

組積構造の盛土式乗降場の 耐震補強方法に関する解析的研究

石井 秀憲¹・阿部 慶太²・滝沢 聡³・野本 将太⁴・杉山 健太⁵
讃岐 賢太⁶・中島 進⁷

¹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: ishii.hidenori.43@rtri.or.jp

²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

³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

⁴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-nomoto@jreast.co.jp

⁵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: sugiyama.kenta.20@rtri.or.jp

⁶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: sanuki.kenta.55@rtri.or.jp

⁷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

過去の大地震で、鉄道の盛土式乗降場の組積構造の擁壁が線路側に崩壊したり、変位する等の被害が発生した。これらの被害は列車走行安全性や駅ホーム上の乗客の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。本検討では、盛土式乗降場の 1/3 縮小模型を用いた振動台実験の再現解析を実施し、MPM を用いた解析手法が、3 種類の構造形式の異なる組積構造の盛土式乗降場の崩壊形態を再現可能か検討を行った。その後、補強材の打設間隔等のパラメータが補強方法の効果に与える影響を評価することを目的として、3 種類の構造形式の盛土式乗降場に対して、補強材打設長、打設間隔を変更した解析を行い、補強方法の変位抑止効果を整理したノモグラムの作成を行った。

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

1. はじめに

過去の大地震で、鉄道の盛土式乗降場の組積構造の擁壁が線路側に崩壊したり、変位する等の被害が発生

した¹⁾。

盛土式乗降場の崩壊や変形は地震時の列車走行安全性や駅ホーム上の乗客の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。

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。

滝沢らは、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²⁾。さらに、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補強方法を提案し、模型実験によりその有効性を確認している²⁾。

一方、補強方法の効果を模型実験のみで検証することには限界があるため、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も必要となる。阿部らは崩壊時に下段から転倒するタイプの盛土式乗降場を解析手法として、Material Point Method⁴⁾（以下、MPM）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。その結果、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³⁾。

しかしながら、上述の解析的検討は崩壊時に下段から転倒するタイプの盛土式乗降場のみを対象に行われており、前述の実験で確認された崩壊時に上部から転倒するタイプや滑動するタイプの盛土式乗降場についての検討は十分に行われていない。

また、補強方法の効果は盛土式乗降場の構造形式や補強材の打設間隔、補強材の打設長等で変化することが考えられるが、これらパラメータが補強方法の効果に与える影響については検討されていない。

そこで、本検討では、前述した 1/3 縮小模型を用いた振動台実験²⁾の再現解析を実施し、実験で観察された 3 種類の盛土式乗降場の変形挙動を解析手法により再現可能か確認を行い、MPM を用いた解析手法が、構造形式の異なる組積構造の盛土式乗降場の崩壊形態を再現可能か検討を行った。

その後、補強材の打設間隔等のパラメータが補強方法の効果に与える影響を評価することを目的として、3 種類の構造形式の盛土式乗降場に対して、補強材打設長、打設間隔を変更した解析を行い、補強方法の変位抑止効果を整理したノモグラムの作成を行った。

2. 組積構造の盛土式乗降場の振動台実験²⁾

(1) 無補強模型実験概要

実験ケースは、実際に被害を受けた乗降場の再現を目的とした 1 ケース (Case-1) と、今後、首都圏で補強の対象となる 2 ケースとした (Case-2, 3)。模型の寸法

は縮尺が 1/3 となるように設定した。相似則は、香川により提案されている重力場における相似則⁵⁾を用いた。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 $D_r=80.0\%$ 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。Case-1 および Case-2 のブロックはモルタル（比重：2.10）で製作した。Case-3 は基礎部と天端の笠石を除いてモルタルブロックより軽量大谷石（比重：1.70）で構築した。どのケースも、安全側の評価ができるように空積みとした。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 1G 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)⁶⁾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、1 ステップ 50gal 間隔で段階的に波形振幅を増加させたステップ加振を行った。図-1 に変形時の写真を示す。加振の結果、Case-1 は 1 段目より転倒、Case-2 は 4 段目より転倒する崩壊形態であった。一方で Case-3 は、全体的に滑動する崩壊形態となり、ブロックの大きさ、材質、積み方により崩壊挙動の差が見られた。これらの詳細は文献 2) を参照頂きたい。

(2) 補強模型実験概要²⁾

Case-2 断面を対象に補強模型実験を行った。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。棒状補強材（150mm 径、3.0m 長、打設間隔 2.0m）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。図-2 に変形時の写真を示す。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⁷⁾ (=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。

3. 模型実験の再現解析

(1) 解析手法

本研究では、阿部らの研究³⁾と同様に解析手法として MPM を用いた。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領域まで計算することができるとともに、石積み壁が

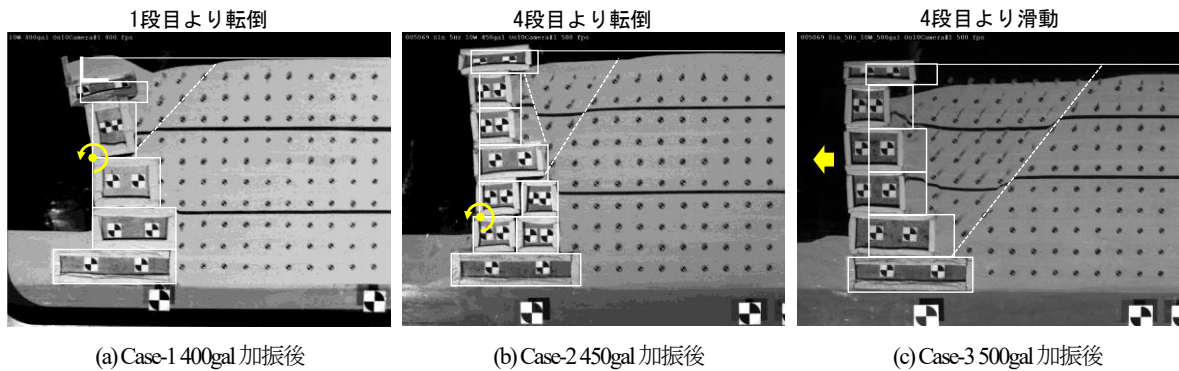


図-1 無補強実験変形時の比較写真

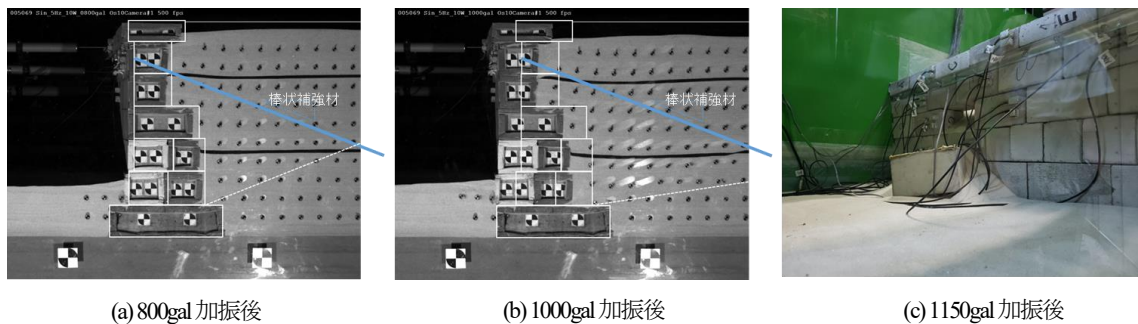


図-2 補強実験変形時の写真

ほとんど変位しない状態から、石積み壁が大きく変形し石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である。領域まで計算することができるとともに、石積み壁がほとんど変位しない状態から、石積み壁が大きく変形し石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である。

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) 無補強実験の再現解析モデル

阿部ら³⁾の方法に基づき構築したモデルを説明する。

図-3から図-5に解析モデル（初期状態）を示す。表-1に再現解析で使用したパラメータを示す。これらのパラメータは、三軸圧縮試験（CD 条件）より求められた応力ひずみ関係に基づき設定したものである。解析モデル

