

## 第3章 実験概要

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及び耐震性能を検証するため、E-ディフェンスの震動台上に設置した土槽（内寸：W16m×D4m×H5.0m）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。

### 3.1 震動台の仕様及び全体工程

写真 3-1 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-ディフェンス）の震動台を用いた。表 3-1 に震動台施設の仕様を示す。最大搭載質量 1,200t、最大質量搭載時の最大加速度は水平 900 cm/s<sup>2</sup>、鉛直 1,500 cm/s<sup>2</sup>、最大変位は水平±100 cm、鉛直±50 cm、であり、高さ 4m 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る。

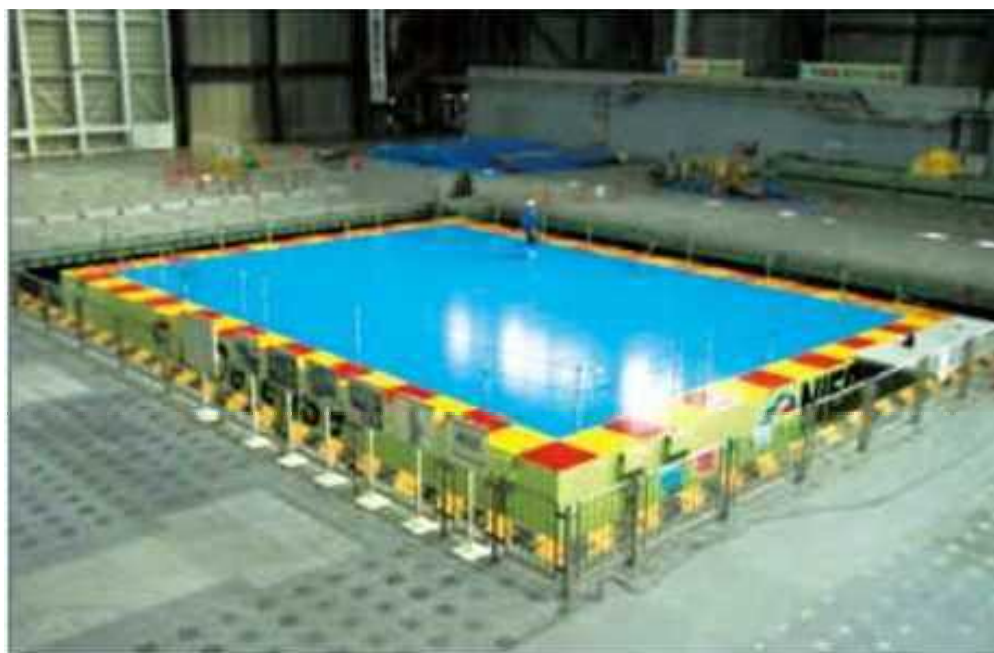


写真 3-1 E-ディフェンスの震動台

表 3-1 震動台の仕様

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	900 cm/s <sup>2</sup> 以上	1,500 cm/s <sup>2</sup> 以上
(最大質量搭載時)		
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



写真 3-2 試験体の施工完了後、震動台の上に設置した土槽の全景

図 3-1 に実験フローを，表 3-2 に工程表をそれぞれ示す。



図 3-1 実験フロー

表 3-2 工程表

月・日・曜日	10月							11月							12月																											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8				
作業内容	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月
(1)土砂攪乱	■																																									
(2)試験盛土		■																																								
(3)土のう封入			■																																							
(4)足場設置(土槽周辺)				■																																						
(5)土のう構造体の設置					■																																					
(6)試験体盛土の作製及び センサーの設置						■																																				
(7)足場撤去							■																																			
(8)震動台周歴の養生								■																																		
(9)土槽移動 (準備棟→震動台)																																										
(10)土槽固定																																										
(11)足場設置																																										
(12)センサーの動作確認及び カメラの設置、足場撤去																																										
(13)加振																																										
(14)足場設置																																										
(15)損傷観察																																										
(16)足場撤去																																										
(17)土槽固定撤去																																										
(18)土槽移動 (震動台→準備棟)																																										
(19)震動台清掃																																										
(20)試験体・計測機器撤去																																										
(21)土槽清掃																																										
(22)跡片付け																																										

### 3.2 土槽

直方体の鋼製土槽（図 3-2）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．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（図 3-3）．

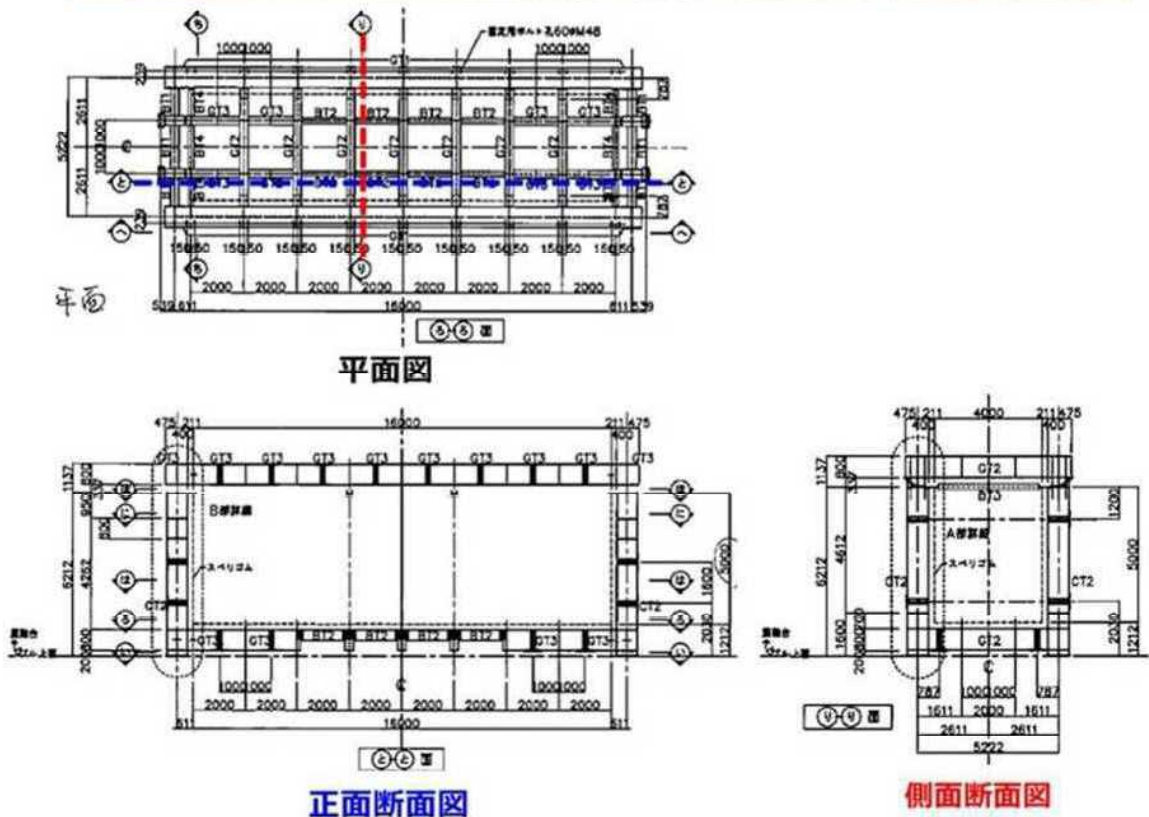


図 3-2 鋼製土槽の詳細図

### 3.3 実験断面

図 3-3 に実物大震動台実験用の盛土試験体の断面図を, 図 3-4 にその盛土試験体の 3 次元イメージをそれぞれ示す. 部材の詳細仕様については 3.7 節を参照されたい.

