# 補強土壁における耐震性に与える補強材剛性の影響

	地震工学研究所	正会員 渡邊	』 泰介
	群馬大学	正会員 若井	⊧ 明彦
ヒロセ	正会員 〇大谷 義則	正会員 佐藤	豪登

コンクリートスキン 地盤間 にジョイント材

> 捕強材の上下| ジョイント

図−1 解析モデル図

図-2 入力地震波(神戸波)

表−1 補強材の物性値

ポアソン比(*v*)

単位重量(kN/ m

2 549

hand

グ率(kN/mm<sup>2</sup>)

-CASE1

-CASE2

200

400

600

地表面最大加速度 $\alpha$ (gal)

図-3水平壁面変位と

地表面応答加速度の関係

図-4 変形ベクトル

800

1000

1200

基礎地盤(UWモデル) 3:2.0E+05(kN/m<sup>2</sup>)(上層)

D速度 (m/s<sup>2</sup>)

CASE

CASE 2

20.0

18.0

16.0

) 14.0

現化した水平変位 dm 10.0 8.0 0.01 dm 9.0 0.0 0.01 dm

4.0

2.0 0.0

0

# 1. はじめに

補強土壁工法は補強材と盛土の複合構造である柔構造により耐震 性に優れることが大規模地震による震災被害調査<sup>1)</sup>により報告され ている.補強材の剛性が地震時における補強土壁の耐震性に与える 影響について、異なる剛性の補強材による三次元数値解析を実施し た.補強材剛性による比較モデルにおける地震時挙動の解析結果の 検討を既往の動的遠心模型実験との比較により検証した.補強材の 剛性による補強土壁の耐震性の影響について報告する.

#### 2. 解析の概要

# (1) 解析法

解析は、線状補強材による縦断方向の空間依存性を考慮するため, 三次元動的弾塑性有限要素法(FEM)を用い,地盤材の弾塑性構成 モデルには土の動的変形特性( $G-\gamma$ 、 $h-\gamma$ 関係)とせん断強度( $c, \varphi$ ) をともに考慮しうる簡易的な繰返し載荷構成モデル(Wakai & Ugai (2004));以降「UW モデル」と略)をその他の物性値については弾 完全塑性モデルを採用した.

#### (2) 解析の条件

剛性の異なる鋼製帯状補強材による CASE1 と高分子系帯状補強 材による CASE2 の補強土壁 H=12.0m の耐震設計(震度法-極限釣合 い法)による補強材を配置設計した.補強材長の設計法<sup>2)</sup>は,それ ぞれ地震動時での"内的安定条件で設計引抜け安全率と最少長さの 両方を満足する補強材長"としている.これらのケースに対して三次 元モデルによる動的 FEM 解析を実施した.

解析は、図-1に示す剛性値歪依存箇所を予め計算した解析モデル と物性値により設定した.補強材の物性値は表-1 とし、上下のジョ イント材を配している。動的条件は図-2 に示す地震波(神戸波)の 10.00sを用い、その後、振幅が0とした 2.00sを付加したΔt=0.01(s)、 N=1200の地震波を使用している.

#### (3) 動的遠心模型実験との比較

鋼製帯状補強材と高分子系帯状補強材を想定した補強土壁の遠心 動的載荷実験<sup>34)</sup>を実施している.模型補強材長の設定は解析ケース と同様の耐震設計法によるものとし,壁面工模型を分割パネル型と した実大高さ H=7.5m の補強土壁の正弦波のステップ加振による最 大約 800gal までの加振時における入力・地表面加速度と壁面水平変 位の関係を図-3 に盛土の変形画像による計測結果を図-4 に示した.

キーワード 補強土工法 有限要素法 耐震設計

連絡先〒135-0016 東京都江東区東陽 4-1-13 東陽セントラルビル (株)ヒロセ TEL 03-5634-4583



図-5 に示す壁面の最大残留変位の CASE1 と CASE2 の比較において, ともに同じ 壁中下段部の"はらみ出 し"モードの変形モードであり, 壁中間部の最大残留水平変位(80mm 程度)と基盤部の残留水平変位(30mm 程 度)の結果により, 表-2 に示す CASE2 の壁面残留最大変位 104mmは 竣工時の施工管理基準値である壁高さ の 3%である 360mm を下回るものの CASE1 に比較して 30%程度大きくなる解析結果となった.

## (2) 補強材の軸力分布

補強材の軸力分布は、図-7示す山型のピーク値を持つ主働領域と抵抗領域を区分する形態<sup>20</sup>となり、設計で 設定される補強材軸力分布の設計モデルの形態を再現している.補強材に発生する最大軸力について、表-3 に設計値と比較して示した. CASE1 は設計値(震度法-極限釣り合い)を40%程度上回る結果となるが、CASE2 は40%程度になる結果となった.設計おいてCASE2の最大軸力がCASE1の最大軸力より大きくなる結果は、 解析において再現されている.

## (3) せん断ひずみ分布

残留せん断歪分布は、補強領域の外側の底盤部からせん断歪域が発生・進行する傾向となっている. 図-4 の動的遠心実験との比較により同様の変形進行の傾向が確認出来る.

## (4) 補強材剛性の影響

三次元動的解析による解析結果は動的遠心模型実験結果による地震時の挙動を再現することを確認した. 解 析値は動的解析における入力地震波(神戸波)と動的遠心実験における正弦波によるステップ加振の載荷条件 の違いを考慮しても、遠心模型実験の 700gal 程度まで補強材剛性の影響が少ないことに比較して、補強材の 剛性の違いの影響を受けやすい傾向にある.

#### 4. おわりに

補強材剛性の異なる帯状補強材を用いた補強土壁の耐震性を三次元動的 FEM 解析は,動的遠心模型実験との比較により動的挙動を再現出来ることを確認した.本解析法の性能設計における壁面変形予測の適用には, 更に動的遠心実験や地震被災調査結果との検証による解析精度の向上が望まれる.

<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)(一財)土木研究センター:補強土壁工法設計施工マニュアル第4回改訂版,2014.8

3) 大谷他:鋼製帯状補強土壁工法の動的遠心模型実験による耐震性評価,第48回地盤工学研究発表会,2013.7.
 4) 大谷他:高分子系帯状補強材による補強土壁の耐震性評価,第51回地盤工学研究発表会,2016.9.