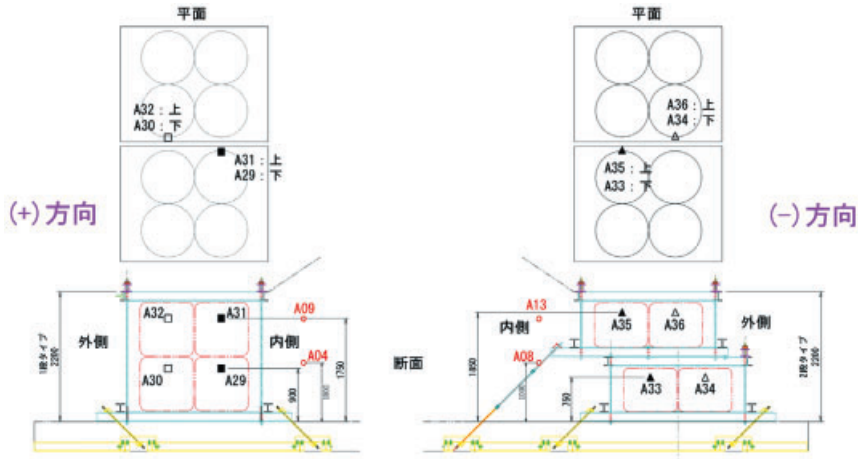
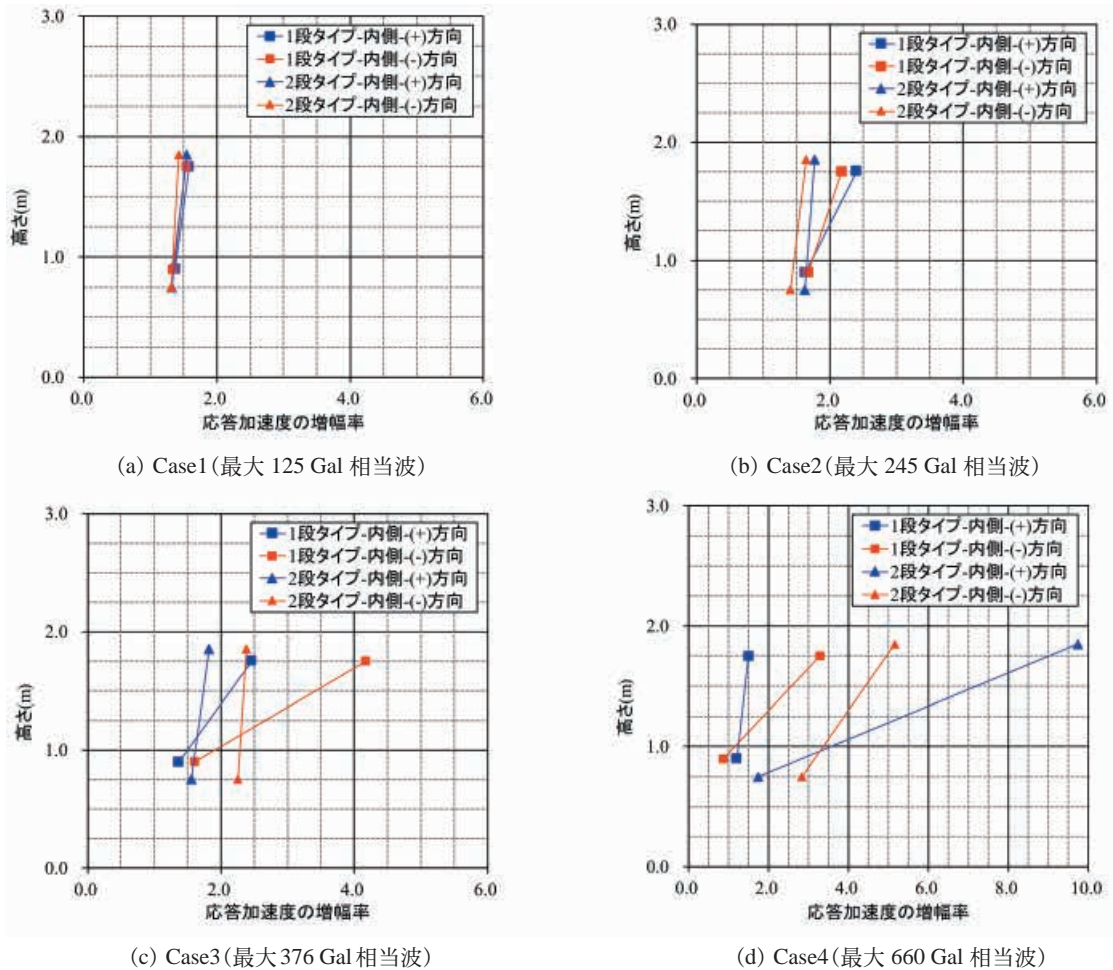


図 64(2) 土のう構造体の加速度計測位置
Fig. 64(2) Acceleration measurements of flexible container bag structure.



※ (+)方向：一段タイプ方向，(-)方向：二段タイプ方向

図 66 土のう構造体(内側土のう)の応答加速度の増幅率
Fig. 66 Amplification factors of response acceleration in the outer part of flexible container bag structure.

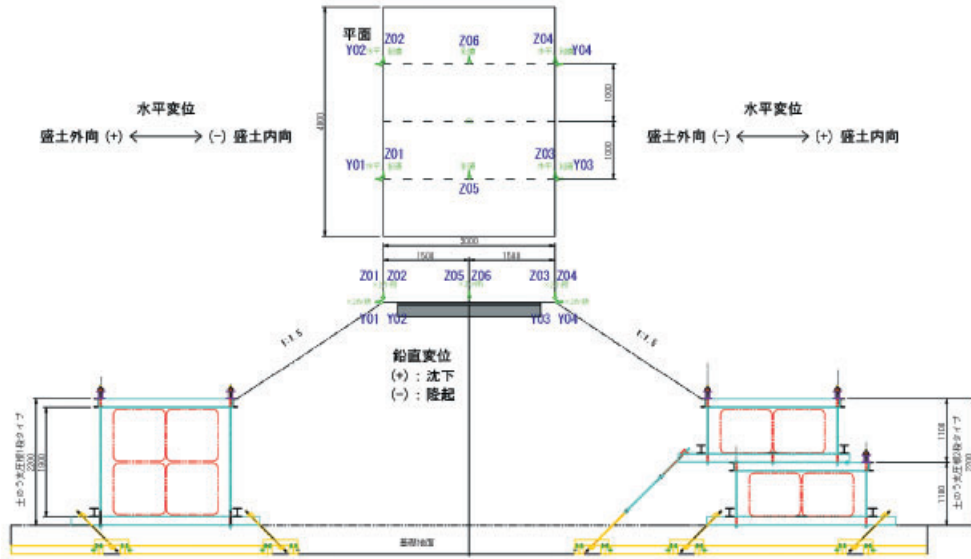
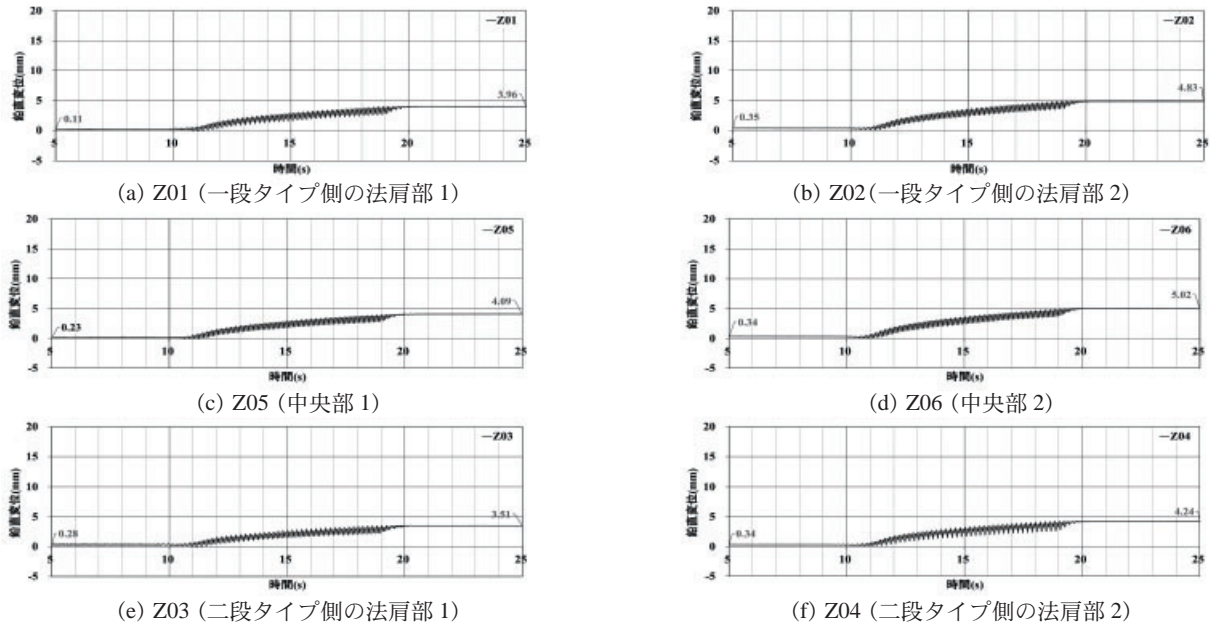


図 67(1) 盛土の天端における変位計測位置
 Fig. 67(1) Displacement measurements at the crest of embankment.

表 17 盛土の天端の残留沈下
 Table 17 Residual settlements of the crest of embankment.

区 分	一段タイプ側の法肩		盛土中央		二段タイプ側の法肩	
	Z01	Z02	Z05	Z06	Z03	Z04
Case1(最大 125 Gal 相当波)	0.1	0.3	0.2	0.3	0.3	0.3
Case2(最大 245 Gal 相当波)	3.9	4.5	3.9	4.7	3.2	3.9
Case3(最大 376 Gal 相当波)	×	×	8.2	9.1	×	×
Case4(最大 660 Gal 相当波)	×	×	9.1	9.9	×	×

(単位 : mm)



※(+): 沈下, (-): 隆起

図 68 Case2(最大 245 Gal 相当波)における天端の鉛直変位の時刻歴
 Fig. 68 Time histories of vertical displacement at the crest of embankment in Case2 (Maximum 245 Gal wave).

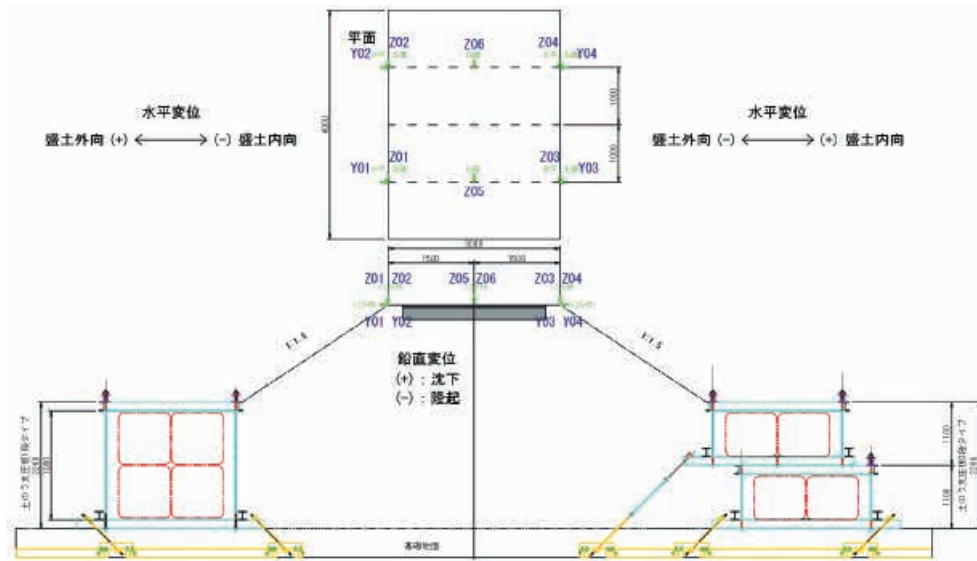
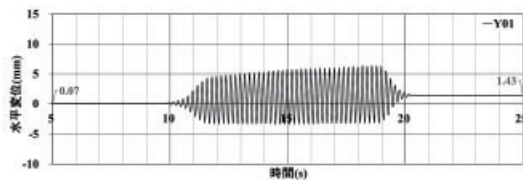


図 67(2) 盛土の天端における変位計測位置
 Fig. 67(2) Displacement measurements at the crest of embankment.

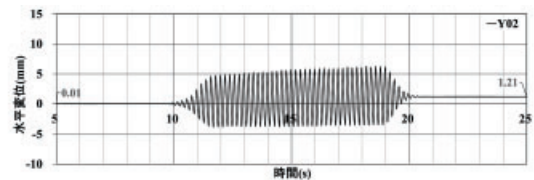
表 18 盛土の天端の残留水平変位
 Table 18 Residual horizontal displacements at the crest of embankment.

区 分	一段タイプ側の法肩		二段タイプ側の法肩	
	Y01	Y02	Y03	Y04
Case1(最大 125 Gal 相当波)	0.1	0.0	0.0	-0.1
Case2(最大 245 Gal 相当波)	1.4	1.2	-0.9	-1.0
Case3(最大 376 Gal 相当波)	×	×	×	×
Case4(最大 660 Gal 相当波)	×	×	×	×

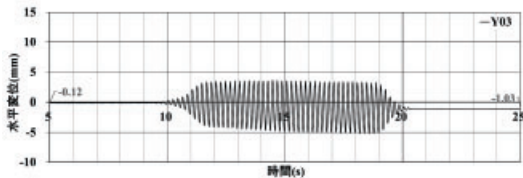
(単位 : mm)



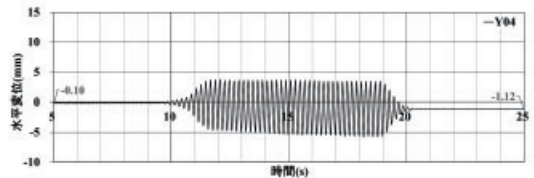
(a) Y01 (一段タイプ側の法肩部 1)



(b) Y02 (一段タイプ側の法肩部 2)



(c) Y03 (二段タイプ側の法肩部 1)



(d) Y04 (二段タイプ側の法肩部 2)

※((+) : 盛土の外向, (-) : 盛土の内向)

図 69 Case2(最大 245 Gal 相当波)における天端の水平変位の時刻歴
 Fig. 69 Time histories of horizontal displacement at the crest of embankment in Case2 (Maximum 245 Gal wave).

れぞれ示す。ここで、土のう構造体の沈下量は、基礎部の下部支圧板は沈下していない仮定の下、加振に伴う土のうの変形による上部支圧板の沈下量を示すものである。

Case1 (最大 125 Gal 相当波) の場合は、微小な沈下しか生じていない反面、Case2 (最大 245 Gal 相当波)、Case3 (最大 376 Gal 相当波) 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ことを確認できる。例えば、Case2 の場合、一段タイプでは

2.8 ~ 3.0 mm の沈下が発生し、一方、二段タイプでは 1.6 ~ 1.7 mm の沈下が発生した。また、Case3 (最大 376 Gal 相当波) の場合は、一段タイプでは 4.4 ~ 5.2 mm の沈下が、二段タイプの土のう構造体では 3.0 ~ 3.1 mm の沈下が発生した。なお、Case4 (最大 660 Gal 相当波) において変位が測定できなかった理由は、大加振により、盛土が崩壊することで、変位計が損傷する可能性が高いことから、加振前に変位計を撤去したためである。

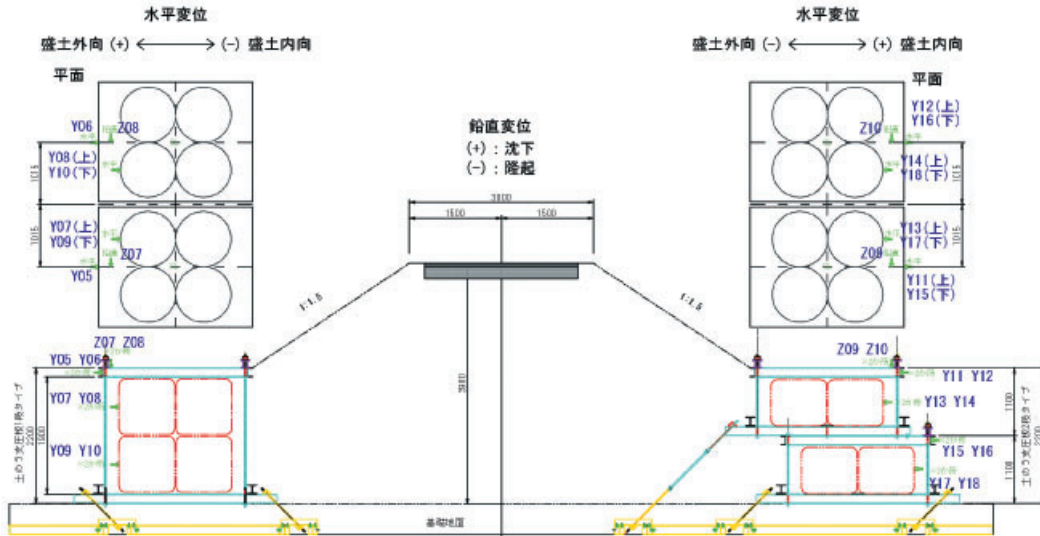


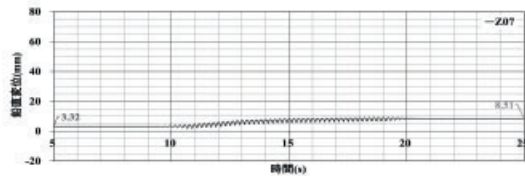
図 70(1) 土のう構造体における変位計測位置
 Fig. 70(1) Displacement measurements in flexible container bag structure.

表 19 土のう構造体の残留沈下

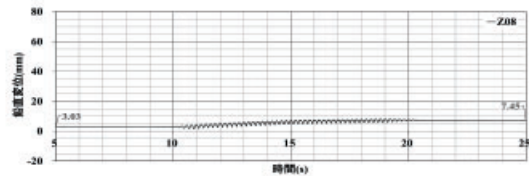
Table 19 Residual settlements of flexible container bag structure.

区分	一段タイプ上部支圧板		二段タイプ上部支圧板	
	Z07	Z08	Z09	Z10
Case1 (最大 125 Gal 相当波)	0.2	0.2	0.0	0.2
Case2 (最大 245 Gal 相当波)	3.0	2.8	1.7	1.6
Case3 (最大 376 Gal 相当波)	5.2	4.4	3.1	3.0
Case4 (最大 660 Gal 相当波)	×	×	×	×

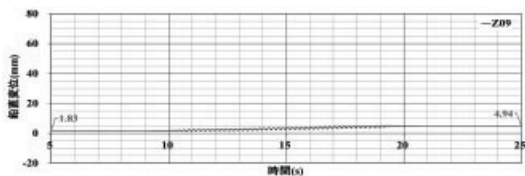
(単位 : mm)



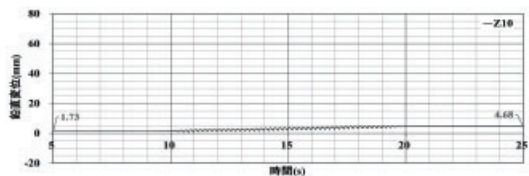
(a) Z07 (一段タイプ上部支圧板 1)



(b) Z08 (一段タイプ上部支圧板 2)



(c) Z09 (二段タイプ上部支圧板 1)



(d) Z10 (二段タイプ上部支圧板 2)

※((+) : 盛土の外向, (-) : 盛土の内向)

図 71 Case3 (最大 376 Gal 相当波) における土のう構造体の鉛直変位の時刻歴

Fig. 71 Time histories of vertical displacement of flexible container bag structure in Case3 (Maximum 376 Gal wave).

