

技術報文

帯状ジオシンセティックス補強土壁工法における

動的遠心模型実験による耐震性評価

ヒロセ補強土(株) 岡崎 貴斎
志村 直紀
高尾 浩司郎

1. はじめに

補強土壁工法は、1970年代に帶鋼補強土壁が国内導入されて以降、アンカー式補強土壁や、ジオテキスタイル補強土壁等、主たる構造部材である補強材の材質や形状に改善・改良を加えながら、約50年にわたり、道路や造成等において実績を増やしてきた。これまで、我々は帶鋼補強土壁の改善・改良を進めてきたが、今般、鋼製補強材の適用が困難な環境等に対応できる、高耐久性帯状ジオシンセティックス補強材（以下、ストラップと称す。）を用いた帯状ジオシンセティックス補強土壁を導入した。一般に補強土壁は、地震等による外力に対して柔な挙動特性を有し、耐震性に優れることが大規模地震による被災調査^{1),2)}や既往の研究等^{3),4)}により報告されているが、帯状ジオシンセティックス補強土壁の耐震性能を把握するため、動的遠心力載荷実験を実施し、地震時の変形特性に関して従来工法である帶鋼補強土壁と比較したので報告する。

2. 帯状ジオシンセティックス補強土壁

帯状ジオシンセティックス補強土壁は、盛土内にストラップを水平・鉛直方向に一定の間隔で敷設し、盛土材との摩擦効果によって盛土構造物全体の安定性及び安全性を高め、鉛直の壁面を有する補強土構造物である。ストラップは、芯材がPET（ポリエチレンテレフタレート）、被覆材がLLDPE（直鎖状低密度ポリエチレン）から成る複合材料で、その形状は図-1に示す様に、幅が49.5mmの帯状で、被覆材の側方が鋸刃状となっている。また、引張強度の異なる2種（37.5 kN, 50 kN）のグレードを有し、強酸性や強塩基性に対する耐性が高く、鋼製補強材を適用することが困難な環境下でも適用可能である。

