兵庫県南部地震で被災した剛な一体型壁面工を有する補強土擁壁の検証解析

(公財)鉄道総合技術研究所 (正)〇中島進,渡辺健治

**1. はじめに** 鉄道構造物等設計標準・同解説 <sup>1/2)</sup>では重要な構造物について、大地震に対しても鉄道機能を早期 に復旧させる性能(復旧性)を求めている。本報で対象とする盛土補強土擁壁(剛な一体壁面を有するジオグリッ ド補強土擁壁)の場合、地震後の残留変位量は復旧性の照査指標の一つである。実務的には二楔法による安定解析 で降伏震度を評価し、Newmark 法による変形解析により残留変位量を評価する。本報では、兵庫県南部地震で被災 した補強土擁壁の検証解析を行ったので、その結果を報告する。

**2. 解析対象とモデル化** 解析対象の補強土擁壁は、図-1 に 示す様に兵庫県南部地震における「震災の帯」の中に位置して おり、震災直後には擁壁下部で100mm、天端部で270mmの目違 いが確認されたものの、軽微な補修により供用を再開した<sup>3)</sup>。

図-2に解析モデルを示す。盛土材の単位体積重量 $\gamma$ =16.7kN/m<sup>3</sup>、 内部摩擦角 $\phi_{peak}$ =41°については、震災後の土質試験結果に基づ き設定した<sup>3)</sup>。また、残留状態の内部摩擦角は $\phi_{peak}$ の値と文献 1)を参考にして土質3相当の $\phi_{res}$ =30°に設定した。また、支持地 盤の特性値は、背面地盤と同様に文献3)の調査結果を参考に 設定した。補強材にはジオグリッドが0.3m間隔で敷設されて おり,基本敷設長を2.5m(うち3層は3.0m)である。また、 軌道重量として上載荷重10kN/m<sup>2</sup>を考慮した。

3. 解析方法 残留変位量の評価においては、図-3 に示す 様に、滑動、転倒、せん断変形による変位量を Newmark 法に より算定し、これらを足し合わせて地震後の残留変位量とした。 Newmark 法において、滑動、転倒変位を求める際に用いる降 伏震度 ky(SL)、ky(OT)は二楔法による安定解析により算定し た。これに対してせん断変形を算定する際の降伏震度 ky(SH) は、平均的な補強材長さLと壁高さ Hから、ky(SH)=L/2Hよ り ky(SH)=0.29 に設定した。せん断変形の算定に用いる初期 剛性率 G<sub>0</sub> は耐震標準を参考に G<sub>0</sub>=30,000 kN/m<sup>2</sup> とした。安定 解析による降伏震度算定法と Newmark 法による残留変位量算 定の詳細は、文献 4)に詳しい。

検証解析には全4

ケースの地震波を用いた。図-4に解

析結果を示す。以下では、各ケース

の解析結果について論ずる。なお,

各地震波に対して、擁壁の向きに合

わせて地震波の NS、EW 成分の合

まず、神戸海洋気象台の観測記録

成波を解析に用いた。

4. 解析結果



(According to Japan Meteorological Agency)

図-1 解析対象の位置図(文献3に加筆)



		н ш~с.ш	×10-6m
単位体積重量	γ	$16.7 kN/m^3$	20.0 kN/m <sup>3</sup>
内部摩擦角	φ <sub>peak</sub>	41°	41°
	$\phi_{res}$	30°	
粘着力	С	0.0kN/m <sup>2</sup>	0.0kN/m <sup>2</sup>
初期せん断剛性	$G_0$	30,000kN/m <sup>2</sup>	_

図-2 補強土擁壁のモデル図





(以降、JMA 波と表記)を用いた Case1 の結果を図-4(a)に示す。壁下端の変位量に相当する滑動変位量δsLと、

キーワード:補強土擁壁,残留変位,兵庫県南部地震 連 絡 先:〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38 鉄道総合技術研究所 TEL:042-573-7261 250

壁上端での変位量に相当する滑動・転倒・せん断変 位量の合計値 $\Sigma$   $\delta$  は、それぞれ 5.0mm と 95.2mm である。前記の通り、実際には擁壁下部で 100mm、 天端で 270mm の水平変位が発生したことから、 計算値は実測値を過小評価する結果となった。

