

# 二重壁構造を持つジオテキスタイル補強土壁の耐震性能

辻 慎一郎\* 竜田尚希\*\* 王 宗建\*\*\* 中根 淳\*\*\*\*

## 1. はじめに

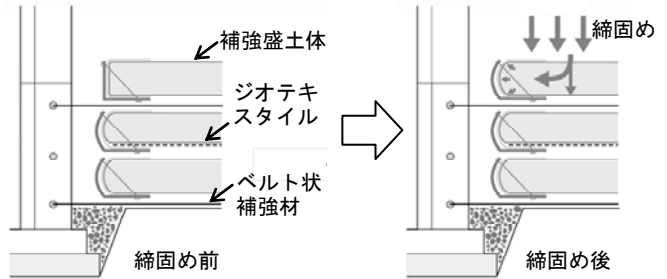
(一財) 土木研究センターでは、ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアルの初版を平成5年に、同マニュアルの改訂版を平成12年に発刊し、ジオテキスタイルを用いた補強土工法の普及に努めてきた。道路の盛土工事では、用地制限や地形条件などの制約、施工の容易さ、経済性、設計・施工マニュアルの整備などにより、補強盛土（のり面勾配が1：0.6より緩いもの）や補強土壁（のり面勾配が1：0.6より急なもの）などの補強土工法が盛んに用いられてきている。この中で補強土壁の耐震性については、1995年兵庫県南部地震以降、2011年東北地方太平洋沖地震まで大規模地震が多数発生しているが、重大な被害がなかったことが確認されている。このように補強土壁の耐震性は実証されているが、その地震時の挙動は正確に把握されたものではない。また、構造物の設計が性能設計に移行されはじめ、設計法の確立のために補強土壁の地震時の正確な挙動の解明が求められている。

そこで、著者らは、二重壁構造を有する補強土壁の地震時の挙動と安定性を確認するための動的遠心模型実験を行った。本報文では、その結果を報告する。

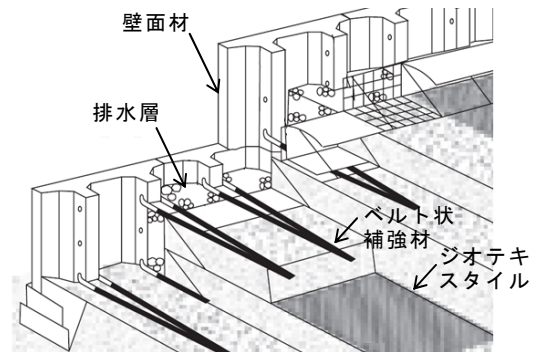
## 2. 動的遠心模型実験

### 2.1 二重壁構造を有する補強土壁

二重壁構造を有する補強土壁（以下、二重補強土壁）は、補強土壁の中でも比較的新しく開発された工法で、図-1に示すようなコンクリートパネルによる壁面材と、ジオテキスタイルによる補強盛土体の間に空間を設けて、施工時の盛土の変形に伴う土圧を壁面材に作用させずに、壁面近傍まで盛土材料を十分に締固めることができる補強土壁である。二重補強土壁は、地震等により壁面材が破損しても、比較的容易に修復が可能であり、



(a) 二重壁構造の特徴



(b) 内部の構造

図-1 二重補強土壁の構造



(a) 垂直補強土壁



(b) 軟弱地盤上の盛土



(c) 両面盛土



(d) 多段盛土

図-2 二重補強土壁の適用例<sup>2)</sup>

最近では広く使用されてきている（図-2参照）<sup>2)</sup>。

### 2.2 二重補強土壁の試験体

動的遠心模型実験は、内寸で幅1500mm×高さ500mm×奥行き300mmの鋼製土槽内に、遠心加速度 50G場で壁高20.6mに相当する補強土壁の試験体を構築した。試験体を構築するための基礎地盤と盛土材料には7号硅砂、壁面材と補強盛土体との間の空間に投入する碎石には3号硅砂を用いた。両地盤材料の物理特性を表-1に示す。補強盛土体に敷設されるジオテキスタイルの模型は、実際のジオテキスタイルの引張剛性の相似則に合うようなポリエチレン製の材料を用いた。壁面材の模型は、実際の壁面材の重量（奥行き1 mあたり）の相似則に合うようなアルミニウム製の板を用いた。ベルト状補強材の模型は、実際の壁面材1枚あたりの敷設面積と引張剛性が遠心力載荷試験の相似則に合うようなポリエチレンテレフタレート製のフィルムを用いた。

