急勾配地山補強材を用いた既設もたれ壁の耐震補強工法に関する模型実験の検証

東日本旅客鉄道	正会員	○鈴木	健一,	池本	宏文
	フェロー	高崎	秀明,	谷口	善則
ジェイアール東日本コンサルタンツ	正会員	桐生	郷史,	山本	巿

Case2

図-1

上部:地山補強材(短)

2000

上部補強材

下部補強材

地山補強材

長さ 540mm ßl=4.3

試験ケース

1380

下部: 地山補強材

Case3

背面盛土

(D = 80%)

 $\gamma = 15.9 \text{kN/m}^3$

 ϕ_{peak} =44.4°, ϕ_{res} =36.8°

基礎地盤(D,=90%)

 $\gamma = 16.3 \text{kN/m}^3$

225

150 600

552 552

4

上部:地山補強材(長)

地山補強材

長さ 790mm

530

350

ßl=7.

下部: 地山補強材

1. はじめに

現在,土構造物の耐震補強において,もたれ壁の背面側に補強に必要な用地を確保できない場合の対策が課題と なっている.筆者らは,その課題に対し,地山補強材を用地内に収まるように急勾配に設置し,もたれ壁と一体化 させる補強工法の開発を進めている.本稿では,提案工法の補強効果確認のために実施した振動台実験¹⁾の結果に ついてニューマーク法を用いて検討したので報告する.

2. 実験概要

実験は模型縮尺 1/10 程度の試験体を用いて行い,図-1 に示す無対策ケースと地山補強材の長さの異なる 2 ケースの計 3 ケースを実施した.試験体諸元,計測器配置の例を図-2 に示す.(詳細は文献 1)参照)

模型地盤として, 土留め背面の栗石層には鹿島砂を, 相対密度を変化させた東北硅砂 6 号を背面地盤(*D*_r=80%)と支持地盤(*D*_r=90%)に用いた.

地山補強材の模型材料にアクリル樹脂(15mm×15mm)を用い,実物(φ150mm 程度の中径棒状補強を想定), とすべり面以深の長さ*l*に対して,β*l*が同程度となる諸元とした.また,地盤との摩擦を模擬するために地山補強

Case1

無対策

620

20

栗石層 =15.7kN/m

壁体下部変位

断面図

平面図

20

壁体上部变位 🛄上部補強材

下部補強

114 141

材の周面に硅砂を付着させた.地山補強材の打設角度は 上部 80°,下部 12°とし、もたれ壁と地山補強材の結合 は回転を拘束しない構造とした.

壁体の変形は,壁体上部から 50mm および前面側地盤 面から 50mm の位置に設置した変位計により,地山補強 材の軸方向,軸直角方向の抵抗力は,地山補強材ともた れ壁の接続部に設置したロードセル(上部補強材:2 方 向,下部補強材:1 方向)により,壁体に作用する土圧 等は壁体の背面および底面・前面に設置した2 方向ロー ドセルにより測定した.

加振波は、1ステップを正弦波 5Hz,10 波とし、目標 最大加速度をステップ毎に 200gal までは 50gal 間隔で、 以後 100gal 間隔で段階的に増加させ、崩壊形態が明確に なるまで加振を行った.ただし、実際の最大加速度と目 標値には、ずれがある.

3. 実験結果

図-3 に各加振ステップ後の壁体の滑動変位,回転角を示す.回転角は上部・下部の相対変位から,滑動変位は下部の変位を回転角で補正して算出した. Case1 の降伏時の加速度は滑動に対して 300gal 程度,転倒に対して 200gal 程度であり, Case2, 3 ではいずれもこの加速度付



近から滑動変位,回転角が増加し始めている.滑動に対する降伏加 速度は Case2:600gal, Case3:900gal 程度,転倒に対しては Case2: 400gal, Case3:800gal 程度であった.壁体に作用した土圧を図-4に 示す.初期の土圧は,壁体が盛土によりかかるなどの影響により修 正物部岡部式による計算値より大きくなっているが,以後,降伏ま では概ね計算値と一致している.

4. 水平抵抗力・抵抗モーメントの比較

Case2,3について鉄道構造物等設計標準・同解説³⁴⁰に基づき壁体 の水平抵抗力および転倒に対する抵抗モーメントを算出した.抵抗 力は図-5に示すとおり、補強材による抵抗、壁体の前面抵抗、壁体 底面のせん断抵抗とした.補強材抵抗力は修正物部岡部式における 一次すべり線(水平震度 0.2,崩壊角 52.6°)以深を定着長とみなし ている.転倒に対する抵抗モーメントは、壁体の回転中心は壁体底 面の中心としており、下部補強材の抵抗、壁体の前面および底面の 抵抗はアーム長がわずかであるため、無視している.

水平抵抗力,転倒への抵抗モーメントの実験値の推移および計算 値を図-6,図-7に示す.壁体底面のせん断抵抗の実験値は,壁体底 面中心に設置したロードセルの計測値から算出した.水平力,転倒 モーメントいずれも 400gal 程度で抵抗値と一致している. Case2 で は 400gal 以降抵抗力の増加は見られないが, Case3 では計算値を超 過しても実験値が大きくなる傾向が見られた.

水平抵抗力,抵抗モーメントを基に,ニューマーク法を用いて残 留変位の推定した変位を図-3 に示す.

残留変位は滑動変位,回転角いずれも実験値に対して計算値の方 が小さくなっている.これは,抵抗力の評価において上部補強材の 軸力による引抜き抵抗のみを期待していたが,加えて曲げ補強効果 が発揮されたためと思われる¹⁾.また,文献 4)による極限引抜き力 は,引抜き耐力の下限値レベル程度となっていることも乖離の一因 と考えられる.

5. まとめ

急勾配に設置した地山補強材を用いたもたれ壁の耐震補強に関す る模型振動台実験結果について.鉄道構造物等設計標準に基づき, 抵抗力を算定し,ニューマーク法により残留変形量の評価を行った.

- ・壁体に作用する土圧は、降伏までは修正物部岡部式による計算値 と概ね一致した.
- ・補強材の根入れを大きくしたケースでは、壁体前面地盤の抵抗や 補強材の抵抗が計算値より大きくなる傾向が見られた。
- ・壁体の残留変位は、いずれのケースにおいてもニューマーク法に より推定した値と比べて小さくなった.

参考文献

1)川村ら:急勾配地山補強材を用いた既設もたれ壁の耐震補強に関 する実験的検討,第52会地盤工学研究発表会,2017.07(投稿中)

 2)香川崇章:土構造物の模型振動実験における相似則,土木学会論 文集,第 275 号, pp.69-77, 1978.

- 3)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準·同解説(基礎構造物),2012.01
- 4)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説(土留め構 造物),2012.01



図-7 上部補強材抵抗モイントー振動台加速度