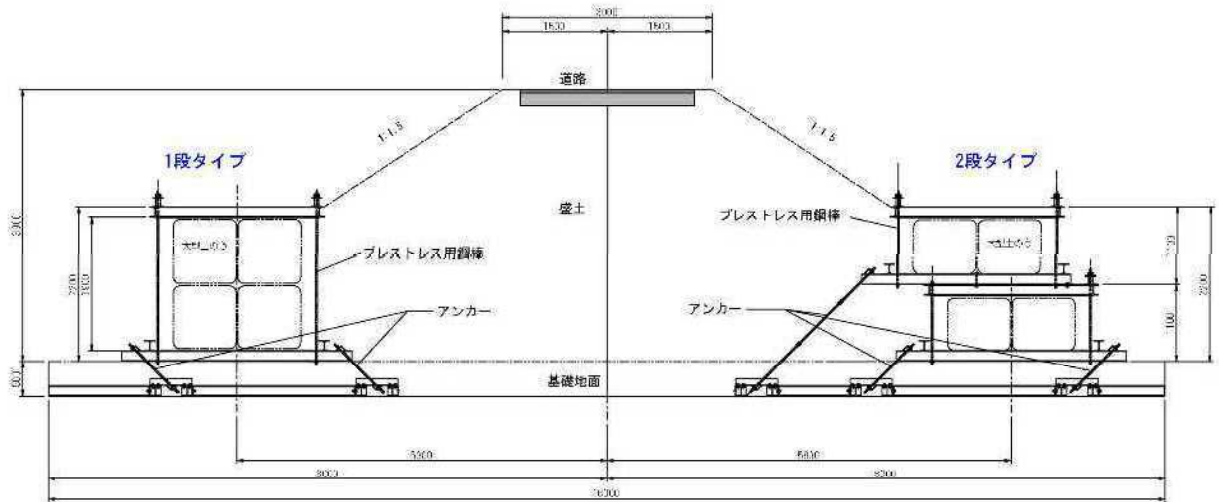


図 3-3 盛土試験体の断面図

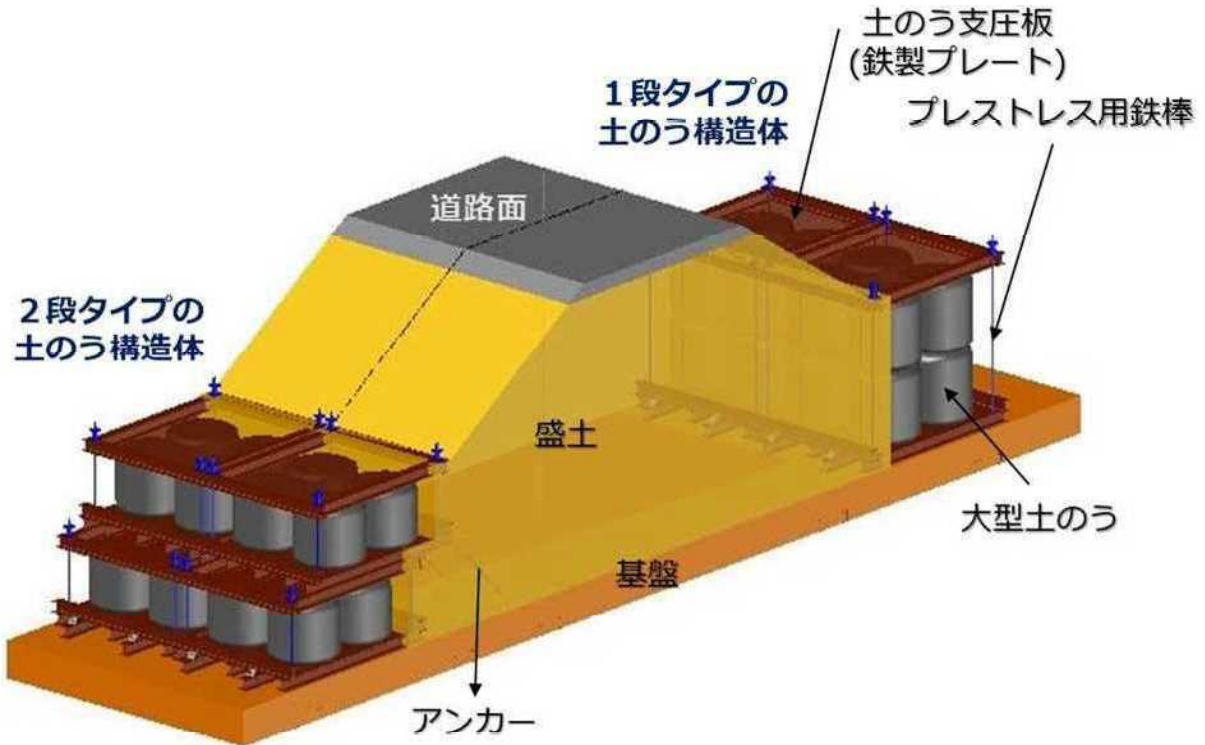


図 3-4 実物大震動台実験用試験体の3次元イメージ

### 3.4 実験用地盤材料

#### 3.4.1 盛土材の物理特性

実験に用いた盛土材の物理・力学特性を把握するため、土質試験を行った。その結果として、図 3-5 に粒径加積曲線を、図 3-6 に締固め曲線をそれぞれ示す。最大粒径が 9.5mm 程度の細粒分まじり礫質砂 (SF-G) であり、最大乾燥密度も  $2.15\text{g/cm}^3$  であることから、盛土材として非常に良質な土であることが分かる。今回の土質試験では、直径  $10\text{cm} \times$  高さ  $20\text{cm}$  の円筒供試体を用いたため、 $19\text{mm}$  ふるいを通過した土を使用した。

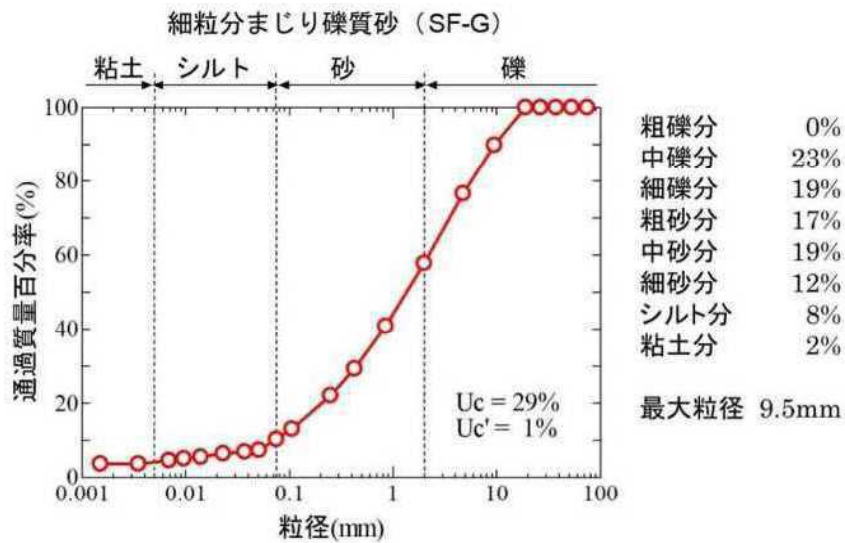


図 3-5 粒径加積曲線

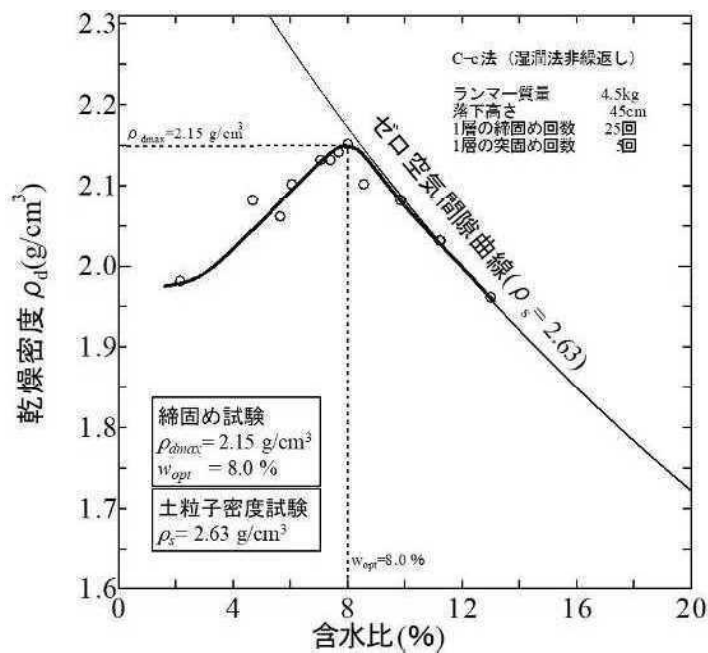


図 3-6 締固め試験の結果

### 3.4.2 盛土材の力学特性

図 3-7 に盛土材の一面せん断試験及び三軸圧縮試験の結果を示す。

本研究で利用した盛土材の内部摩擦角は  $52^\circ$  程度で、一般に、良質な盛土材の内部摩擦角 ( $30\sim 35^\circ$  程度) と比べて高いことが確認できた。

