

滑動モードが卓越する組積構造の盛土式乗降場の解析的研究

鉄道総合技術研究所 正会員 石井 秀憲 ○阿部 慶太 杉山 健太
東日本旅客鉄道 正会員 滝沢 聡 野本 将太 竹谷 勉

1. 研究背景

東北地方太平洋沖地震では、組積構造の擁壁を有する盛土式乗降場が崩壊、変位するなどの被害が発生した。盛土式乗降場の崩壊や変形は地震時の列車走行安全性に影響を及ぼすため、組積盛土式乗降場の耐震補強工法の開発が求められる。既往の研究¹⁾²⁾において、組積盛土の崩壊形態および耐震補強工法に関する実験的研究や Material Point Method (以下、MPM) を用いた解析的検討が行われている。しかしながら、上述の解析的検討は崩壊時に転倒するタイプの盛土式乗降場を対象に行われており、滑動するタイプの盛土式乗降場の検討は行われていない。本検討では、崩壊時に滑動が卓越するタイプの盛土式乗降場を対象に、MPM を用いて盛土式乗降場の崩壊形態の再現解析と耐震補強工による変位抑制効果の検討を行った。

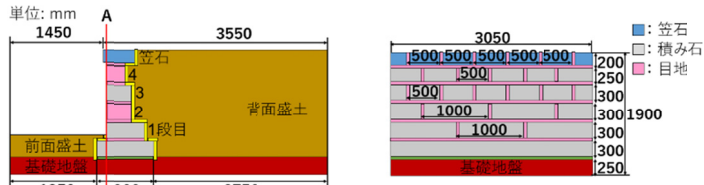


図-1 無補強ケース解析モデル(左)側面図、(右)正面図(A-A'断面)

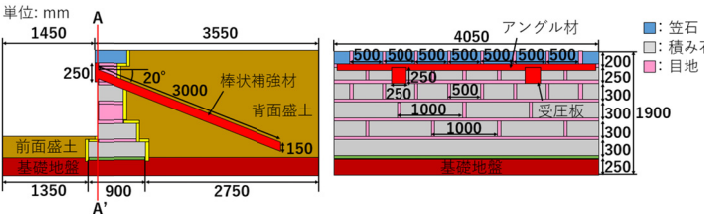


図-2 補強ケース解析モデル (左)側面図、(右)正面図(A-A'断面)

2. 解析手法および解析モデル

本検討では、解析手法として MPM を用いた。はじめに、前述の滝沢ら¹⁾の実験の再現解析を行い、模型実験で観察された滑動が卓越する崩壊形態を再現可能か確認した(無補強ケース)。その後、補強工を施した解析モデルに対して L2 地震動³⁾を作用させた解析を行い、補強工の変位抑制効果の検討を行った(補強ケース)。

表-1 解析パラメータ

	背面盛土	支持盛土	目地部
変形係数(kPa)	5000.0	20000.0	10000.0
ポアソン比	0.30	0.30	0.30
粘着力(kPa)	0.0	6.0	0.0
内部摩擦角φ(°)	42.80	45.0	22.0
単位体積重量(kN/m³)	13.9	17.7	16.7
ダイレイタンシー角(°)	累積塑性せん断ひずみγ<0.15	0.0	0.0
	γ≥0.15	0.0	0.0
		0.0	0.0

無補強ケースの解析には、滝沢ら¹⁾の実験の Case-3 の断面を実構造物スケールに換算し、阿部ら²⁾の方法で構築したモデルを使用した。表-1 に物性値を示す。コンクリートと地盤の境界での摩擦角(以後、壁面摩擦角)については、実験において内部摩擦角と同じ値が確認されたことから、内部摩擦角の半分(=φ/2)に設定したケースと内部摩擦角と同じ値(=φ)に設定したケースの2種類の解析を行った。入力波形としては、滝沢ら¹⁾の実験で使用した最大加速度 300gal,350gal,400gal の 5.0Hz 正弦波に対して、相似則を考慮して入力振動数を 0.44 倍したものを 10 波連続で作用させた。

図-2 に補強時の解析に用いたモデルを示す。棒状補強材が負担する領域を正確に表現するために、解析モデルの奥行き幅を無補強ケースから 1m 拡張して、境界面の影響を排除した。笠石(無補強ケース:モルタル(比重 2.1)、補強ケース:コンクリート(比重 2.3))、積み石(大谷石(比重 1.7))、補強工(アンクル材および受圧板(比重 7.87)、棒状補強材(比重 2.3))は弾性体でモデル化した。その他の解析パラメータの物性値は無補強時と同様である。入力波形は、L2SPI(G2 地盤、最大加速度 852gal,卓越振動数 1.45Hz)³⁾を使用し、主働方向に作用する慣性力が最大になるように水平加速度を入力した。また、水平加速度を 1/2 にしたものを鉛直方向に入力した。

キーワード MPM, 組積構造, 盛土式乗降場, 粒子法

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目 8 番 35 号 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部

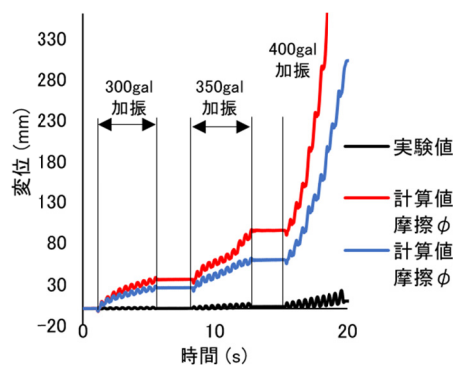


図-3 笠石変位の時系列(無補強)

