# 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

阿部 慶太1・野本 将太2・中島 進3・滝沢 聡4・高崎 秀明<sup>5</sup>・山本 忠6

<sup>1</sup>正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540東京都国分寺市光町二丁目8番38号) E-mail: abe.keita.06@rtri.or.jp

 <sup>2</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社研究開発センター フロンティアサービス研究所 (〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町二丁目479番地)
 E-mail: s-nomoto@jreast.co.jp

> <sup>3</sup>正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町二丁目8番38号)
>  E-mail: nakajima.susumu.99@rtri.or.jp
>  <sup>4</sup>正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター
>  (〒163-0231 東京都新宿区西新宿二丁目6番1号新宿住友ビル31階)
>  E-mail: s-takisawa@jreast.co.jp

<sup>5</sup>フェロー会員 東日本旅客鉄道株式会社 上信越工事事務所 (〒370-8543 群馬県高崎市栄町6番26号) E-mail: h-takasaki@jreast.co.jp

<sup>6</sup>正会員 JR東日本コンサルタンツ株式会社 技術本部 (〒141-0033 東京都品川区西品川一丁目1番1号大崎ガーデンタワー14階) E-mail: t-yamamoto@jrc.jregroup.ne.jp

東北地方太平洋沖地震では、組積構造の盛土式乗降場が崩壊、変位する等の被害が発生している.これ らの盛土式乗降場が崩壊した際、列車の走行安全性に影響を及ぼす.そこで、組積構造の盛土式乗降場に、 大規模地震動が作用した際の崩壊、変形形態の検証と、筆者らが提案する補強方法の有効性を検証するこ とを目的として、無補強時および補強時の組積構造の盛土式乗降場の解析的検討を実施した.解析手法と して、ブロックの散乱、背面盛土の大変形を考慮できるMaterial Point Methodを用いた模型実験の再現解析 とL2地震動を作用させた解析を実施した結果、無補強時の盛土式乗降場の崩壊、変形形態を再現可能であ ること、盛土式乗降場の崩壊、変位を抑制する上で、提案する補強方法は有効であることを確認した.

Key Words : masonry train platform, seismic reinforcement method, material point method

## 1. はじめに

東北地方太平洋沖地震では、組積構造の盛土式乗降場の崩壊、擁壁部分が変位する等の被害が発生している<sup>1)</sup>. 地震時にこれらの盛土式乗降場が崩壊した際、擁壁を構成していたブロックが線路上に散乱し、列車の走行安全性に影響を及ぼす.崩壊までには至らず変位した状態で留まった場合でも、車両へ接触する程度軌道側に大きく変位した場合には、列車の走行安全性に影響を及ぼす. したがって、地震時での列車走行安全性の向上を目的として、組積構造の盛土式乗降場の崩壊、変位抑止可能な 耐震補強方法の開発が求められる.このような耐震補強 方法の開発に向けては、組積構造の盛土式乗降場の地震 時の崩壊、変形形態を検証し、検証した崩壊、変形形態 に応じて、有効な耐震補強方法を開発する必要がある.

そこで、筆者らは、実在する組積構造の盛土式乗降場 を模擬した1/3スケールの模型実験を実施し、組積構造 の盛土式乗降場の崩壊形態を検証した<sup>3</sup>. さらに、盛土 式乗降場の主要な崩壊形態が、盛土式乗降場を構成する 擁壁の上部からブロックが転倒する形態であることを確 認し、擁壁上部に棒状補強材を打設し、それらをアング ルで固定する方法を提案し、模型実験によりその有効性



(a) 模型側面図(解析で検討対象とする計測器以外は省略)



(b) 模型断面,正面図

#### 図-1 無補強実験模型の概要

表-1 模型地盤の物性

_										
	名称	材料	相対密度 <i>D</i> r (%)	単位体積重量 γ(kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 <i>c</i> (kPa)	内部摩擦角				
	前面地盤 背面盛土	東北硅砂 6号	80.0	15.9	0.0	44.4				
	支持地盤	混合砂	80.0	17.3	8.90	38.6				



図-2 無補強実験模型の加振前後(400gal)の状況

を確認している<sup>2)</sup>.

一方,補強方法の効果は補強材の打設間隔や,打設長等で変化することが考えられるが,その効果を模型実験のみで検証することには限界がある.また,模型実験は計測結果を整理しやすくするため正弦波や乾燥砂を用い加振実験を行っているが,不規則波のL2地震動<sup>3</sup>が作用した場合や,実際の盛土式乗降場の背面盛土の地盤物性

を反映した際の変形挙動については検討の余地がある.