(2) 土のう構造体の水平変位

一段・二段タイプの土のう構造体の残留水平変位について表 20 にそれぞれ示し、また、図 72 と図 73 に、Case3(最大 376 G 相当波)における一段・二段タイプの土のう構造体の水平変位を代表としてそれぞれ示す。

Case1(最大 125 G 相当波)では、一段タイプの土のう構造体の水平変位が二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、Case2(最大 245 Gal 相当波)の場合、一段タイプでは 3.2 ~ 5.0 mm 程度、二段タイプでは、1.3 ~ 1.8 mm 程度の水平変位が確認された。また、Case3(最大 376 Gal 相当波)の場合、一段タイプに最大 17.4 mm の比較的大きな水平変位が発生し、二段タイプも最大 4.7 mm の水平変位が発生した。

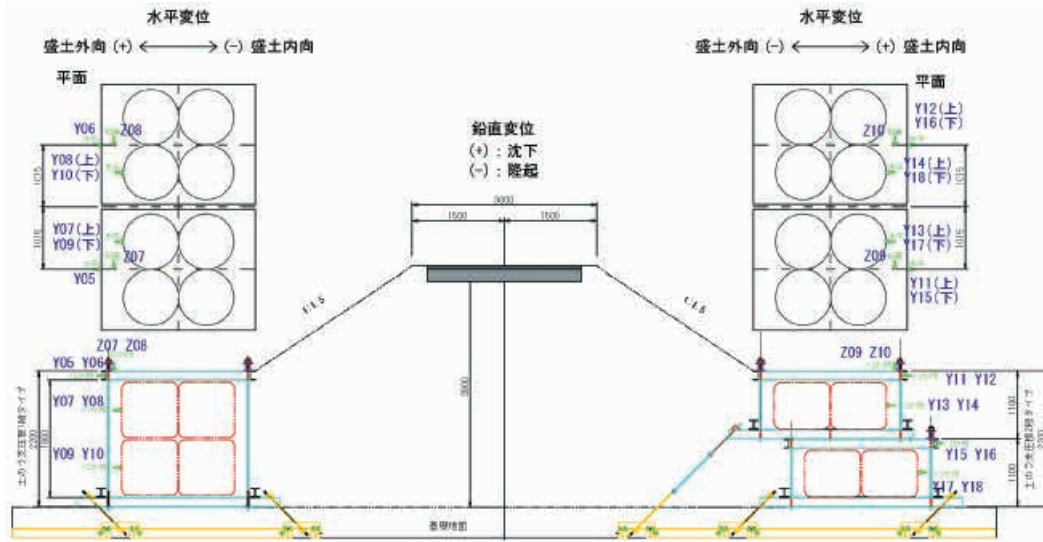


図 70(2) 土のう構造体における変位計測位置

Fig. 70(2) Displacement measurements in flexible container bag structure.

表 20 土のう構造体の残留水平変位

Table 20 Residual horizontal displacements of flexible container bag structure.

一段タイプ土のう構造体	上部支圧板		上部土のう		下部土のう			
	Y05	Y06	Y07	Y08	Y09	Y10		
Case1(最大 125 Gal 相当波)	0.3	0.3	0.4	0.3	0.2	0.2		
Case2(最大 245 Gal 相当波)	4.7	4.2	5.0	3.8	3.9	3.2		
Case3(最大 376 Gal 相当波)	17.4	15.8	17.1	12.8	9.6	7.9		
Case4(最大 660 Gal 相当波)	×	×	×	×	×	×		
二段タイプ土のう構造体	上部支圧板		上部土のう		下部支圧板		下部土のう	
	Y05	Y06	Y07	Y09	Y10	Y08	Y09	Y10
Case1(最大 125 Gal 相当波)	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1
Case2(最大 245 Gal 相当波)	1.5	1.8	1.7	1.8	1.7	1.7	1.3	1.6
Case3(最大 376 Gal 相当波)	4.5	4.4	4.7	4.6	4.6	4.4	3.6	3.3
Case4(最大 660 Gal 相当波)	×	×	×	×	×	×	×	×

(単位 : mm)

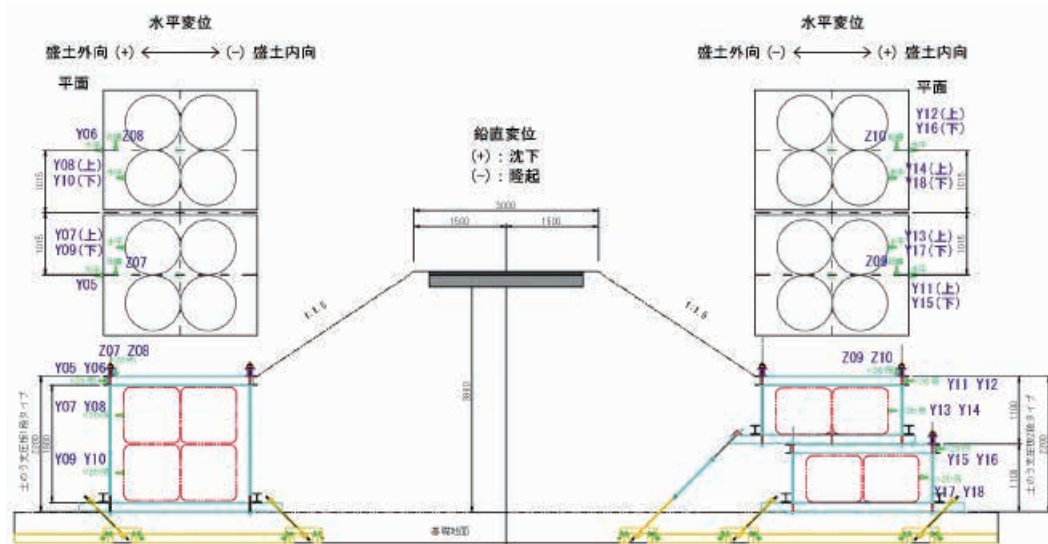
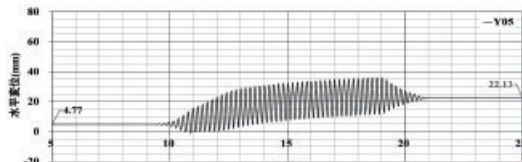
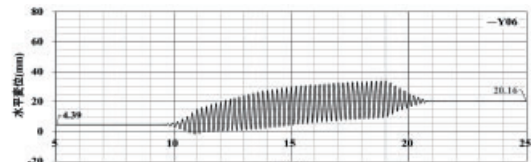


図 70(3) 土のう構造体における変位計測位置

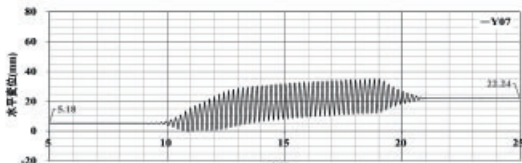
Fig. 70(3) Displacement measurements in flexible container bag structure.



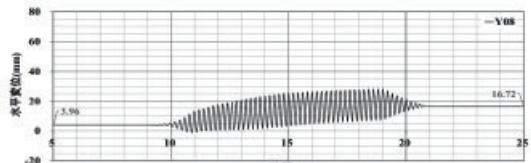
(a) Y05 (上部支圧板 1)



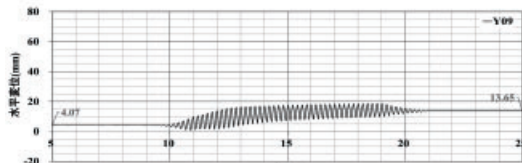
(b) Y06 (上部支圧板 2)



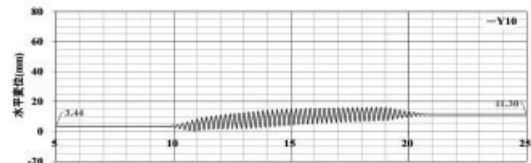
(c) Y07 (上部土のう 1)



(d) Y08 (上部土のう 2)



(e) Y09 (下部土のう 1)



(f) Y10(下部土のう 2)

※(+): 盛土の外向, (-): 盛土の内向)

図 72 Case3(最大 376 Gal 相当波)における一段タイプ土のう構造体の水平変位時刻歴

Fig. 72 Time histories of horizontal displacement of one-step type flexible container bag structure in Case3 (Maximum 376 Gal wave).

5.3 土のう構造体のプレストレス

図 74 は、土のう構造体のプレストレス計測位置図であり、表 21 に加振前後のプレストレスの変化量 (Case1 ~ 4) を、図 75 ~ 図 78 にプレストレスの時間歴 (Case1 ~ 4) をそれぞれ示す。以下に各加振条件におけるプレストレスの減少率 (加振後の計測値 / 加振前の初期値) についてまとめる。

(1) Case1(最大 125 Gal 相当波)

両タイプともに、プレストレス減少率は 1% 以下

であり、ほぼ変化のない状態であることを確認した。

(2) Case2(最大 245 Gal 相当波)

一段タイプのプレストレス減少率は最大 29.1% であり、二段タイプの下部は 12 % 程度、上部は 3% 程度のプレストレス減少率を示した。

(3) Case3(最大 376 Gal 相当波)

一段タイプのプレストレス減少率は最大 78.4% (プレストレス 15 kPa 以下) であり、一方、二段タイプの下部は 37.4% 程度、上部は 10% 程度のプレ

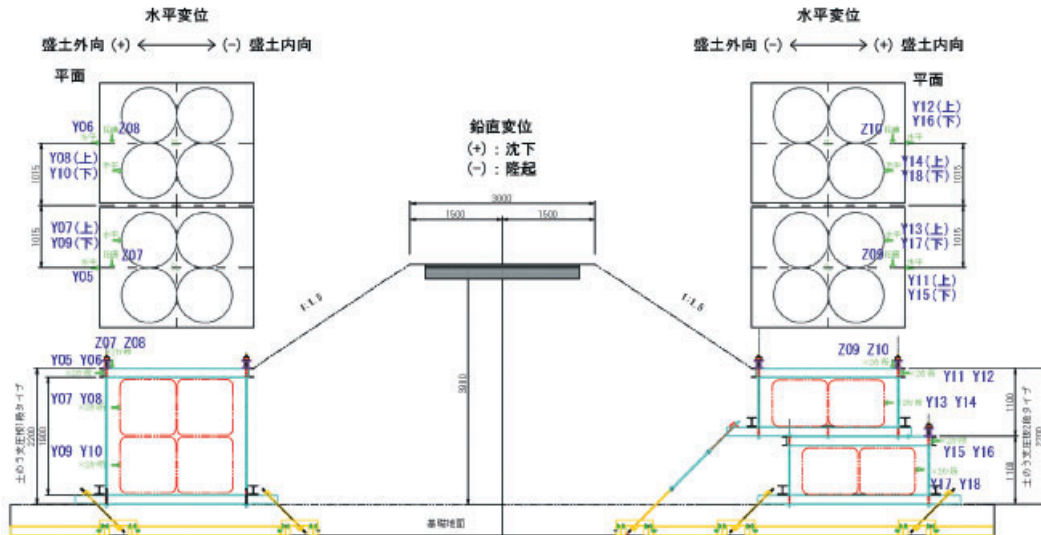
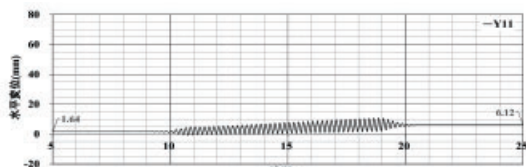
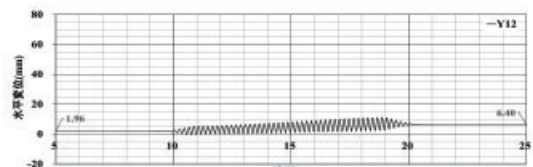


図 70(4) 土のう構造体における変位計測位置

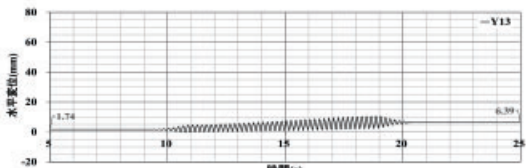
Fig. 70(4) Displacement measurements in flexible container bag structure.



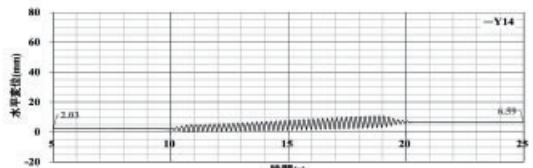
(a) Y11 (上部支圧板 1)



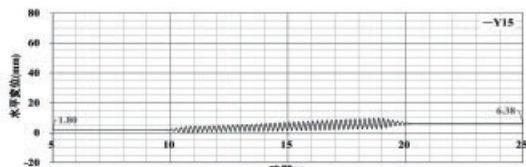
(b) Y12 (上部支圧板 2)



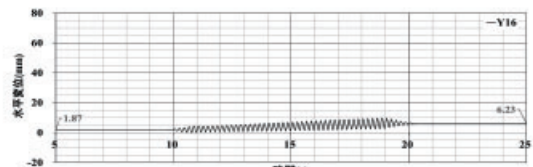
(c) Y13 (上部土のう 1)



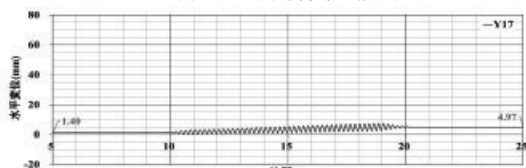
(d) Y14 (上部土のう 2)



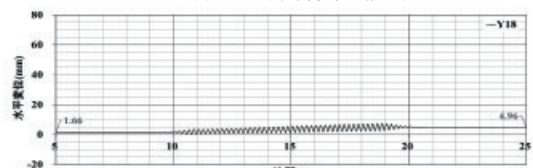
(e) Y15 (下部支圧板 1)



(f) Y16 (下部支圧板 2)



(g) Y17 (下部土のう 1)



(h) Y18 (下部土のう 2)

※((+): 盛土の外向, (-): 盛土の内向)

図 73 加振条件 3(最大 376 Gal 相当波)における二段タイプ土のう構造体の水平変位時刻歴

Fig. 73 Time histories of horizontal displacement of two-step type flexible container bag structure in Case3 (Maximum 376 Gal wave).

ストレス減少率を示した。

(4) Case4(最大 660 Gal 相当波)

両タイプともに、殆どのプレストレスが抜けて、一段タイプにおける加振後のプレストレスは 4.2 ~

4.5 kPa 程度であり、二段タイプにおいて加振後のプレストレスは下部で 3.1 ~ 9.4 kPa 程度、上部においては 13.0 ~ 17.2 kPa 程度であった。

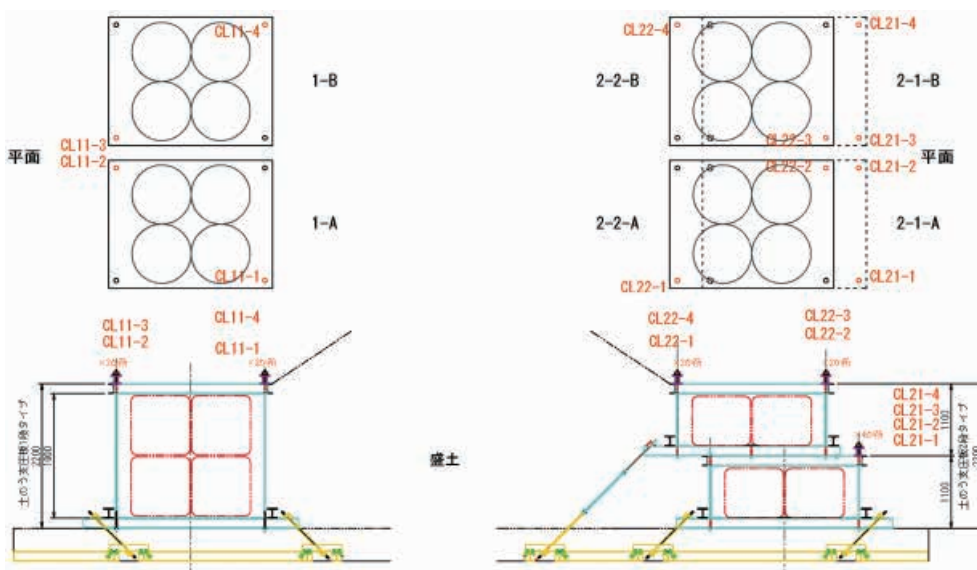


図 74(1) 土のう構造体のプレストレス計測位置
 Fig. 74(1) Pre-stress measurements in flexible container bag structure.

表 21 加振後のプレストレスの変化量
 Table 21 Change in pre-stress after shaking.

Case1, 最大 125Gal 相当波	一段タイプ		二段タイプ			
			下部		上部	
	1-A	1-B	2-1-A	2-1-B	2-2-A	2-2-B
加振前 (kPa)	81.85	83.62	71.99	71.99	80.86	80.43
加振後 (kPa)	81.08	82.84	71.51	71.51	80.81	80.35
減少量 (kPa)	0.77	0.78	0.48	0.48	0.05	0.08
減少率 (%)	0.94	0.93	0.67	0.67	0.06	0.10
Case2, 最大 245Gal 相当波	一段タイプ		二段タイプ			
			下部		上部	
	1-A	1-B	2-1-A	2-1-B	2-2-A	2-2-B
加振前 (kPa)	80.92	82.75	69.93	71.74	80.78	80.29
加振後 (kPa)	57.34	60.99	61.48	63.19	78.43	78.01
減少量 (kPa)	23.58	21.76	8.45	8.55	2.35	2.28
減少率 (%)	29.14	26.30	12.08	11.92	2.91	2.84
Case3, 最大 376Gal 相当波	一段タイプ		二段タイプ			
			下部		上部	
	1-A	1-B	2-1-A	2-1-B	2-2-A	2-2-B
加振前 (kPa)	57.39	60.95	61.35	63.25	78.39	77.94
加振後 (kPa)	12.39	14.32	38.39	40.31	70.74	71.05
減少量 (kPa)	45.00	46.63	22.96	22.94	7.65	6.89
減少率 (%)	78.41	76.51	37.42	36.27	9.76	8.84
Case4, 最大 660Gal 相当波	一段タイプ		二段タイプ			
			下部		上部	
	1-A	1-B	2-1-A	2-1-B	2-2-A	2-2-B
加振前 (kPa)	13.42	15.1	38.29	39.99	70.57	70.62
加振後 (kPa)	5.48	4.19	9.44	3.11	13.00	17.2
減少量 (kPa)	7.94	10.91	28.85	36.88	57.57	53.42
減少率 (%)	59.17	72.25	75.35	92.22	81.58	75.64

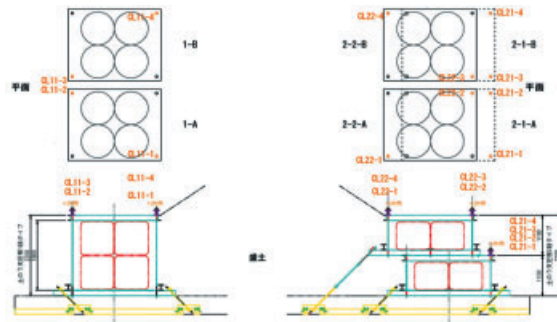
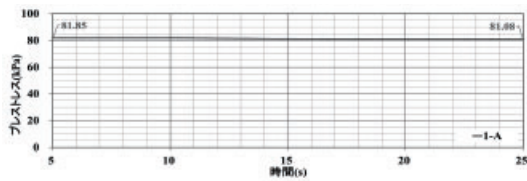
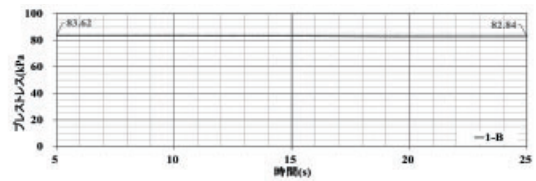


図 74(2) 土のう構造体のプレストレス計測位置

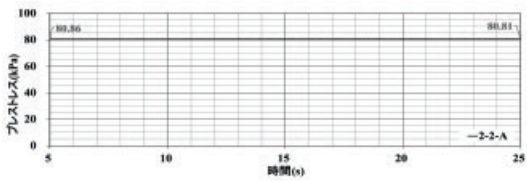
Fig. 74(2) Pre-stress measurements in flexible container bag structure.