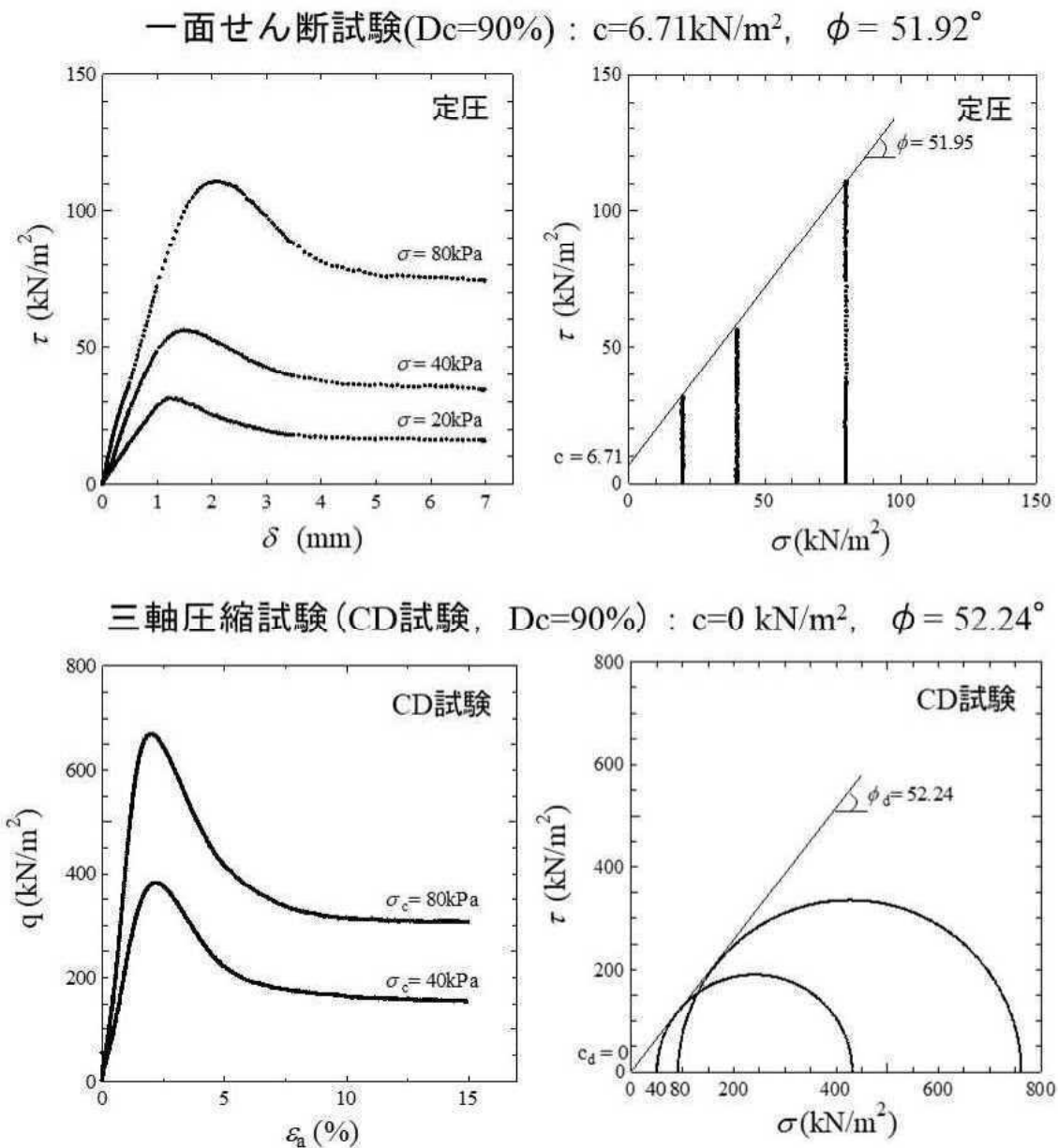


図 3-7 一面せん断試験及び三軸圧縮試験の結果



### 3.5 試験盛土

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土(図 3-8)を用いて、試験盛土を実施した。試験盛土は図 3-9 と写真 3-3 に示すように、基盤(およそ 20cm)の上に所定の転圧回数(0, 2, 4, 6, 8, 10)にて2層の盛土(盛土厚 50cm)を行い、密度試験を行った。密度は RI 計器及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 3-4)。また、敷均しはバックホウ及び人力で敷均し(巻き出し 28cm)、転圧機械は 800kg のハンドローラーを使用した。

試験盛土の結果を表 3-3 と図 3-10 に示す。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%程度になるように、転圧回数 8 回とした。なお、室内試験の結果では、最適含水比が 8%であったが、試験盛土の結果を考慮して、盛土試験体製作時の管理含水比を 6%とした。