そこで本研究では、実際の背面盛土の物性を考慮しつ つ組積構造の盛土式乗降場に、L2地震動が作用した場合 の崩壊、変形形態を検証するとともに、提案した補強方 法の有効性について検証することを目的として、無補強 時および補強時の組積構造の盛土式乗降場の解析的検討 を実施した.組積構造の盛土式乗降場の崩壊、変形形態 を解析的に扱う上では、擁壁を構成するブロックの散乱、 背面盛土の大変形を考慮できる解析手法を用いる必要が ある.そこで本研究では、解析手法として粒子法の一種 のMaterial Point Method (以下, MPM)<sup>4</sup>を用いた.本手法 を用いることで、上記のブロックの散乱、背面盛土の大 変形を考慮することが可能になる.

はじめに、前述した1/3縮小模型を用いた振動台実験<sup>3)</sup> の再現解析を実施することで、模型実験で観察された崩 壊、変形挙動を解析手法により再現可能であるか確認し、 MPMを用いた解析手法の組積構造の盛土式乗降場の崩 壊、変形形態および補強方法の変位抑止効果を評価する 上での適用性について検討した.その後、実構造物を想 定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、無補強時の盛土式乗降場の崩壊、変形形態を検 証するとともに、提案する補強方法の有効性について検 証した.

## 2. 組積構造の盛土式乗降場の振動台実験<sup>2)</sup>

# - **(1) 無補強模型実験概要<sup>2)</sup>**

図-1 に乗降場模型と計測器配置図を示す. 首都圏に多 く現存する高さ 1.20m 程度の乗降場を模擬した 1/3 縮小 模型であり,相似則は香川<sup>5</sup>が提案した 1G 場のものを 適用している. 背面盛土は気乾状態の東北硅砂 6 号を使 用し剛土槽の中で Dr=80.0%になるように作製した. 支 持地盤は混合砂(硅砂 6 号:水:ベントナイト=100:10:1

(質量比))を使用した.表-1に模型地盤の物性値を示 す.ブロックはモルタル(比重:2.30)で製作し空積み とした.計測器としては、ブロックの水平変位と背面盛 土の鉛直変位を計測するための変位計の他、それらの加 速度を計測するための加速度計、ブロックに作用する土 圧を計測するための土圧計を設置した.加振は振動台試 験装置を用いて IG 場で実施した.加振波形には L2 ス ペクトル I 地震動(G2 地盤、以後、L2SPI 地震動)<sup>3</sup>の 卓越振動数1.45Hzに相似則を考慮し、正弦波 5.0Hz 10波 を用い、波形振幅を変えたステップ加振を行った.加振 の結果、左側断面にて 450gal 加振時に上部のブロックが 傾斜し、500gal 加振時にこれらのブロックが前面に転倒 した(図-2).これらの詳細は文献 2)を参照頂きたい.



(a) 模型側面図(解析で検討対象とする計測器以外は省略)



(b) 模型断面,正面図

図-3 補強実験模型の概要



図-4 Material Point Method の解析フロー模式図

## (2) 補強模型実験概要<sup>2)</sup>

図-3 に補強した 1/3 縮小模型の概要を示す. 模型スケ ール,背面,支持地盤の物性は無補強時と同様である. 一方,棒状補強材(150mm 径,30m 長,打設間隔 20m) を石積み壁上部から打設し,笠石とその下のブロックを アングル材で直列で固定した状態を模擬している.本模 型の加振も無補強時と同様に正弦波 5.0Hz 10 波のステッ プ加振を実施した.加振の結果,最大入力加速度 900gal の際に,一般的な駅ホーム離れの管理値<sup>(9)</sup>(=60.0mm) に相当する 20.0mm に達し,その後も最大加速度 1200gal 程度まで加振を実施したが,ブロック 1 個が抜け出す程 度の変状が見られたものの,全体が崩壊する挙動には至 らなかった.これらの詳細についても文献 2)を参照頂き たい.