動的遠心模型実験の試験体は、実際の補強土壁と同様な構築手順で作成した。試験体の構築手順を以下に示す。1) 基礎地盤の作成：1層あたりの仕上がり層厚が20mmとなるように硅砂をまき出した後に、相対密度が $D_r=100\%$ となるように突き固め、層厚40 mmとなるように作成する。2) 補強土壁の構築：実際の施工と同様な手順（壁面材の設置→盛土材料のまき出し・締固め→ジオテキスタイルの敷設→壁面材と補強盛土体との間の空間への碎石の投入）で試験体を構築する。なお、盛土材料は、1層あたりの仕上がり層厚が12mmとなるように硅砂をまき出した後に、相対密度が $D_r=80\%$ となるように突き固めた。また、壁面材と補強盛土体との間の空間の幅は8mm（実換算寸法40cm）であり、硅砂3号を相対密度が $D_r=30\%$ となるように投入した。

### 2.3 実験条件

動的遠心模型実験では、二重補強土壁を構成する壁面材とベルト状補強材の効果と、ジオテキスタイルの敷設長の影響を確認するため、図-3に示す4ケースについて実験を行った。ここで、**CASE1**：壁面材とベルト状補強材を設置せず、ジオテキスタイルによる補強領域のみのケース、**CASE2**：壁面材は設置せず、補強盛土体にベルト状補強材を配置したケース、**CASE3**：壁面材、ベルト状補強材を設置し、ジオテキスタイルの引抜けが生じない必要敷設長を確保した上で敷設長

表-1 地盤材料の物理特性（空気乾燥状態）

項目		7号硅砂	3号硅砂
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.637	2.655
粒度分布	礫分 (%)	0.0	0.0
	砂分 (%)	93.9	99.8
	シルト分 (%)	6.1	0.2
	粘土分 (%)		
均等係数 $U_c$		1.69	2.72
平均粒径 $D_{50}$ (mm)		0.145	1.090
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )		1.591	1.538
最小乾燥密度 $\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> )		1.217	1.225
粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )		19.7	9.2
内部摩擦角 $\phi$ (度)		40.6	36.5