は、実験模型のスケールを3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の背面格子に対し、初期状態で目地、石ブロックと地盤境界の箇所一格子あたり4個、それ以外の箇所一格子あたり1個粒子を配置した。境界条件は、支持地盤下部と背面盛土両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、面外方向固定とした。このようにすることで、水平、鉛直方向に変位することが可能になる。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 3.0×10^{-5} 秒）を実施した。なお、既往の研究⁹⁾に基づき剛性依存の減衰（レーリー減衰の定数 $\beta=0.0002$ ）を設定した。

背面盛土、支持地盤および土被りの構成則については、降伏曲面にはDrucker-Pragerの降伏関数⁹⁾に非関連流れ則を適用したのを用い、ひずみ軟化を等方硬化則で表現した弾塑性体モデル¹⁰⁾を用いた。石ブロックについては弾性体でモデル化した。

目地の摩擦角については、阿部らの検討に従い、22度に設定した。この値は、コンクリートブロックの目地間の摩擦係数を計測する試験の結果に基づき求めたものである。³⁾

石ブロックと地盤（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、支持地盤および土被りに用いたものと同じ構成則を適用し、ダイレイタンシー角 0.0 度の弾塑性体でモデル化した。Case-1, 2 については内部摩擦角を地盤の内部摩擦角 ϕ の半分 ($=\phi/2$) にし、Case-3 については、内部摩擦角を地盤の内部摩擦角 ϕ と同じ値 ($=\phi$) とした。

入力波形としては、滝沢ら²⁾の実験で加振に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 倍したものをそれぞれ 10 波連続で作用させた。

表-1 再現解析に用いたパラメータ

	背面盛土 土被り	支持地盤
変形係数 (kPa)	5.0×10^3	2.0×10^4
ポアソン比	0.30	0.30
粘着力 (kPa)	1.60	6.0
内部摩擦角 ϕ (°)	42.8	45.0
単位体積重量 (kN/m ³)	14.2	18.0
ダイレイ タンシー 角 (°)	$\gamma < 0.15$	15.0
	$\gamma \geq 0.15$	0.0
		0.0

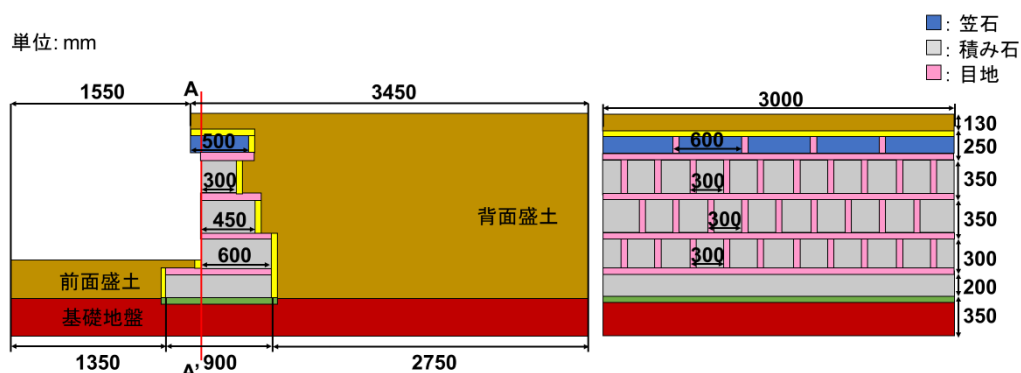


図-3 Case-1 再現解析モデル

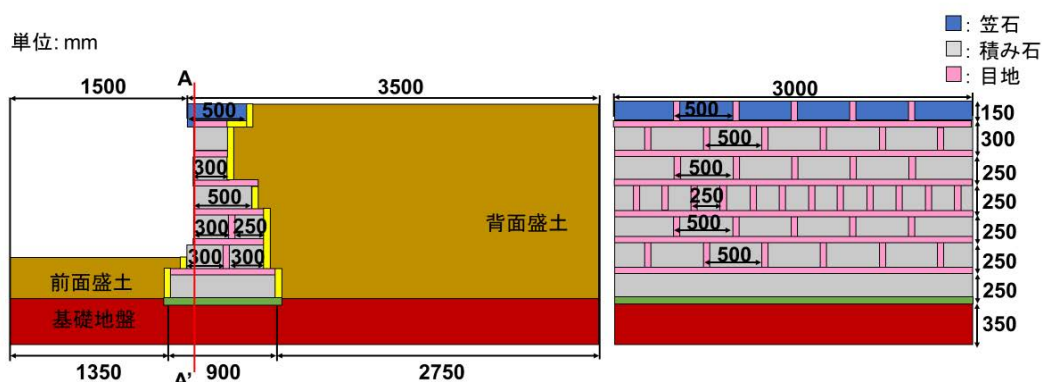


図-4 Case-2 再現解析モデル

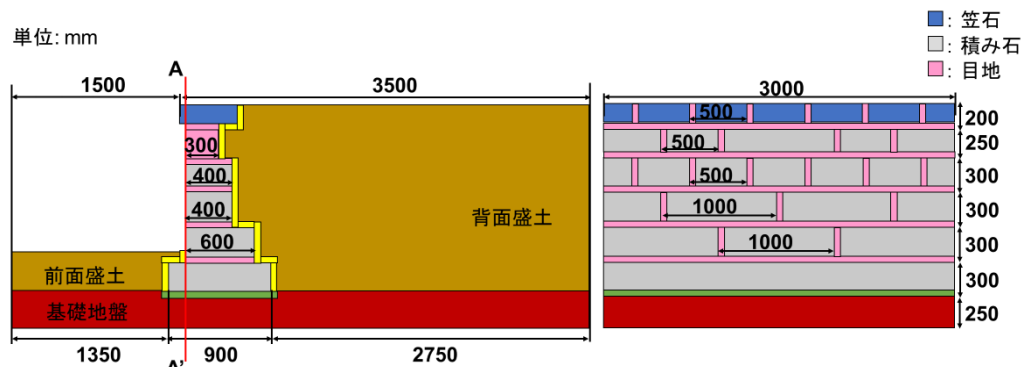


図-5 Case-3 再現解析モデル

(3) 無補強実験再現解析結果

図-6に Case-1 の笠石の変位の時系列を示す。400gal 加振時に大きく変位し、崩壊に至った。実験では、450gal で組積擁壁が崩壊に至っていることから、解析結果は若干安全側の評価といえる。変位についても、実験値と比較して解析結果が安全側の評価になった。図-7 に解析結果の側面図、図-8 に各ブロックの変位の解析値を示す。図-8 は 350gal 加振後(13.5s)の変位を 0 として変位量を算出した。また、変位は400gal加振開始時刻、入力波の2波目および4波目による慣性力が盛土主働側に作用する時刻で算出している。解析結果は400gal加振時に1段目から転倒するように変形が進んでおり、実験で示された上部からの転倒が卓越する崩壊形態を概ね再現できると考えられる。

図-9に Case-2 の笠石の変位の時系列を示す。350gal 加振時に大きく変位し、崩壊に至った。実験では、500gal で組積擁壁が崩壊に至っていることから、解析結果は安全側の評価といえる。変位についても、実験値と比較して解析結果が安全側の評価になった。図-10 に解析結果の側面図、図-11 に各ブロックの変位の解析値を示す。図-11 は 300gal 加振後(7.5s)の変位を 0 として変位量を算出した。また、変位は350gal加振開始時刻、入力波の2波目および3波目による慣性力が盛土主働側に作用する時刻で算出している。4 段目から転倒するように変形が進んでおり、実験で示された下部ブロックからの転倒が卓越する崩壊形態を概ね再現できると考えられる。