(a-2)正面図(A-A断面, x=1550mm)





(b-1) 側面図 (y=600mm)



## (b) 補強実験模型

**図-5** 解析モデル(単位:mm, ーメッシュサイズ:50.0mm× 50.0mm×50.0mm)



図-6 背面盛土に適用した応力ひずみ関係

		背面盛土	支持地盤	目地部
変形係数	(kPa)	$5.0 \times 10^{3}$	$2.0 \times 10^4$	$1.0 \times 10^{4}$
ポアソン	比	0.30	0.30	0.30
粘着力(kl	Pa)	0.0	8.90	0.0
内部摩擦角φ(°)		44.4	38.6	22.0, 31.0
単位体積重量(kN/m³)		15.9	17.3	22.5
ダイレ イタン シー角	累積塑性せ ん断ひずみ γ < <b>0.15</b>	15.0	0.0	0.0
°)	$\gamma \ge 0.15$	0.0	0.0	0.0

表-1 解析パラメータ(再現解析)

### 3. 模型実験の再現解析

#### (1) 解析手法<sup>4)</sup>

本研究では,解析手法としてMPMを用いた.これは, MPMを用いることで,動的応答を考慮しつつ背面盛土 がすべり面に沿って残留変形するひずみ領域まで計算す ることができるとともに,擁壁がほとんど変位しない状 態から,擁壁が大きく変形しブロックが散乱する状態ま で,連続的に現象を取り扱うことが可能なためである.

図-4 に MPM の計算過程を示す.本手法は解析対象を, 質量を有した仮想の粒子群でモデル化し,粒子背面に設 定した格子(以後,背面格子)で計算したひずみ増分の 値を用いて各粒子で応力を計算する.この応力やひずみ, 質量等の物理量を,内挿関数を通じて背面格子の格子点 に集約し,内力および外力ベクトルを計算する.これら のベクトルと格子点に集約した質量から加速度ベクトル を計算し速度ベクトルを更新する.更新した速度ベクト ルを用いて粒子の位置を更新するとともに、格子内のひ ずみを計算し次計算ステップの粒子の応力を求める.

### (2) 解析モデル

図-5に解析モデル(初期状態)を示す.解析モデルは, 実験模型のスケールを三倍拡張した実構造物スケールで 構築した三次元モデルである.格子長 0.05m の背面格子 (図中の縦横線) に対し、無補強ケースでは、初期状態 で目地、ブロックと地盤境界の箇所に一格子あたり4個、 それ以外の箇所に一格子あたり1個粒子を配置した. さ らに補強ケースでは、アングルおよび補強材の箇所に一 格子あたり4個粒子を配置した. その結果,総粒子数は 256,498 個 (無補強ケース), 281,238 個 (補強ケース) となった. なお、目地、境界とそれ以外で粒子数を変え た理由は、粒子数を増やすことで、目地、境界でのひず みの解像度を向上させるためである.また、アングルと 補強材の粒子密度を大きく設定した理由は、後述するよ うに高剛性の弾性体でモデル化する上で、粒子群間での 応力を効率良く伝達させるためである. 境界条件は、土 槽内での実験を再現するため、支持地盤下部と背面盛土 右端に位置する背面格子の格子点で、水平、鉛直方向の 速度ベクトル成分をゼロにして面内, 面外方向固定とし. 前面土被り左端に位置する背面格子の格子点で、左向き の水平方向の速度ベクトル成分をゼロにすることで、面 外左方向のみ拘束するように境界条件を設定した.数値 計算については、自重解析で初期応力を求めた後に陽解 法による時刻歴応答解析(時間間隔は 5.0×10<sup>5</sup> 秒)を実 施した.なお,既往の研究<sup>7</sup>に基づき剛性依存の減衰 (レーリー減衰の定数 β=0.0002) を設定した.

図-6 および表-1 に背面盛土,支持地盤,目地部に位置する粒子群の応力ひずみ関係と解析パラメータを示す.

模型実験での背面盛土については、相対密度 80.0%の 東北硅砂 6 号の三軸圧縮試験 (CD 条件、拘束圧 20.0kPa, 40.0kPa, 60.0kPa) で得られた、軸差応力 q(kPa)と軸ひず み ε<sub>a</sub>の関係と、軸ひずみ ε<sub>a</sub>と体積ひずみ ε<sub>o</sub>の関係に対し、 表-1 に示すパラメータを用いることで応力ひずみ関係を モデル化した(図-6).なお、本実験の地盤の最大深さ が約 1.0mであることを考慮し、拘束圧 20.0kPa の結果を 再現できることを優先してパラメータを設定した.構成 則について、降伏曲面には Ducker-Prager の降伏関数<sup>8</sup>に 非関連流れ則を適用したものを用い、ひずみ軟化を等方 硬化則(降伏曲面が初期の相似系を保ちながら硬化また は軟化とともに膨張または収縮する硬化則)で表現した 弾塑性体モデル<sup>9</sup>を用いた.