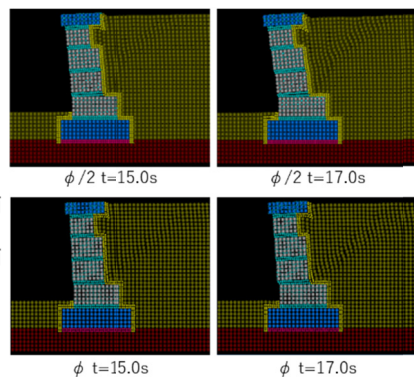


図-4 解析結果側面図

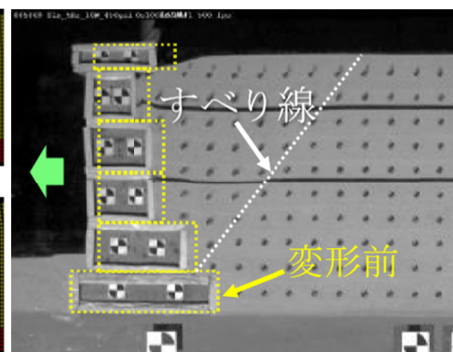


図-5 模型実験での崩壊挙動

3. 無補強ケースの解析結果

図-3 に笠石の変位の時系列を示す。両ケースとも 400gal 加振時に大きく変位し、崩壊に至った。変位については、阿部ら²⁾の結果と同様に、実験値と比較して解析結果が安全側の評価になった。図-4 に解析結果の側面図、図-5 に模型実験時の崩壊挙動を示す。また、図-6 に各ブロックの変位の解析値、図-7 に実験値を示す。図-6,7 は 350gal 加振後(13.5s)の変位を 0 として

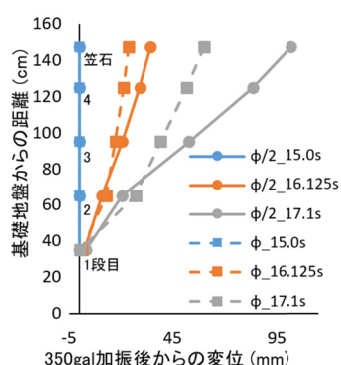


図-6 各ブロックの変位(解析)

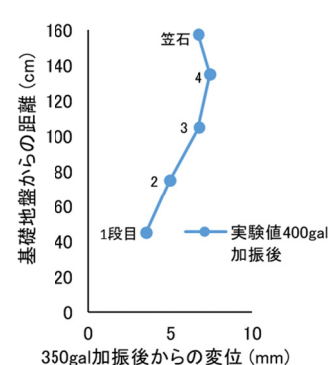


図-7 各ブロックの変位(実験)

変位量を算出した。図-6 の変位は 400gal 加振開始時刻、入力波の 2 波目および 4 波目が主働側に作用する時刻で算出している。壁面摩擦角が $\phi/2$ のケースは 400gal 加振時も 2 段目から転倒するようなモードで変位が増大している(図-4 上段, 図-6 実線)。一方で壁面摩擦角が ϕ のケースは, 400gal 加振直後の $t=15.0s$ から $t=17.0s$ までは 2 段目が滑ったような動きをしている(図-4 下段, 図-6 破線)。滝沢らの実験では, 400gal 加振後に 1 段目から滑動するような挙動をしており(図-5, 図-7), 以上から, 壁面摩擦角を内部摩擦角と同じ値($=\phi$)に設定することで, 実験で示された滑動が卓越する崩壊形態を概ね再現できると考えられる。

4. 補強時の解析結果

図-8 に補強時の笠石の変位の時系列を示す。補強モデルの最大変位は約 45mm 程度であった。車両とホーム端の距離が一般的に 60mm 程度であることを考慮すると, 変位を概ねこの値以内に抑えられると言える。以上より, 滝沢らが提案した棒状補強材とアングル材を使用した補強方法は, 崩壊時に滑動が卓越するタイプの盛土式乗降場に対しても, L2 地震動作用時の変位を抑制する性能を有していると考えられる。

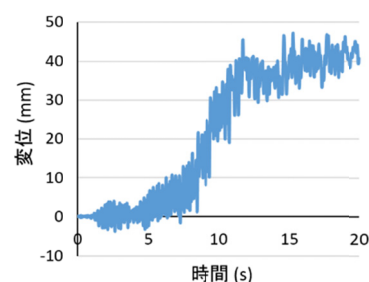


図-8 笠石の変位の時系列(補強)

5. まとめ

崩壊時に滑動が卓越するタイプの盛土式乗降場を対象に, MPM を用いた解析的検討を行った。無補強時の再現解析では, 壁面摩擦角を内部摩擦角と同じ値($=\phi$)に設定することで, 滑動が卓越する崩壊形態を再現可能であることを明らかにした。補強工を施した解析モデルに対して L2 地震動を作用させた解析を実施し, 補強工が, 滑動が卓越するタイプの盛土式乗降場に対しても, 十分な変位抑制性能を有している可能性を示した。

参考文献

- 1) 滝沢聡, 野本将太, 阿部慶太, 中島進, 高崎秀明, 山本忠: 組積構造の盛土式乗降場の耐震補強に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) (掲載待ち), 2020
- 2) 阿部慶太, 野本将太, 中島進, 滝沢聡, 高崎秀明, 山本忠: 無補強・補強時の組積構造の盛土式乗降場の耐震性能に関する解析的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) (掲載待ち), 2020
- 3) 公益財団法人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, 丸善, pp.35-49, 2012