図-12に Case-3 の笠石の変位の時系列を示す。400gal 加振時に大きく変位し、崩壊に至った。実験では、600gal で組積擁壁が崩壊に至っていることから、解析結果は安全側の評価といえる。変位についても、実験値と比較して解析結果が安全側の評価になった。図-13 に解析結果の側面図、図-14 に各ブロックの変位の解析値を示す。図-14 は 350gal 加振後(13.5s)の変位を 0 として変位量を算出した。また、変位は400gal加振開始時刻、入力波の2波目および4波目による慣性力が盛土主働側に作用する時刻で算出している。400gal 加振直後の $t=15.0s$ から $t=17.0s$ までは 3 段目が滑ったような動きをしたのち、崩壊に至った。滑動が生じる位置はわずかに違うものの、実験で示された下部ブロックからの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。

以上の検討から、MPM を用いた解析は振動台実験で検討を行った3種類の構造形式に対して、崩壊に至る震度については過少評価したものの、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。

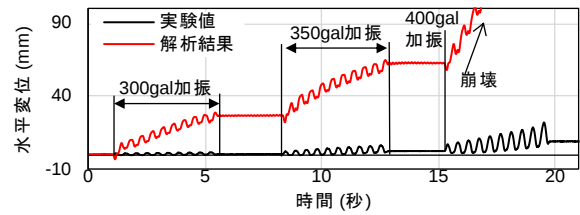


図-6 Case-1 笠石変位

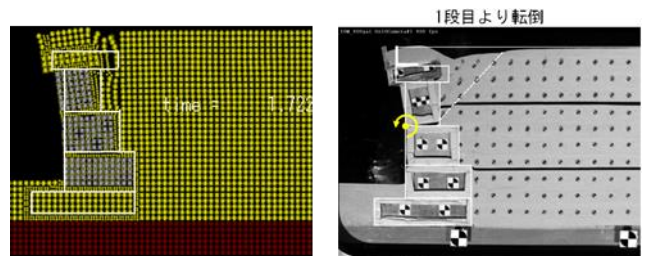


図-7 Case-1 解析結果側面図 (左: 解析 17.23 秒後, 右: 実験 400gal 加振後)

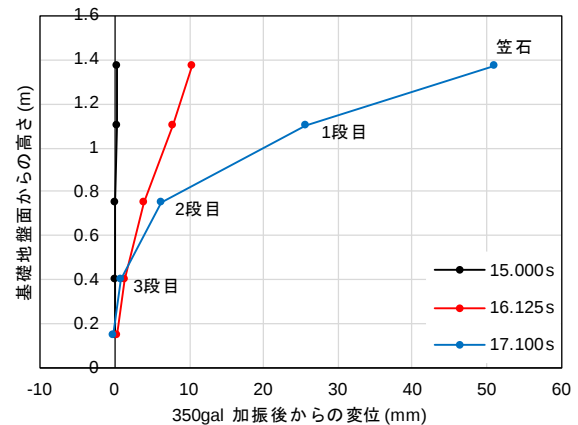


図-8 Case-1 各ブロック変位

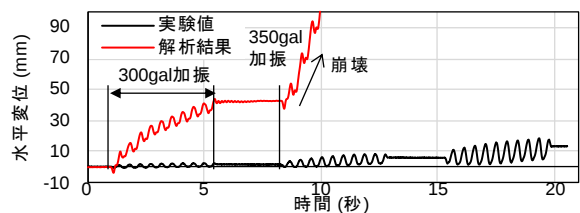


図-9 Case-2 笠石変位

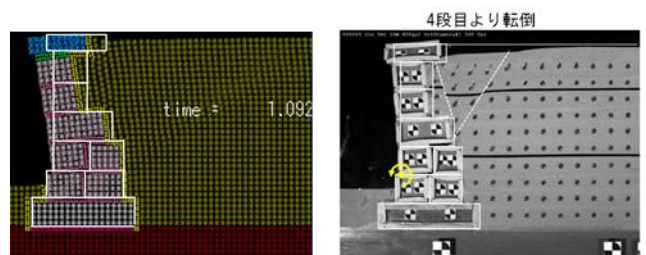


図-10 Case-2 解析結果側面図 (左: 解析 10.92 秒後, 右: 実験 450gal 加振後)

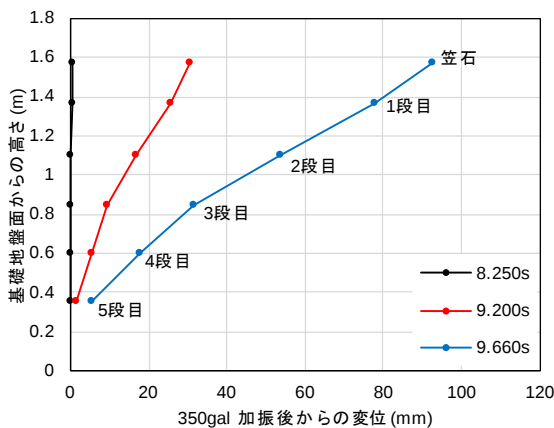


図-11 Case-2 各ブロック変位

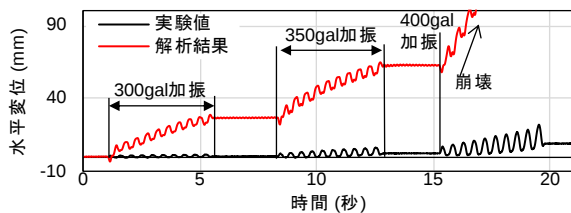


図-12 Case-3 笠石変位

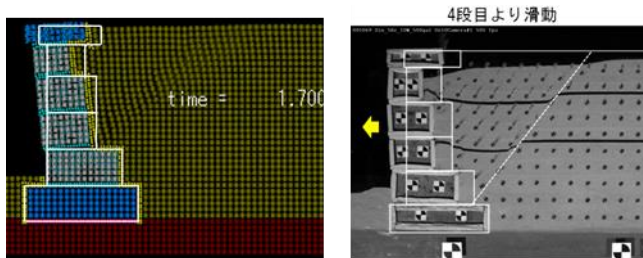


図-13 Case-3 解析結果側面図 (左：解析 17.00 秒後，右：実験 500gal 加振後)

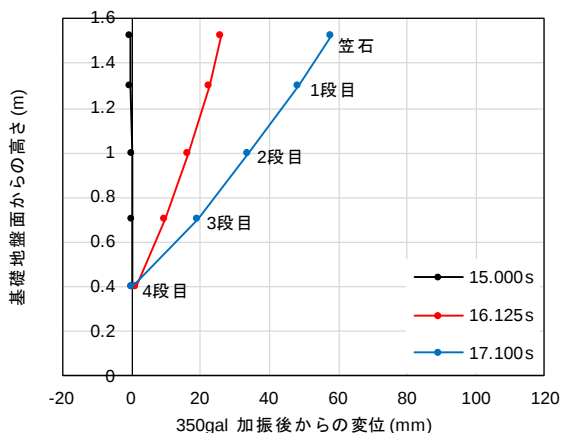


図-14 Case-3 各ブロック変位

(4) 補強模型実験再現解析

本節では，阿部ら³⁾が実施した補強模型実験再現解析について概要を示す。

図-15 に補強実験解析モデル側面図，図-16 に正面図を示す。解析モデルは，補強実験模型のスケールを 3 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。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。

ブロック，棒状補強材，受圧板，アングル材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： 2.0×10^5 kPa，棒状補強材の変形係数： 2.0×10^6 kPa，受圧板・アングル材の変形係数： 2.0×10^6 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/m²)， ρ ：密度(kg/m³)) 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，目的とする現象の検証および評価の上では支障がないものと考えられる。本解析では，上記の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。³⁾

目地部に設定するパラメータとして内部摩擦 $\phi = 22.0^\circ$ ， 31.0° の 2 ケースを検討した。これは，コンクリートブロックの目地間の摩擦係数を計測する試験において，これらの値が計測されたためである。³⁾