ブロックと地盤(背面盛土,支持地盤,土被り)の境 界に位置する粒子群の構成則についても,背面盛土およ び支持地盤に用いたものと同じ構成則を適用し,内部摩



図-7 目地部の拘束圧とせん断応力の関係



(a) 解析モデル(背面格子長: 0.05m)





図-8 目地部一面せん断試験を模擬したモデルと結果

擦角を地盤の内部摩擦角 ¢ の半分(= ¢ /2),ダイレイ タンシー角 0.0 度の弾塑性体でモデル化した.これらの パラメータの値は、ブロックに設置した土圧計で計測し た二方向の土圧値から壁面摩擦角を求めた際、それらの 平均値が ¢ /2 程度であったことを踏まえて設定したも のである.

目地の摩擦角については、不要になった組積構造の盛 土式乗降場の一部(10.0mm 厚目地のコンクリートブロ ック供試体①,②)を用いた目地部分の一面せん断試験 から得られた計測結果に基づき設定した.図-7にせん断 変位が 5.0 mm 未満、5.0mm 以上時のせん断応力と拘束 圧の関係を示す.これらは目地がブロックから切れる前 後の結果と考えられる.目地がブロックから切れる前の 供試体のせん断強度は 80.0,100kPa 程度であり、切れた 後は 7.0, 38.0°程度のせん断摩擦角が発現した. 既往の 文献<sup>10,11,12</sup>によれば,少なくともレンガの目地強度は 1.0MPa 程度,プレキャストコンクリート面のせん断摩 擦角は 26.6°程度であり,目地が切れる前のせん断強度 は,その発現が大きく期待できるものでないこと,目地 が切れた後のせん断摩擦角としては,ばらつきが大きい が,平均値として平滑なコンクリート面の摩擦角 26.6° 程度は発現が期待できることが考えられる.

模型実験の再現解析のパラメータとしては、モルタル で製作したブロックを空積みで構築していることを踏ま え、目地のせん断強度がプレキャストコンクリート面の せん断摩擦角 26.6 程度になるように目地の強度を設定 した. その際, 目地部については, 図-5 に示すように周 辺の石ブロックと背面盛土境界の粒子が配置された背面 格子と被らないように粒子を配置する必要がある.これ は、MPM の特性上、一格子内に異なる物性を有する粒 子が配置された場合, 目地部で発現する強度はこれらの 物性が混合したものとして過大評価されるためである. この制約もあり、目地の幅は実際はほぼ 0.0mm である が、50.0mm 幅(実物換算)を有する粒子群体として目 地部をモデル化している. このようなモデル化の相違も 踏まえて図-8に示すように解析モデルの目地部分を一面 せん断する状況を MPM でシミュレートし, 目地部に発 現するせん断摩擦角が 26.6°程度になるようにパラメー タを逆解析した. その結果, 目地部に設定するパラメー タとして  $\phi=22.0^{\circ}$  (表-1 参照)を導出した. なお, 上 述したように目地部分の一面せん断試験より、せん断摩 擦角 38.0° が得られたことから、この摩擦角に対応した 目地部の内部摩擦角  $\phi$  =31.0°のケースも検討した.

上記の目地幅については、より細かい格子を用いることで改善できるが、その際、計算コストが非常に増大し 一般の PC (例えば、64bit 対応、プロセッサ: Intel(R) Core(TM) i7-8700 CPU 3.20Hz、メモリ:8.0GB) で解析を 行う上では現実的ではない、プログラムの並列化等の計 算速度の向上を図ることでこれらの改善につながると考 えられるが、本研究では今後の課題としたい.

ブロック,棒状補強材,受圧板,アングルについては 弾性体でモデル化した.これらのモデル化で設定した変 形係数の値(ブロックの変形係数:2.0×10<sup>5</sup> kPa,棒状補 強材の変形係数:2.0×10<sup>6</sup> kPa,受圧板・アングルの変形 係数:2.0×10<sup>6</sup> kPa,ポアソン比は全材料とも0.30)は、 実際の材料の変形係数に比べ2オーダー程度小さい値に なっている.これは、今回用いた解析手法が陽解法であ るため、クーラン条件(時間間隔 $\Delta t \leq \Delta t_{CR}$ ,ここで、  $\Delta t_{CR} = L(E/\rho^{1/2}, L:背面格子長(m), E:変形係数(N/m<sup>2</sup>)、$ ρ:密度(kg/m<sup>3</sup>))による制約が生じるためである.一方、解析結果として変形が小さく概ね剛体に近い挙動を得られれば、変形係数が小さい設定でも、目的とする現象の