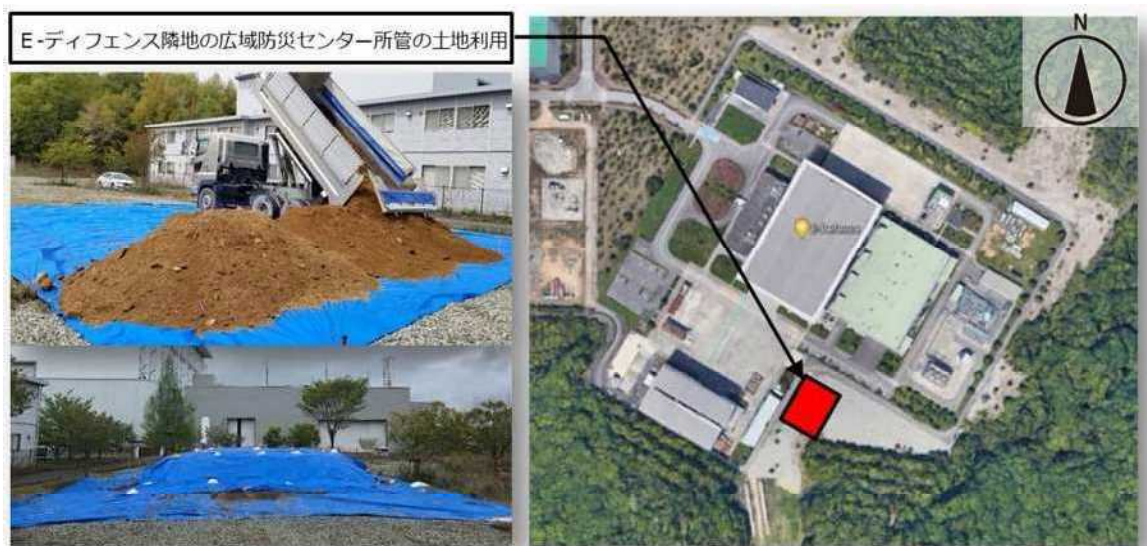


図 3-8 試験体製作に必要な土の保管場所

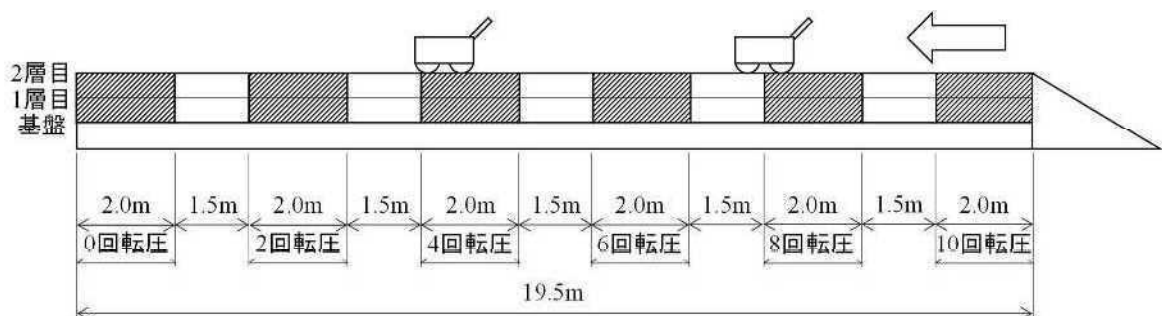


図 3-9 試験盛土断面



写真 3-3 試験盛土の様子



写真 3-4 RI 計器及び砂置換法の実施様子

表 3-3 試験盛土結果の一覧表

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)	○

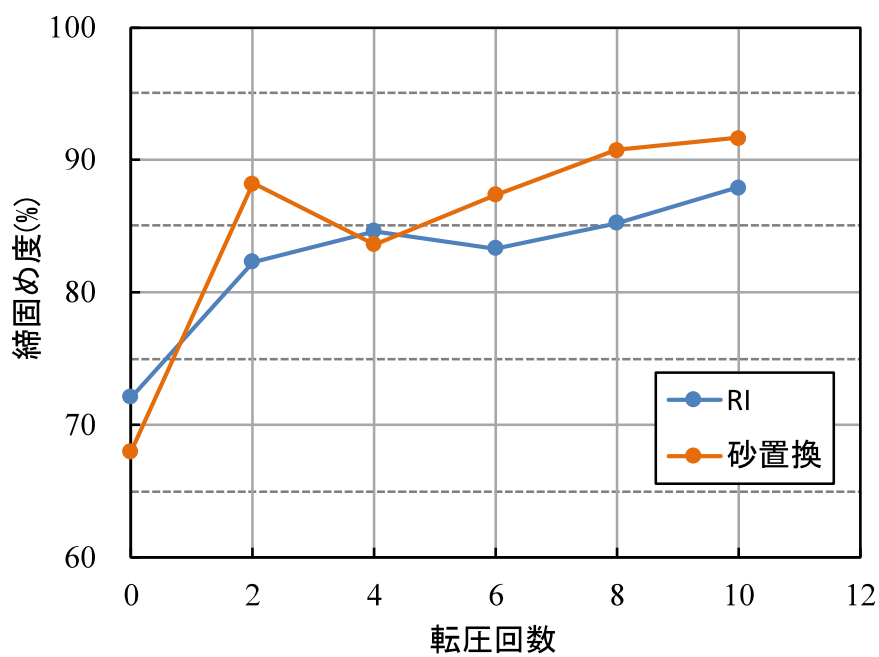


図 3-10 試験盛土における転圧回数に伴う締固め度

### 3.6 土のう構造体の小型振動台試験

Eーディフェンスで実物大震動台実験を実施する前に、土のう構造体の載荷条件及び積層条件等を事前に検討する必要があるため、神戸大学にある小型振動台を利用して、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 50cm×高さ 50cm の土のう袋を使用して、積層方法を変えた上で、十分な剛性を得られるかを検討した。

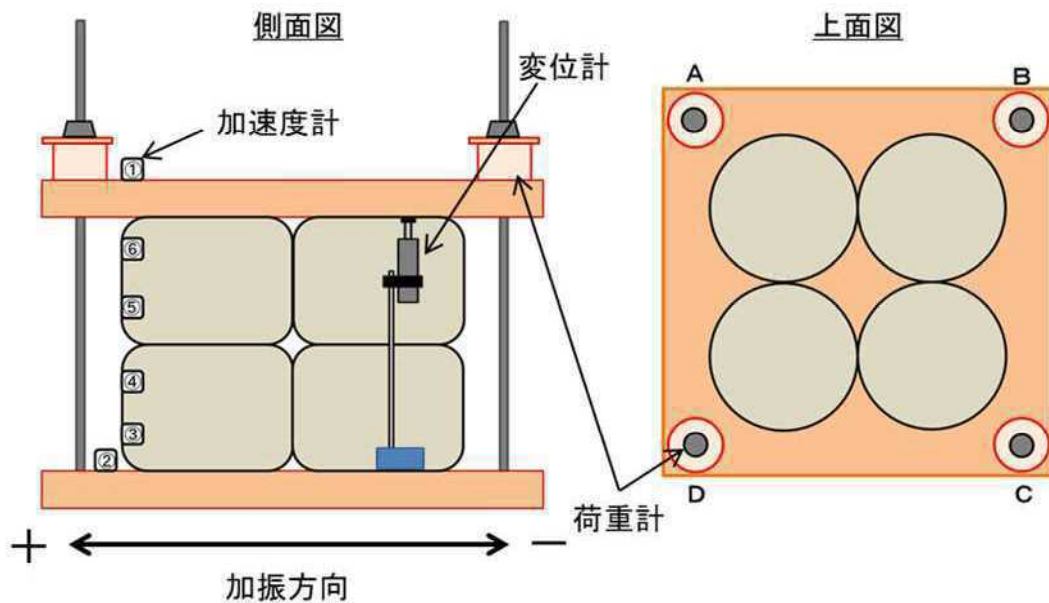
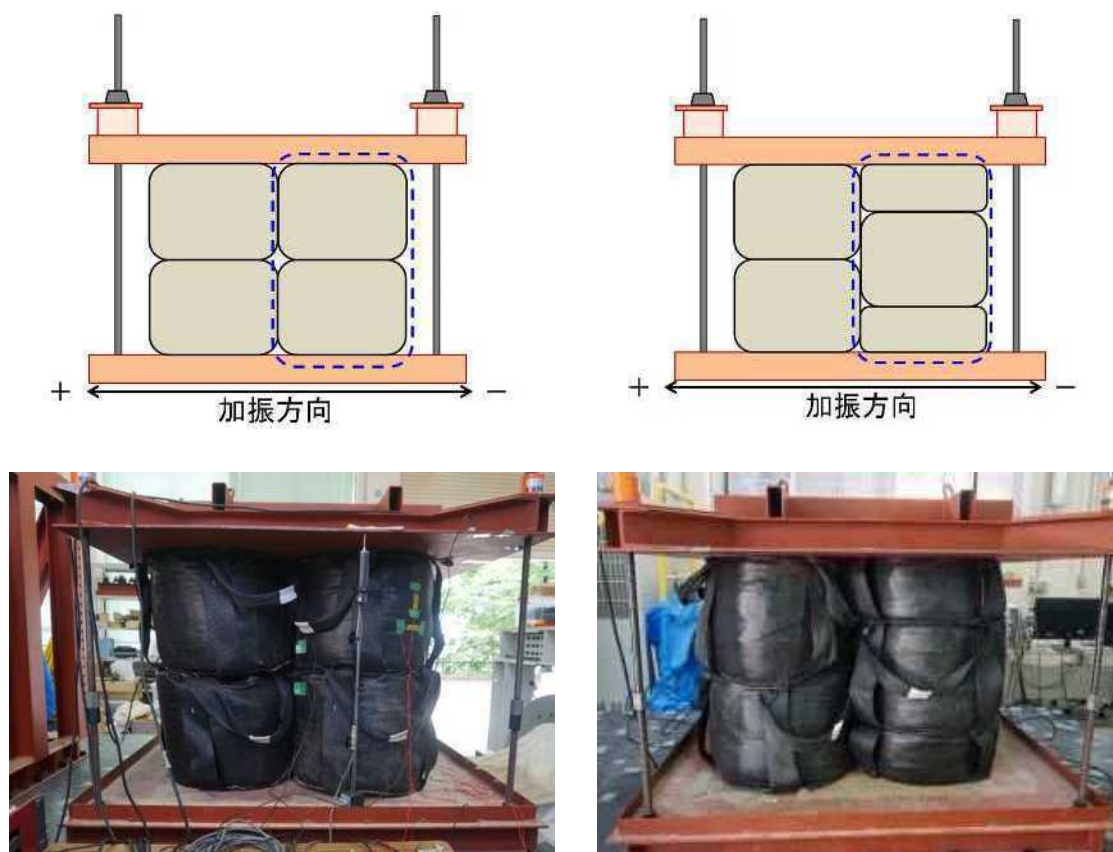


図 3-11 試験装置の概要図

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 50cm、高さ 50cm の円柱型となるように約 170kg のまさ土を入れたものと、直径 50cm、高さ 25cm の半体の土のうを用いた。試験装置の概要を図 3-11 に示す。土のうは 2 列 2 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、載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  $40\text{kN/m}^2$  と  $90\text{kN/m}^2$ 、千鳥構造の構造体には  $90\text{kN/m}^2$  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 2Hz、40 波の正弦波で加振した。また、最大入力加速度は、150Gal、250Gal、450Gal、600Gal と段階的に増加させた。

図 3-11 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、鉛直変位の計測を行った。図 3-12 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、実盛土の施工に適した土のう構造体の設置方法を検討した。



(a) 千鳥構造なし,  
プレストレス  $40\text{kN/m}^2$ ,  $90\text{kN/m}^2$

(a) 縦千鳥構造,  
プレストレス  $90\text{kN/m}^2$

図 3-12 载荷条件及び積層方法の違い

土のうの最上部の加速度計⑥の入力加速度に対する応答加速度の増幅率を表 3-4 に示す。プレストレス荷重 40kN/m<sup>2</sup> の場合には、600Gal 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 90kN/m<sup>2</sup> の場合には、250Gal（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。つぎに、プレストレス荷重 450Gal までの加振における次式に示す荷重減少率と鉛直変位の結果を九田ら（第 2 章の図 2-5）<sup>2)</sup>の枕型土のう構造体を用いた試験結果と比較した（図 3-13，図 3-14）。荷重減少率量は以下の式 3-1 で算出した。

$$\text{荷重減少率} = \frac{(\text{加振開始時における荷重計の計測値}) - (\text{加振終了時における荷重計の計測値})}{\text{加振開始時の荷重計の計測値}} \times 100(\%) \quad \text{式 3-1}$$