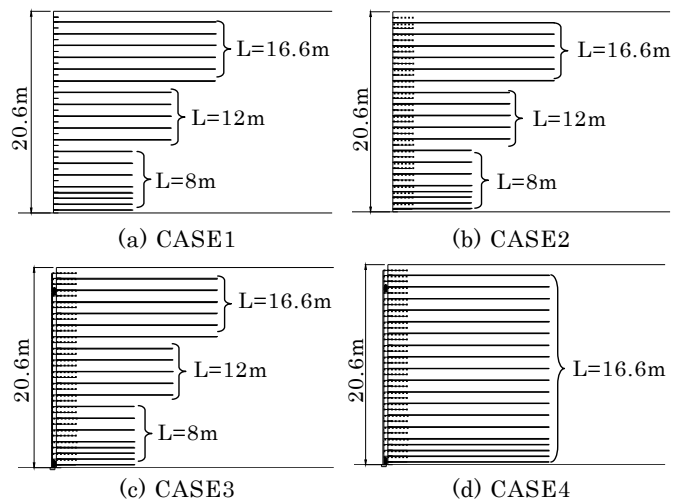


図-3 実験ケース

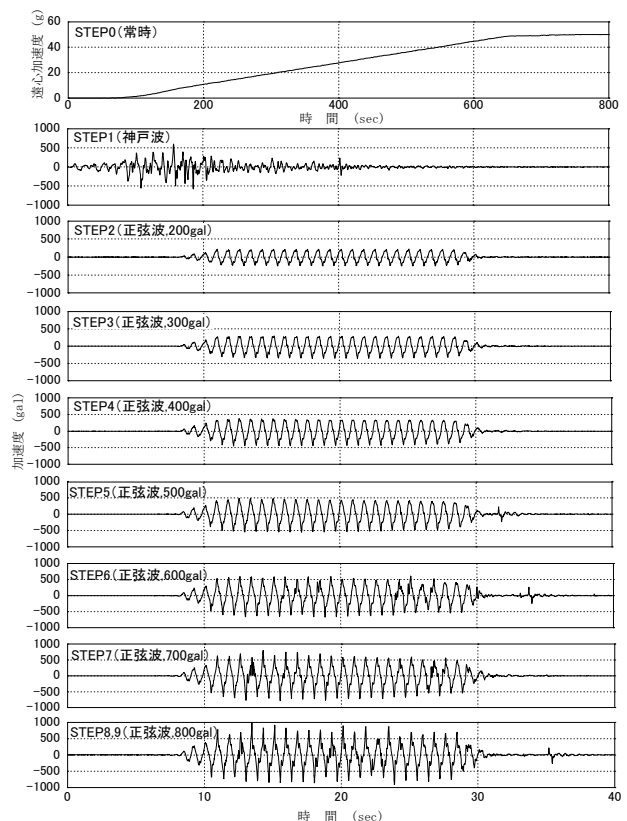


図-4 入力加速度

土研センター

を変化させたケース、CASE4：壁面材、ベルト状補強材を設置し、ジオテキスタイルの敷設長をすべて同一長さとしたケースである。試験体CASE3は、二重補強土壁の標準タイプである。

動的遠心模型実験で、試験体に与えた入力加速度を図-4に示す。実験では、50Gの遠心加速度に達した常時の状態をSTEP0として、最大加速度を600 galに調整した神戸海洋気象台N-S成分（神戸波）で加振後、最大加速度200gal～800galの正弦波（周波数1.2Hz）を30波ずつ与えた。正弦波800galの加振は2回行い、合計9ステップ（STEP1～STEP9）の加振を行った。また、実験では、試験体の変形状況、壁面材の水平変位、壁面材に作用する土圧、盛土内の加速度を計測した。

3. 二重補強土壁の地震時の挙動

3.1 加振後の変形

神戸波加振後（STEP1）と正弦波800gal加振後（STEP8）の試験体の形状を図-5に示す。各ケースにおける補強土壁の変形の特徴を以下に示す。なお、CASE1は、加振前に試験体の上部が崩壊したため、加振はしていない。

CASE1：壁面材とベルト状補強材がない場合、壁面付近の拘束圧が小さいため、遠心加速度50G場の常時の状態で鉛直な壁面を維持することができず、試験体の上部が崩壊した。

CASE2：ベルト状補強材を設置した場合、壁面付近の拘束圧が向上し、CASE1に比べて壁面部の安定が大きく向上した。加振STEP8で、壁面が前方へ倒れる変形が生じ、補強領域の後方に明瞭なすべり線が生じたが、崩壊には至らなかった。

CASE3：壁面材を設置することにより、壁面付近の拘束圧が向上するため、CASE2に比べて壁面の変位量は小さくなり、耐震性能が大きく向上した。加振STEP5で補強領域の後方に明瞭なすべり線が発生したものの、加振STEP9まで崩壊には至らずに、壁面が前方へはらみ出す程度の変形であった。

CASE4：壁面の変位量は、補強材を不等長としたCASE3と同程度であった。

以上の結果、壁面材とベルト状補強材により、地震時の壁面部の安定性が大きく向上することが分かり、ジオテキスタイルの配置を引抜けが生じない必要敷設長を確保した上で不等長配置として