(a) 変位出力点での変位と入力加速度履歴(実物換算)



(b)解析モデルの変形状況(目地摩擦角 φ = 22.0°)

図-9 無補強実験の再現解析結果(変位は主働方向を正)

検証および評価の上では支障がないものと考えられる. 今回の解析では、後述するように上記の変形係数を用い



図-10 解析結果(21.0秒後)と実験結果(400gal加振後)

た場合でもこれらの部材の変形は小さくほぼ剛体に近い 挙動であった.以上を踏まえ、本研究では、これらのパ ラメータを用いることとした.また、棒状補強材と背面 盛土間の周面摩擦については、文献 13)を踏まえ、補強 材周辺地盤の粘着力、内部摩擦角ともに見込むものとし、 境界用の粒子は特に設けなかった.なお、棒状補強材は 150mm×150mm×3000mmの直方体としてモデル化して いる.

入力波形には図-1,図-3 に示す支持地盤内に設置した 加速度計(AT)で計測した加速度波形に対し,相似則 を考慮して入力振動数を0.44倍したものを用いた.無補 強時では,最大加速度200gal,300ga,400galの正弦波を 連続して作用させ,補強時では,最大加速度400gal, 500gal,600galの正弦波を連続して作用させた.補強時 では,600galの正弦波を連続して作用させた.補強時 では,600gal以降の加振も行われているが,背面地盤が 大きく非線形化した状態になっており,再現解析におけ る定量的な比較という点では精度検証に適していないと 考えられるため,今回は600galまでの再現解析を実施し た.これらの波形に応じた慣性力を解析モデルを構成す る各粒子に外力として作用させた.

なお、本検討を行う上ではブロックに作用する土圧が 適切に評価されていることが必要となる.この点につい ては、本件で用いた境界に粒子群を配置する同様な解析 モデルで橋台模型背面に作用する土圧値の再現性を検討 した研究<sup>14</sup>において、概ね土圧値を評価できることを確 認していることを踏まえ、本件でも土圧を適切に評価で きているものと考えた.

### (3) 無補強時の解析結果

図-9に無補強時の解析結果を示す.目地部の内部摩擦 角 22.0°, 31.0°いずれの場合でも,解析モデル中間の 笠石(図-5中の変位出力点)の変位時刻歴から確認でき るように,最大加速度 200gal, 300gal 加振ではほとんど 変形せず,最大加速度 400gal 加振時に大きく変形し崩壊 に至った.実験結果(図-1中のDH1)では,450gal 加振 時に上部のブロックが傾斜し,500gal 加振時に崩壊に至 っていることから,解析結果の方が耐震性が小さい評価



(a) 変位出力点での変位と入力加速度履歴(実物換算)



(b)解析モデルの変形状況(目地摩擦角 φ = 22.0°)



図-11 補強実験の再現解析結果 (変位は主働方向を正)

になっているが、図-10 に示すように、実験で見られた

背面盛土にすべり土塊を発生しつつ上部のブロックが傾 斜し転倒崩壊に至る崩壊形態を再現できており、概ね実 験結果を安全側で評価できていると考えられる.実験結 果と解析結果で差異が生じた原因として、目地部の内部 摩擦角 31.0°の場合の方が変位が小さくなっていること を踏まえると、目地強度を実際より過小評価してモデル 化していること等が影響しているものと考えられる.

#### (4) 補強時の解析結果

図-11 に補強時の実験結果(図-3 中の DHI)と解析結 果を示す.全体的に解析結果の方が変位を大きく評価し ているが,最大加速度 400gal,500gal 加振時では残留変 位を概ね再現した.一方,600gal 加振時では実験での残 留変位は実物換算で 8.60mm であるのに対し解析での残 留変位(実物換算)は 25.6mm(目地摩擦角 $\phi=22.0^{\circ}$ ), 18.0mm(目地摩擦角 $\phi=31.0^{\circ}$ )になった.よって,無 補強時同様,解析結果の方が実験結果に比べ耐震性が小 さい評価になっている.一方,変位の抑制効果は概ね再 現できており,実験結果を安全側で評価できていると考 えられる.実験結果と解析結果で差異が生じた原因とし て,コンクリートブロックの一面せん断試験結果で確認 されたように,目地強度を実際より過小評価しているこ と等が考えられる.