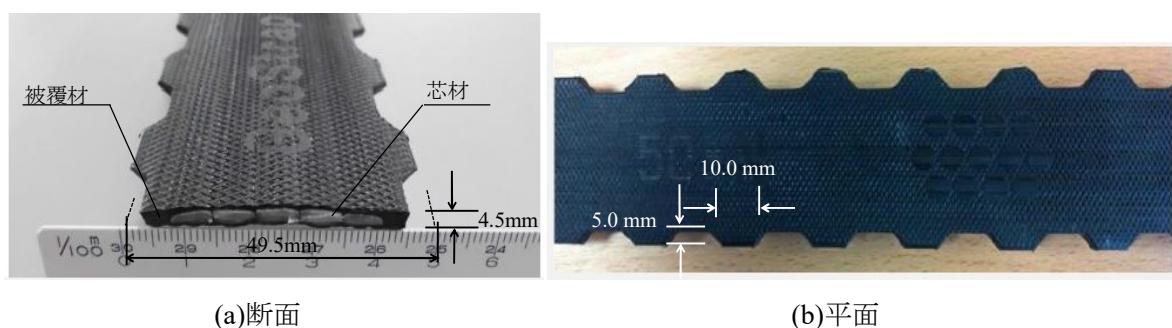


図-1 ストラップ

3. 遠心力載荷実験

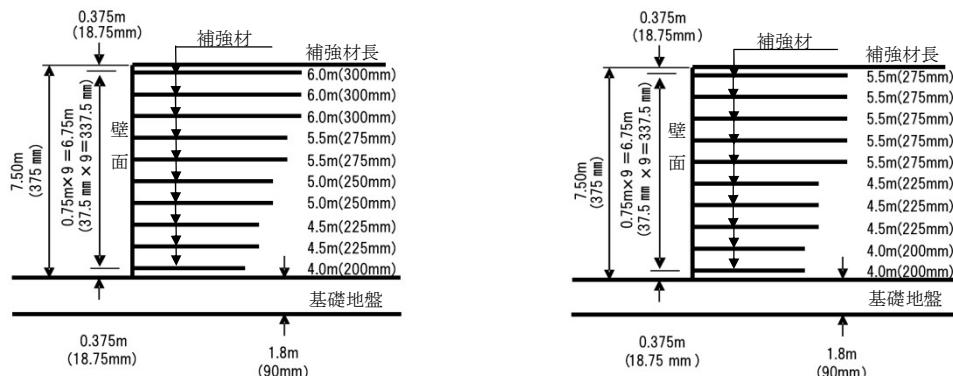
帯状ジオシンセティックス補強土壁の耐震性能を検証するため、従来工法である帯鋼補強土壁工法と共に動的遠心力載荷実験を実施した。載荷実験時の遠心加速度を20Gとして、実大高さで壁高H=7.5mの補強土壁に対して、1/20スケールとなる模型⁵⁾を供試土槽内に構築し、遠心場における40Hzの正弦波20波による加振を行い、挙動を検証した。

(1) 補強材長の設定

補強材長の設定にあたっては、既往の研究成果^{6),7),8)}により、設計水平震度を $kh=0.16$ として設定し、部材の安全性(補強材の破断及び、引抜け)及び補強土壁の安定(滑動・転倒・支持・円弧すべり)における所定の設計安全率を満足する断面とした。ただし、盛土直下の支持においては、土槽底面の拘束により、支持力破壊は起こらないものと仮定し、検討時に考慮していない。また、前述の条件で設定した断面に対して、水平震度を増加させて、部材の安全性及び補強土壁の安定照査を実施した際に、設計安全率を下回らない最大の水平震度を限界水平震度 kh_{cr} として、断面が同等の性能となるよう設定した。なお、限界水平震度において、設計安全率に対する安全余裕度が最も小さい照査項目は、補強材の引抜けであった。各ケースの設計条件を表-2に、各補強土壁の断面を図-2に示す。

表-2 模型ケースの設定

工種	壁高(実大) (m)	設計条件		断面決定要素
		設計水平震度 kh	限界水平震度 kh_{cr}	
帯状ジオシンセティックス補強土壁	7.5	0.16	0.20	引抜け
帯鋼補強土壁	7.5	0.16	0.22	引抜け



(a) 带状ジオシンセティックス補強土壁

(b) 帯鋼補強土壁

図-2 断面図 () 内は模型寸法

(2) 使用材料

a) 地盤材料

基礎地盤と盛土の地盤材料には、東北硅砂7号を用いた。地盤材料の物理特性を表-3に示す。

表-3 盛土材の物理特性

項目	地盤材料		東北 7号硅砂
	物	理	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	粒度	理	2.624
自然含水比 ω_n (%)			0
礫分含有率 (%)			0
砂分含有率 (%)			97.1
シルト分含有率 (%)			2.9
粘土分含有率 (%)			
均等係数 U_c			1.500
平均粒径 D_{50} (mm)			0.162
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)			1.601
最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)			1.242

b) 壁面材

壁面材はその寸法が幅 75 mm × 奥行き 73.5 mm × 厚さ 10 mm のアルミニウム板を使用した。壁面材背面には、サンドペーパーを貼り付け、地盤材料との摩擦を確保した。また、土槽側面と壁面材間の摩擦低減のため、壁面材側面には、スポンジ（すき間テープ）を貼り付けた。壁面材には図-3 に示すように、補強材固定用にネジ穴を開け、模型構築時に盛土材が侵入しないようにテープ養生を施した。なお、最下段の補強土壁直下には、基礎プレートを敷設した。壁面材と同じくアルミニウム製で、寸法は幅 20mm × 奥行き 294mm × 厚さ 10mm である。表面処理も同じくサンドペーパーを貼り付けた。表-4 に壁面材の概要を示す。



図-3 壁面材

表-4 壁面材の仕様

壁面材材質	単位体積重量 (kN/m ³)	幅 (mm)	高さ (mm)	厚さ (mm)	補強材配置間隔 水平(mm) × 鉛直(mm)
アルミニウム板	26.5	1470 (73.5)	1500 (75)	200 (10)	734 × 750 (36.7 × 37.5)