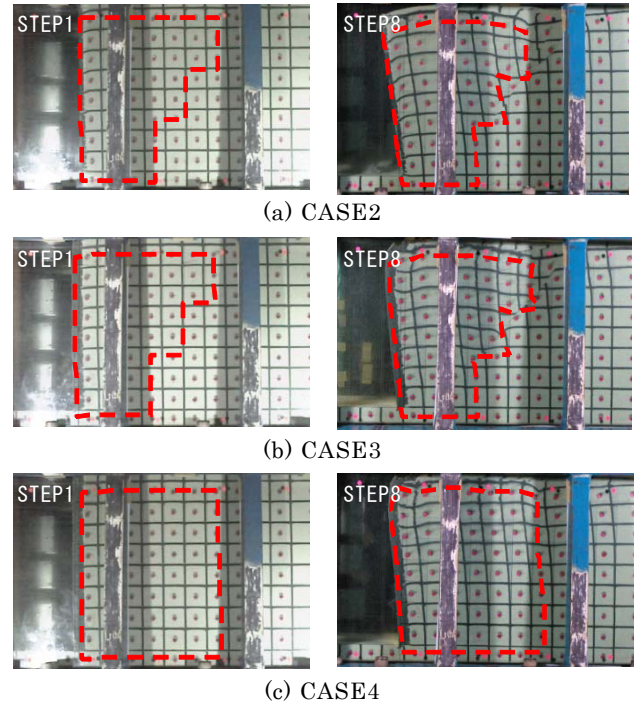


図-5 加振後の変形

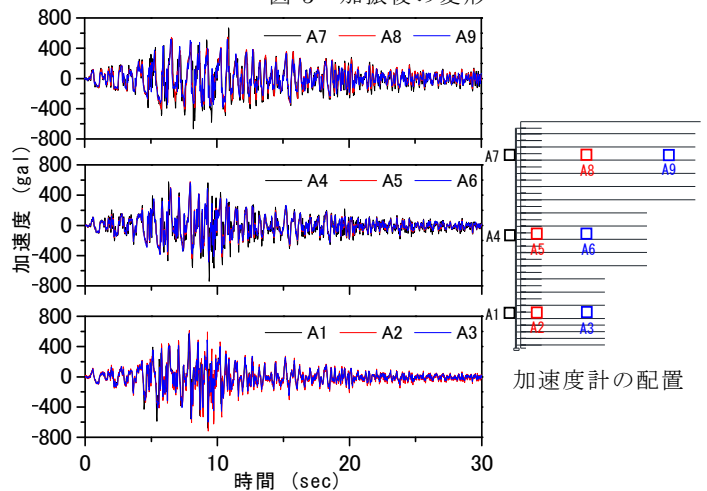


図-6 加速度の時刻歴（CASE3）

も、等長配置とした場合と同等の耐震性を持つことが分かった。

3.2 壁面材と補強盛土体の一体性

試験体CASE3のSTEP1（神戸波）加振中における壁面材、補強盛土体内の加速度の時刻歴を図-6に示す。壁面材と補強盛土体の加速度は同様な傾向を示し、壁面材と補強盛土体が一体的に挙動していることが分かった。

3.3 壁面材に作用する土圧

二重補強土壁は、壁面材と補強盛土体が独立した構造である。補強盛土体は自立安定状態にあるため、壁面材には壁面材と補強盛土体の間の空間に投入された砕石による土圧のみが作用すると考える。設計では、壁面材1枚ごとに試行くさび法を行って、各壁面材に作用する土圧を計算する。



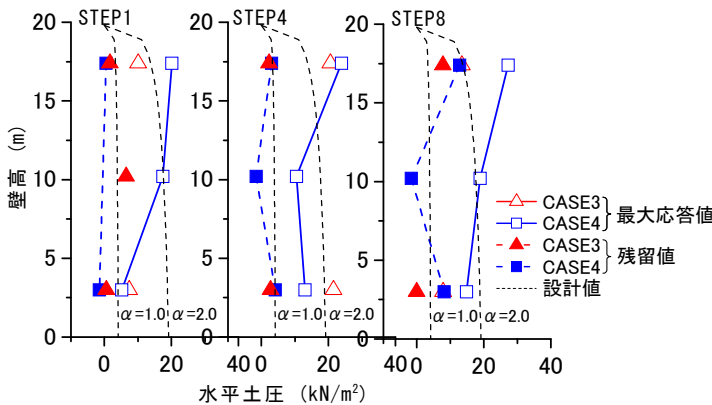


図-7 壁面材に作用する水平土圧分布

試験体CASE3、4の壁面材に作用する水平土圧の加振中における最大応答値と残留値を図-7に示す。地震時の壁面材に作用する土圧は不明確な点が多いが、試行くさび法による地震時土圧に2倍の割増係数 $\alpha$ を考慮すると、土圧の計測結果を概ね表現できることが分かった。