**図-11(c)**に y=0.50m, 2.50m に位置する棒状補強材とア ングル材に発生した軸ひずみ  $\epsilon_{R}$ ,  $\epsilon_{A}$  (引張:正)を示す. これらの値は, **図-5(b)**に示す点 P, Q, R, S, T での軸 方向の伸び量  $\delta_{P}$ ,  $\delta_{Q}$ ,  $\delta_{R}$ ,  $\delta_{S}$ ,  $\delta_{T}$ より以下の式で求めた.

$$\varepsilon_R = \left(\delta_Q - \delta_P\right) / L_R \tag{1a}$$

$$\varepsilon_{A} = \{ (\delta_{S} - \delta_{R}) - (\delta_{S} - \delta_{T}) \} / 2L_{A}$$
(1b)

ここで、 $L_R=2.10m$ ,  $L_A=1.0m$  である. 棒状補強材の軸ひ ずみの解析結果は実験結果(図-3 中の SE1~SE8 でのひ ずみ平均値)に比べ大きくなった.これは、上述のよう に部材の変形係数が2オーダー程度小さいためと考えら れる.一方、アングル材の軸ひずみの解析結果は実験結 果と同等になった.いずれの場合でも、棒状補強材、ア ングル材ともに軸ひずみの大きさは  $300\mu$  以下であり、 剛体に近い挙動をしていると考えられる.

なお、模型実験ではブロック1個が抜け出す現象<sup>3</sup>が 生じたが、解析結果ではそのような現象は見られなかっ た.これは、今回の解析モデルでは各目地を一様の構成 則でモデル化していることに対し、模型実験では目地間 のかみ合わせにばらつきあり、特にかみ合わせが緩い部 分で抜け出しが生じたものと考えられる.したがって、 実際に盛士式乗降場を補強する上では目地補修を実施す る等、目地に対して留意する必要があると考えられる.



図-12 解析モデル(補強時,単位:mm, 一メッシュサイズ: 50.0mm×50.0mm)

		物性①	物性②	支持地盤
変形係数(kPa)		$5.0 \times 10^{3}$	$5.0 \times 10^{3}$	$2.0 \times 10^4$
ポアソン比	L Y	0.30	0.30	0.30
粘着力(kPa	)	1.60	4.80	6.0
内部摩擦角	φ(°)	45.0	33.7	45.0
単位体積重量(kN/m³)		13.9	14.8	17.6
ダイレイ	$\gamma < 0.15$	15.0	15.0	0.0
タンシー 角(゜)	$\gamma \ge 0.15$	0.0	0.0	0.0

表-2 解析パラメータ(L2作用時検討)

## 4. L2 地震動作用時の変形挙動に関する検討

## (1) 解析手法<sup>4</sup>および解析モデル

解析手法としては、3.に示した MPM を用いた. 図-12 に解析モデルを示す. 解析モデルとして、150mm 径、 3.0m 長,傾斜 20°, D26 鉄筋を芯材とする棒状補強材 を 2.0m 間隔で打設した状態を設定した. なお、棒状補 強材は 150mm×150mm×3000mm の直方体としてモデル 化している. ブロック、棒状補強材、および受圧板・ア ングル材には、3.で用いた同じモデル、物性を用いたが、 棒状補強材が負担する領域を正確に表現するため、奥行 き幅を 4.0m に拡張している. また、奥行き方向の側面 端は、面内外方向を拘束するように格子点に境界を設定 し、奥行き方向に同じ形式の構造物が連続して存在して いる状態を模擬した. 目地部の内部摩擦角は安全側に耐 震性を評価することを踏まえ、 φ=22.0° に設定した.

表-2に背面盛土(物性①, ②)と支持地盤に設定した パラメータを示す.背面盛土の値は、東北地方太平洋沖 地震で崩壊被害があった二駅の実際の組積構造の盛土式 乗降場の背面から得た供試体(細粒分まじり砂質礫)を 用いて実施した三軸圧縮試験(CUB条件)の結果から 得られたものを用いた. 盛土式乗降場高さ中間付近(地 表面から 0.70m 深) からチューブ管によりサンプリング し、 拘束 Eを 50.0kPa, 100kPa, 150kPa に 設定 した 三軸 E 縮試験を実施した.支持地盤の物性は、同箇所でスウェ ーデン式サウンディング試験を実施し決定した.支持地 盤については、二駅において、盛土式乗降場のフーチン グ以深のN値が7~18程度であり発生音から砂礫と判断 されたことから、鉄道設計標準 15の盛土の支持地盤に相 当する土質(1)程度の強度を有するものとして設定した. 背面盛土については、表-2に示す二駅で計測された物性 (物性①, ②)を用いて解析を行った.また、ブロック と周辺地盤間の境界については、鉄道設計標準<sup>10</sup>におい て、コンクリートと地盤の間の摩擦角は $\phi/2$ ( $\phi$ :地盤 の内部摩擦角)と示されていることを踏まえ3.同様に設 定した.