入力波形としては，最大加速度 400gal，500gal，600gal の 5.0Hz 正弦波をそれぞれ 10 波連続で作用させた。

図-17 に補強時の実験結果と解析結果を示す。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 15.0mm であるのに対し解析での残留変位（実物換算）は 22.8mm（目地摩擦角 $\phi = 22.0^\circ$ ），15.0mm（目地摩擦角 $\phi = 31.0^\circ$ ）になった。よって，解析結果の方が実験結果に比べ，耐震性を同等または過小に評価している。一方，変位の抑制効果は概ね再現できており，MPM を用いた解析手法により実験結果を安全側で評価できていると考えられる。

4. ノモグラム作成

(1) 解析析件

滝沢らの研究²⁾で実験を実施した 3 ケースの構造形式を対象に，補強材の打設長，打設間隔を変化させた解析を行い，補強方法の変位抑止効果を整理した。

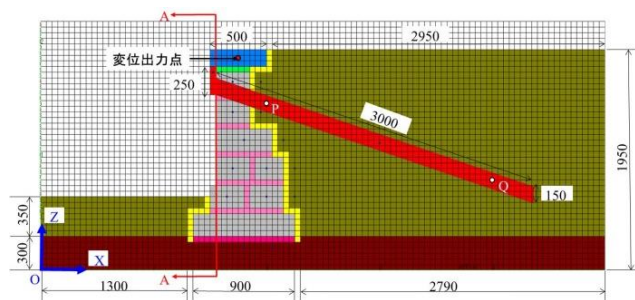


図-15 補強実験解析モデル側面図

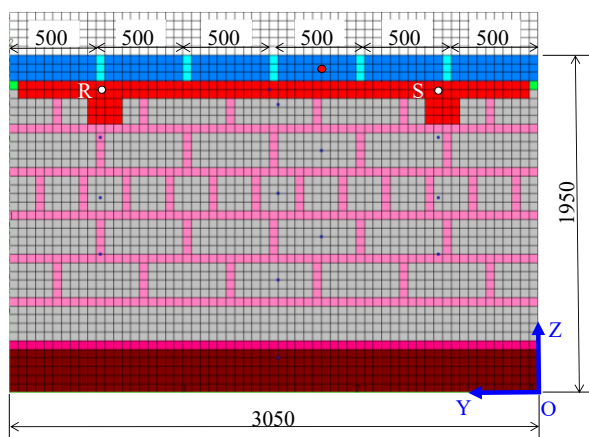


図-16 補強実験解析モデル正面図 (A-A'断面)

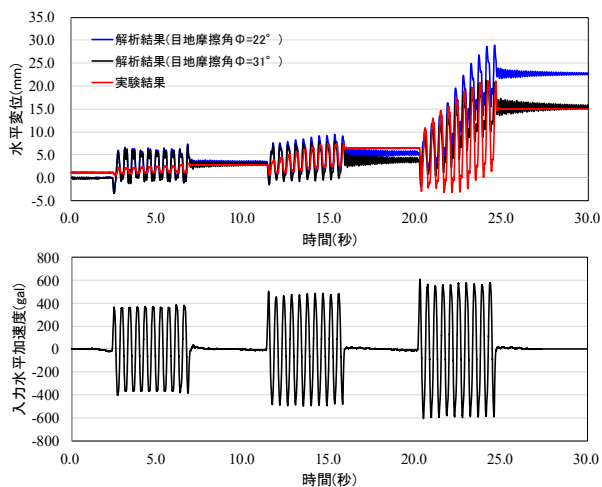


図-17 笠石変位と入力加速度履歴 (実物換算)

図-18 から図-20 に 3 ケースの解析モデルを示す。また、表-2 に解析に使用した物性値を示す。解析モデルは、実験模型のスケールを3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。棒状補強材、受圧板、アングル材については弾性体でモデル化した。積み石ブロックは Case-1 および Case-2 はコンクリート (比重: 2.29), Case-3 は基礎部と天端の笠石を除いて大谷石 (比重: 1.70) とした。杉山らの研究¹¹⁾において、棒状補強材の打設角度が補強材の抵抗力に大きな影響を

表-2 ノモグラム作成用解析の物性値

	盛土地盤	支持地盤
変形係数 (kPa)	5.0×10^3	2.0×10^4
ポアソン比	0.30	0.30
粘着力 (kPa)	1.60	6.0
内部摩擦角 ϕ (°)	42.8	45.0
単位体積重量 (kN/m ³)	14.2	18.0
ダイレイタンシー角 (°)	$\gamma < 0.15$	$\gamma \geq 0.15$
	15.0	0.0
	0.0	0.0

与えなかったことから、本検討では棒状補強材の打設角度は 20° で一定とした。棒状補強材の打設長は、0.5m ピッチで 2.0m から 3.5m まで変化させた。棒状補強材の打設間隔は 1.0m ピッチで 1.0m から 5.0m まで変化させた。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)⁹⁾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。なお、鉄道での設計地震動として、L2SPII 地震動があるが、試算の結果、L2SPI 地震動を作用させた場合より変位が小さくなったため、保守的な評価になるよう L2SPI 地震動を用いた検討を行った。

計算コストを抑えるために、解析モデルを奥行き方向に半分にし、解析領域側面に最大変位の値の整合性がとれるようにキャリブレーションを施した摩擦係数を与えた。摩擦係数の設定方法の概念図を図-21 に示す。各構造形式について補強材打設長 3.0m, 打設間隔 2.0m のケースの実物大モデルおよび奥行き方向半分サイズのモデルの解析を行い、奥行き方向半分サイズのモデルの解析には、解析モデルの両側面に摩擦係数を 0.0 から 0.1 ずつ増加させて与え、残留変位の最大値が実物大モデルと最も一致するような摩擦係数をキャリブレーションした。図-22 から図-24 に各ケースの笠石変位の時系列を示す。全体モデルと半分モデルで笠石変位の最大値を比較した結果、Case-1, 2, 3 すべてのケースについて摩擦係数 0.0 のケースが最も笠石変位の最大値が全体ケースと一致したため、Case-1, 2, 3 すべてについて摩擦係数 0.0 を採用した。

(2) 解析結果

図-25 から図-27 に補強材打設間隔で整理したノモグラムを示す。横軸に補強材の打設間隔、縦軸にブロックの最大変位をとっている。図中に一般的な車両とホーム端の距離である 60mm⁷⁾を示している。

単位: mm

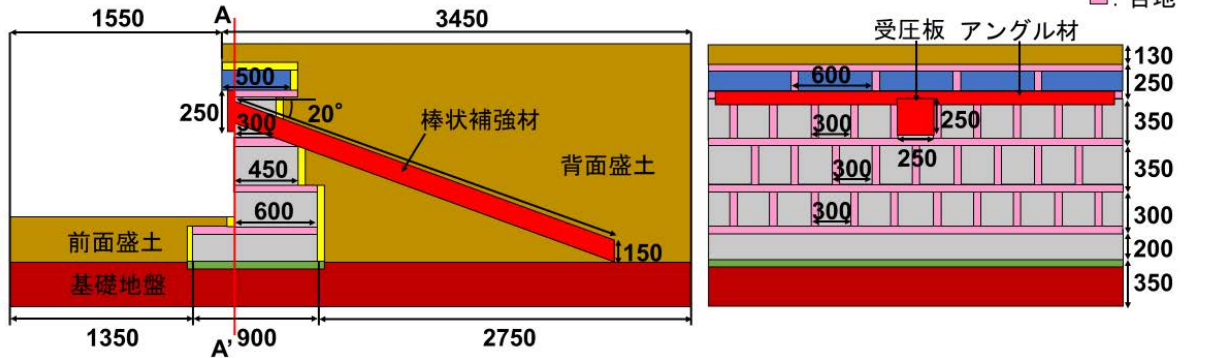


図-18 Case-1 ノメグラム作成用補強モデル (棒状補強材長 3.0m, 打設間隔 3.0m)