図 3-13 と図 3-14 から、土のうの形状及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。

表 3-4 加速度計⑥の増幅率

	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

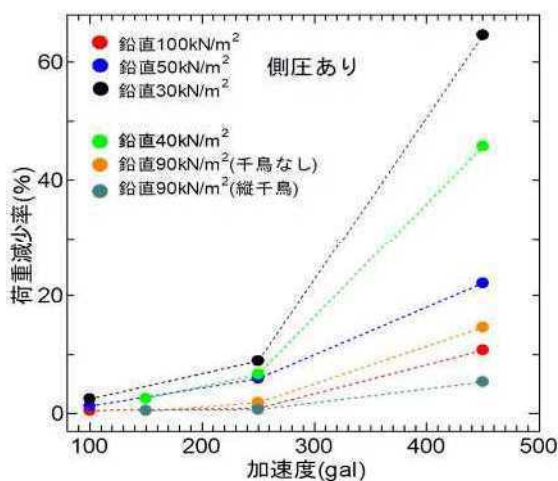


図 3-13 入力加速度-荷重減少率関係

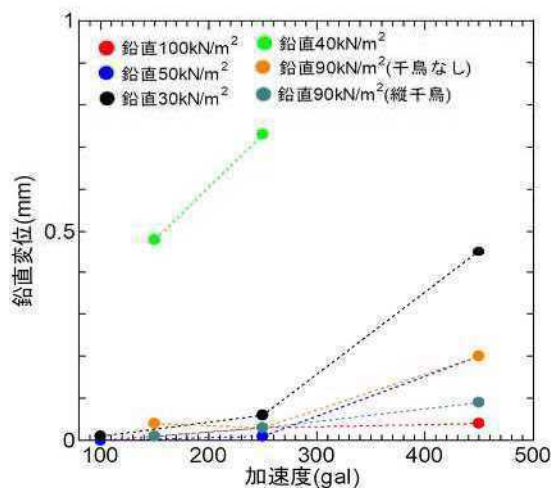


図 3-14 入力加速度-鉛直変位関係

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では、目標プレストレスは100kN/m<sup>2</sup>とし、千鳥構造なしの積層方法を適用した。また、さらに大型の直径1m、高さ1mの土のう袋を使用して土のう構造体を作製することとした。

### 3.7 盛土の施工及び施工管理

盛土試験体は、土のう構造体の積層方法の異なる2種類の試験体を作製した(図 3-3)。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、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仮置き場所及び移動経路には、シート養生を行った。



写真 3-5 ローラーによる転圧状況



写真 3-6 散水の様子

25t クレーンを用いて、盛土製作用の土を封入した土のうを土槽内に吊り降ろした。土を土のうから出して、ミニバックホウ及び人力にて均等に敷均した。その後、ハンドローラー(800kg)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(写真 3-5)。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(写真 3-6)。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(JIS1614)を実施し(写真 3-7)、各層1m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(写真 3-8)。その測定結果を表 3-5、表 3-6、図 3-15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)及び6.7%(砂置換法)であり、盛土の平均締め固め度は、87.6%(RI法)及び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、アスファルト舗装を行った(写真 3-9)。

当初の計画した盛土試験体の高さは4.0mであったが、土のう構造体に目標プレストレスをかけた後、0.1m程度の沈下が発生した。1:1.5の盛土勾配と3.0mの天端幅を確保するため、盛土試験体の高さを調整した。





写真 3-7 RI 計器による締固め度測定



写真 3-8 砂置換法による締固め度測定

表 3-5 RI 法による測定結果

層	基盤	1 層目	2 層目	3 層目	4 層目	5 層目	6 層目	7 層目	8 層目	9 層目	10 層目	11 層目	12 層目	13 層目	14 層目	15 層目
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 Dc (%)	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 3-6 砂置換法による測定結果

層	基盤	2 層目	4 層目	6 層目	8 層目	10 層目	12 層目	14 層目
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 Dc (%)	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

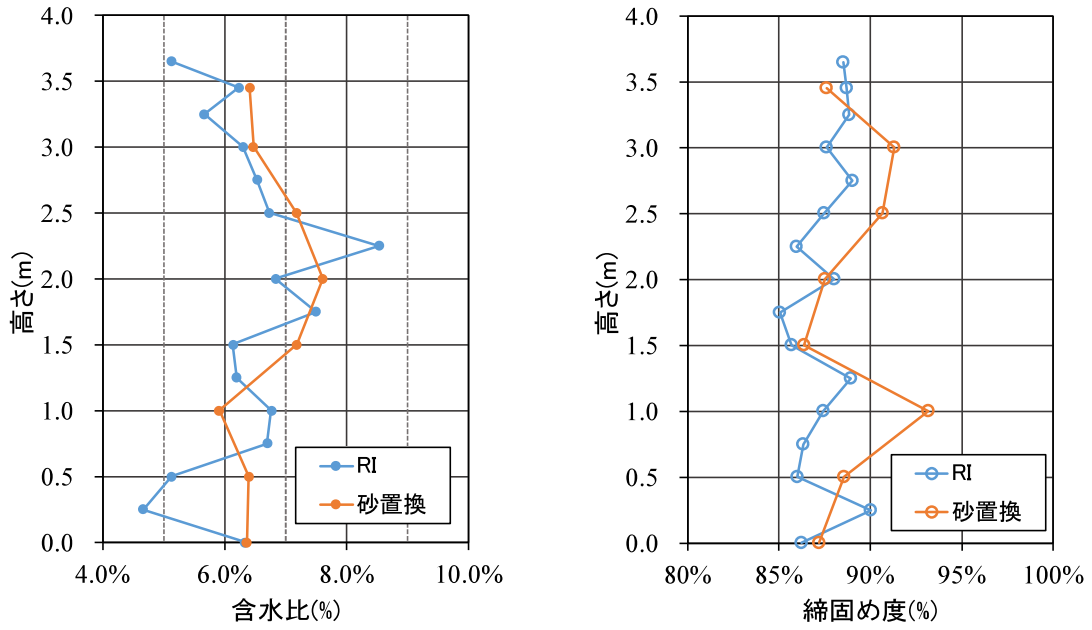


図 3-15 盛土の各高さにおける含水比及び締固め度



(a) 碎石層の施工(T=20cm)



(b) 簡易舗装施工(T=5cm)

写真 3-9 盛土天端のアスファルト舗装施工様子

### 3.8 土のう構造体の施工及び施工管理

土槽内で土のう構造体を設置した。設置手順は以下の通りであり（図 3-16），土のう構造体部材の詳細仕様を表 3-7 に示す。

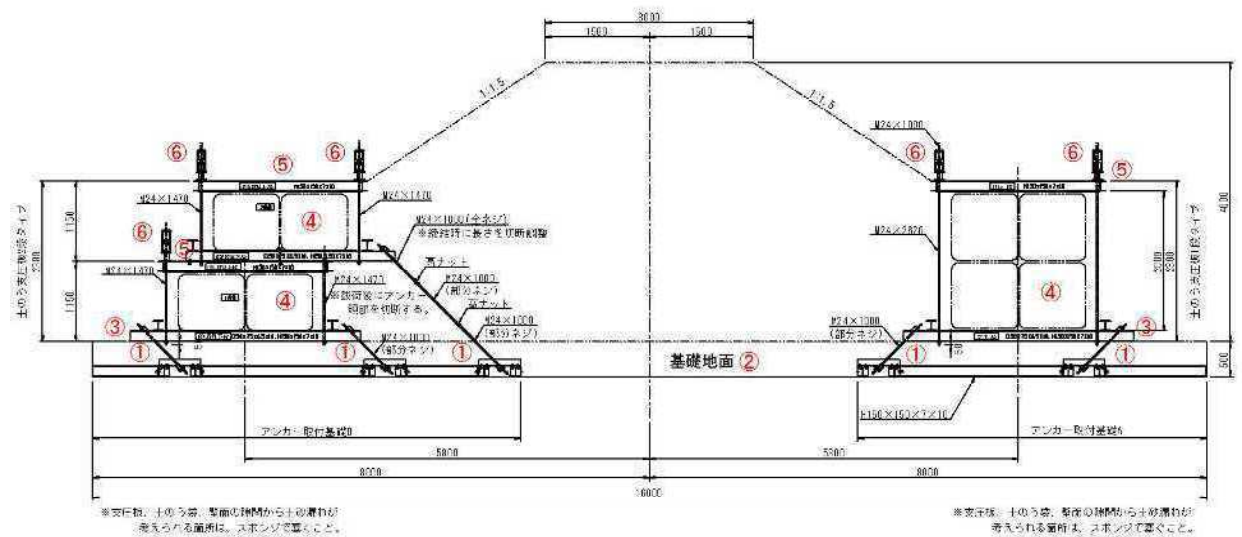


図 3-16 土のう構造体の設置断面図

- ① 土のう構造体を固定する為の、アンカー取付基礎の設置を行う。（図 3-17）
- ② アンカーを設置し（図 3-18），基礎地盤の作成を行う。
- ③ 支圧板下枠を設置し、アンカーの固定を行う。（図 3-19，図 3-20）
- ④ 土のうの設置。
- ⑤ 支圧板上枠を設置。（図 3-21）
- ⑥ 支圧板同士をボルト固定する。（荷重管理等あり）  
（ただし、2段タイプの場合（図 3-16 の左），③～⑥の作業をもう一回実施する。）
- ⑦ 各計測器の設置。