入力加速度には,L2SPI 地震動(G2 地盤,最大加速度 852gal,卓越振動数 1.45Hz)を用い,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,水平加速度の加速度を 1/2 にしたものを鉛直方向に 入力した.

#### (2) 無補強時の解析結果

図-13 に無補強時の解析結果を示す.物性①,②いず れの場合でも,解析モデル中間の笠石(図-12 中の変位 出力点)の変位時刻歴から確認できるように,400galを 超えた10.0秒後あたりから変位が急増し,ピーク加速度 約 850gal に至る前に崩壊に至った.崩壊形態は,模型実 験で見られたように擁壁上部が傾斜し,転倒崩壊する形 態であり,模型実験および過去の被災形態と比較して同 様な崩壊形態を再現できたと考えられる.また,粘着力 が大きい物性②の方が変位量が若干小さくなったことか ら,背面盛土の粘着力を大きいほど盛土式乗降場の耐震 性が向上するものと考えられる.

#### (3) 補強時の解析結果

図-14 に補強時の解析結果を示す.解析モデル中間の 笠石(図-12 中の変位出力点)の変位時刻歴から確認で きるように、物性①、②いずれを用いた場合でも、入力 加速度が最大値(約 850gal)の時に変位が最大になった. 一方、物性①を用いた場合では最大変位は約 70.0mm, 物性②を用いた場合では約 50.0mmである.一般的な駅 ホーム離れの管理値が 60.0mm 程度であることを踏まえ



(a) 変位出力点での変位と入力加速度履歴



(b)解析モデルの変形状況(物性①ケース)

図-13 無補強時の解析結果 (変位は主働方向を正)

ると、今回適用した補強方法は、概ね変位を管理値内に 抑えることができる性能を有しているものと考えられる. さらに、目地において滑動挙動に至る前のピーク強度 (80.0~100kPa)を考慮していないこと、滑動後の目地 に発現するせん断摩擦角についても、今回の解析結果は 安全側に物性等を設定して得られたものであり、実際に



(a) 変位出力点での変位と入力加速度履歴



(b)解析モデルの変形状況(物性①ケース)

図-14 補強時の解析結果 (変位は主働方向を正)

はより効果的な補強効果が生じるものと考えられる.ただし、前述したように目地のかみ合わせにはばらつきがあり、目地のかみ合わせが緩い箇所でブロックの抜け出しが生じる可能性があるため、目地補修等の配慮が必要であると考えられる.

図-15に y=1.0m, 3.0m に位置する棒状補強材とアング



図-15 棒状補強材、アングル材に生じた軸ひずみ履歴

ル材に発生した軸ひずみ $\epsilon_{R}$ ,  $\epsilon_{A}$ (引張:正)を示す.図-12中に示す点P,Q,R,S,Tでの軸方向の伸び量 $\delta_{n}$ ,  $\delta_{Q}$ ,  $\delta_{R}$ ,  $\delta_{S}$ ,  $\delta_{\Gamma}$ より式(1)で求めた.棒状補強材,アング ル材ともに軸ひずみの大きさは $600\mu$ 以下であり,今回 の解析では,前述した変形係数を用いた場合でもこれら の部材の変形は小さくほぼ剛体に近い挙動であったと考 えられる.

# 5. まとめ

組積構造の盛土式乗降場の地震時変形性能について, ブロックの散乱と背面盛土の大変形を扱い可能な粒子法 の一種の MPM を用いた解析的検討を行った.その結果, 以下の知見が得られた.