※ 表内数値は実大相当、() 内は模型寸法

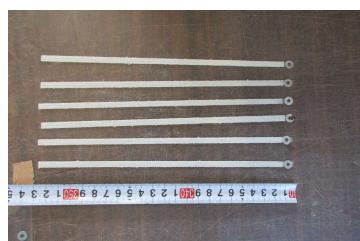
c) 補強材

補強材は、ストラップとしてポリエスチルフィルム(PET)を、帯鋼補強土壁の補強材にはりん青銅板を用いた。所定位置の補強材表裏には、張力測定のためひずみゲージを貼りつけ、ひずみゲージ貼付け部以外は、表面処理としてスプレー糊で 7 号珪砂を接着し、地盤材料との摩擦を確保した。表-5、図-4 に補強材の概要を示す。補強材の寸法決定前にポリエスチルフィルム(PET)に対し検定（静的引張試験）を実施した。検定用の補強材は 20cm × 20cm とし、ひずみゲージを貼り付けた。引張試験状況を図-5 に示す。検定から得られた弾性係数は、表-5 に示す公称弾性係数より大きな値となっている。そこで補強材の張力算定には、検定結果である $E=7.156\text{GN/m}^2$ を採用した。補強材幅や寸法は補強材の伸び剛性を実物に合わせ設定した。

表-5 補強材の仕様

補強材材質	弾性係数E(公称値) (GN/m ²)	弾性係数E(検定) (GN/m ²)	幅 (mm)	厚さ (mm)	伸び剛性 (×10 ⁶ N)
ポリエスチルフィルム	4.00	7.156	90.0 (4.5)	2.0 (0.1)	1.288
りん青銅板	120	—	100 (5.0)	4.0 (0.2)	48.000

※ 表内数値は実大相当、() 内は模型寸法



(a)ポリエスチルフィルム



(b)りん青銅板

図-4 補強材



図-5 補強材検定状況

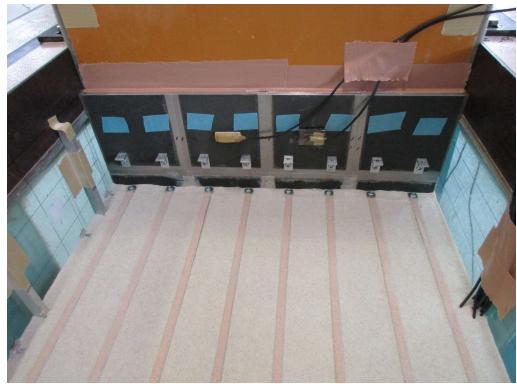


図-6 補強材連結状況

d) 補強材と壁面材との連結部材

補強材と壁面材との連結状況を図-6に示した。補強材との連結は、L型フックを用いて $\phi 3\text{mm}$ のボルト固定とした。L型フックと補強材の間には、ワッシャーを挟んだ。

(3) 模型の製作

基礎地盤は、図-7に示すように作製層厚は 22.5mm ピッチとして、 $Dr=90\%$ となるよう突固め棒による締固めを行った。盛土部は、作製層厚は補強材敷設位置に合せて20層に分割して充填し、図-8に示すように $Dr = 80\%$ となるよう空中落下法により作製した。また、図-9に示すように、加振前後における地盤変形状況を観察するため、7号珪砂を黒に染色した色砂を用いて、土槽前面ガラス面に幅数mmの水平方向と鉛直方向のメッシュを作製した。地盤変形観察用の標点は、メッシュ間の中心に設置した。標点はアルミ製のリベットであり、標点とガラス面の摩擦を極力小さくするためにグリースを塗布した。