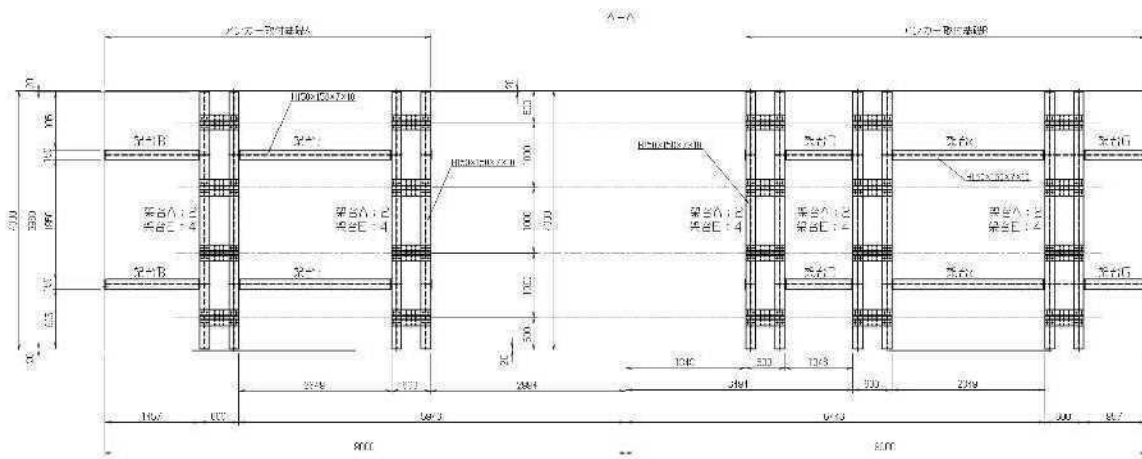


図 3-17 アンカー取付基礎構造図(断面 A-A)

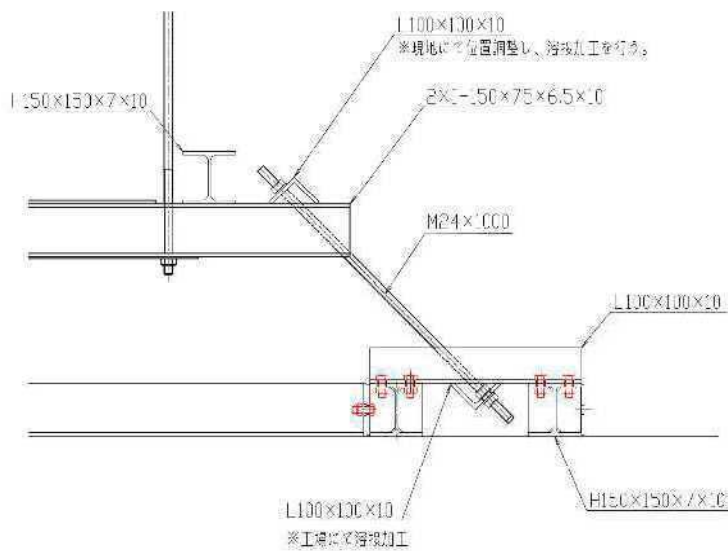


図 3-18 アンカー定着部詳細図

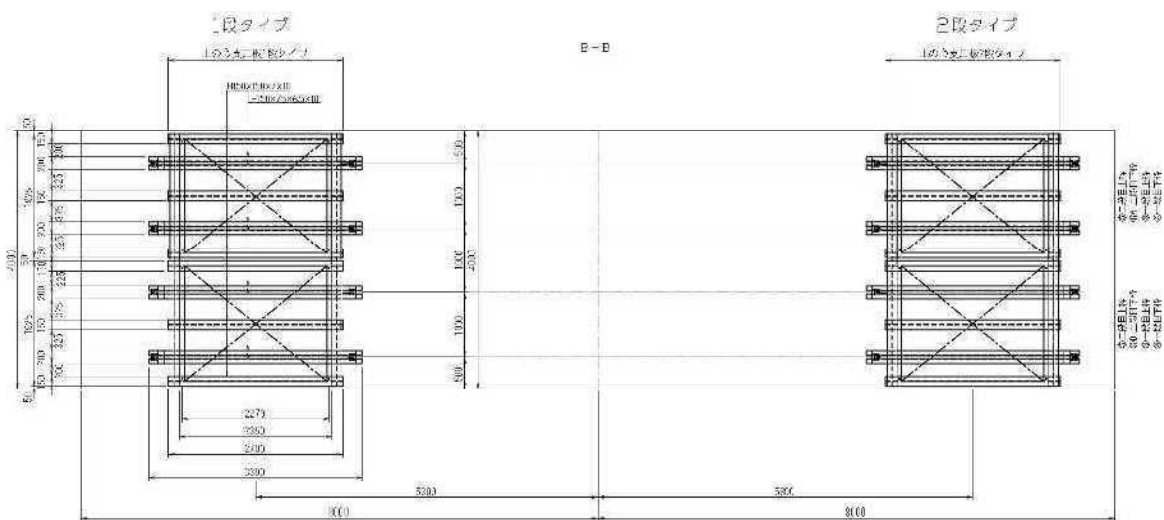


図 3-19 支圧板下枠構造図(断面 B-B)

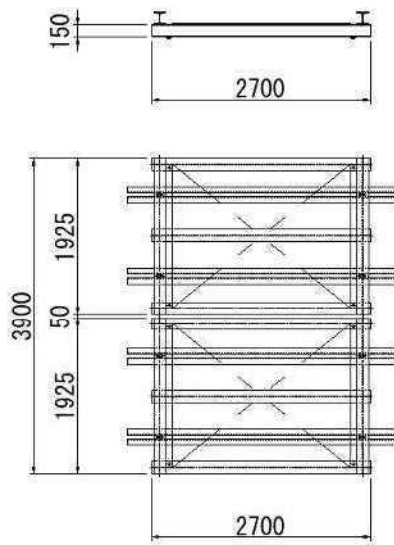


図 3-20 支圧板下枠

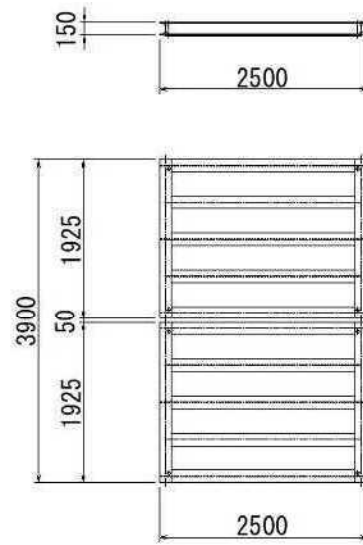


図 3-21 支圧板上枠

表 3-7 部材一覧表

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 1 段目上枠	H150×150-(1925×2500)	2	さび止め塗装
	④ 1 段目下枠	H150×150-(1925×3300)	2	さび止め塗装
	⑤ 2 段目上枠	H150×150-(1925×2500)	2	さび止め塗装
	⑥A 2 段目下枠	H150×150-(1925×3300)	1	さび止め塗装
	⑥B 2 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



(a) アンカー取付基礎の設置



(b) 基礎地盤施工



(c) 支圧板下枠を設置及びアンカーの固定



(d) 土のうの設置



(e) 支圧板上枠を設置

写真 3-10 土のう構造体の施工様子

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 3-11 は、プレストレス載荷の様子である。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，均等に載荷した。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，既往の研究結果(2.2.2節)及び小型振動台実験結果(3.6節)に基づき， $100\text{kN/m}^2$ を目指して載荷した。

載荷終了後には，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 3-22 にプレストレスの計測結果を示す。プレストレスは，載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，1段タイプにおけるプレストレスは， $69.9\sim 71.5\text{kN/m}^2$ 程度であり，2段タイプにおける下段のプレストレスは， $72.3\sim 73.1\text{kN/m}^2$ ，上段のプレストレスは， $81.7\text{kN/m}^2$ 程度であった。そこで，1段タイプ及び2段タイプのプレストレスを合わせて実験を行うために，1段タイプの土のう構造体に再載荷を実施した。ちなみに，2段タイプの下段は盛土及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 3-8 に示す。