- 無補強,補強時の盛土式乗降場模型を用いた振動台 実験の再現解析を実施した結果,MPMを用いた解 析モデルにより実験で観察された崩壊形態および変 位量を安全側に再現できることが確認された.
- 2) 無補強,補強時の実構造物を模擬した解析モデルを 用いて、L2SPI 地震動作用時の盛土式乗降場の挙動 を解析した結果,無補強時では模型実験や過去の被 害事例で見られた崩壊形態になり,補強時では概ね 一般的な駅ホーム離れの管理値以内の変位量に抑え られる結果になった.
- 3) 解析結果より、盛土式乗降場の耐震性には、特にブロックの目地強度と、背面地盤の粘着力の大きさが影響を及ぼすことが考えられる。
- 4) 今回の解析結果では、模型実験で見られたブロック 1 個が抜け出す現象が見られなかった.これは、今 回の解析モデルでは各目地のかみ合わせのばらつき を考慮していないことが考えられる.したがって、

実際に盛土式乗降場を補強する上では目地補修を実施する等,目地に対して別途留意する必要があると 考えられる.

今後の課題として、前述した解析モデルの高精度化に 加え、盛土式乗降場の型式が今回対象としたものと異な る場合の検討が挙げられる.この点については、盛土式 乗降場の型式は、今回扱った型式に類似したものが多く、 過去の被害でも転倒による崩壊形態が多く見られている ことから、今回提案した補強方法は概ねの構造物に対し 適用可能であると考えられる.崩壊形態が滑動型のもの や型式が大きく異なるものに対しては、別途検討が必要 であると考えられる.

### 参考文献

- 東日本旅客鉄道設備部:東日本大震災鉄道設備災害 復旧記録誌,東日本旅客鉄道株式会社,2012.
- 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,第39回地震工学研究発表会,2019.
- 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.
- Sulsky, D., Zhou, S. J. and Schreyer, H. L.: A particle method for history-dependent materials, Comput. Methods Appl. Mech. Eng., Vol. 118, pp. 176-196, 1994.
- 5) 香川崇章:土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, No. 275, pp. 69-77, 1978.
- 6) 芳賀昭弘,榎本衛,石塚弘道,新井泰,高井秀之: ホーム付近の建築限界と車両限界の変遷,鉄道総研 報告, Vol. 25, No. 1, pp. 49-54, 2011.
- Abe, K., Nakamura, S., Nakamura, H. and Shiomi, K.: Numerical study on dynamic behavior of slope models including weak layers from deformation to failure using material point method, Soils and Foundations, Vol. 57, pp. 155-175, 2017.
- Drucker, D. C. and Prager, W.: Soil mechanics and plastic analysis for limit design, Quarterly of Applied Mathematics, Vol. 10, No. 2, pp. 157-165, 1952.
- Chen, W. F. and Mizuno, E.: Nonlinear Analysis in Soil Mechanics, Elsevier Science, pp. 123-260, 1990.
- 10) 岸祐介,北原武嗣,野阪克義,伊津野和行:歴史的 レンガ構造物の剥離およびせん断強度に関する実験 的検討,第10回複合・合成構造の活用に関するシン ポジウム, pp. 65-1 - 65-6, 2013.
- 11) 社団法人日本建築学会:プレキャスト鉄筋コンクリ ート構造の設計と施工,丸善, pp. 22-23, 1996.
- 社団法人日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp. 476-477, 2007.
- 13) 公益社団法人地盤工学会:地山補強土工法設計・施 エマニュアル,丸善出版, pp. 92-95, 2011.
- 14) 阿部慶太,野本将太,池本宏文,高崎秀明,佐名川 太亮:MPM を用いた橋台の地震時変形性能に関する 解析的研究,土木学会論文集 A1(採択済,掲載待ち)
- 15) 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 土構造物,丸善,pp. 55-61,2007.
16) 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 土留め構造物,丸善,pp. 59-78, 2012.

# NUMERICAL STUDIES ON SEISMIC PERFORMANCE OF NON-REINFORCED AND REINFORCED MASONRY TRAIN PLATFORM

# Keita ABE, Shota NOMOTO, Susumu NAKAJIMA, Satoshi TAKISAWA, Hideaki TAKASAKI and Tadashi YAMAMOTO

In 2011 earthquake off the Pacific coast of Tohoku, collapse and deformation of the masonry train platforms occurred during earthquake, which can influence train running safety. Therefore, numerical studies on the seismic behavior of the non-reinforced and reinforced masonry train platforms were performed in order to investigate the failure and deformation modes of the platforms and effectiveness of the reinforcement method proposed by authors during large earthquake. Simulations of the model experiments of the platforms and numerical analyses on the seismic performance of the platforms during large earthquake using the Material Point Method were performed. As a result, it was found that the failure and deformation modes of the platforms could be reproduced by the numerical analyses. Also, it was confirmed that the proposed reinforcement method of the platforms were effective to suppress the collapse and deformation of the masonry train platforms.