単位: mm

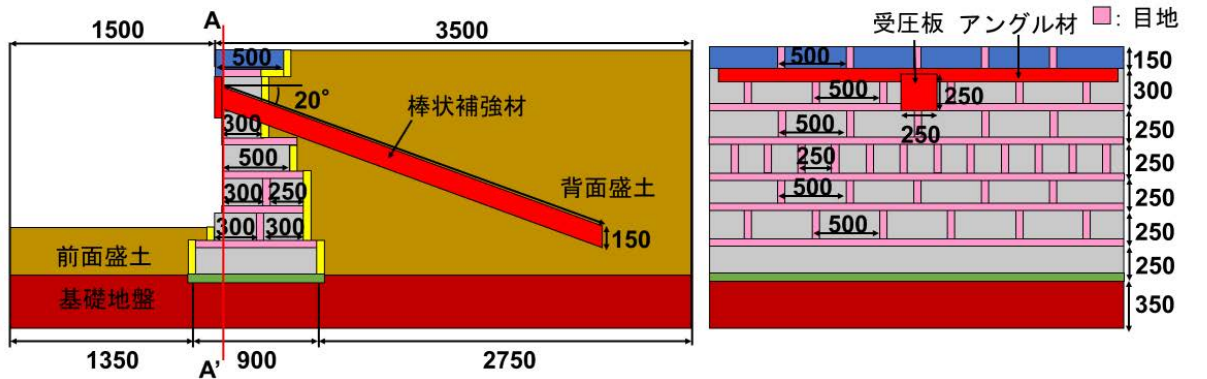


図-19 Case-2 ノメグラム作成用補強モデル (棒状補強材長 3.0m, 打設間隔 3.0m)

単位: mm

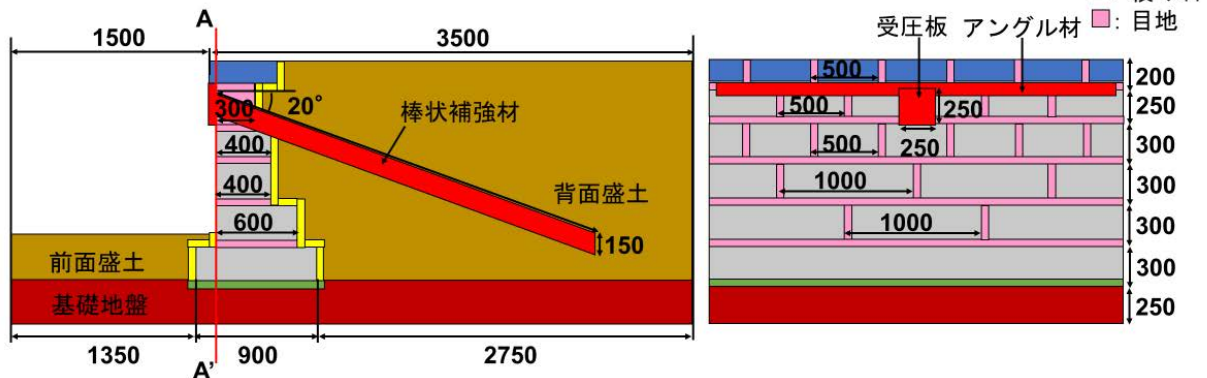


図-20 Case-3 ノメグラム作成用補強モデル (棒状補強材長 3.0m, 打設間隔 3.0m)