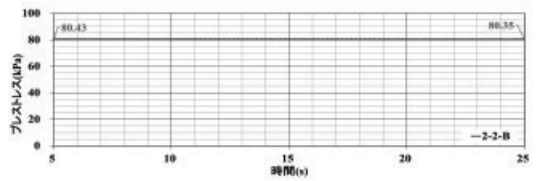
(a) 1-A



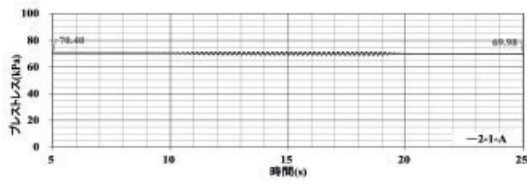
(b) 1-B



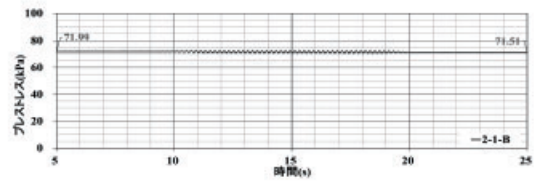
(c) 2-2-A



(d) 2-2-B



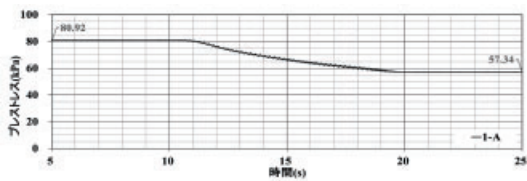
(e) 2-1-A



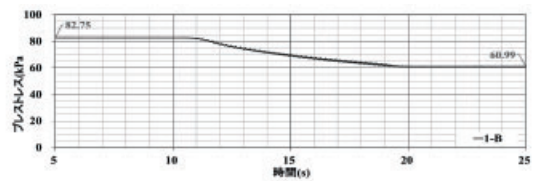
(f) 2-1-B

図 75 プレストレスの時刻歴(Case1, 最大 125 Gal 相当波)

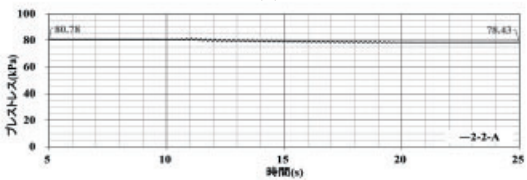
Fig. 75 Time histories of pre-stress in Case1 (Maximum 125 Gal wave).



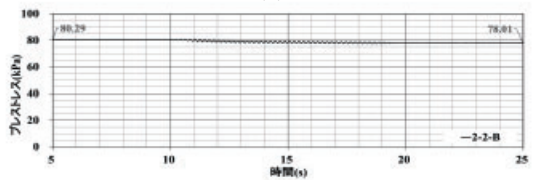
(a) 1-A



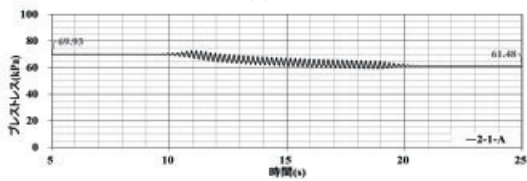
(b) 1-B



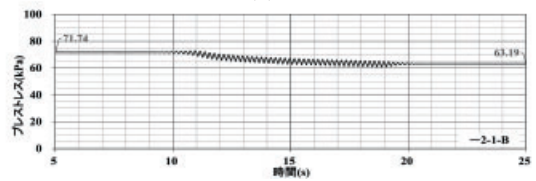
(c) 2-2-A



(d) 2-2-B



(e) 2-1-A



(f) 2-1-B

図 76 プレストレスの時刻歴(Case2, 最大 245 Gal 相当波)

Fig. 76 Time histories of pre-stress in Case2 (Maximum 245 Gal wave).

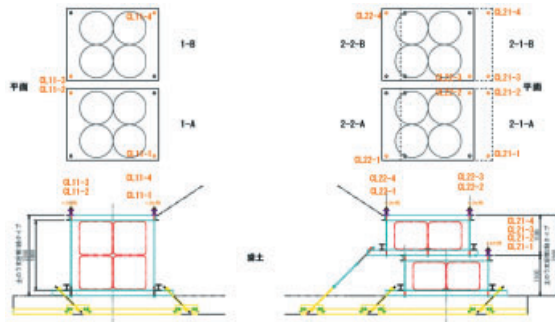
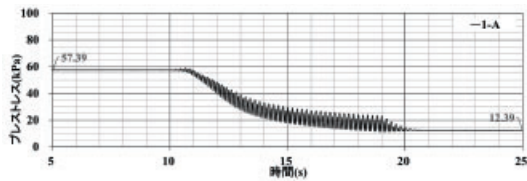
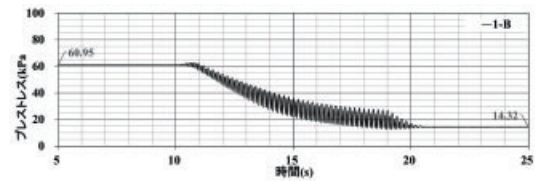


図 74(3) 土のう構造体のプレストレス計測位置

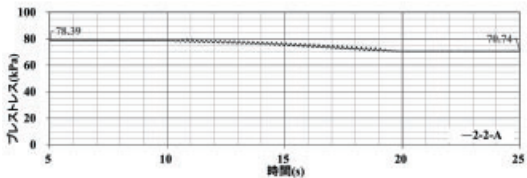
Fig. 74(3) Pre-stress measurements in flexible container bag structure.



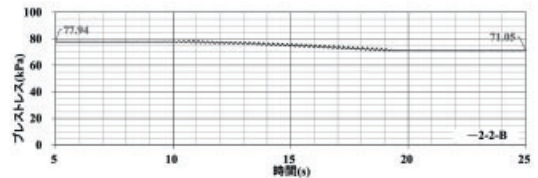
(a) 1-A



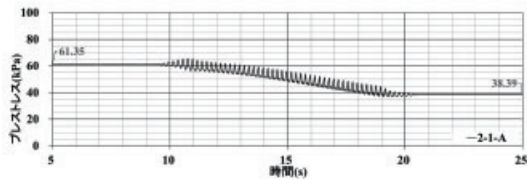
(b) 1-B



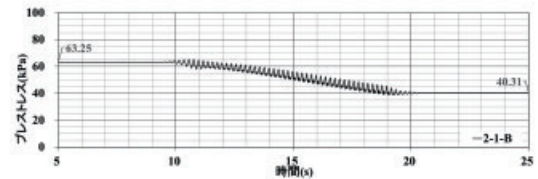
(c) 2-2-A



(d) 2-2-B



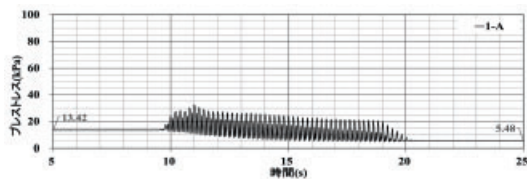
(e) 2-1-A



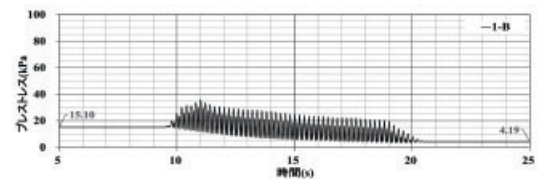
(f) 2-1-B

図 77 プレストレスの時刻歴 (Case3, 最大 376 Gal 相当波)

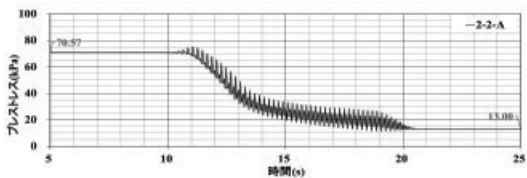
Fig. 77 Time histories of pre-stress in Case3 (Maximum 376 Gal wave).



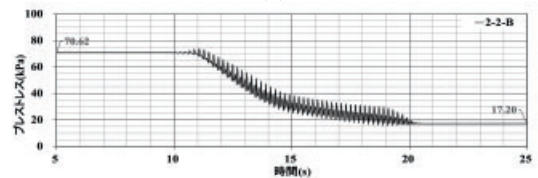
(a) 1-A



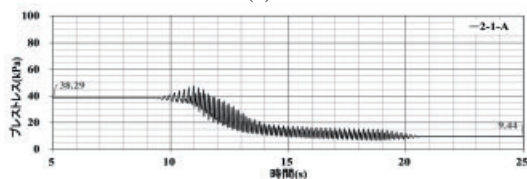
(b) 1-B



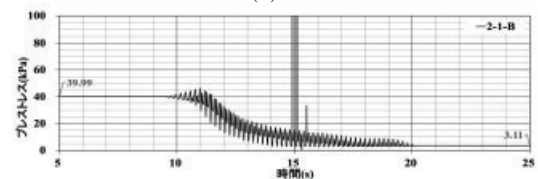
(c) 2-2-A



(d) 2-2-B



(e) 2-1-A



(f) 2-1-B

図 78 プレストレスの時刻歴 (Case4, 最大 660 Gal 相当波)

Fig. 78 Time histories of pre-stress in Case4 (Maximum 660 Gal wave).

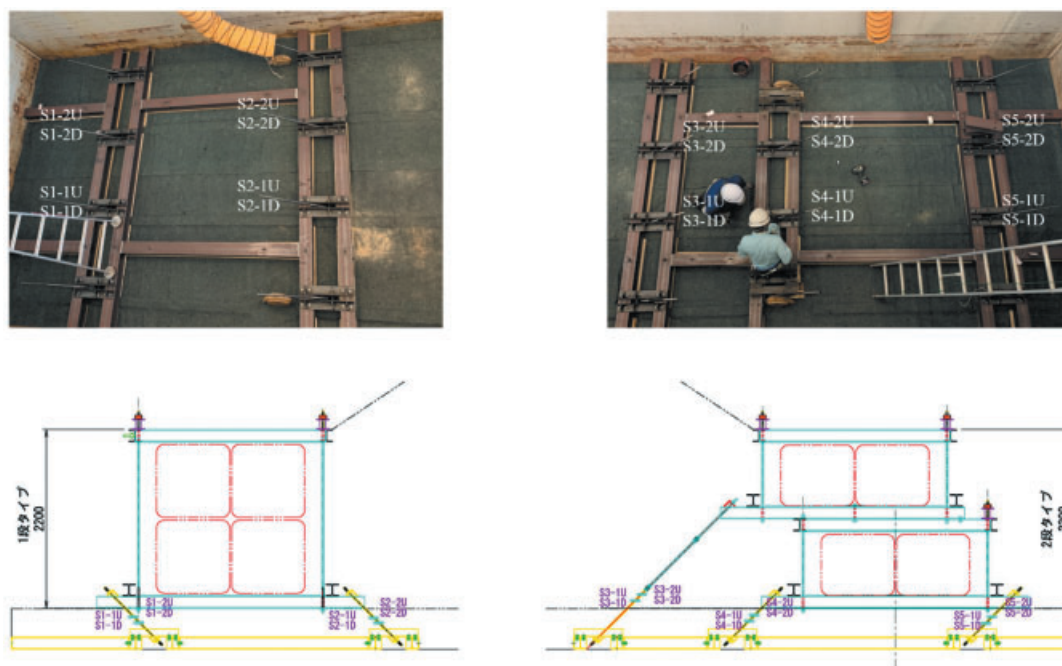


図 79(1) アンカー軸力の計測位置(ひずみゲージ)

Fig. 79(1) Measurements of anchor axial force with strain gauges.

5.4 基盤部アンカーの軸力

本実験では、アンカー取付基礎部と土のう構造体の支圧板下枠を奥行 4 カ所 (CTC 1.0 m) でアンカーを用いて固定している。なお、アンカーの目的は固定ではあるが、加振時の軸力発生の有無を把握することで、その必要性の判断も可能である。加振時のアンカーの軸力を計測するため、4 カ所の内、中央部の 2 カ所のアンカーにひずみゲージを設置した。図 79 にアンカーひずみゲージの設置位置を示す。ひずみゲージは、1 本のアンカーの同じ位置の両側 (図 79 に示す U, D) に 1 枚ずつ貼り付けた。一方、アンカーを設置した後、盛土を造成したため、加振前にアンカーに軸力がかかっているが、ここでは、加振時におけるアンカーの軸力を評価するため、加振前日にアンカーのひずみ値をゼロセットして、加振時のひずみを測定した。

実際にそれぞれのひずみゲージで計測されたひずみ値は、アンカーの軸方向挙動と曲げ挙動によるひずみが反映されるため、アンカーの両側のひずみ値の平均、すなわち「軸力+曲げ圧縮力」と「軸力+曲げ引張り力」の平均値をとることにより、曲げをキャンセルし、アンカー軸方向への挙動として、軸力を式(1)により算定した。

$$T = \varepsilon_{ave} \times E \times A \quad (1)$$

ここで、 T はアンカーの軸力 (kN)、 ε_{ave} はアンカーの平均ひずみ、 E はアンカーの弾性係数 (kN/m²) および A はアンカーの断面積 (m²) を示す。 E は鋼材の一般値である 200,000,000 kN/m² を用い、また、 A は、アンカー直径が $\phi = 24$ mm であるため、0.0004524 m² を適用した。

表 22 に各加振条件におけるアンカーの軸力、また、図 80 ~ 図 83 に各加振条件におけるアンカー軸力の時間履歴の一例をそれぞれ示す。図 80 ~ 図 83 より、加振中には二段タイプの S3 アンカーに、引張り力を主とする比較的大きい軸力が発生している。S2 と S4 アンカーには、軸力がほとんど発生していないことが分かる。一方、一段タイプおよび二段タイプの外側のアンカー (S1 と S5) では、圧縮力が発生していることがわかる。

加振後のアンカー軸力の残留値を見ると、Case1 (最大 125 Gal 相当波) では、全アンカーの軸力の残留値が ± 1 kN 以内のわずかな範囲であることがわかる。Case2 (最大 245 Gal 相当波) では、Case1 より S3 アンカーの軸力 (引張り力) の残留値が若干大きくなったが、S2 と S4 の軸力は、ほとんど変化は見られない。一方、S1 と S5 は、圧縮力が増加し、加振後も圧縮力が残留している現象が確認された。Case3 (最大 376 Gal 相当波) では、Case2 (最大

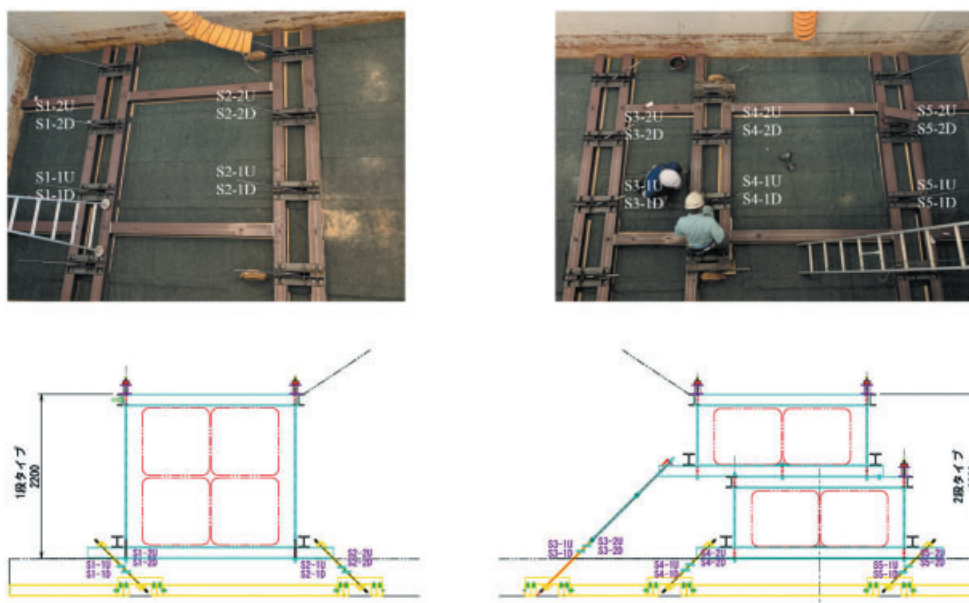


図 79(2) アンカー軸力の計測位置(ひずみゲージ)
 Fig. 79(2) Measurement of anchor axial force with strain gauges.

表 22 加振後のアンカー軸力の変化量
 Table 22 Change in anchor axial force after shaking.