### 3.4 加速度パワーと壁面変位の関係

動的遠心模型実験における入力加速度を、式(1)に示すような地震動の加速度と継続時間を考慮する加速度パワーで評価する。

$$I = \int_0^T a^2(t) dt \quad \text{式 (1)}$$

ここで、 $a(t)$ ：時間 $t$ における加速度、 $T$ ：継続時間である。動的遠心模型実験における加速度パワーと、壁面の残留累積変位（加振による累積水平変位 $\delta$ を壁高 $H$ で除した $\delta/H$ で表す）の関係を図-8に示す。壁面材のないCASE2は、壁面材のあるCASE3、4に比べて、壁面変位の累積量が多い。また、ジオテキスタイルを等長としたCASE3と不等長としたCASE4では、壁面変位の累積量は同程度であり、ジオテキスタイルを不等長としてもCASE4と同様な耐震性能を持つことを確認した。同図には、過去のレベルII地震動として、兵庫県南部地震（神戸海洋気象台記録）相当の加速度パワーのレベルも示してあり、同地震と同程

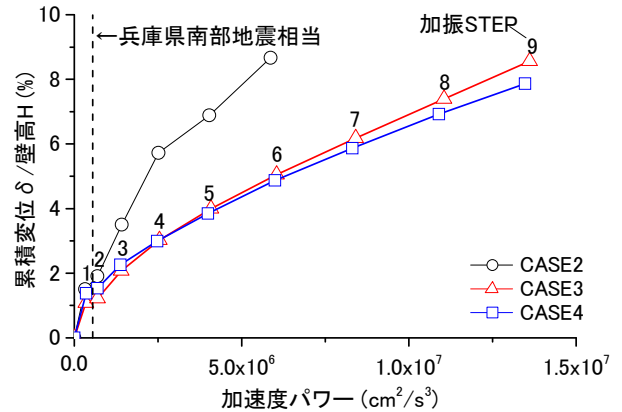


図-8 加速度パワーと壁面変位の関係

度の地震では、壁面の水平変位は壁高の1.5%程度に抑えられていた。

## 4. 結論

補強土壁の地震時の挙動と耐震性を確認するため二重壁構造を有する補強土壁について動的遠心模型実験を行った。実験で得られた二重壁構造を有する補強土壁に関する結論を以下に示す。1) 壁面材と補強盛土体は一体的に挙動し、十分な耐震性を持つ。2) ジオテキスタイルの配置を、引抜けが生じない必要敷設長を確保した上で不等長配置としても、等長配置とした場合と同等の耐震性を持つ。3) 兵庫県南部地震相当の地震動に対して、補強土壁の壁面の水平変位量は、壁高の1.5%程度に抑えられる。今後、動的遠心模型実験で得られた補強土壁の挙動をもとに、補強土壁の耐震設計法を検討する予定である。

### 参考文献

- 財団法人土木研究センター：二重壁構造を持つジオテキスタイル補強土壁「アダムウォール」、建設技術審査証明報告書（建技審証 第1103号）、2012。
- 辻慎一郎、竜田尚希、王宗建、久保哲也、荒井克彦：二重壁構造を有するジオテキスタイル補強土壁の耐震性能：動的遠心模型実験、ジオシンセティックス論文集、第26巻、pp.47～54、2011。

辻 慎一郎\*



前田工織株式会社  
営業推進部  
Shinichiro TSUJI

竜田尚希\*\*



前田工織株式会社  
営業推進部  
Naoki TATSUTA

王 宗建\*\*\*



前田工織株式会社  
広島支店  
Zongjian WANG

中根 淳\*\*\*\*



一般財団法人土木研究  
センター地盤・施工研  
究部 部長代理  
Atsushi NAKANE