写真 3-11 プレストレス載荷の様子

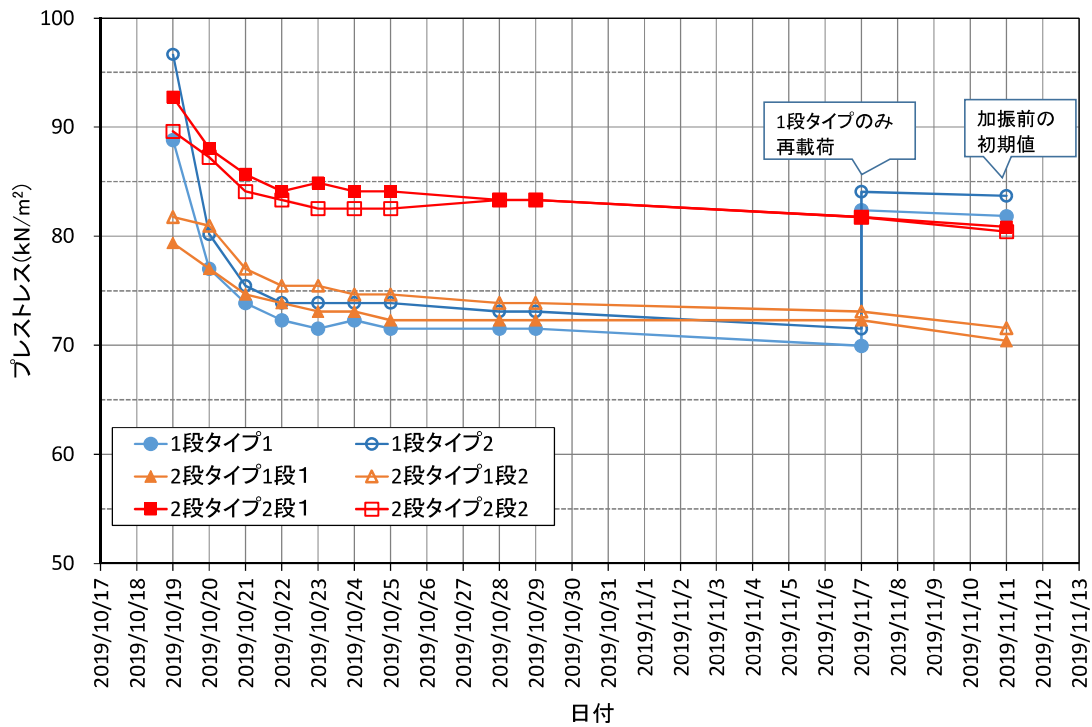


図 3-22 土のう構造体のプレストレスの測定結果

表 3-8 加振実験直前の土のう構造体のプレストレス

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



### 3.9 計測計画

使用計測機器一覧を表 3-9 に、計測機器配置を図 3-23～図 3-26 に示す。試験体の造成に伴い、計測機器を所定の位置に設置した。土のうに接着剤を用いて加速度計を設置し（写真 3-12(a)）、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すぐ上の層を施工した後、25cm 程度土を掘り出して加速度計を設置した（写真 3-12(b)）。レーザー変位計の場合は、シャコ万力及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 3-13）。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。

写真 3-14 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 3-15 のように盛土内に設置した。また、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（写真 3-16）。

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

表 3-9 使用計測機器一覧

使用計測機器	設置場所	数量
歪型加速度センサ (株) 共和電業・ASW-5AM36	試験体盛土, 土のう, 震動台	37
レーザー型変位センサ (株) KEYENCE・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