Case1, 最大 125Gal 相当波	一段タイプ (kN)				二段タイプ (kN)					
	S1-1	S1-2	S2-1	S2-2	S3-1	S3-2	S4-1	S4-2	S5-1	S5-2
初期値	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.1	0.0
残留値	-0.5	-0.3	0.2	0.2	0.3	0.9	0.3	0.2	-0.4	0.0
最大値	0.6	0.6	0.5	0.4	2.8	3.8	0.5	0.3	1.1	0.1
最小値	-0.9	-0.6	-0.3	-0.5	-1.7	-1.8	-0.2	-0.1	-1.3	-0.1
Case2, 最大 245Gal 相当波	一段タイプ (kN)				二段タイプ (kN)					
	S1-1	S1-2	S2-1	S2-2	S3-1	S3-2	S4-1	S4-2	S5-1	S5-2
初期値	-0.4	-0.3	0.2	0.2	0.4	0.9	0.3	0.2	-0.5	0.0
残留値	-4.3	-3.6	0.2	0.3	1.0	2.2	0.4	0.2	-4.1	0.0
最大値	0.9	1.6	0.8	1.2	10.5	13.6	0.9	0.6	1.8	0.3
最小値	-5.1	-4.6	-0.5	-0.9	-5.9	-7.3	-0.1	-0.1	-5.8	-0.4
Case3, 最大 376Gal 相当波	一段タイプ (kN)				二段タイプ (kN)					
	S1-1	S1-2	S2-1	S2-2	S3-1	S3-2	S4-1	S4-2	S5-1	S5-2
初期値	-4.5	-3.7	0.2	0.3	0.9	2.1	0.4	0.2	-4.0	0.0
残留値	-6.0	-5.6	-0.1	0.1	1.2	4.1	0.4	0.1	-7.2	0.0
最大値	2.4	5.0	1.1	1.2	25.3	30.9	0.9	0.6	0.4	0.6
最小値	-9.6	-6.0	-0.6	-0.4	-8.4	-8.7	-0.1	-0.3	-9.3	-0.7
Case4, 最大 660Gal 相当波	一段タイプ (kN)				二段タイプ (kN)					
	S1-1	S1-2	S2-1	S2-2	S3-1	S3-2	S4-1	S4-2	S5-1	S5-2
初期値	-5.7	-5.1	0.2	0.4	1.2	3.9	0.6	0.2	-7.1	0.3
残留値	-4.6	-5.1	0.1	0.3	-7.7	-7.8	0.6	0.1	-12.5	0.3
最大値	5.5	8.1	0.9	1.0	53.4	66.9	1.4	0.9	5.2	1.1
最小値	-9.4	-5.5	-0.8	-0.5	-10.5	-10.2	-0.7	-0.6	-13.5	-0.5

(+): 引張り力, (-): 圧縮力

245 Gal 相当波)の結果と同様に, S3 アンカーの軸力は若干大きくなったが, S2 と S4 の軸力は, ほとんど変わらなかった. なお, S1 と S5 は, アンカーの圧縮力が増加する傾向が確認された. Case4(最大 660 Gal 相当波)においても, Case2(最大 245 Gal 相

当波)の結果と同様の結果であったが, S3 アンカーの場合, 加振中には比較的大きい引張り力(最大 53.4 ~ 66.9 kN)が発生したが, 加振後には, 圧縮力が残留する結果を示した.

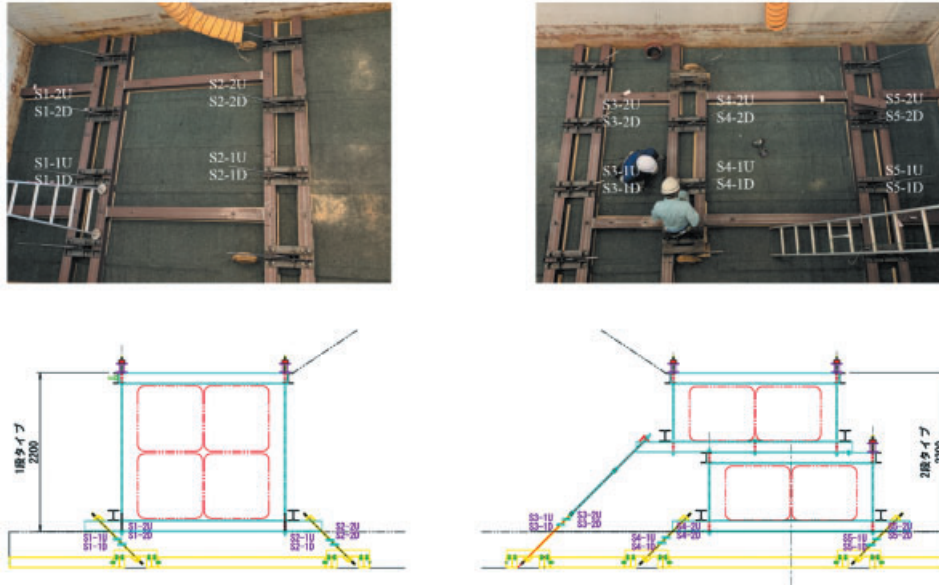
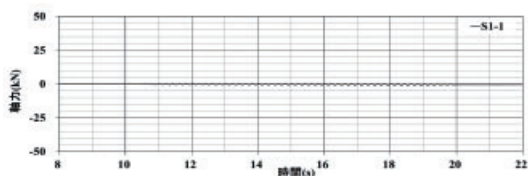
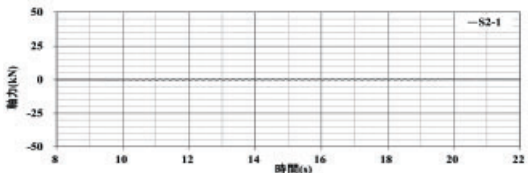


図 79(3) アンカー軸力の計測位置(ひずみゲージ)

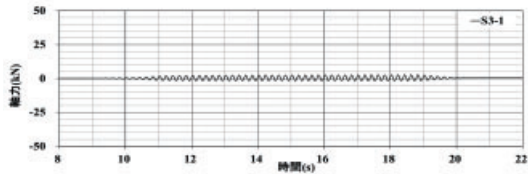
Fig. 79(3) Measurement of anchor axial force with strain gauges.



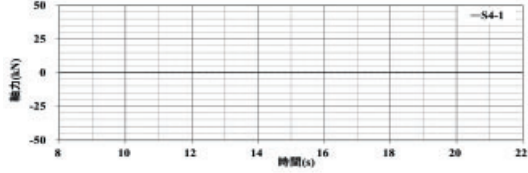
(a) S1-1



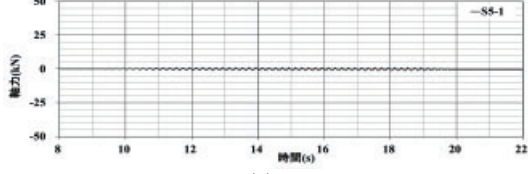
(b) S2-1



(c) S3-1



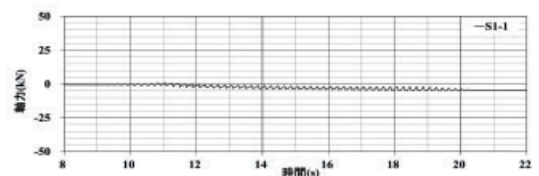
(d) S4-1



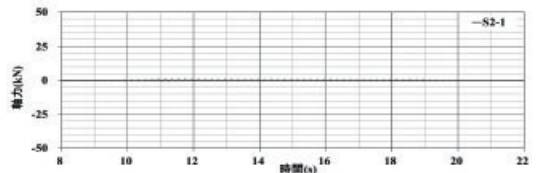
(e) S5-1

図 80 アンカー軸力の時刻歴(Case1)

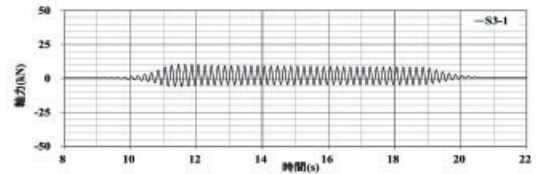
Fig. 80 Time histories of anchor axial force in Case1.



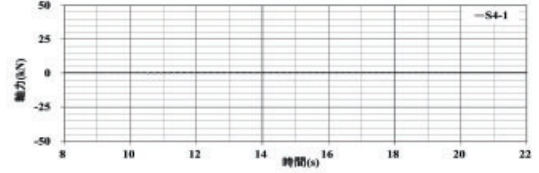
(a) S1-1



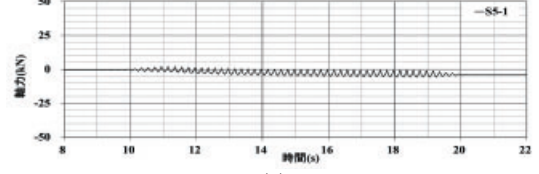
(b) S2-2



(c) S3-1



(d) S4-1



(e) S5-1

図 81 アンカー軸力の時刻歴(Case2)

Fig. 81 Time histories of anchor axial force in Case2.

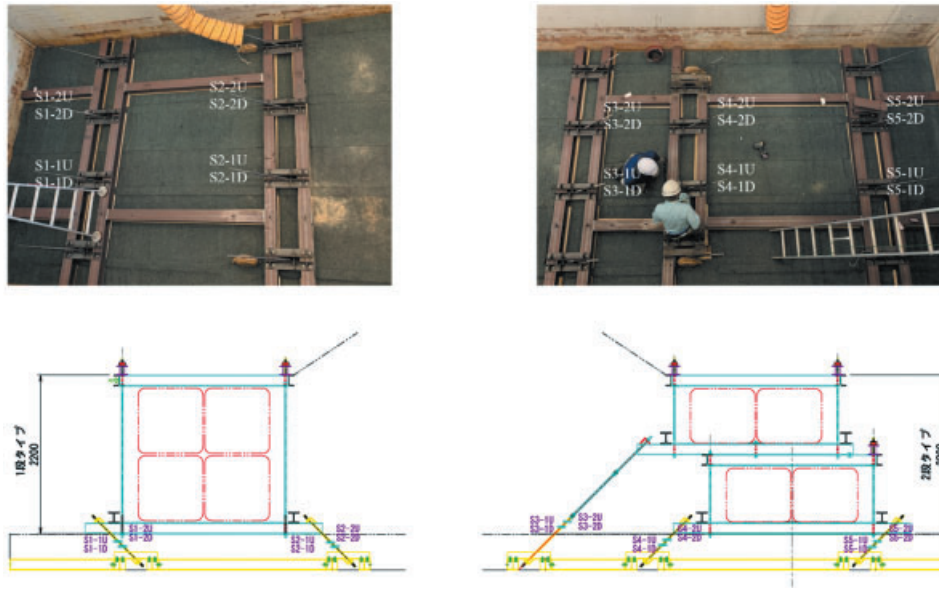
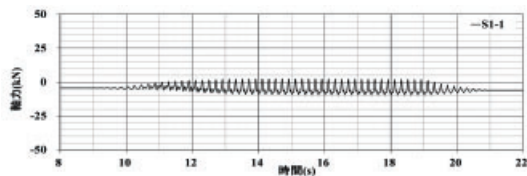
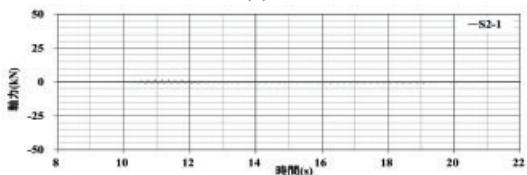


図 79(4) アンカー軸力の計測位置(ひずみゲージ)

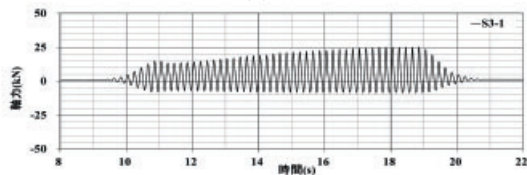
Fig. 79(4) Measurement of anchor axial force with strain gauges.



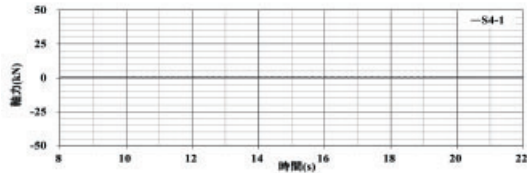
(a) S1-1



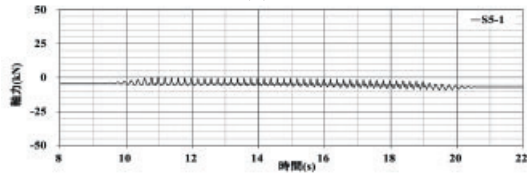
(b) S2-1



(c) S3-1



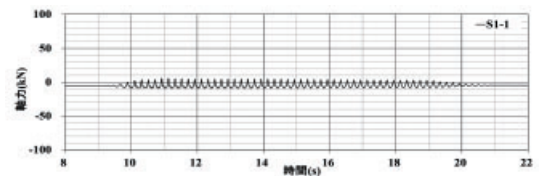
(d) S4-1



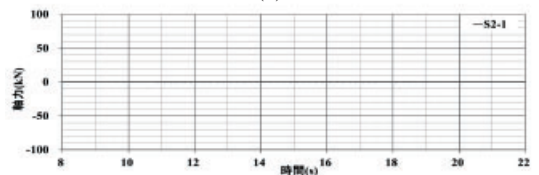
(e) S5-1

図 82 アンカー軸力の時刻歴(Case3)

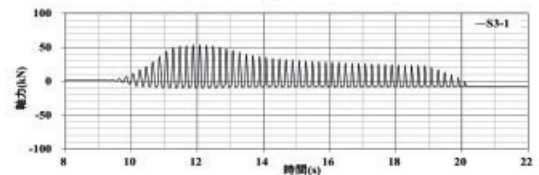
Fig. 82 Time histories of anchor axial force in Case3.



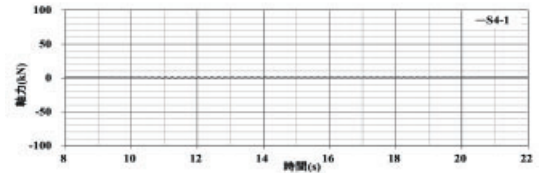
(a) S1-1



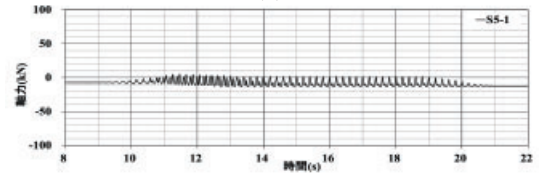
(b) S2-2



(c) S3-1



(d) S4-1



(e) S5-1

図 83 アンカー軸力の時刻歴(Case4)

Fig. 83 Time histories of anchor axial force in Case4.

5.5 試験体の三次元挙動計測

5.5.1 計測装置の仕様

試験体の三次元挙動計測土のう構造体を用いた道路盛土の3D動的挙動を把握するため、加振時に画像計測による把握を試みた。計測対象は、Case1～4の全ての正弦波による加振ケースであり、**図84**に示す様に、土槽上でも十分な撮影が可能な耐震構造の高速カメラを土槽に固定し撮影を実施した。使用した高速カメラの仕様は、IDT社製OsカメラおよびMotioProYカメラであり、画像画素は1,600画素×1,200画素、撮影速度は1,000コマ/秒、撮影枚数は4,000枚であり、保存画像ファイルであるTIFFファイル(無圧縮連番静止画ファイル)を必要に応じJPEGあるいはAVIファイルに変換保存可能なものである。また、レンズはSIGMA $f=15\text{ mm}$ かつ

F2.8、照明装置はIDT高輝度LED120Eで、カメラ1台あたり2ヶの照明装置を配置した。計測時のトリガ装置としては、手動スイッチによる撮影としたが、計測データと連動させた。また、**図85**に示す様に、3D動的計測用の黄色と黒で構成されるターゲットを盛土法面および支圧板上枠の設置し、加振時動的挙動の把握を行った。

5.5.2 計測方法

3D動的変位計測方法を簡単に述べる。**図84**および**写真27**に計測のための撮影レイアウト図および盛土法面のターゲット配置図をそれぞれ示したが、撮影に用いたカメラは、加振方向対し 70° の俯仰角で設置され、盛土の法面とカメラの撮像素子面の角度は 36.1° を示している。同図中に示す D_{yp} は、画像に撮影された標点(Pnm)の垂直成分としており、

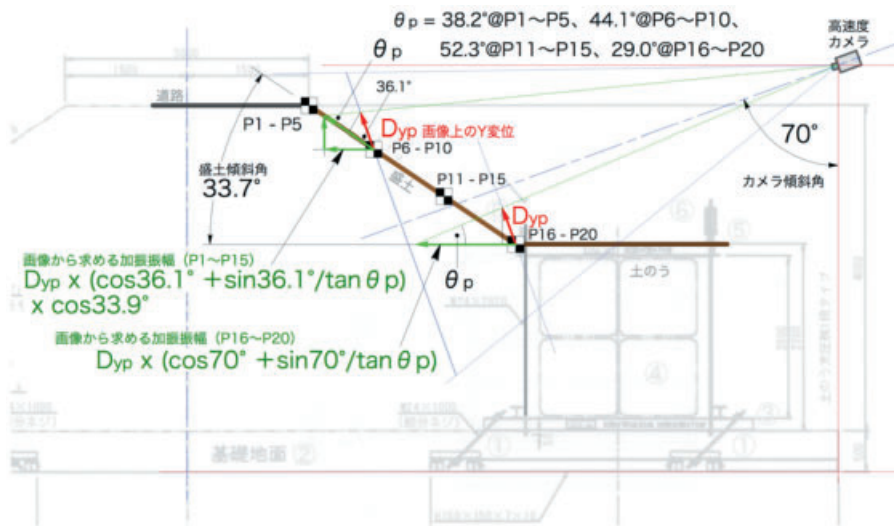


図84 撮影レイアウト

Fig. 84 Shooting layout.



(a) 一段タイプ



(b) 二段タイプ

写真27 ターゲット配置

Photo 27 Target placement.

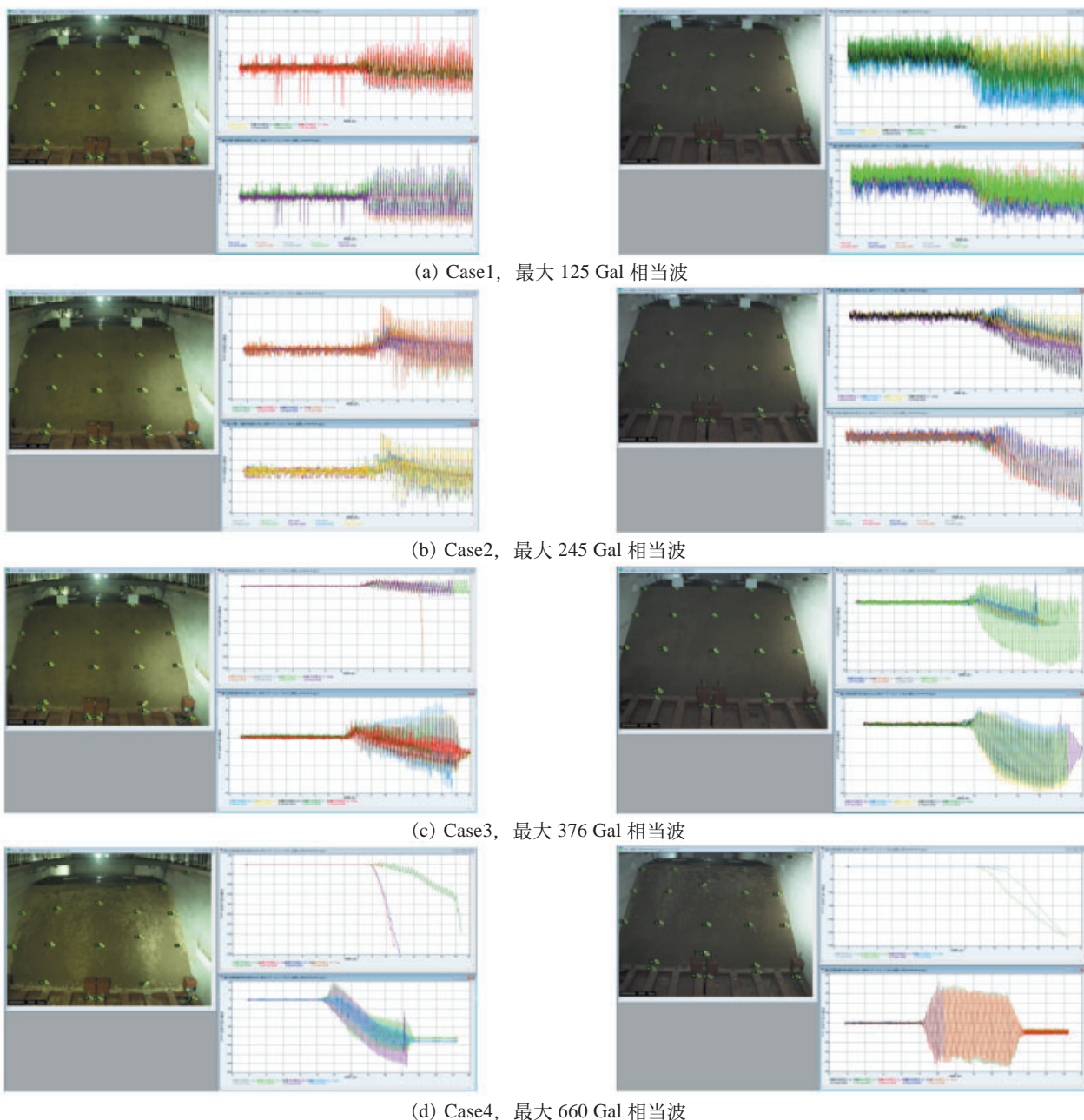


図 85 データ処理 (左列が一段タイプ, 右列が二段タイプ)

Fig. 85 Measurement data processing (left column is one-step type and right column is two-step type).