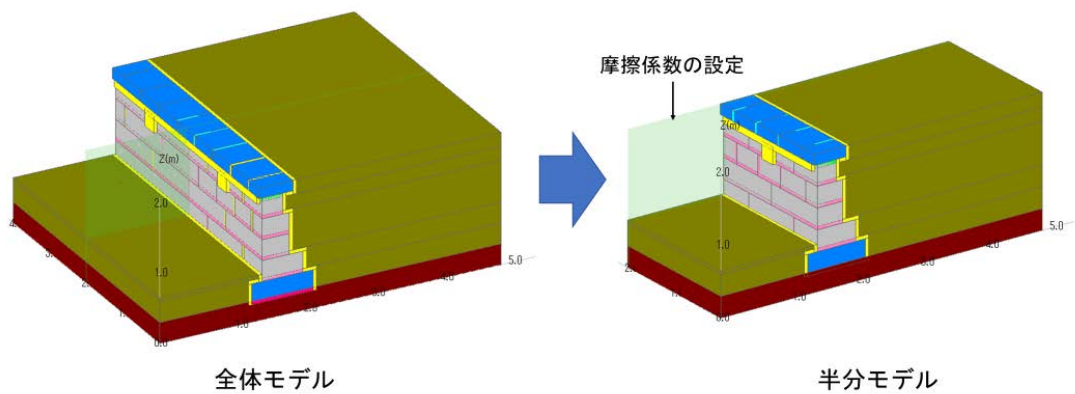


図-21 側面摩擦係数決定方法の概念図

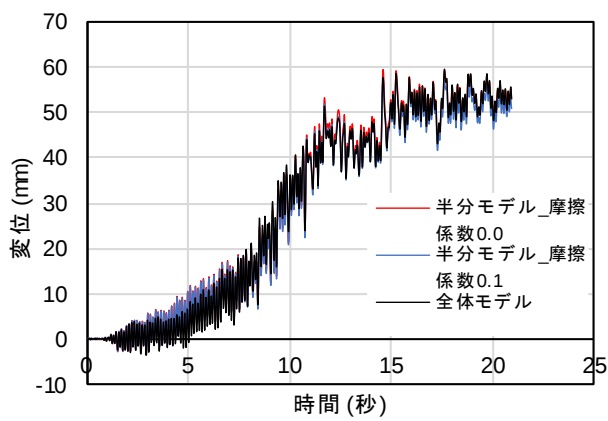


図-22 Case-1 笠石変位時系列の比較

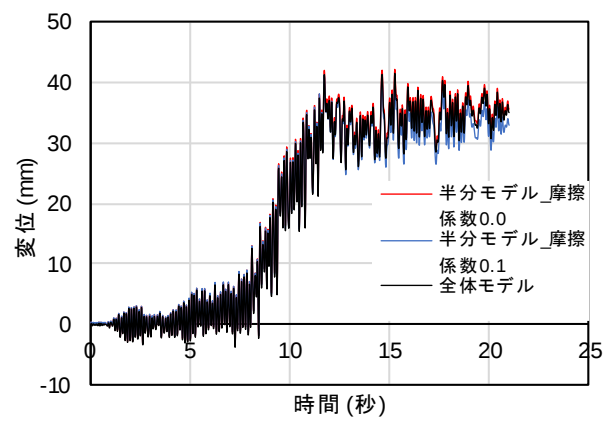


図-24 Case-3 笠石変位時系列の比較

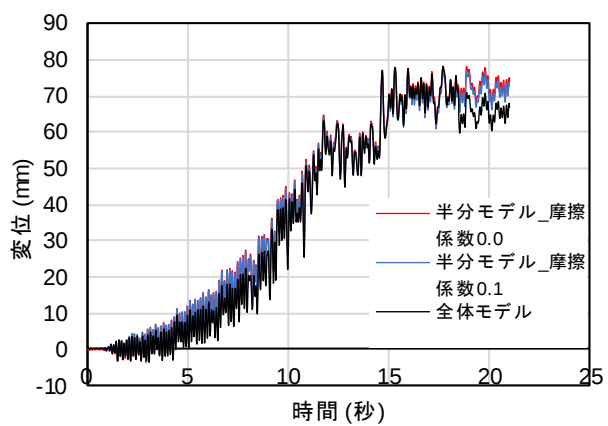


図-23 Case-2 笠石変位時系列の比較

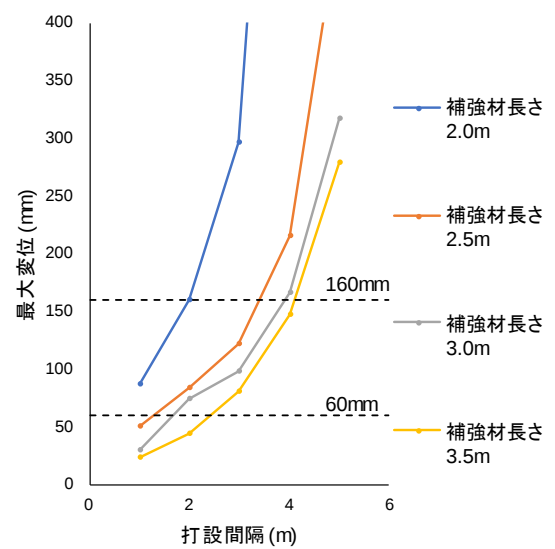


図-25 Case-1 補強材打設間隔によるノモグラム

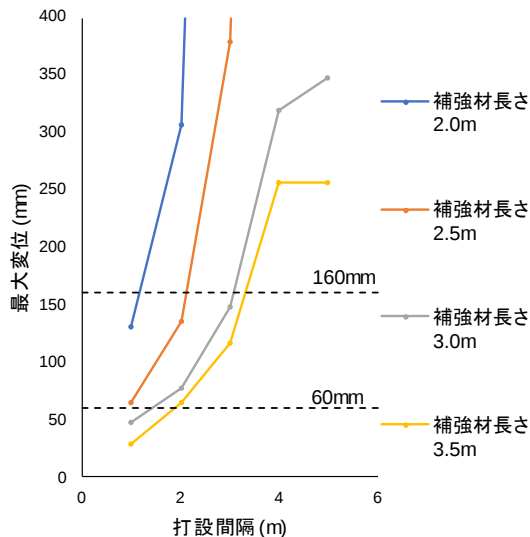


図-26 Case-2 補強材打設間隔によるノモグラム

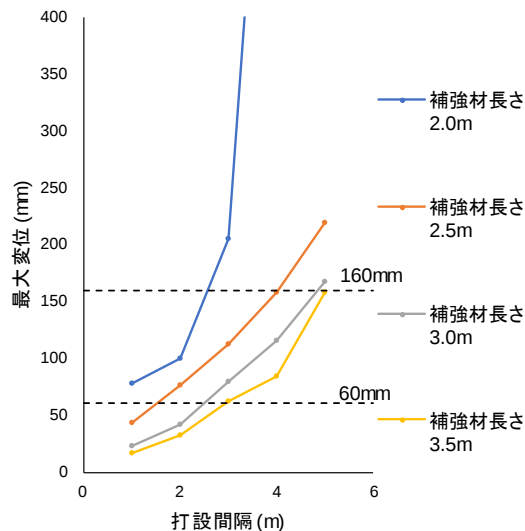


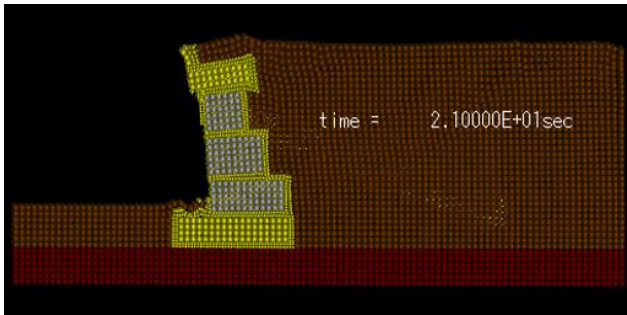
図-27 Case-3 補強材打設間隔によるノモグラム

図-28に Case-1 断面での補強材長 2.5m における、補強材間隔 3.0m と補強材間隔 4.0m での解析結果（加振後の形状）の比較を示す。補強材間隔 4.0m のケースでは、背面盛土に大きなすべり面が生じ崩壊した状態になっている。図-29に Case-2 断面での補強材長 3.0m における、補強材間隔 3.0m と補強材間隔 4.0m での解析結果（加振後の形状）の比較を示す。補強材間隔 4.0m のケースでは、背面盛土が崩壊した状態になっており、背面盛土上面が大きく乱れている様子が確認された。図-30に Case-3 断面での補強材長 2.5m における、補強材間隔 3.0m と補強材間隔 5.0m での解析結果（加振後の形状）の比較を示す。補強材間隔 5.0m のケースでは、3段目のブロックが4段目から半分程度滑り出ており、背面盛土

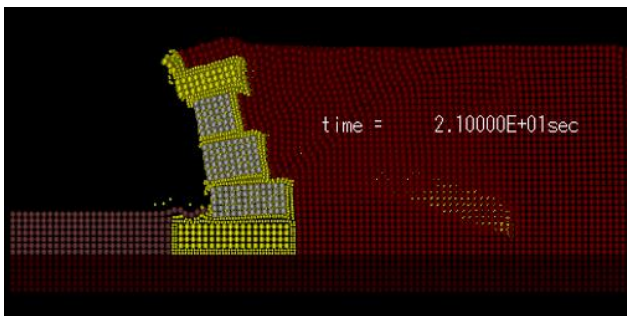
にすべり面が確認された。本検討では、多くの条件について、変位が 160mm を超えたあたりから、背面地盤が大きくすべり、崩壊した状態になり、急激に最大変位が増加するようになった。このため、最大変位が 160mm を超えたときを崩壊の目安として定義し、ノモグラム図内に示すこととした。

図-26 において、Case-2 補強材長さ 3.0m の打設間隔 4.0m から打設間隔 5.0m および Case-2 補強材長さ 3.5m の打設間隔 4.0m から打設間隔 5.0m で、ほかの条件と比べて変位が増大しない理由について考察する。図-31に Case-2 補強材長さ 3.5m 打設間隔 4.0m の解析結果（加振後の形状）を示す。図-31に示した通り、補強材打設位置から離れた位置の背面地盤は大きく変位しているものの、補強材打設位置周辺の背面地盤は変位が少なく、アングル材が笠石を支えるような形で変形している。Case-2 補強材長さ 3.0m, 補強材長さ 3.5m ではこのような変形形態になるため、打設間隔を 4.0m 以上広げても笠石が大きく変位せず、最大変位が他の条件と比較して増加しなかったと考えられる。ただし、この程度変形が進んだ場合、アングル材を笠石および石に留めるアンカーに引き抜けや破断等の損傷が生じることが想定されるため、これらの結果あくまで数値計算上の結果と捉えるべきである。実際の設計実務では、ここまで変形する状態を照査の対象としないことから、実務上特に問題となる案件ではないと考えられる。なお、アングル材を留めるアンカーについては、別途アンカー耐力の照査を行うことで、設計実務に十分に対応できると考えられる。

図-25 から図-27 のノモグラムを用いて構造形式、補強材打設長、補強材打設間隔が耐震補強効果に与える影響について考察を行う。どの構造形式についても補強材打設長が長いほど、また、打設間隔が狭いほど最大変位が小さくなる結果が得られた。補強材の長さが 3.0m 以上で補強材の打設間隔が 1.0m の場合は、全ての構造形式において、最大変位が 60mm 以下に抑えられる一方で、補強材の打設間隔が 4.0m の場合は、構造形式や補強材長さによらず最大変位が 60mm を超える結果となった。補強材の長さの違いに着目すると、補強材長さが 2.0m の場合は、今回検討した打設間隔においては、どの構造形式でも最大変位が 60mm 以上となった。また、補強材長さが 2.0m の場合は Case-1,3 では打設間隔が 3.0m 以上、Case-2 では、打設間隔が 2.0m 以上で崩壊に至った。一方で、補強材長さが 3.5m の場合では、Case-1,3 では打設間隔が 2.0m 以下のときに、Case-2 では打設間隔が 1.0m 以下のときに、最大変位が 60mm 以下になった。このことから、提案した補強法において変位抑止効果を得るためには、補強材長さを適切に選択することが重要であると言える。構造形式の違いによる補強効果