図-7 基礎地盤の作製状況



図-8 盛土の作製状況

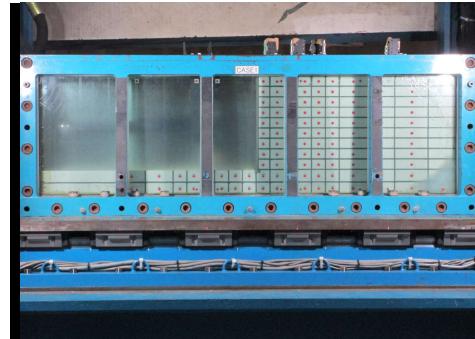


図-9 メッシュ作製と標点設置状況

(4) 計測項目

計測項目は、加速度、水平・鉛直変位、土圧、及び補強材のひずみであり、各計測位置を図-11に示す。

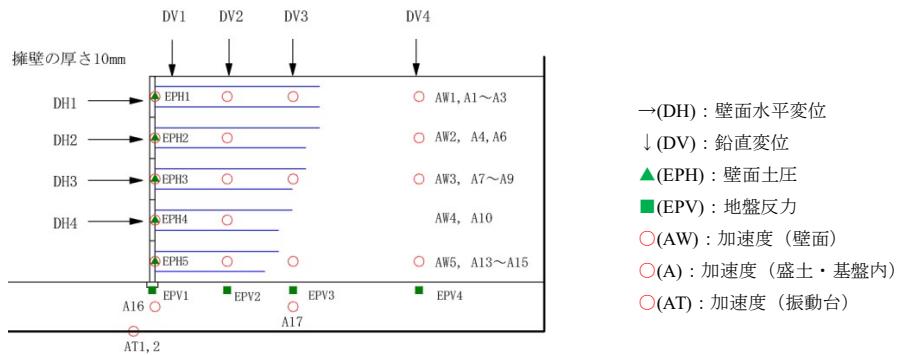


図-10 実験土槽と計測位置 (帯状ジオシンセティックス補強土壁)

(5) 加振条件

遠心加速度(20G)において、最大加速度を約 100gal 程度の増分で漸増させるステップ加振を行った。図-11 に今回の実験で入力した加速度波形の一部を示す。ステップ 1~6、及び 8~10 は正弦波の周波数 40Hz で、主要動 20 波の前後に同じ周波数のエンベロープを付け足している。ステップ 7 の地震波については、1995 年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台にて観測された地震動の NS 成分を用いた。

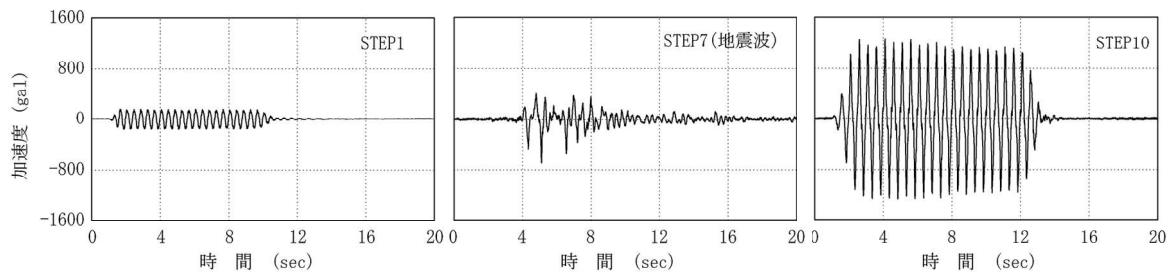


図-11 入力加速度波形

4. 結果及び考察

a) 壁面変位

両補強土壁の壁面水平変位と入力最大加速度の関係を図-12 に示した。同図で示した水平変位は各ステップにおいて加振終了時の残留水平変位の最大値を壁高で正規化した値で、入力加速度は基礎地盤面に設置した加速度計で計測した最大値である。各補強土壁の入力最大加速度は、正弦波の加振条件において、帯状ジオシンセティックス補強土壁のステップ 6(850gal)に対して帯鋼補強土壁はステップ 10(1414gal)であった。帯状ジオシンセティックス補強土壁がステップ 7 までとなっているのは、引抜けや盛土内部すべりの発生を確認したのではなく、壁面材と補強材の連結部における補強材の断面欠損により、実際の設計強度に比較して、十分な連結強度を発揮できず補強材が破断し、試験続行が困難となつたためである。なお、入力加速度 850gal における最大壁面水平変位は、帯状ジオシンセティックス補強土 7.1% であり、同等の加速度レベルにおいて、帯鋼補強土壁は 5.0% であった。入力最大加速度と、正規化した水平変位の関係より、加速度 700gal 程度までは、変位の進行も同様の傾向を示したが、800gal を超えた所で、帯状ジオシンセティックス補強土壁の方が相対的に変形が大きくなつたことが確認された。