図中に示すベクトル成分に基づき, 水平・鉛直変位成分に変換される. とりまとめは, 撮影後に各時刻における画像のターゲット位置を追跡し, 加振方向と鉛直方向に生じた変位量を時刻歴データにまとめた. まとめの事例として, 各ケースのソフトウェアの画面を, 図 85 に示す.

表 23 に実験毎の測定ポイント一覧を示すが, 一回の計測における全フレーム数が 4,000 枚であり, 表中の数字はそのうち, 有効な画像の枚数を示すものである. また, 加振が進むとともに, (/)表示が増

えているが, 一段タイプ, 二段タイプ共に, 法面の変状が大きくなり, ターゲットが消失したか, あるいは, ターゲット上に流出した地盤材料により, 画像の読み取り困難になったことによるためである.

5.5.3 三次元動の変位計測結果

図 86 に Case3 における一段タイプと二段タイプ側の法肩部, および土のう構造体の上部の変位量をそれぞれ示す. 法肩部の変位に着目すると, 加振に伴い水平変位が増加するが, 一段タイプ側に比べ, 二段タイプ側の水平変位が小さく抑えられているこ

表 23 実験毎の測定ポイント一覧

Table 23 List of measurement points for each case.

実験 番号	測定フレーム 計測できた範囲(最初からのフレーム数)																										
	標点1	標点2	標点3	標点4	標点5	標点6	標点7	標点8	標点9	標点10	標点11	標点12	標点13	標点14	標点15	標点16	標点17	標点18	標点19	標点20	標点21	標点22	標点23	標点24	標点25	標点26	標点27
	層上段 左	層上段 中央	層上段 右	二段目 左	二段目 中央	二段目 右	三段目 左	三段目 中央	三段目 右	層下段 左	層下段 右	土台鋼材 左	土台鋼材 中央	土台鋼材 右	土台鋼材 右端	固定点 1	固定点 2	固定点 3	固定点 4	層下段 中央部							
1回目 100 Gal	1段タイプ (右側)西	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全
	2段タイプ (左側)東	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全
2回目 250 Gal	1段タイプ (右側)西	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全
	2段タイプ (左側)東	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全	全
3回目 450 Gal	1段タイプ (右側)西	3259	3149	2766	3041	全	3387	3220	3460	3097	3506	3708	3391	3475	3392	全	3379	3240	3673	全	全	3327	全	全	全	全	全
	2段タイプ (左側)東	3294	3375	全	3430	3205	3388	3265	3144	3025	3310	全	3624	全	3858	全	3752	全	3762	全	全	3470	全	全	全	全	全
4回目 750 Gal	1段タイプ (右側)西	全	全	全	3082	2958	1789	1841	2127	1806	1815	1830	1840	2201	2329	1866	1953	1934	全	3742	全	全	全	全	全	全	全
	2段タイプ (左側)東	2543	2954	全	3546	全	1818	1816	3015	1820	1799	1850	1858	1866	1823	2008	1931	2649	2036	全	全	2149	全	全	全	全	2201

加振条件: 40波、5Hz、N Gal、N = 100@1回目、250@2回目、450@3回目、750@4回目

全 全範囲で計測 計測できなかった、計測しなかったポイント

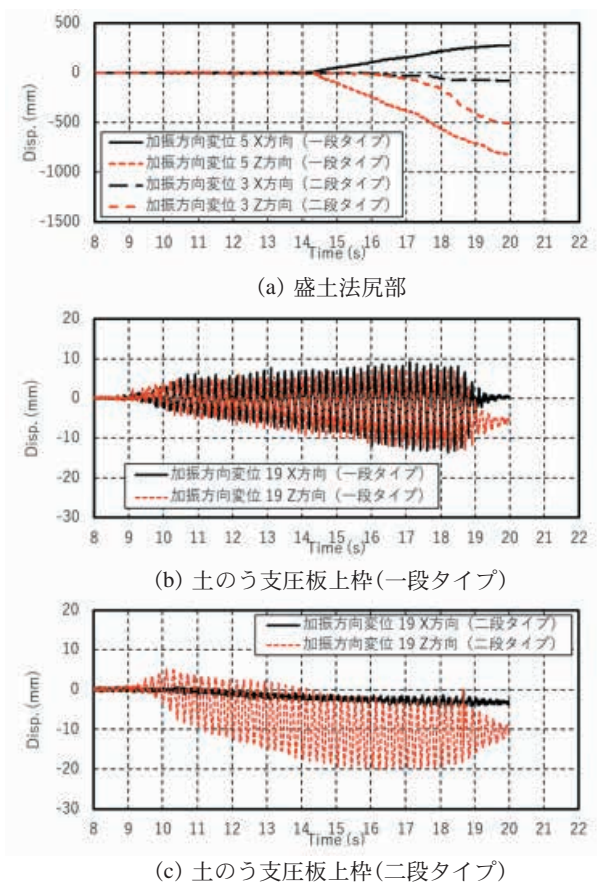


図 86 三次元動的変位計測結果
Fig. 86 Result of three-dimensional dynamic displacement measurement.

とが分かる。鉛直変位に関しては、一段タイプ側において、水平変位とともに加振直後から増加し、一方、二段タイプ側は、鉛直変位が生じるタイミングが遅れていることが分かる。土のう構造体上部の変位に着目すると、両土のうタイプにおいても水平、鉛直変位に大きな差異はなく、鉛直方向の沈下が卓越していることがわかる。

6. 盛土の残留変形、損傷および掘削調査

加振による盛土の損傷・破壊性状確認のために実施した各種調査結果について述べる。三次元レーザー計測結果をまとめ残留変形特性を確認し、加振前後に実施したサウンディング調査結果をまとめた。同時に、各加振直後に目視観察を行い盛土の損傷様子を把握し、盛土内部の破壊形状を確認するため、盛土を慎重に掘削しながら盛土内部の様子を観察した。また、法面のクラックに関しては、表面に溜まっている土を人力で取り除きながら、クラックの位置を測定した。最後に、破壊面推定用のひずみゲージ付きジオグリッドの計測データを分析し、破壊面の推定を試みた。

6.1 加振後における目視による損傷確認

各加振直後に、目視による損傷調査を実施した。写真 28 (a) ~ (d) に各加振直後に天井のカメラで撮影した盛土の様子をそれぞれ示す。Case1 (最大 125 Gal 相当波) および Case2 (最大 245 Gal 相当波)

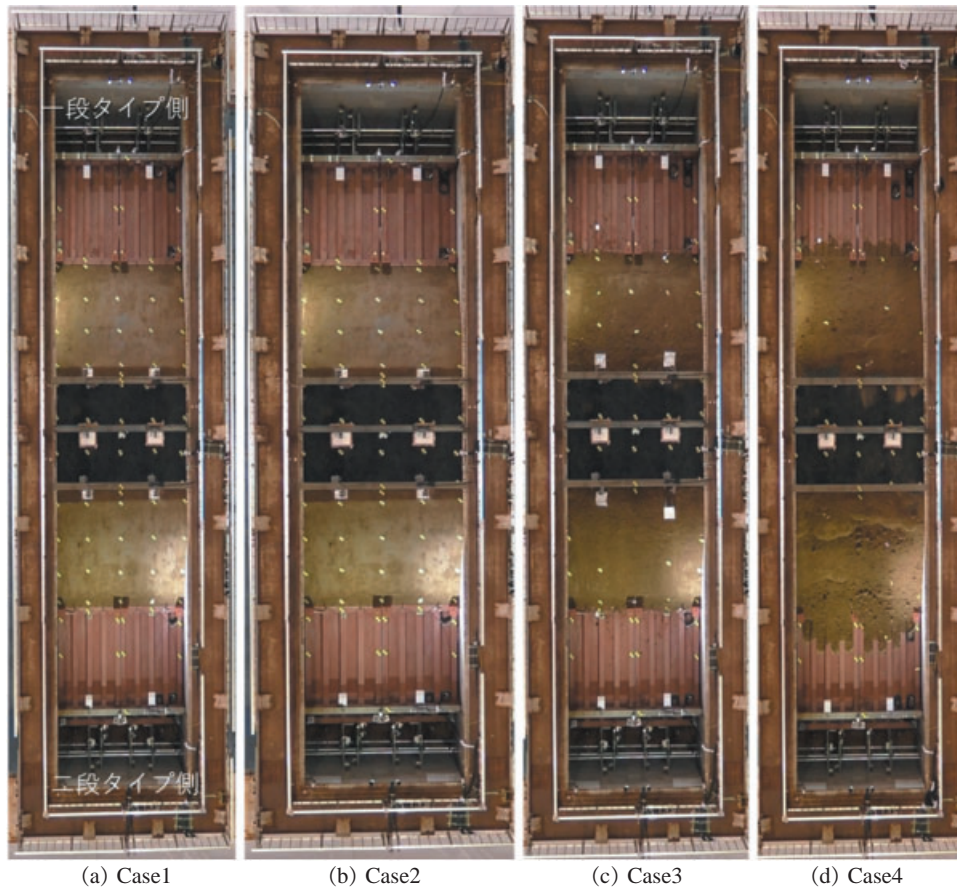


写真 28 加振後の盛土の様子
Photo 28 Situation of embankment after shaking.

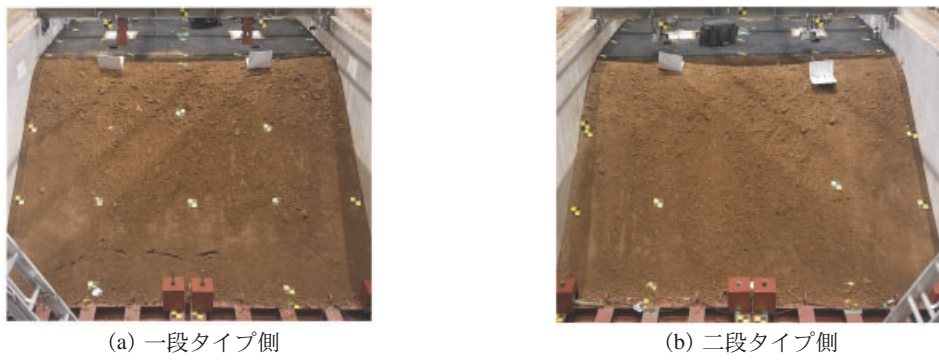


写真 29 法面の損傷状況 (Case3)
Photo 29 Slope damage situation in Case3.

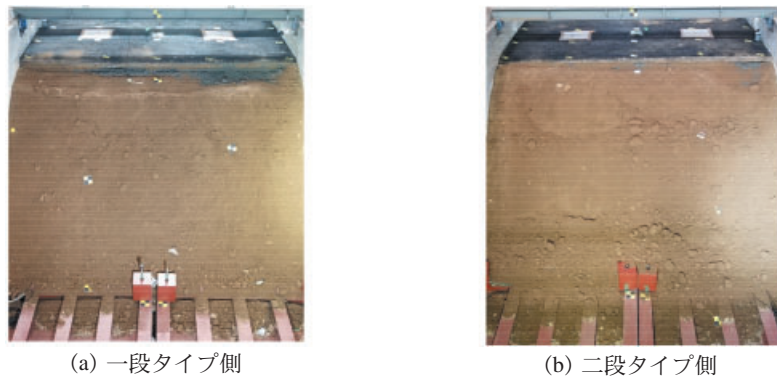


写真 30 法面の損傷状況 (Case4)
Photo 30 Slope damage situation in Case4.

の加振後は、両側（一段・二段タイプ）とも法面においてクラック等の損傷が見られなかった。Case3（最大 376 Gal 相当波）の加振直後の場合は、一段タイプ側の法面の下部にクラックが発生したものの（写真 29 (a)）、二段タイプ側の法面では、クラックが確認できなかった（写真 29 (b)）。また、両側とも法肩部が崩れていることを確認した。一方で、Case4（最大 660 Gal 相当波）の加振直後、同じく目視による損傷調査を行った結果、両側とも法面の上下部にクラックが発生していることが確認できた（写真 30）。

6.2 三次元レーザー計測による残留変形の把握

6.2.1 計測方法

計測に先立ち、データ合成のためのターゲットを土槽内の不動点として複数定め、作業場の制約を加味し計測を行った。本計測は、照射したレーザーパルスが対象物から反射して戻ってくるまでの時間で距離を算出し計測するもので、回転しながら自動的に連続してレーザーの照射を行うため、一度に大量の点データを取得できる。ただし、1カ所からの計測では、計測箇所からの距離が得られるのみで、また、死角がある場合には、堤体の形状を三次元で表現することができない。そこで本実験では、任意の複数の箇所から計測を実施し、最終的に統合したデータを点群として三次元化した。

手順として、実験前後の試験体の変状を把握するため、盛土試験体の道路面、盛土法面、土のう支圧板および土槽を対象に、写真 31 に示す紙製のターゲットを設置した。計測概念図を図 87 に示す。実験前（レーザー計測前）に、基準点にトータルステーションを設置し、測距・側角観測を実施した。その後、加振間に写真 32 に示す機材を用い、レーザー計測を実施した。また、加振による実験前後の基準点移動の有無確認の為、Case4 の最終加振後（レーザー計測後）に上記観測を点検測量として再度実施した。

6.2.2 計測結果

図 88 に Case3 および Case4 における盛土上部からの鉛直変位コンター図（加振後標高 - 加振前標高）を示す。(a) に示す Case3 においては天端部が全面的に水色を示しており、約 6 cm 程度の沈下が見られる。また、両肩部では、面的に青色に着色されていることから、12 cm 程度の崩壊と見られる沈下が確認される。

一方、一段タイプと二段タイプ側の両法面では全

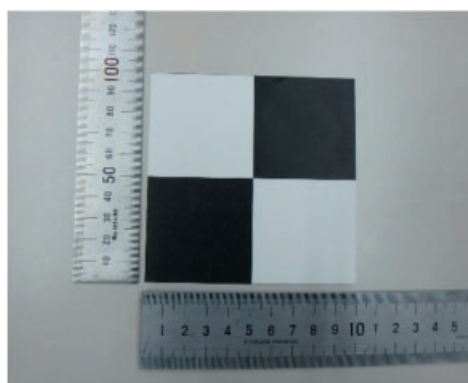


写真 31 ターゲット
Photo 31 Target plate.

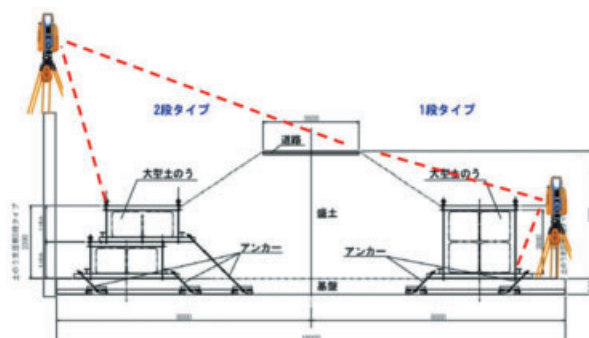
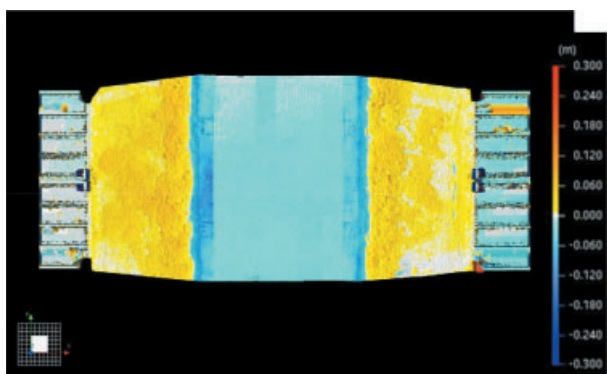


図 87 三次元レーザー計測概念図
Fig. 87 Conceptual diagram of three-dimensional territorial laser measurement.

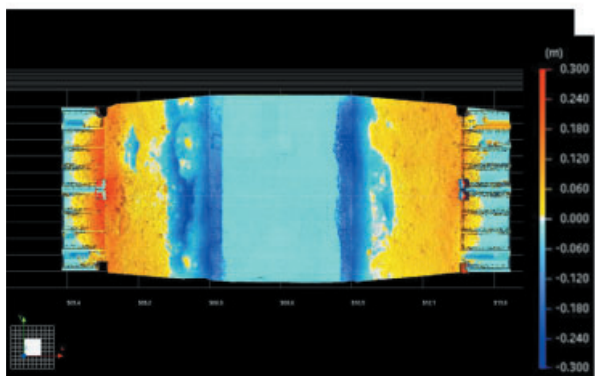


写真 32 レーザースキャナ
Photo 32 Laser scanner.

面的に黄色、すなわち 6 cm 程度の隆起が見られる。これらの法肩の変状から法面の隆起にかけての詳細を図 89 に示す。基本的には、盛土全体が沈下し側方に孕んだ影響に加え、法肩からの崩壊土砂が法面に被った影響であるものと考えられる。参考として、図 89 (b) に Case3 の法面コンター図を示すが、この段階で法肩の変状範囲が広がるとともに、法面がより隆起し、更に一段タイプの土のう構造体と盛土の接線に崩壊土砂の堆積が集中していることが分かる。

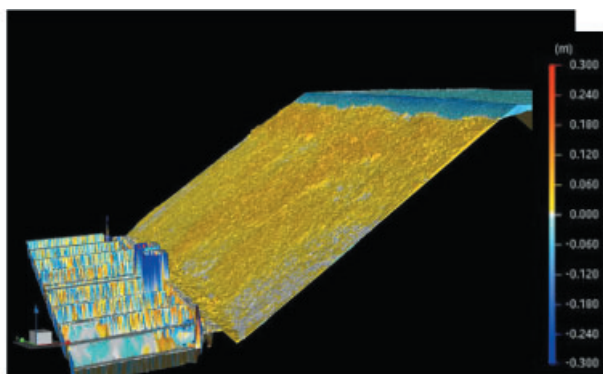


(a) Case3

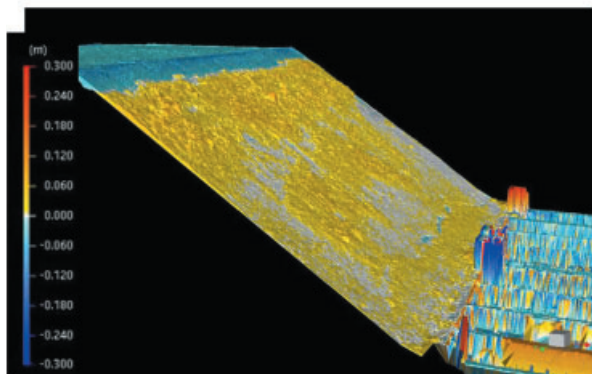


(b) Case4

図 88 三次元レーザー計測結果
Fig. 88 Results of three-dimensional territorial laser measurement.