Case2 では、JMA 波に対して重複反射理論によ る波形の引き戻しを行い基盤面での加速度波形を 求め、被災現場近傍の土層に対して地震応答解析 を実施し得られた地表面加速度波形(以下、推定 波 A と表記)を用いた。Case2 の結果を図-4(b)に 示す。 $\delta_{SL} \ge \Sigma \delta$ は 3.5 mm と 54.7mm であり、 実測値を過小評価する結果となった。

JMA 波、推定波 A の震度を算定すると、JMA -1200 -

JMA 波に対して振幅調整を行った地表面加速度波形(以下,推定波 B と表記)を用いた Case3(算定震度 6.69)の結果を図-2(c)に示す。  $\delta_{SL} \ge \Sigma \delta$ はそれぞれ 94.7mm と 388.7mm となり,実測した下部の 残留変位 100mm とほぼ同程度,壁上端の 270mm を若干過大評価す る結果となった。また,推定波 A に対して振幅調整を行った地表面加 速度波形(以下,推定波 C と表記)を用いた Case4(算定震度 6.75) の結果を図-2(d)に示す。 $\delta$  SL  $\ge \Sigma \delta$ はそれぞれ 85.0mm  $\ge$  278.4mm となり、実被害と概ね同等の評価となった。

せん断 せん断 転倒 滑動 - 転倒 滑動 200 200 Ē 150 Ē 150 100 100 ŝ õ 50 50 0 1200 0 1200 AAMAAAAAA 400 400 gal) gal) n acc acc -400 -400 -800 -800 JMA波 推定波A -1200 -1200 5 10 15 time(sec) (b) Case2\_推定波A time(sec) (a) Case1\_JMA波 250 250 滑動 転倒 - 滑動 -- 転倒 せん断 200 200 Ê 150 <u>و</u> 150 100 100 õ 50 50 0 1200 0 1200 800 800 400 400 gal) gal) www. 0 0 acc -400 acc -800 -800 Case4\_推定波 ∃推定波B 1200 1200 15 15 time(sec) (c) Case3\_推定波B time (sec) (d) Case4\_推定波C

250

図-4 Newmark 法による変形量と入力加速度の時刻歴



図-5 塑性剛性比と変位量の関係

また、背面地盤の c、 $\phi$ 、 $\gamma$ などの土質諸数値は固定して、塑性剛性 G<sub>p</sub>に関する感度解析を実施した結果を図-5 に示す。塑性剛性比 G<sub>p</sub>/G<sub>0</sub>の設定が計算結果に及ぼす影響が大きいこと に加え、JMA 波,推定波 A の計算値はいずれも実測値を過小評価している。これに対して、推定波 B は G<sub>p</sub>/G<sub>0</sub>= 0.1 から 0.5 の範囲、推定波 C では G<sub>p</sub>/G<sub>0</sub>=0.1 から 0.2 の範囲において、概ね計測値と実測値が同等となった。

実際の背面地盤内ではせん断変形時に、補強材を配置することによる補強効果と、変形に伴うひずみレベル増大 による剛性低下が複合的に発生している。現状では、せん断変形量の算定にあたっては、降伏震度を補強材長さと 壁高の比として算定した上で、一定の塑性剛性を用いて変形量を算定しており、降伏震度の算定法やせん断変形時 の剛性評価法については、今後改良の余地があると考えられる。

**4. まとめ** 兵庫県南部地震における盛土補強土擁壁の被害事例に対する検証解析結果を示した。当該サイトの 震度に整合するように調整した地震波を用いた検証解析の結果、現行の解析手法による計算結果と実測した被害程 度は概ね整合した。一方で、現在は経験的に設定しているせん断変形モードにおける降伏震度、せん断剛性の値は 計算結果に及ぼす影響が大きく、今後改良の余地があると考えられる。

参考文献 1) 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. 2) 鉄道総合技術研究所:鉄 道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、2012. 3) Tatsuoka et.al.: Seismic Stability Against High Seismic Loads of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Structure, The 6th Int. Conf. on Geosynthetics, pp.103-142, 1999. 4) 堀井ら:剛壁 面補強土壁の大規模地震時の安定・変形解析,ジオシンセティック論文集,第13巻、pp.261-269、1998. 5) 山口直也,山崎 文雄: 1995 年兵庫県南部地震の建物被害率による地震動分布の推定,土木学会論文集,No.612/I-46, pp.325-336, 1999.