一方、ステップ 7 で行った地震波(神戸波)による加振においては、帯状ジオシンセティックス補強土壁も帯鋼補強土壁も、ステップ 6 の加振後残留変位からほとんど進行していないことから、本地震波による変位への影響はどちらも小さいと思われる。

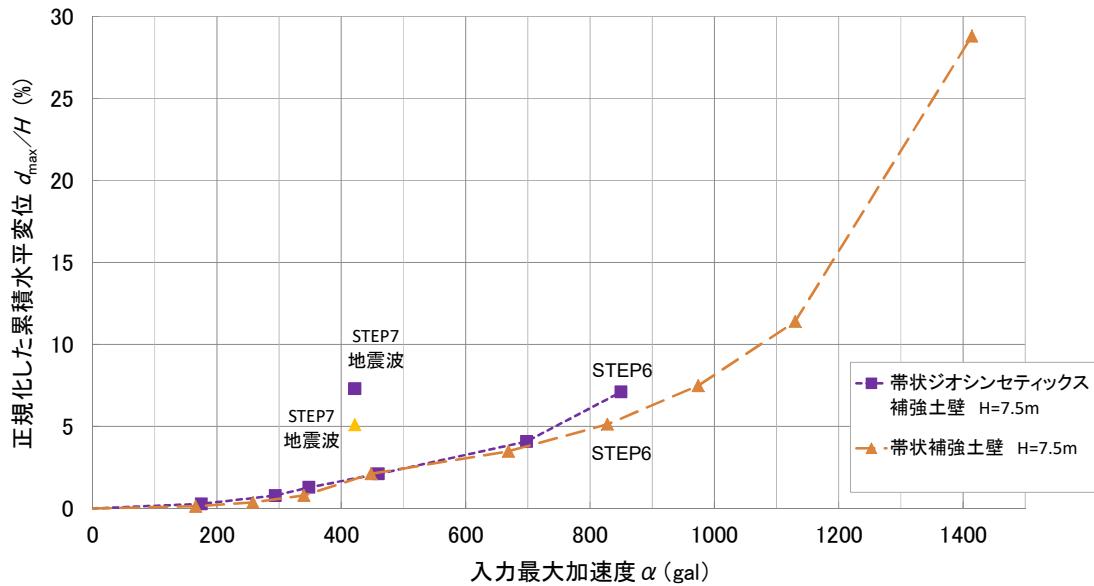


図-12 入力最大加速度一累積壁面水平変位 関係図

b) 設計水平震度の補正係数の評価

補強土壁における設計上の耐震性を比較するため、各変位レベルにおける限界水平震度と加速度の関係を図-13に示す。縦軸は、設計時の限界水平震度であり、横軸は、壁面の累積残留変位が壁高のそれぞれ1.0%、3.0%、5.0%、及び7.0%時における入力最大加速度の最大値を示している。各ケースにおける限界水平震度と原点を結んだ直線は、ある水平震度で設計された補強土壁がどの程度の加速度レベルまで、所定の変位以内に収まるかを示しており、式(1)にて算出される直線の勾配 α が緩やかになればなる程、耐震性に優れると考え得ることから、帯状ジオシンセティックス補強土壁と帶鋼補強土壁の耐震性に関して比較を行った。ここで、帯状ジオシンセティックス補強土壁の勾配を α_{GS} 、帶鋼補強土壁の勾配を α_{TA} と定義する。