(a) 一段タイプ



(b) 二段タイプ

図 89 三次元レーザー計測による法面の状況
Fig. 89 Situations of slope by three-dimensional territorial laser measurement.

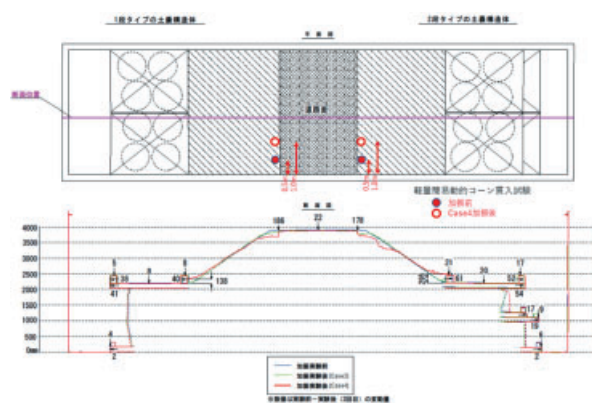


図 90 加振方向センターラインにおける変形図
Fig. 90 Deformation diagram in the center line along the shaking direction.

次に土槽の加振方向センターラインにおける Case3 および Case4 における変形図を図 90 に示す。最終的な残留変形である Case4 後の計測結果から、一段タイプの土のう構造体支圧板上枠の水平変位量が 40 mm 程度、一方、二段タイプでは、50 mm 程度を示し、土のうの積層方法が違うため、直接の比較になり得ないものの、二段タイプの水平変位が大きくなった。しかし、法肩に着目すると、一段タイプ側の沈下が 186 mm、一方、二段タイプ側では 178 mm を示し、土のう構造体と逆の傾向を示している。道路機能を考える上では、二段タイプの方が優れている可能性を示唆している。

6.3 簡易軽量動的コーン貫入試験

三次元レーザー計測は、盛土表面形状からの結果であるが、加振前後で実施した簡易軽量動的コーン貫入試験を実施し、盛土内部の損傷について確認した。調査箇所は、図 90 に示されているが、天端部に道路を模したアスファルトが敷設されていることから、法肩部で調査が実施された。

6.3.1 試験方法

加振前後で実施した地盤調査は、軽量簡易動的貫入試験 (PANDA) によるものである。PANDA は、盛土や埋土などの締固め地盤の評価に多く利用されている調査手法である。写真 33 に実施時の様子を示すが、狭隘地で 1 人による試験が可能である様子が見て取れる。また、ハンマーによる任意の打撃力でロッドとその先端に接続した先端コーンを地盤に打ち込み、その時の 1 打撃毎の動的貫入抵抗値 q_d を求めることが出来るため、空間分解能が高いデータを取得できる²⁾。なお、PANDA は、フランスで開



写真 33 PANDA の試験状況
Photo 33 Penetration test using PANDA.

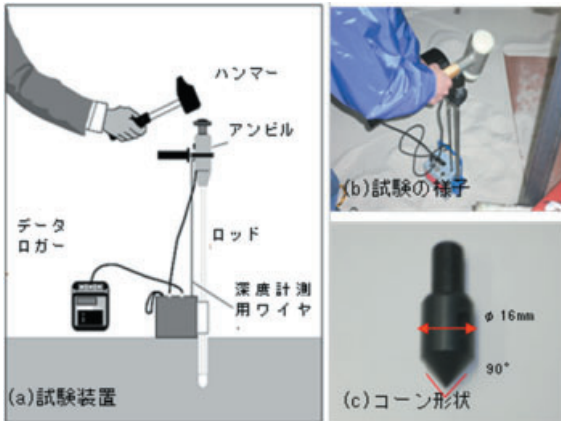


図 91 PANDA の試験方法および機材の概要
Fig. 91 Outline of PANDA equipment and the test procedure.

発されたサウンディング手法であり、日本における知名度は低いが、フランス国内で 1,400 台程度、世界的にも 2,000 台程度 (10 年前当時) 普及しており、盛土や埋土などの締固め地盤の評価に多く利用されている。試験機は小型軽量で試験方法も簡便であることから、締固め地盤のみならず、模型実験における模型地盤の評価にも有効であると考えられる。今回、盛土の法肩付近において、加振前後の q_d を比較することで、盛土の損傷度の把握を試みた。

図 91 (a) ~ (c) に PANDA の概念図、試験の様子およびコーンの形状をそれぞれ示す。 q_d は、(a) に示すようにハンマーによる打撃でロッドとその先端に接続したコーンを地盤に打ち込み、そのときの 1 打撃ごとに得ることが出来る。また、 q_d は打撃エネルギー

ギーとその伝達効率および貫入量の関係から、次式により求められる。

$$q_d = \frac{1}{A} \frac{\frac{1}{2} MV^2}{1 + \frac{P}{M} x} \quad (2)$$

式 (2) 中に示す A はコーン断面積、 M は打撃側の質量、 P は打撃を受ける側の質量、 V は衝撃速度、 x は 1 打撃あたりの貫入長さであり、打撃エネルギー ($MV^2/2$) は、アンビル内部のひずみゲージ式のセンサにより求められる。また、参考までに、 q_d と N 値の関係について地盤材料別に以下のように示されている。

$$q_d = 0.2 \sim 0.3N \text{ (粘性土)} \quad (3a)$$

$$q_d = 0.4 \sim 0.5N \text{ (細砂, 中砂)} \quad (3b)$$

$$q_d = 0.6 \sim 1N \text{ (砂, 礫)} \quad (3c)$$

6.3.2 試験結果

各試験結果を図 92 にそれぞれ示す。一段タイプと二段タイプ共に、加振前の黒線の q_d 深度分布を見ると、概ね 25 ~ 30 cm 周期で山と谷が確認できる。これは、試験体造成時の転圧面における q_d の跳ね上がりに相当する。加振前後で比較すると、両ケース共に、全体的には深度分布に変化があまり見られず、明確な損傷は確認できなかった。しかし、調査地点が法肩から 50 cm 内側の天端部であったため、浅い部分ほど変状が大きく、一段タイプでは、GL -0.3 ~ -0.8 m、また、二段タイプでは GL -0.8 ~ -1.0 m の範囲に q_d の低下が見られている。

6.4 盛土試験体の掘削調査

6.4.1 天端の掘削調査

盛土天端の損傷を確認するため、天端に施工した舗装の解体作業を行った。まず、カッターを用いて舗装部 ($H=3.9$ m) を切った上で、舗装部を取り出した。その後、碎石層 ($H=3.85$ m) を確認したところ、天端のクラックは確認できなかった。更に、写真 34 に示すように、スコップを用いて碎石層から盛土の高さ $H=3.65$ m まで慎重に掘削調査を行ったが、クラックが確認できなかった。

6.4.2 法面の掘削調査

一段・二段タイプ側の法面における損傷状況を写真 35 に示す。箒とスコップを用いて、人力で溜まっ

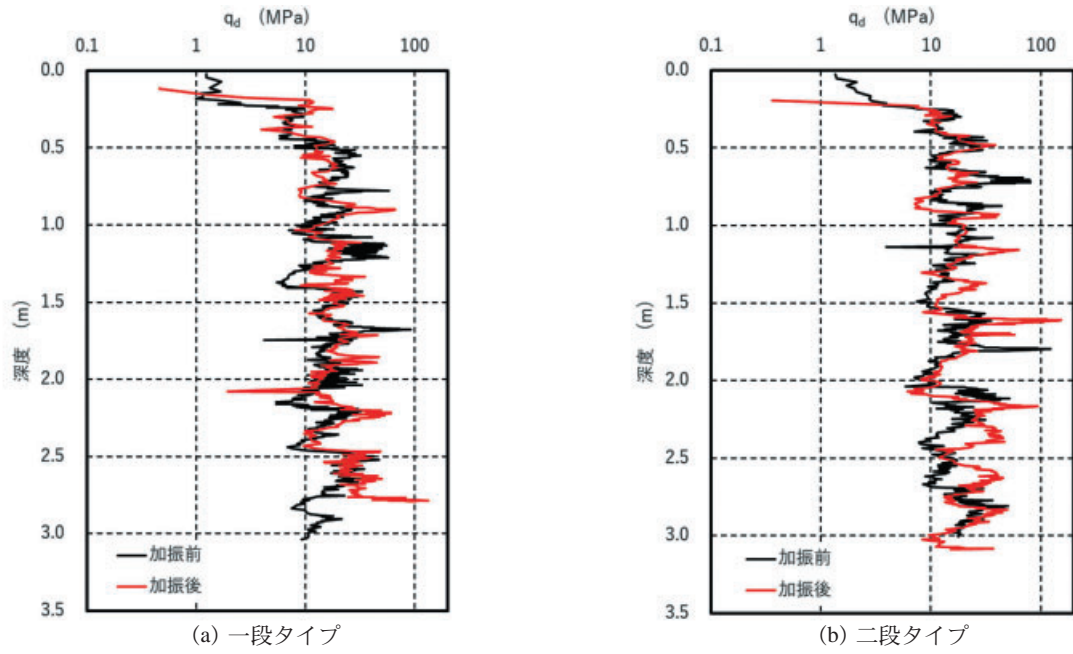


図 92 コーン貫入試験結果
 Fig. 92 Results of cone penetration test.



(a) 碎石層



(b) 盛土の天端

写真 34 掘削調査
 Photo 34 Excavation investigation.



(a) 一段タイプ側法面



(b) 二段タイプ側法面

写真 35 法面の損傷状況
 Photo 35 Damage situation of slope.

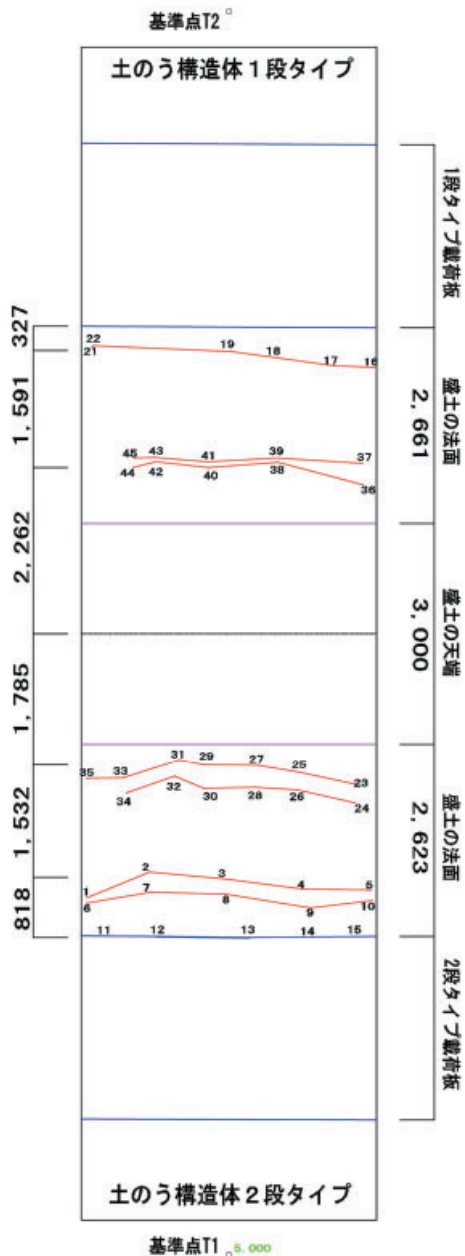


図 93 トータルステーションによる法面の損傷調査
Fig. 93 Damage investigation of slope with total station.

ている土を少しずつ取り除きながら、それぞれのクラックの形状を確認した後、トータルステーションを用いてクラックの位置を測定した。その結果を図 93 に示す。法肩付近のクラックは、一段タイプ側の方が、発達していることが分かる。

6.4.3 盛土内部のトレンチ掘削調査

盛土内部の損傷状況を確認するため、写真 36 のように、バックホウを用いて天端から盛土内部へ幅 1.4 m 程度のトレンチ掘削を実施し、側面から盛土内部のすべり面を調査した。



(a) トレンチ掘削の様子



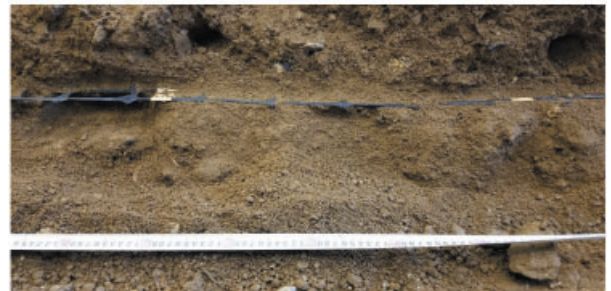
(b) 2 番目のジオグリッドの様子(一段タイプ側)



(c) 2 番目のジオグリッドの拡大写真(一段タイプ側)



(d) 2 番目のジオグリッドの様子(二段タイプ側)



(e) 2 番目のジオグリッドの拡大写真(二段タイプ側)

写真 36 トレンチ掘削の状況
Photo 36 Status of trench excavation.

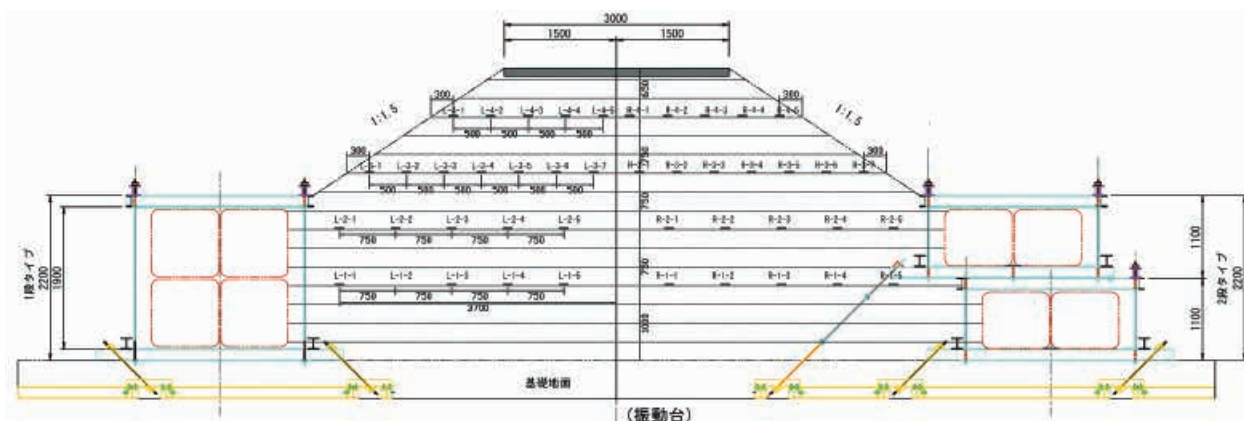


図 94 破壊面推定用のひずみゲージ付きジオグリッドの敷設位置
 Fig. 94 Laying positions of geogrid with strain gauges for estimation of sliding collapse surface.

盛土の高さ 2.5 m (2 番目のジオグリッド), 1.75 m (3 番目のジオグリッド), 1.0 m (4 番目のジオグリッド) でそれぞれトレンチ掘削を行った後, 側面から盛土内部およびジオグリッドの様子を観察したものの, 盛土内部においてのクラックや, すべり面推定用として敷設したひずみゲージ付きジオグリッドの大きな変形は確認できなかった。

6.5 破壊面の推定

盛土の破壊面を推定するため, 幅 10 cm 程度のジオグリッドにひずみゲージを貼付し, 盛土内部に敷設した (4.6 計測計画参照)。ジオグリッドは加振時に盛土と同様に動くため, 盛土崩壊時に, 盛土内部における土の変形 (または, ひずみ) が大きいところ, すなわち破壊面付近で, ジオグリッドに大きなひずみが発生する。このように計測したジオグリッドのひずみ値は, 盛土のひずみ値ではない。図 94 に破壊面推定用のひずみゲージ付きジオグリッドの敷設位置を示す。両側の盛土において各 4 カ所 (高さ 1.0, 1.75, 2.5 および 3.25 m) に設置した。そこで, 各高さで計測したひずみ値を比較して, 相対的にひずみが大きく発生した位置をプロットして, 破壊面を推定した。

前述のように, Case1 (最大 125 Gal 相当波) および Case2 (最大 245 Gal 相当波) においては, 加振中に盛土の天端や両側法面にてクラックやすべり破壊は確認されなかった。図 95 に Case2 (最大 245 Gal 相当波) における各計測位置の最大ひずみ値を示す。図 96 には, Case2 (最大 245 Gal 相当波) において, 各計測高さにて最大ひずみ値が発生した位置のひずみの時

間歴を示す。Case2 では, ひずみが集中して大きく発生する位置が確認されなかった。

次に加振中に盛土でクラックが発生した Case3 (最大 376 Gal 相当波) および Case4 (最大 660 Gal 相当波) の結果について破壊面を推定した。図 97 と図 99 に, Case3 (最大 376 Gal 相当波) および Case4 (最大 660 Gal 相当波) それぞれにおける各計測位置の最大ひずみ値を示し, トータルステーションのより測定したクラックの位置と比較した。図中の赤い部分は, 各ジオグリッドにて最大ひずみが発生した位置を示し, オレンジ色の部分は, 2 番目に大きいひずみが発生した位置を示す。また, 図 98 と図 100 には, Case3 (最大 376 Gal 相当波) および Case4 (最大 660 Gal 相当波) それぞれにおいて, 各ジオグリッドにて最大ひずみが発生した位置 (図 97 と図 99 の赤い部分) のひずみの時間歴を示す。

Case3 (最大 376 Gal 相当波) においては, 二段タイプの盛土に比べ, 一段タイプの盛土のひずみが大きく発生しており, 特に, 一段タイプ土のう構造体の背面で, ひずみが大きく発生している (図 97)。これは, Case3 におけるクラックの発生様子 (写真 29) と, 二段タイプに比べ一段タイプの土のう構造体の水平変位が大きく発生している結果 (表 19) と整合していると考えられる。一方, 加振中におけるひずみ (図 98) は, 徐々に増加する傾向が見られ, 破壊発生時点を推定することができなかった。

Case4 においては, 図 99 に示すように, 二段タイプの盛土のひずみも増加して, 大きく発生している。また, 両側とも法面の下部 (土のう構造体の背面付

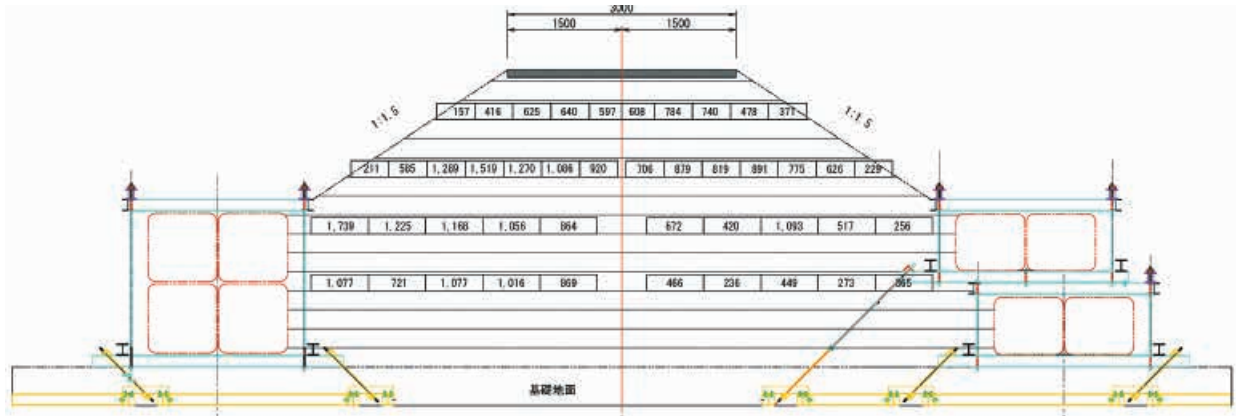


図 95 計測位置ごとの加振中の最大ひずみ値(Case2, 最大 245 Gal 相当波)

Fig. 95 Maximum strain values during shaking at each measurement position in Case2 (Maximum 245 Gal wave).