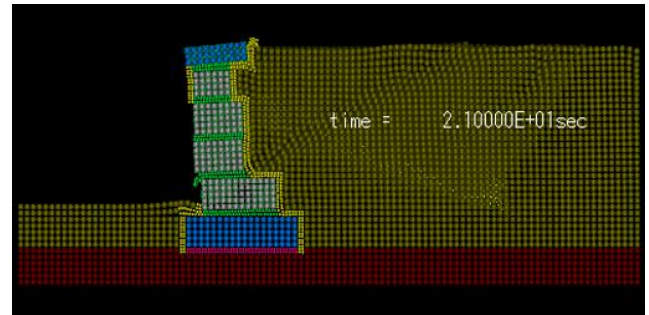


(a) Case-1 断面補強材 2.5m 補強材間隔 3m (最大変位 122mm)

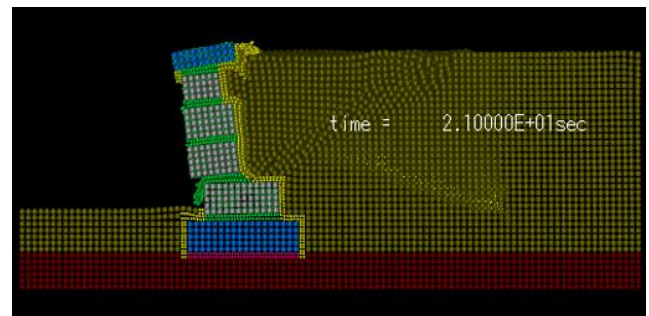


(b) Case-1 断面補強材 2.5m 補強材間隔 4m (最大変位 216mm)

図-28 Case-1 断面解析結果の比較

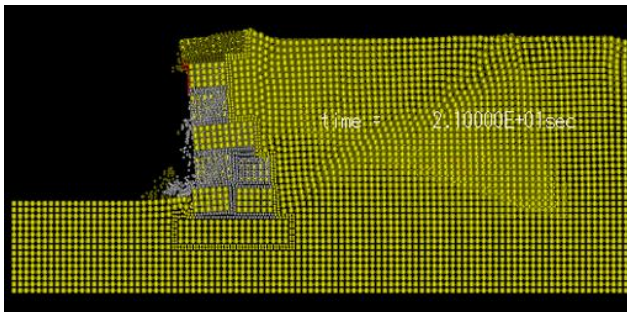


(a) Case-3 断面補強材 2.5m 補強材間隔 3m (最大変位 113mm)

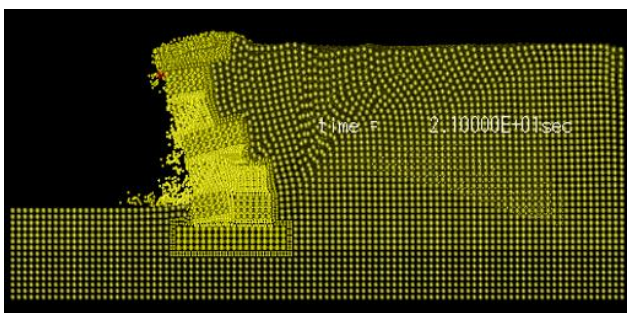


(b) Case-3 断面補強材 2.5m 補強材間隔 5m (最大変位 219mm)

図-30 Case-3 断面解析結果の比較



(a) Case-2 断面補強材 3.0m 補強材間隔 3m (最大変位 148mm)



(b) Case-2 断面補強材 3.0m 補強材間隔 4m (最大変位 320mm)

図-29 Case-2 断面解析結果の比較

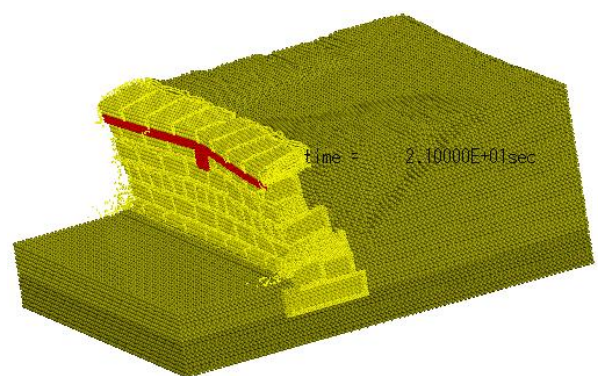


図-31 Case-2 断面補強材 3.5m 補強材間隔 4m の解析結果

への影響に着目すると、Case-2 では補強材打設長を長くしても打設間隔を増やすと最大変位が大きく増大する（ノモグラムの傾きが大きい）のに対して、Case-3 では補強材を長くすると打設間隔が増大しても比較的最大変位が増大しない（ノモグラムの傾きが小さい）。このことから、下段から転倒するタイプの盛土式乗降場(Case-2)では、補強材打設長を長くすることによる変位抑止効果を比較的得づらい、一方で、下段から全体的に滑動するタイプ(Case-3)では、補強材打設長を長くすることによる変位抑止効果を受けやすいことが考えら

れる。以上のことから、構造形式の違いによる崩壊形態の違いが、補強による変位抑制効果に大きな影響を与え得ると言える。

(3) 地震時内的安定計算の結果を用いたノモグラム

杉山ら¹¹⁾の地震時内的安定計算法について概要を示す。図-32 に地震時内的安定計算法概念図を示す。各 Case のそれぞれの段において、設計水平震度 $kh=0.05$ から 1.0 の時の転倒および滑動について内的安定性の照査を行い、安全率が1になる最小の水平震度を变形開始震度とした。

転倒時の照査では、作用力として積石慣性力、地震時土圧、また、抵抗力として積石自重、背面土摩擦、前面水平支持、補強材の抵抗力を算出し、積石下端の作用点からの距離を乗じたモーメントを用いて転倒に対して照査した。

滑動時の照査は、作用力として積石慣性力、地震時土圧、また、抵抗力として積石間摩擦力、前面水平支持、補強材の抵抗力を算出し、滑動に対する照査を行った。

積石慣性力、地震時土圧の計算時には各段に応じた水平応答加速度比の効果を考慮した。補強材の抵抗力を算定する際は、芯材の引張耐力、芯材と定着材の付着力、定着材と地山の引き抜き抵抗力を算定して、一番低い抵抗力を補強材の抵抗力とした。詳細の算定方法および算定結果は文献¹¹⁾を参照頂きたい。

図-33 から図-35 に地震時内的安定計算の变形開始震度で整理したノモグラムを示す。どの構造形式においても变形開始震度が大きいほど、最大変位が小さくなる傾向になった。

各 Case において最大変位が安全側をとるように、解析ケースを選び、指数関数を用いて近似曲線を求めた。図中に黒線で近似曲線を示す。最大変位が y (mm)、水平降伏震度が x とすると、各 Case の近似曲線の式は以下の通りである。

Case-1 (上部転倒タイプ) :

$$y = 7.8567x^{-3.811} \quad (1)$$

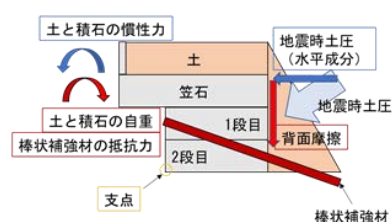
Case-2 (下部転倒タイプ) :

$$y = 4.3052x^{-3.708} \quad (2)$$

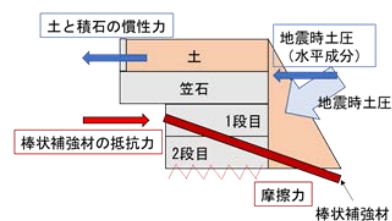
Case-3 (下部滑動タイプ) :

$$y = 0.0043x^{-9.197} \quad (3)$$

以上の式を用いることで崩壊形態ごとに变形開始震度から、補強法の変位抑制効果を推定できると考えられる。なお、今回の検討では棒状補強材の打設角度が 20° の場合のみのケースでノモグラムの作成を行っているが、杉山らの研究¹¹⁾において、棒状補強材の打設角