$$\alpha = kh_{cr} / (a/g) \quad \cdots \cdots \quad (1)$$

ここに、

α : 限界水平震度と入力最大加速度との関係式の勾配

kh_{cr} : 限界水平震度

a : 入力最大加速度

g : 重力加速度

α の評価において、変位1.0%の時、帯状ジオシンセティックス補強土壁の $\alpha_{GS}=0.62$ に対し、帶鋼補強土壁が $\alpha_{TA}=0.60$ となり、変位5.0%の時に帯状ジオシンセティックス補強土壁は帶鋼補強土壁と同じ $\alpha_{GS}, \alpha_{TA}=0.26$ となった。変位が1.0%と小さい範囲においては、若干ではあるが、帶鋼補強土壁が相対的に耐震性に優れる結果となったが、5%では同等であり、設計において同等の性能を有する断面においては、変位5%以内において同等の耐震性を有すると考えられる。

なお、既往の研究^{3),4)}のジオテキスタイル補強土壁に対する検証結果より、変位レベルが1.0%の時に $\alpha=0.48$ 、5.0%の時に $\alpha=0.28$ であることから、今回の実験条件においては、帯状ジオシンセティックス補強土壁はジオテキスタイル補強土壁と同等程度の耐震性があると考えられる。

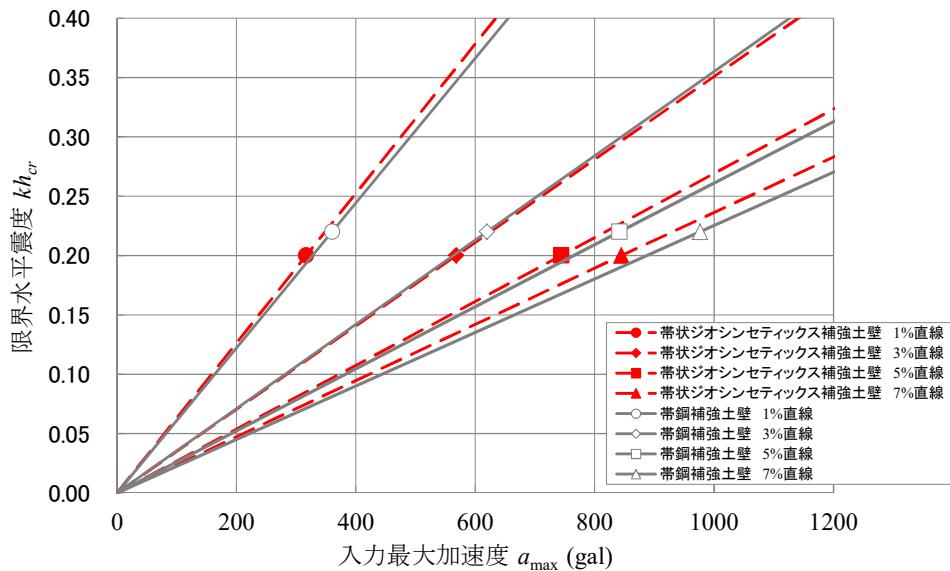


図-13 限界水平震度 kh_{cr} —入力最大加速度の関係

表-6 設計震度と入力最大加速度および変位レベルの関係 ∞

変位 レベル	α_{GS} 帯状ジオシンセティックス補強土壁	α_{TA} 帶鋼補強土壁	α_{GS}/α_{TA}
1.0 %	0.62	0.60	1.03
3.0 %	0.35	0.35	1.00
5.0 %	0.26	0.26	1.00
7.0 %	0.23	0.22	1.05

c) 盛土の変形状況

補強土壁及び盛土の変形状況の観察は、遠心力場において高速度カメラで撮影した画像を拡大し、加振前後の標点・メッシュ位置を比較することで行った。ステップ6 加振後の補強土壁と盛土の変形状況を、図-14に示す。帯状ジオシンセティックス補強土壁の変位が帶鋼補強土壁の変位に対して相対的に大きくなり始め、補強土壁上方の盛土材が前方へ滑り出し、最上段壁面材の下部を頂点として、大きく前方に傾斜していることが見てとれる。帯状ジオシンセティックス補強土壁の水平変位7.11%に対して、帶鋼補強土壁の水平変位が5.13%と約2.0%（実大換算で約150mm）の変位差となった。