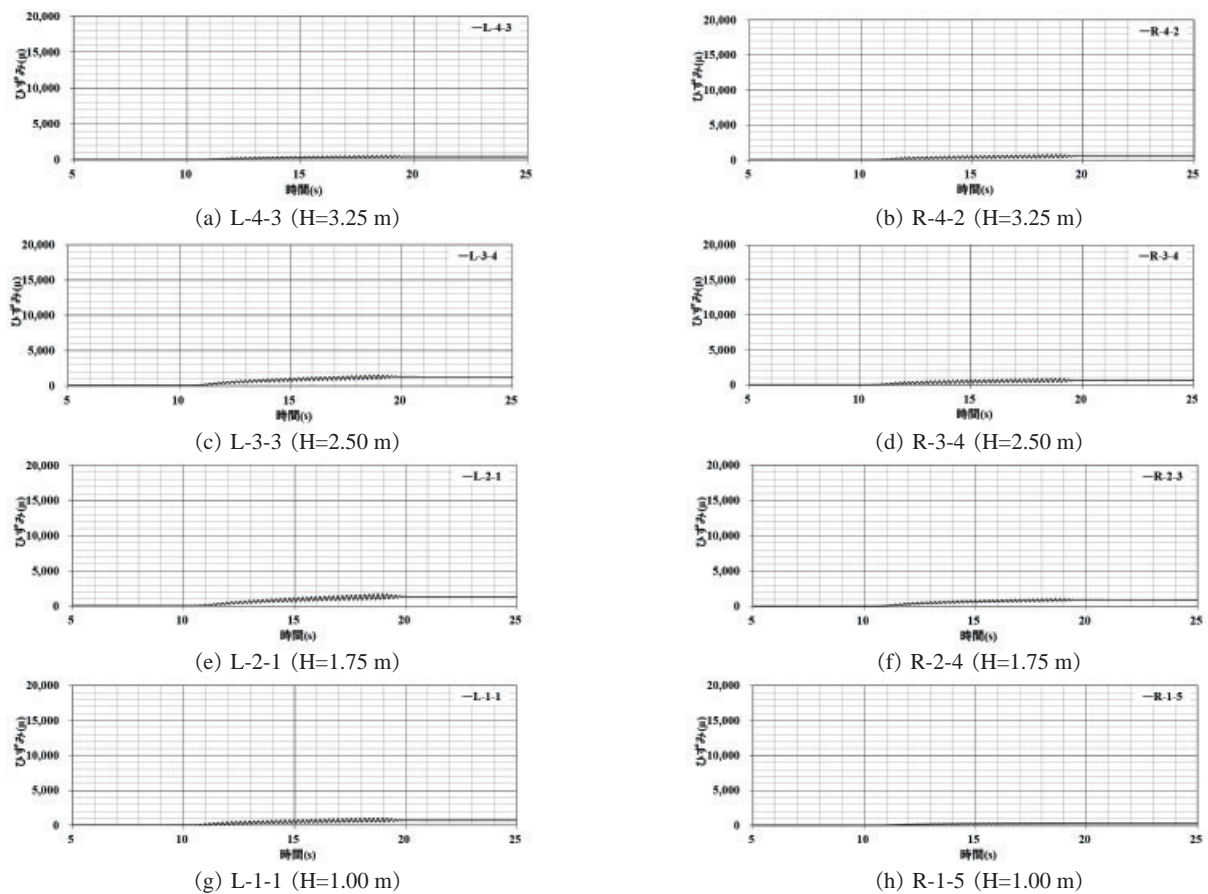


図 96 計測高さごとにおける最大ひずみが発生した位置のひずみの時間歴(Case2)

Fig. 96 Time histories of strain at the position where maximum strain occurred at each measurement height in Case2.

近)に発生したクラックは、天端から3, 4番目ジオグリッド($H=1.0$ および $H=1.75$ m)において、相対的にひずみが大きい部分がクラックとして法面に顕著に表れた可能性が高いと考えられる。

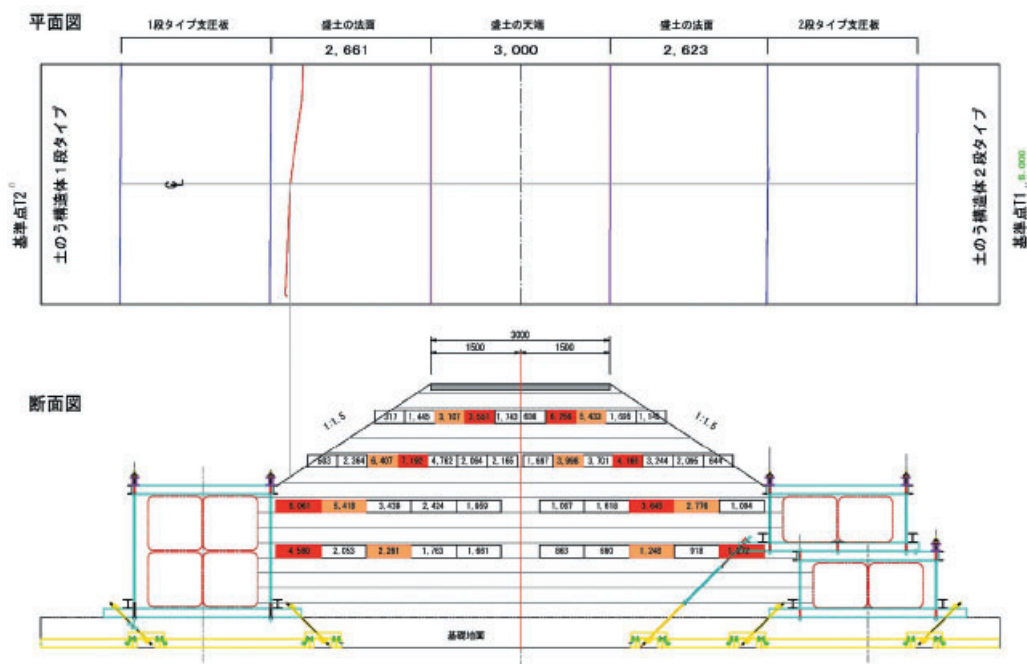


図 97 計測位置ごとの加振中の最大ひずみ値 (Case3, 最大 376 Gal 相当波)
 Fig. 97 Maximum strain values during shaking at each measurement position in Case3 (Maximum 376 Gal wave).

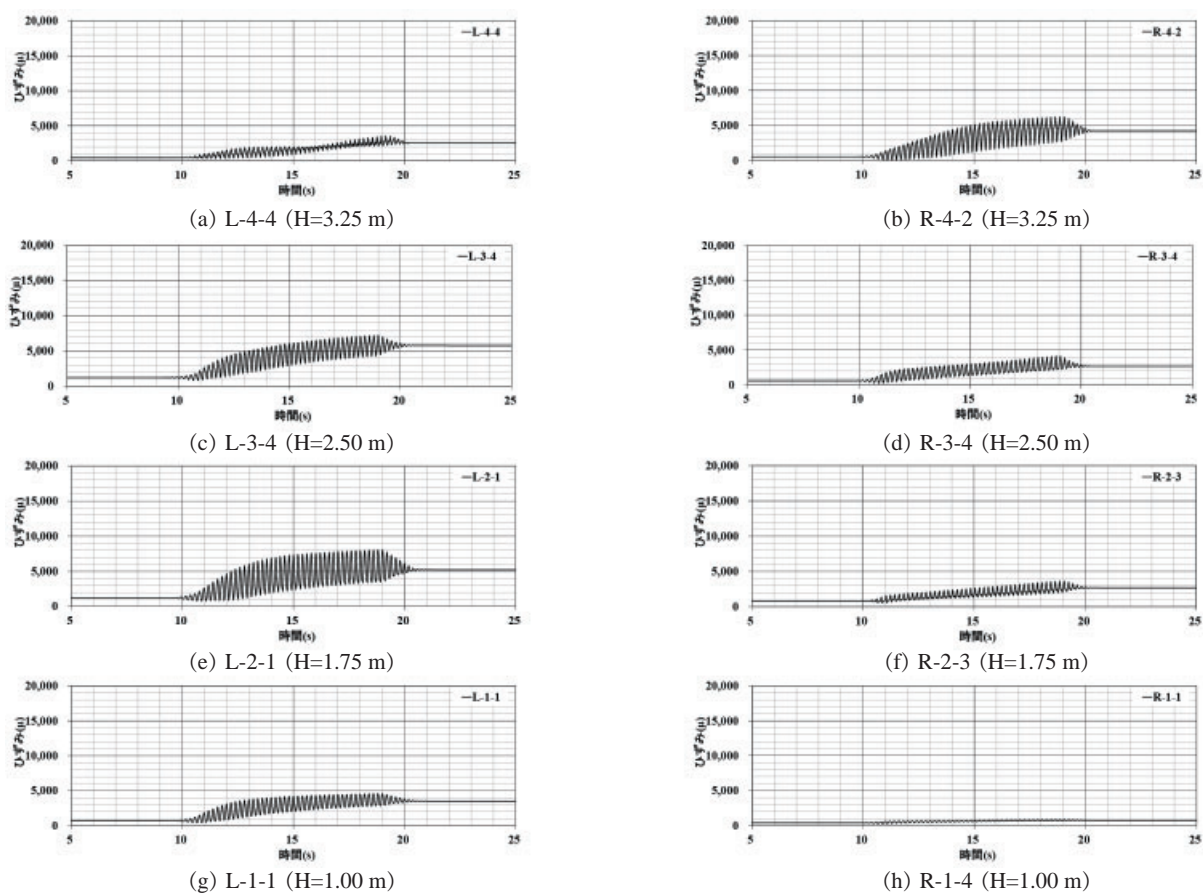


図 98 計測高さごとにおける最大ひずみが発生した位置のひずみの時間歴 (Case3)
 Fig. 98 Time histories of strain at the position where maximum strain occurred at each measurement height in Case3.

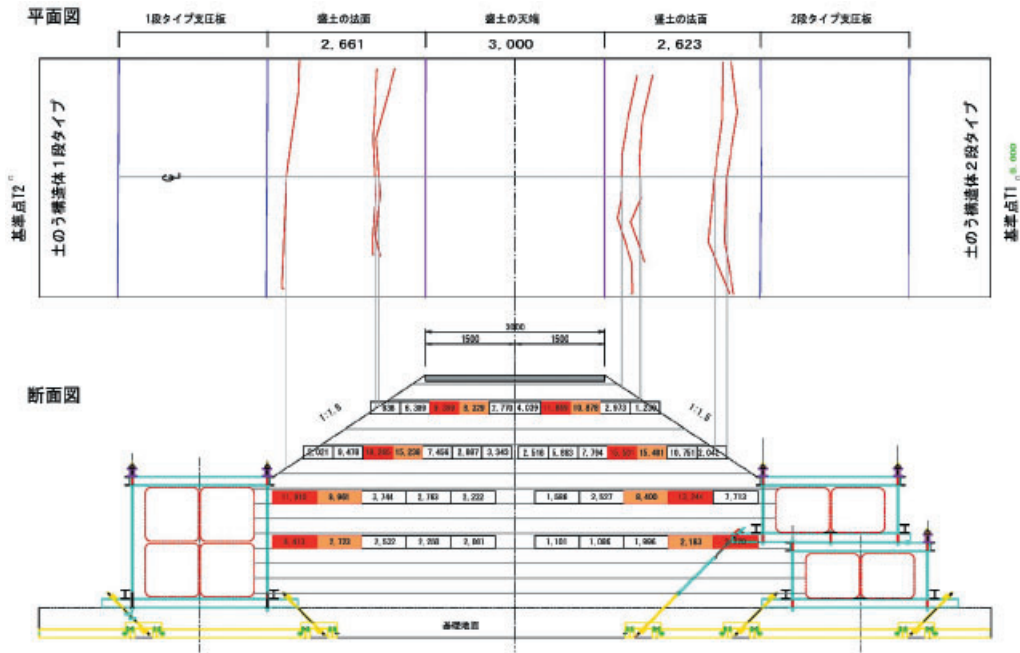


図 99 計測位置ごとの加振中の最大ひずみ値 (Case4, 最大 660 Gal 相当波)
 Fig. 99 Maximum strain values during shaking at each measurement position in Case4 (Maximum 660 Gal wave).

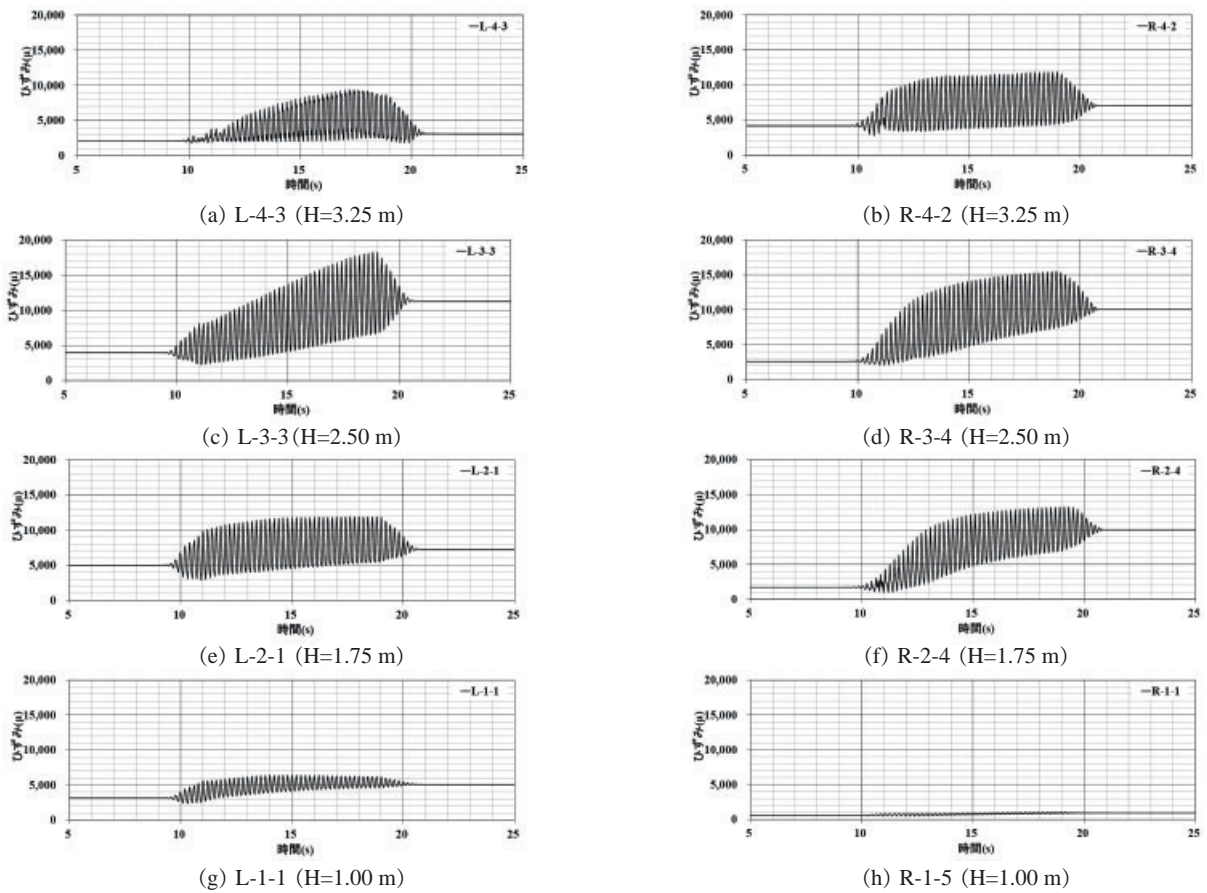


図 100 計測高さごとにおける最大ひずみが発生した位置のひずみの時間歴 (Case4)
 Fig. 100 Time histories of strain at the position where maximum strain occurred at each measurement height in Case4.

7. 数値解析による評価

本実験では、実大盛土の両法尻に土のう構造体を設置し補強したため、実験と同様なスケールによる無補強盛土の耐震性評価がなされていない。そこで、**図 101** に示す実験断面を対象とする 2 次元 FEM メッシュを作成するとともに、土のう構造体がない場合の無対策盛土モデルも作成した。数値解析モデルは全応力解析とし、震動時の動的挙動には地盤の非線形履歴特性として、**図 102** に示す動的変形特性を用い、土のう間はジョイント要素を設置し、また、下部は底面粘性境界とした。解析に用いた各種定数を **表 24** および **表 25** にそれぞれ示す。

7.1 解析結果

解析条件は、**表 26** に示す各ケースにおいて、実際に計測された入力波を用いている。**図 103** に解析結果の代表として、Case1 および Case3 の加振条件における、土のうモデルおよび無対策盛土の残留変形図それぞれ示す。解析結果では、変形量が小さいため、変形モードのみで説明するが、無対策盛土が法面の孕みを伴いながら全体的な沈下が生じるのに対し、土のうモデルでは、一段タイプ側の法面の変形が大きく、かつ土のう構造体に変形が生じていることが分かる。二段タイプについては、変形も殆どなく、したがって、その背後地盤の変形が抑えられている。

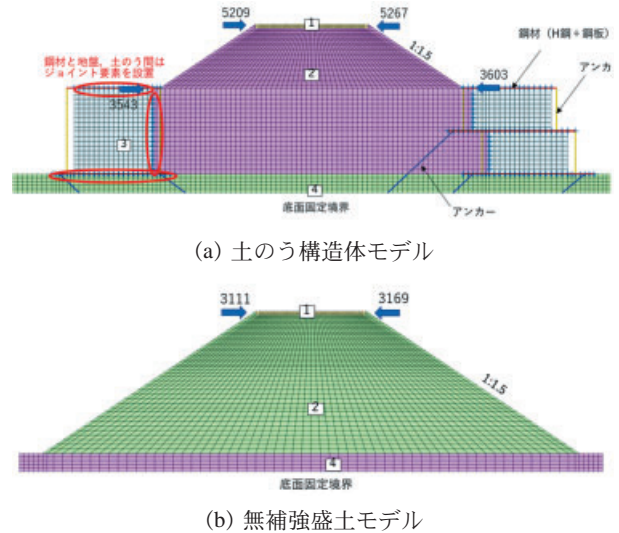


図 101 FEM メッシュ図
Fig. 101 Illustration of FEM mesh.