(a) 転倒の計算



(b) 滑動の計算

図-32 地震時内的安定計算法概念図

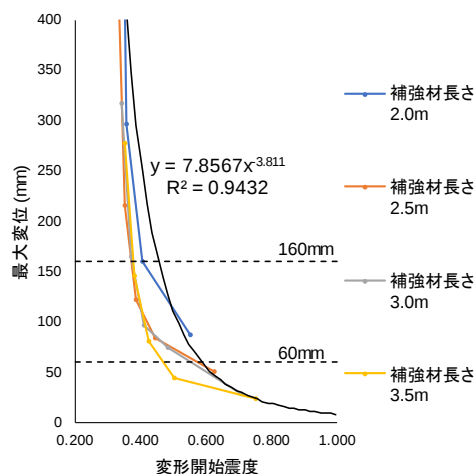


図-33 Case-1 (上部転倒タイプ) の変形開始震度によるノモグラム

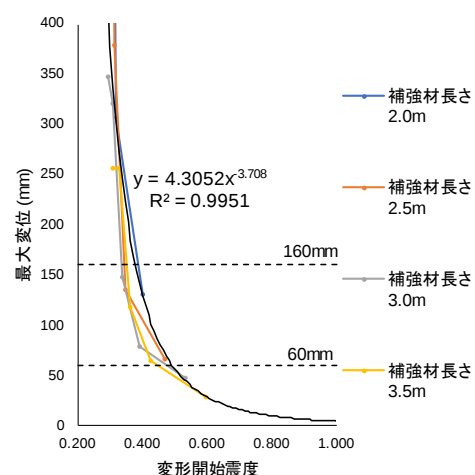


図-34 Case-2 (下部転倒タイプ) の変形開始震度によるノモグラム

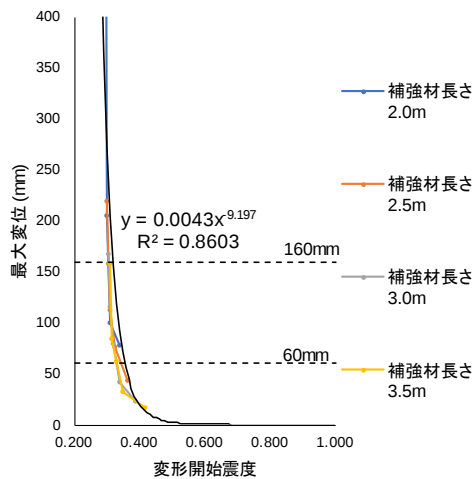


図-35 Case-3（下部滑動タイプ）の変形開始震度によるノモグラム

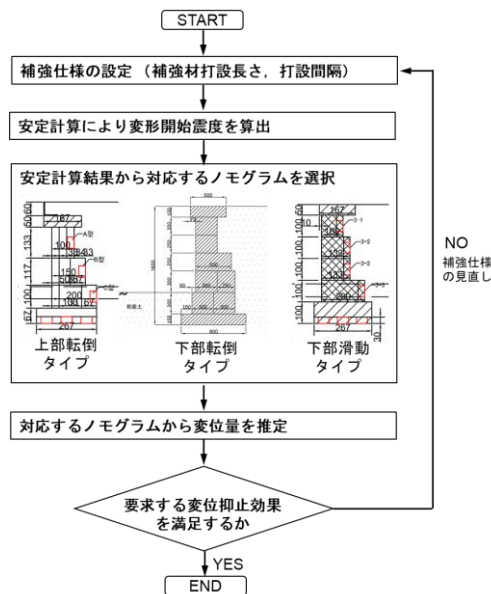


図-36 補強仕様決定フローチャート

度が崩壊形態や変形開始震度に大きな影響を与えなかったことから、打設角度を大きくしても提案するノモグラムから変位抑制効果を推定できるものと考えられる。

本ノモグラムを用いて、補強仕様を決定する方法について図-36に示す。まず、補強仕様を設定し、杉山らの内的安定計算によって、各段について転倒・滑動の照査を行い、崩壊形態と変形開始震度を算出する。安定計算の結果をもとに、上部転倒・下部転倒・下部滑動の3種類のタイプから対応する崩壊形態のノモグラムを選択する。変形開始震度から対応するノモグラムを用いて最大変位を予測し、予測した最大変位が要求する変位抑制効果を満足するかを確認する。変位抑制効

果を満足しない場合は、補強仕様を設定し直し、要求性能を満足するまで繰り返し計算を行い、補強仕様を決定する。なお、今回、特に首都圏で代表的な三種類の構造型式に基づきノモグラムを整理したが、特殊な構造型式に対しても同様な解析による整理を行うことで、補強のための仕様を設計、照査できるものと考えられる。

5. まとめ

本検討では、1/3 縮小模型を用いた振動台実験²⁾の再現解析を実施し、実験で観察された3種類の盛土式乗降場の変形挙動を解析手法により再現可能か確認を行い、MPMを用いた解析手法の、構造形式の異なる組積構造の盛土式乗降場の崩壊形態を再現する上での有効性について検討した。

その後、補強材の打設間隔等のパラメータが補強方法の効果に与える影響を評価することを目的として、3種類の構造形式の盛土式乗降場に対して、補強材打設長、打設間隔を変更した解析を行い、補強方法の変位抑止効果を整理したノモグラムの作成を行った。本検討の結果、以下の知見が得られた。

- 1) 無補強時の盛土式乗降場模型を用いた 1/3 縮小模型を用いた振動台実験の再現解析を行った結果、MPMを用いた解析モデルにより実験で観察された3種類の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) 3種類の構造形式の盛土式乗降場に対して、補強材打設長、打設間隔を変更した解析を行い、補強方法の変位抑止効果を整理した結果、どの構造形式についても補強材打設長が長いほど、また、打設間隔が狭いほど最大変位が小さくなる結果が得られた。
- 3) 提案した補強法において変位抑止効果を得るためには、補強材長さを適切に選択することが重要である。
- 4) 構造形式の違いによる崩壊形態の違いが、補強による変位抑制効果に大きな影響を与えることができる。
- 5) 地震時内的安定照査法で算出された変形開始震度で補強方法の変位抑止効果を整理した結果、どの構造形式においても、変形開始震度が大きいほど、変位抑止効果が高くなった。

最後に本検討で作成したノモグラムを用いて、組積構造の盛土式乗降場の補強仕様を決定する方法を提案した。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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) 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，第 39 回地震工学研究発表会，2019.
- 4) 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) 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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) Chen, W. F. and Mizuno, E.: *Nonlinear Analysis in Soil Mechanics*, Elsevier Science, pp. 123-260, 1990.
- 11) 杉山健太，阿部慶太，滝沢聡，野本将太，石井秀憲，讃岐賢太，中島進，白根岳：地山補強材を施工した盛土式乗降場の地震時内的安定照査法の提案と変形開始震度および崩壊形態の分析，第 40 回地震工学研究発表会，2020. (投稿中)

NUMERICAL STUDIES ON ASEISMIC REINFORCING METHOD FOR MASONRY EMBANKMENT TYPE TRAIN PLATFORM

Hidegori ISHII, Keita ABE, Satoshi TAKISAWA, Shota NOMOTO,
Kenta SUGIYAMA, Kenta SANUKI and Susumu NAKAJIMA

In the past earthquake, collapse and deformation of the masonry embankment type train platforms occurred during earthquake, which can influence train running safety and passengers' safety on station platform. Simulations of the model experiments of the platforms to confirm that the failure and deformation modes of the platforms were performed. Consequently, the experimental results of the failure and deformation modes could be reproduced. And, a parametric study was conducted for the purpose of evaluating the effect of parameters such as the spacing of the reinforcements on the effect of the reinforcement method. As a result, a nomogram of the displacement suppression effect of the reinforcement method was proposed.