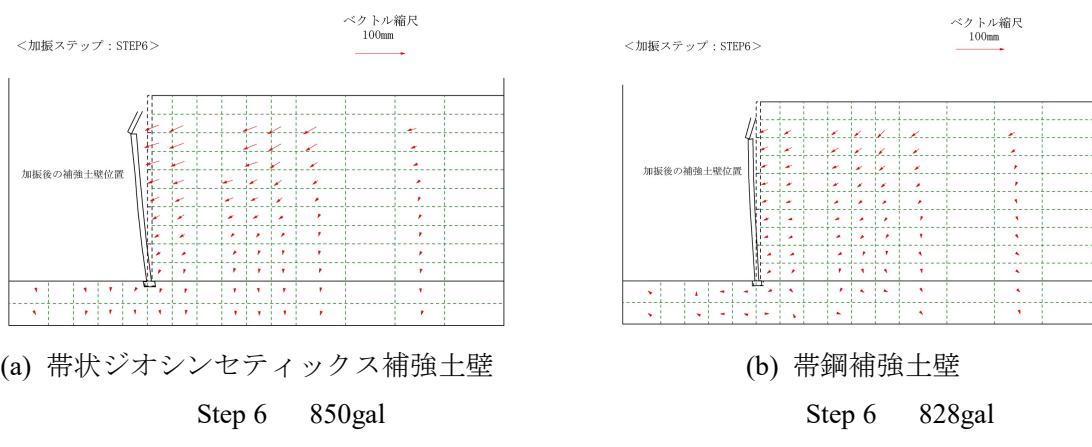


図-14 標点変位ベクトル図

5. まとめ

ストラップを補強材として適用した帶状ジオシンセティックス補強壁に対して、動的遠心模型実験を実施して耐震性能を検証した結果、以下の知見を得た。

- ・帶状ジオシンセティックス補強土壁は、入力加速度 $a=700\text{gal}$ 程度までは、帶鋼補強土壁と同等の変形性能を有する。
- ・入力加速度が 800gal より大きくなれば、加振によって生じる変位は、帶状ジオシンセティックス補強土壁が相対的に大きくなる。
- ・設計における断面性能と変位レベルの関係より、変位が壁高の 5%以内であれば、帶鋼補強土壁と同等の耐震性を有すると考えられる。
- ・ 800gal を超える加振において、帶状ジオシンセティックス補強土壁は盛土上方の変形が、帶鋼補強土壁と比べて卓越する傾向にある。

今後の課題として、本実験で得られた、他のデータを整理・分析し、設計の最適化を図る必要があると考える。

<参考文献>

- 1) 日本TA協会：補強土壁工法平成23年東北地方太平洋沖地震被災調査報告書(第3報),2014.12
- 2) 日本TA協会：補強土壁工法平成28年熊本地震被災調査報告書(第1報),2016.7
- 3) 中島進他：模型実験・地震被害事例の解析による道路擁壁の耐震性の評価，土木技術資料 Vol.53-5,2011.
- 4) 中島進他：模型実験・地震被害事例の解析による道路構造物としての補強土壁，土木技術資料 Vol.54-9,2012.
- 5) J.IZAWA & J.KUWANO : Centrifuge modelling of geogrid reinforced soil walls subjected to pseudo-static loading, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics 10, 2010
- 6) 大谷義則ら：帶鋼補強土壁における補強材配置間隔による耐震性評価，第 51 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1547-pp.1548, 公益社団法人地盤工学会, 2016
- 7) 佐藤登ら：帶鋼補強土壁における動的遠心載荷実験，第 51 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1545-pp.1546, 公益社団法人地盤工学会, 2016
- 8) 大谷義則ら：高分子系帶状補強材による補強土壁の耐震性評価，第 52 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1463-pp.1464, 公益社団法人地盤工学会, 2017