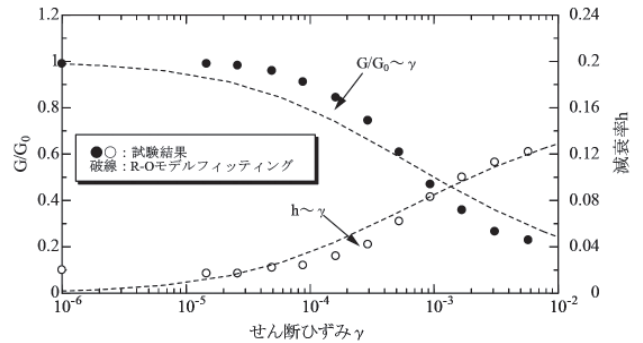


図 102 動的変形特性
Fig. 102 Dynamic deformation characteristics.

表 24 地盤定数
Table 24 Constants of geo-materials.

材料番号	名称	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	弾性波速度 V_s (m/s)	せん断剛性率 G (kN/m ²)	ヤング率 E (kN/m ²)	奥行幅 h (m)	基準ひずみ γ_r	非線形特性 ($\sigma = 1.0 \text{ kN/m}^2$ における値)			備考
									h_{max}	G	γ_r	
1	舗装	0.450	19.00	200.0	2476	7179	1.000	-	-	-	-	基準拘束圧を 0.1 kN/m^2 とし、弾性体としてモデル化
2	盛土	0.450	19.00	126.0	30759	89201	1.000	$1.00\text{E-}03$	0.17	3107.1	$1.010\text{E-}04$	基準拘束圧を 98 kN/m^2 とする
3	土のう	0.450	19.00	150.0	43593	126419	1.000	$1.00\text{E-}03$	0.17	-	-	拘束圧依存性は考慮しない
4	支持地盤	0.450	19.00	200.0	77498	224745	1.000	$1.00\text{E-}03$	0.17	7828.5	$1.010\text{E-}04$	基準拘束圧を 98 kN/m^2 とする

表 25 構造部材の定数
Table 25 Constants of structural parts.

名称	仕様	断面積 (m ²)	断面二次モーメント I_z (m ⁴)	断面二次モーメント I_y (m ⁴)	ねじりモーメント I_x (m ⁴)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ヤング率 E (kN/m ²)
H鋼	H150	0.003965	0.0000162	0.00000563	0.0000162	77.00	$2.00\text{E}+08$
鋼板	$t=10\text{mm}$	0.01	$8.33333\text{E-}08$	$8.33333\text{E-}08$	$8.33333\text{E-}08$	77.00	$2.00\text{E}+08$
アンカー(土嚢間)	$\phi 24$	0.000452389	$1.6286\text{E-}08$	$1.6286\text{E-}08$	$3.2572\text{E-}08$	77.00	$2.00\text{E}+08$
アンカー(土嚢-土槽間)	$\phi 24$	0.000452389	$1.6286\text{E-}08$	$1.6286\text{E-}08$	$3.2572\text{E-}08$	77.00	$2.00\text{E}+08$

次に、**図 104** に最大加速度分布図を Case1 および Case3 について示す。無対策盛土に生じた加速度分布はやや複雑ではあるものの、水平かつ上部に向かい増幅している様子が分かる。土のうモデルについては、土のう間のジョイント要素において、大きな加速度が発生しており、また、土のう構造体がやや剛な構造としているため、土のう構造体上部に生じた加速度が、無対策盛土に比べ大きい結果を示した。

7.2 加速度増幅特性

表 27 に本解析結果および実大実験結果から得られた盛土法肩および土のう構造体上部における、振動台加速度を起点とした応答倍率を示す。このまとめは、検討対象とした Case3 について示したものである。全体的に数値解析と実大実験から得られた結果にギャップがあるが、両者ともに、一段タイプの法肩と土のう構造体上部の応答倍率が大きいこと、

表 26 加振条件
Table 26 Shaking condition.

ケース	加振波	目標加速度 (Gal)	振動台応答加速度 (Gal)
Case1	正弦波, 5Hz, 40波加振	100	125
Case2		250	245
Case3		450	376
Case4		750	660

表 27 加速度応答倍率
Table 27 Acceleration response magnification.

Case3 (376Gal)		数値解析		実大実験	
モデル	場所	節点番号	応答倍率 (倍)	センサー	応答倍率 (倍)
一段モデル	法肩	5209	2.92	A26	15.06
	土のう構造体上部	3543	1.23	A32	4.13
二段モデル	法肩	5267	2.86	A28	12.56
	土のう構造体上部	3603	1.19	A35	2.30
無対策盛土	法肩	3111	2.60	—	—
		3169	2.60	—	—

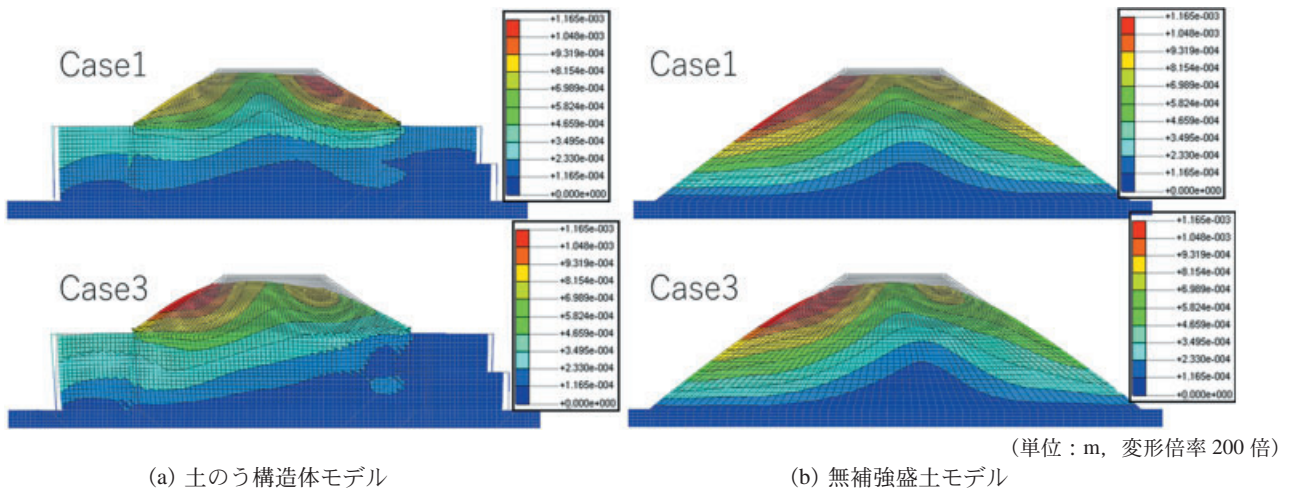


図 103 残留変形図
Fig. 103 Residual deformation distributions.

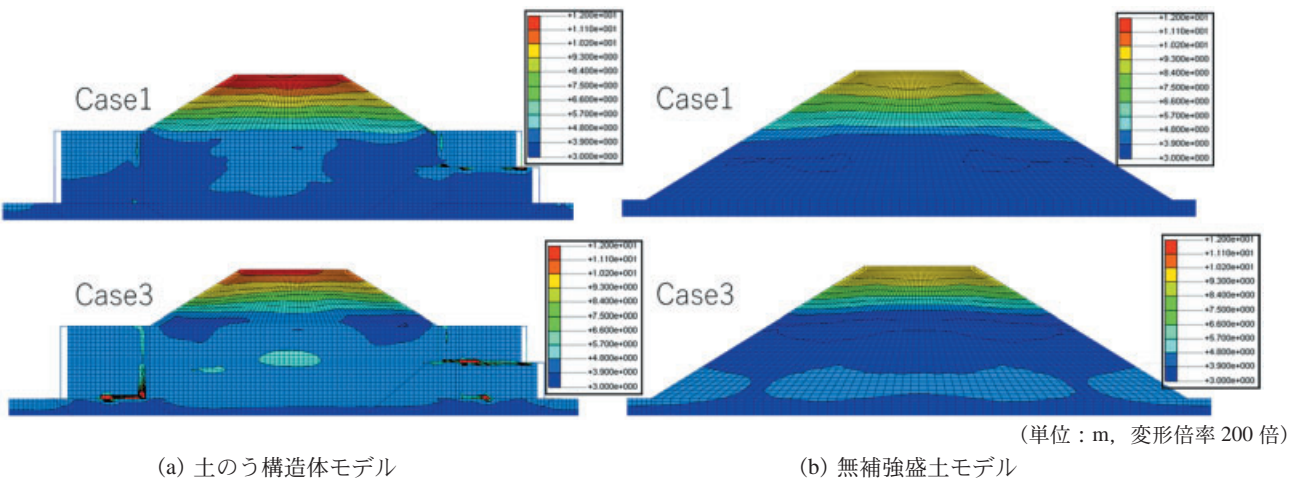


図 104 最大加速度分布図
Fig. 104 Maximum acceleration distributions.

また、数値解析においては、無対策盛土の方が土のう構造体による両補強タイプに比べ応答倍率がやや小さくなっているが、土のう構造体によって、上部高さが仮想基盤面となり、盛土高さが低くなったことが原因と思われる。

8. まとめ

本研究資料は、兵庫県との共同研究「土のう構造体を用いた道路盛土の新たな耐震補強工法の実用化に向けた検証実験」の成果として、2019年11月にE-ディフェンスにおいて実施した実大実験結果を中心に報告した。実大実験では、土のう構造体を用いた既設盛土の復旧工法の実用化を目指し、大型土槽(内寸法: W16 m × D4 m × H4.5 m)の中に高さ4 mの実大盛土試験体を造成し、その法先に積層方法の異なる2つのタイプ(一段タイプおよび二段タイプ)の土のう構造体を設置し、地震時の挙動および耐震性能を検証した。この実験では、当該盛土試験体に各種計測機器を設置して加振時の挙動を観察すると共に、破壊形状を確認するための目視観察や掘削調査を行った。各加振条件において、得られた知見の概要を以下に述べる。

(1) Case1

最大125 Gal相当波による加振実験では、盛土本体にクラック等の損傷は見られず、また、両側の土のう構造体(一段・二段タイプ)共に健全な状態であった。動的挙動に関しては、盛土の天端における応答加速度の増幅率は、およそ2倍であり、盛土本体と両側の土のう構造体(一段・二段タイプ)との応答加速度の振幅の差異と位相差は殆ど見られなかった。加振後では、盛土本体および土のう構造体における加振後の残留変形は微小であったこと、土のう構造体のプレストレスの減少率は、両タイプ共に1%以下であったこと、および土のう構造体の形式による加振時の挙動特性はほぼ同じであることがわかった。

(2) Case2

最大245 Gal相当波による加振においても、Case1と同様に、盛土本体にクラック等の損傷は見られず、また、両側の土のう構造体(一段・二段タイプ)共に健全な状態であった。動的挙動に関しては、盛土の天端における応答加速度の増幅率は、およそ2.5倍であり、盛土本体と土のう構造体における応答加速度は、一段タイプの方が二段タイプより若干大き

いものの、応答加速度の位相差は殆ど確認されなかった。加振後には、盛土の天端において、3.2～4.7 mmの残留沈下が発生し、法肩部における水平変位は、一段タイプ側の方が二段タイプ側よりも若干大きかったことが確認された。土のう構造体における残留変形については、一段タイプの方が二段タイプより大きく、応答加速度の傾向と整合していることがわかった。同様に、一段タイプにおけるプレストレス減少率(最大29%程度)の方が、二段タイプのプレストレス減少率(下部12%程度、上部3%程度)より大きい様子が確認された。

(3) Case3

最大376 Gal相当波における土のう構造体の挙動については、一段タイプの応答加速度が二段タイプより大きく、同様に、残留変形も一段タイプの方が二段タイプより大きかった。特に、一段タイプの水平変位は、二段タイプで発生した最大4.7 mm程度に比べ、上部支圧板で最大17.4 mmの比較的大きい水平変形が発生し、せん断による変形が生じた。この一段タイプの土のう構造体の変形により、プレストレスが大きく減少し、盛土下部におけるクラックと法肩部における小規模な崩壊が発生した。一方、二段タイプの土のう構造体の変形は小さく、プレストレスの減少率も僅かであり、盛土の法肩部が少し崩れたものの、ほぼ健全な状態であった。上述のように、盛土両側の法肩部が小規模に崩れたが、一段タイプ側の法面の下部にクラックが発生し、一方、二段タイプ側の法面にはクラックは確認できなかった。動的挙動に関し、盛土中天端においては、応答加速度の増幅率は3倍を超え、盛土の上部における応答加速度は、一段タイプ側の方が二段タイプ側より大きかった。なお、一段タイプの土のう構造体のプレストレスは、加振に伴い殆ど消失しており、プレストレス減少率は78.4%であった。一方、二段タイプのプレストレスの減少率は、上部は37.4%程度、上部は10%程度であり、ある程度のプレストレスを保持していることが確認できた。

(4) Case4

最大660 Gal相当波による概要を述べると、両側の土のう構造体(一段・二段タイプ)のプレストレスが殆ど消失しており、盛土では法面の上下部にクラックが発生したが、大規模なすべり破壊には至らなかった。また、盛土天端のアスファルト舗装部に

においてもクラック等の損傷がなく、健全な状態であった。詳細については、盛土両側（一段・二段タイプ）共に法面の上下部にクラックが発生していること、盛土中央部の応答加速度の増幅率は天端で3倍以上であったこと、加振時の途中で、二段タイプの土のう構造体における応答加速度が急激に増加したことから、盛土上部での応答加速度は、一段タイプ側の方が二段タイプ側よりも大きかったこと、および一段・二段タイプの両土のう構造体のプレストレスが、ほぼ0となったことが確認された。

上記の結果から、一段・二段タイプ共に最大245 Gal相当の加振条件までは、盛土がほぼ健全な状態であり、土のう構造体も機能を保持していることが確認できた。さらに、最大376 Gal相当波の加振時においても、法肩付近が少し崩れた程度であり、道路機能に甚大な影響を与えるものではないと推察される。本実験条件の範囲で確認できた耐震性能について、二段タイプの方が一段タイプに比べて僅かに優れているように見えるが、現場へ適用するためには、詳細な設計手法ならびに施工法を確立する必要があり、そこには、盛土の形状・寸法、施工性および経済性などを含めた総合的な検討・評価が必要であるものと考えられる。また、本復旧工法としての工法の確立を目指す際、今回の実験結果を踏まえ、発災後から供用までのタイムライン等も加味した検討も出来ればと考えている。

謝辞

本研究資料は、防災科学技術研究所と兵庫県の共同研究および兵庫県・神戸大学の協力型共同研究の下に実施された「土のう構造体を用いた道路盛土の新たな耐震補強工法の実用化に向けた検証実験」をとりまとめたものである。研究計画策定や実験実施にあたり、Eー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）のご助言をいただいた。また、本研究の一部は、基盤研究(A)（一般）課題番号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）によって実施された。

今後、単なる研究にとどまらず、行政の施策に資することができるよう、研究成果の最大化を図る必要があると感じる次第である。最後に、関係者各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 地盤工学会 (2012) : 地震時における地盤災害の課題と対策 -2011年東日本大震災の教訓と提言-。
- 2) 国土交通省新道路技術会議 (2019) : 沢埋め道路盛土の経済的な耐震診断と耐震補強の開発 (平成30年2月) 報告書, 第一章, pp.1-4.
- 3) 澁谷啓・谷和夫・片岡沙都紀・中澤博志 (2018) : 「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, Vol.66, No.6, Ser. No.725, 28-31.
- 4) 橋本聖・西本聡・林宏親 (2008) : 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, 2-9.
- 5) 土木学会・地盤工学会編 (2007) : 2007年能登半島地震調査報告書, 第5章道路被害, 132-215.
- 6) 金沢地方気象台HP : 平成19年(2007年)能登半島地震を振り返る, <http://www.jma-net.go.jp/kanazawa/mame/noto-eq/index.html>, 2020年5月2日閲覧.
- 7) 土木学会関西支部 (2008) : 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.
- 8) 気象庁HP : 2009年8月11日05時07分ころの駿河湾の地震について, <http://www.jma.go.jp/jma/press/0908/11a/200908110645.html>, 2020年5月3日閲覧.
- 9) 東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会 (2009) : 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, 1-9.
- 10) 内閣府HP : 平成21年台風第18号による被害状況等について, http://www.bousai.go.jp/updates/091008-taifu18/pdf/091008_18gouhigaizyokuyou001.pdf, 2020年5月3日閲覧.
- 11) 中日本高速道路 (2009) : 東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会報告.
- 12) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 (1998) : 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, 117-120.
- 13) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 (1998) : 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, 9-11.

- 14) 気象庁：「阪神・淡路大震災から20年」特設サイト 阪神・淡路大震災の記録, http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/1995_01_17_hyogonambu/kiroku.html, 2020年5月3日閲覧.
- 15) 澁谷啓・谷和夫・丁経凡・白濟民(2016)：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, 1129-1130.
- 16) 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(2017)：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, 175-182.
- 17) 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(2016)：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, 1131-1132.
- 18) Kataoka, S., Kuda, T., Shibuya, S., Nakazawa, H., Tajima, R. and Lohani, T-N. (2019) : 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.
- 19) 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(2017)：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, 1041-1042.
- 20) Jennings, P. C. (1964): Periodic Response of General Yielding Structure, ASCE, Vol.90, No. EM2, 131-167.
- 21) Langton, D.D. (1999): The Panda lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction, Ground Engineering, September, 33-36.
- 22) Sawada, Y., Nakazawa, H., Oda, T., Kobayashi, S., Shibuya, S. and Kawabata, T. (2018): Seismic Performance of Small Earth Dams with Sloping Core Zone and Geosynthetic Clay Liners by Full-Scale Shaking Table Tests, Soils and Foundations, Vol.58, No.3, 519-533.

(2020年5月27日原稿受付,
2020年6月1日原稿受理)

要 旨

日本全国に広がる道路盛土の多くは、抜本的に、維持管理を要することはよく知られている。日本国内には耐震性の低い道路盛土が多数存在し、盛土材料の質が低く、不十分な締固めにより施工されていることが大きな理由の1つとなっている。これらの問題を解決するため、道路管理者にとっての緊急課題として、効率的かつ経済的な耐震補強工法の開発が必要であると考えた。そこで、本研究において、現地の盛土材を再利用することを目的に、大型土のうを用いた道路盛土の耐震補強方法を提案した。本研究資料では、既設盛土の法先部に複数設置された土のう構造体の補強効果を検証するため、E-ディフェンスにおいて実大道路盛土の震動台実験を実施し、その結果を中心に報告している。一連の実験結果から、定性的ではあるが、土のう構造体の補強効果による盛土の耐震性向上の可能性が確認された。

キーワード：道路盛土の耐震化工法，土のう，耐震，実大模型，震動台実験