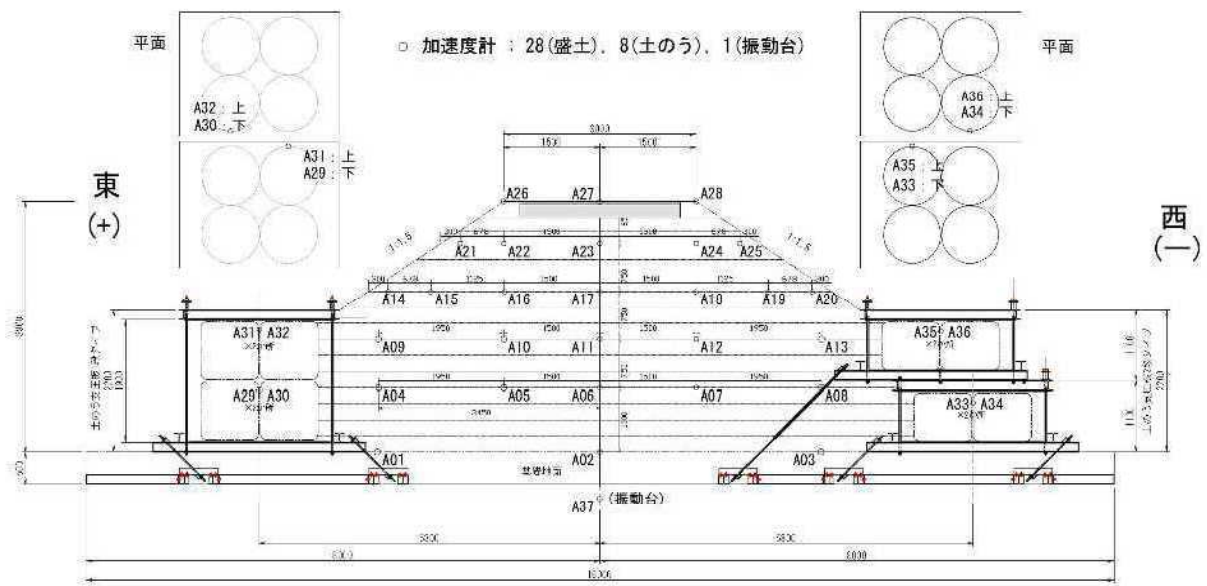


図 3-23 加速度計の配置図

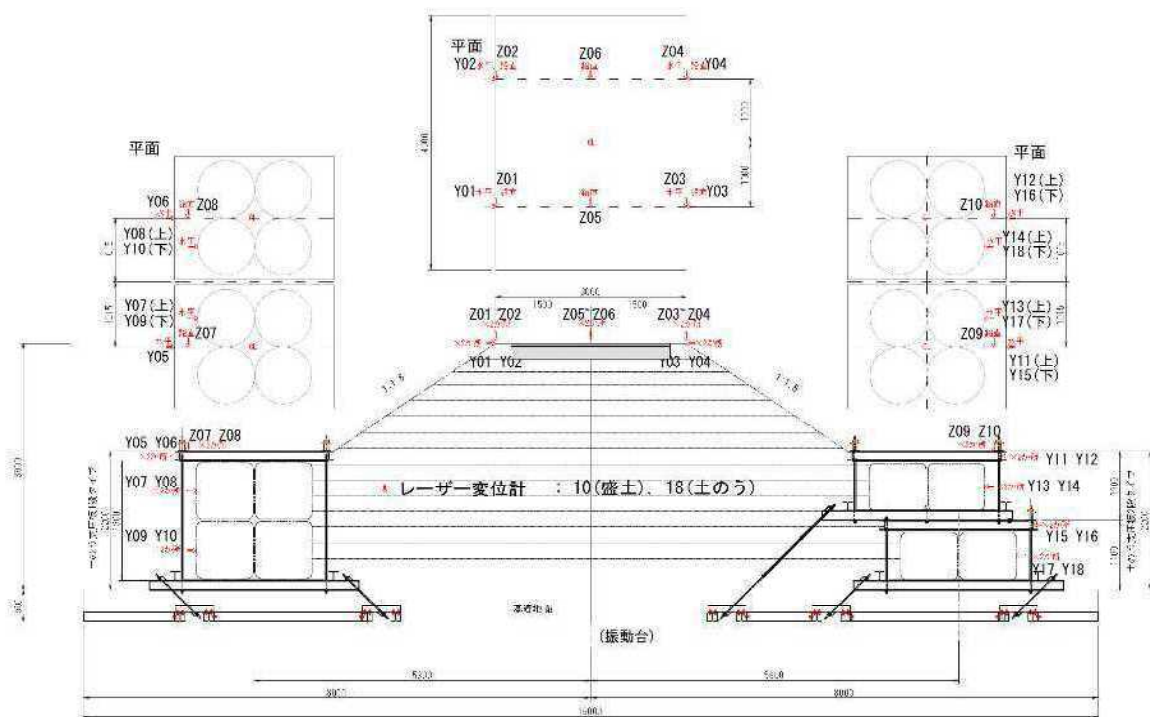


図 3-24 レーザー変位計の配置図

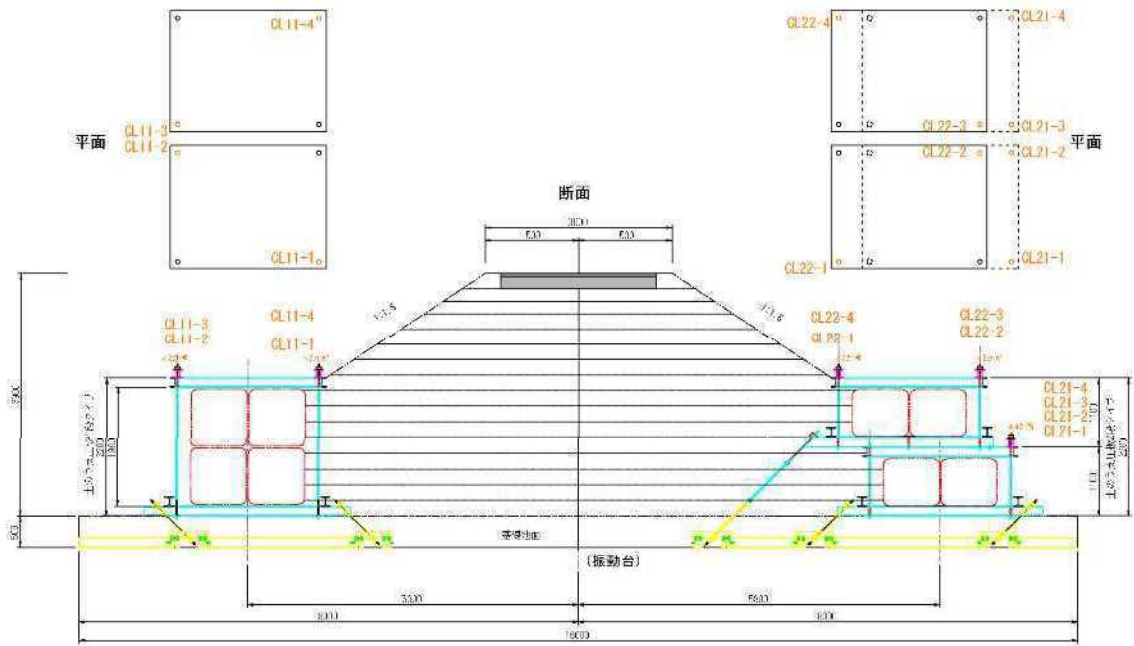


図 3-25 荷重計の配置図

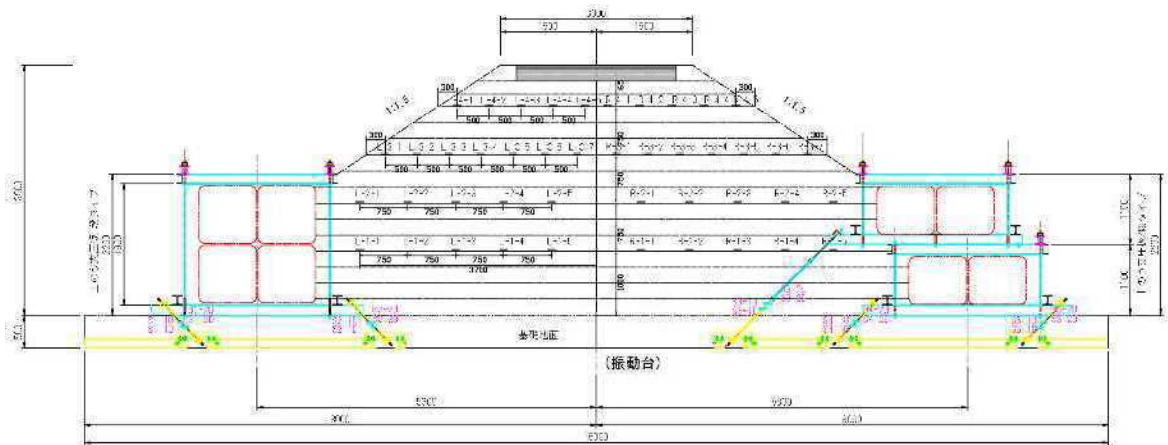


図 3-26 ひずみゲージの配置図



(a) 土のうの加速度計

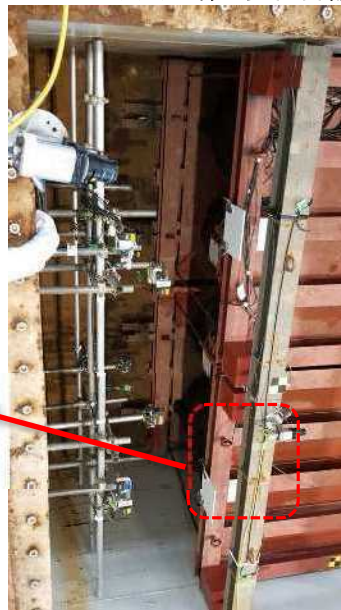


(b) 盛土内部の加速度計

写真 3-12 加速度計の設置



(a) 天端の変位計設置様子



(b) 1 段タイプの変位計設置様子



(c) 2 段タイプの変位計設置様子

写真 3-13 レーザー変位計の設置



写真 3-14 荷重計の設置



写真 3-15 すべり面推定用のひずみゲージの設置(7層目, H=1.75m)



写真 3-16 下部基礎部アンカーのひずみゲージの貼り付け

### 3.10 加振条件

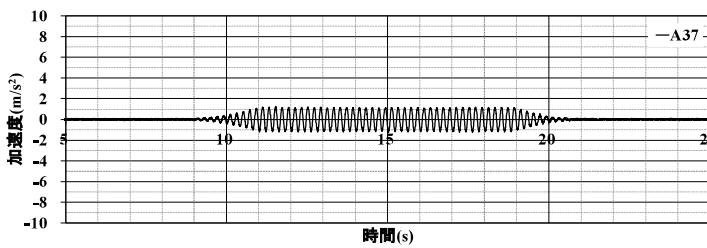
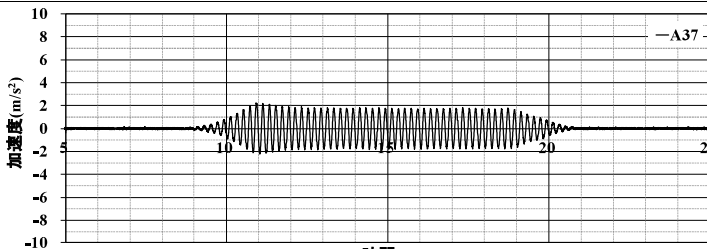
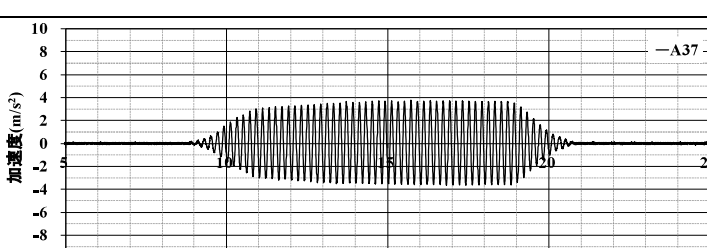
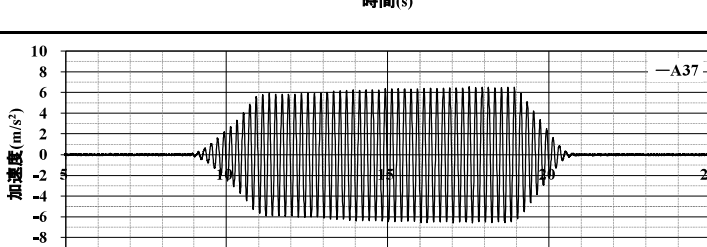
加振スケジュール（計画）を表 3-10 に示す。加振は 11 月 12 日，13 日の 2 日間にわたって実施した。1 日目は，100 Gal，250 Gal，450 Gal 程度の地震動を予定し，2 日目は，発生する確率は低いが非常に大きな地震動強さによる加振（750 Gal 程度）を計画した。

表 3-11 に実験時，入力した加振条件を示す。各加振条件における入力波をそれぞれ「最大 125Gal 相当波」，「最大 245Gal 相当波」，「最大 376Gal 相当波」，「最大 660Gal 相当波」という。

表 3-10 加振スケジュール(計画)

日付	開始時刻	実施項目			
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 3-11 加振条件(実験時)

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

## 参考文献

- 1) 澁谷啓, 谷和夫, 片岡沙都紀, 中澤博志: 「土のう構造体」を用いた既設盛土の耐震補強, 地盤工学会誌 2018 年 6 月号, Vol.66, No.6, Ser.No.725, pp.28-31, 2018.
- 2) 九田敬行, 澁谷啓, 片岡沙都紀, 田嶋亮佑, 森吉勇氣, 森口裕矢, 中澤博志: 土のう構造体を用いたのり先補強による既設道路盛土の耐震化ー土のう構造体の模型実験ー, ジオシンセティックス論文集, 第 32 卷, pp175-182, 2017.