

組積盛土式ホームの耐震補強法

阿部 慶太* 杉山 健太* 讃岐 賢太* 石井 秀憲** 中島 進*

Seismic Reinforcement Method of Masonry Embankment Type Platform

Keita ABE Kenta SUGIYAMA Kenta SANUKI Hidenori ISHII Susumu NAKAJIMA

In past earthquakes, damage, by their falling or tilting, to masonry walls that compose the masonry embankment type platform has been confirmed. Therefore, for the purpose of developing a reinforcement method for the platform with excellent reinforcement effect, workability, and cost performance, we devise a reinforcement method by analytical examinations and verify the effectiveness of the reinforcement method through a series of model experiments. In addition, a reinforcement design method for a platform is proposed so that a reinforcement design can be performed according to the structural type and required performance of the platform.

キーワード：組積盛土式ホーム，耐震補強，模型実験，安定計算，数値解析，耐震補強設計

1. はじめに

過去の地震において、組積構造の盛土式ホーム（以後、組積盛土式ホーム）を構成する組積壁が転倒または傾斜する被害が確認されている。しかしながら、その延長距離は長く、全延長において補強を行うことは経済的に課題がある。また、組積盛土式ホームの被災形態として、積み石の抜け出しや全体的な崩壊等が発生しており、対策の検討には積み石および背面盛土の大変形を伴う多様な崩壊形態を扱う必要がある。そこで、補強効果、施工性、経済性に優れた組積盛土式ホームの補強方法の開発を目的として、解析的検討による有効な補強方法の考案、補強方法の実験的検証を行った。また、検討結果を踏まえ、組積盛土式ホームの構造型式に応じた設計が可能となるように、組積盛土式ホームの補強設計法について検討した。

1に模型実験の諸元、表2に模型地盤の物性値を示す。これらは地震被害があったホーム、実在するホームの模型である。これらの模型に対し、5.0Hz、10波の正弦波加振する振動台実験が行われた¹⁾。

図2に各ケースの加振後の模型の状態を示す¹⁾。Case1は450gal加振時に1段目の積み石を支点として前面側に転倒し積み石が倒壊した。Case2は500gal加振時に4段目の積み石を支点として前面側に転倒し積

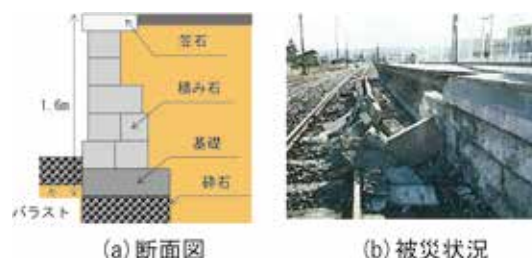


図1 組積盛土式ホームの断面図と被災状況¹⁾

2. 組積盛土式ホームの崩壊形態と補強方法

2.1 崩壊形態

図1に一般的な組積盛土式ホームの断面図を示す。組積盛土式ホームは、笠石、積み石、基礎コンクリートからなり、組積構造のため、過去の地震では図1に示すような積み石の倒壊、組積壁が一体となった傾斜・滑動等の被害が発生している¹⁾。

既往の研究¹⁾において、実物の1/3縮尺の無補強模型（積み石：モルタル製・大谷石，目地：空積み，背面盛土・前面地盤：相対密度Dr 80% 6号硅砂，支持地盤：ベントナイト混合砂）の振動台実験が行われている。表

表1 1/3縮尺無補強模型実験の諸元¹⁾

名称	積み石の材質	積み石の単位体積重量(kN/m ³)	段数
Case1	モルタル (中空)	20.6※	3
Case2	モルタル	20.6	5
Case3	大谷石	17.0	4

※中空がない積み石として換算した場合の密度は17.0kN/m³

表2 1/3縮尺無補強模型実験の地盤の物性値¹⁾

名称	材料	単位体積重量(kN/m ³)	粘着力(kPa)	内部摩擦角(°)
前面地盤	Dr 80%	15.9	0.0	44.4
背面盛土	硅砂 6号			
支持地盤	混合砂	17.3	8.90	38.6

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

** 鉄道力学研究部 計算力学研究室

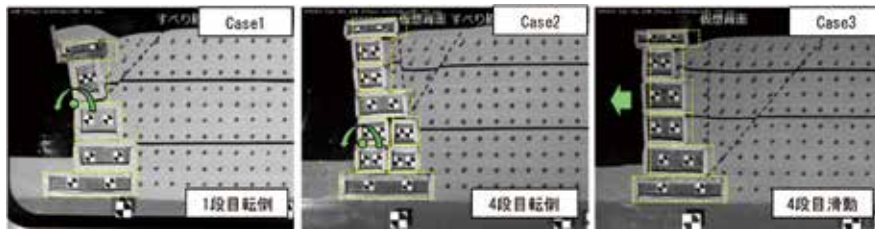


図2 1/3縮尺無補強模型実験の加振後の状況¹⁾

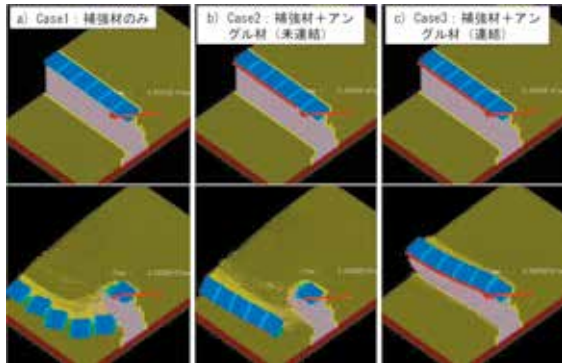


図3 数値解析結果(上:加振前, 下:加振後)

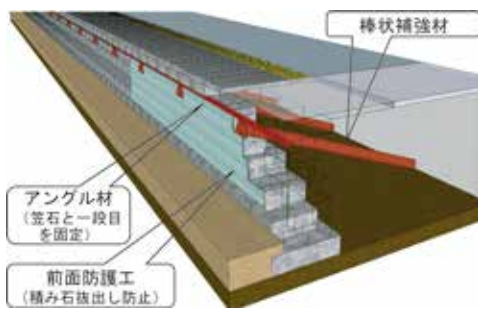


図4 耐震補強方法の概要

み石が倒壊した。Case3は450gal加振時に4段目の積み石を支点とした滑動変位が発生し、600gal加振時に1段目以下が前面側に変位し崩壊に至った。

このように、組積盛土式ホームの崩壊形態は、積み石が天端から転倒し崩壊する形態(転倒崩壊)と、組積壁下段から滑動変位し、崩壊する形態(滑動崩壊)があり、各々の崩壊形態に対し補強方法を検討する必要がある。

2.2 補強方法

2.2.1 数値シミュレーションによる補強方法の検討

数値シミュレーションを実施し補強方法を検討した。解析手法には、積み石が離散的に崩壊する挙動や背面盛土の大変形を扱うことが可能な粒子法の一つであるMaterial Point Method (MPM)²⁾を用いた。対象とする組積盛土式ホームは、図2に示したCase2の模型のスケールを三倍にしたもの(実物大)である。

組積壁の転倒・滑動抑制対策として、壁前面から棒状

補強材を打設し、これに加え壁の一体化を図るため線路方向にアングル材を設置し笠石と一段目の積み石の境界にボルトで連結する方法を検討した。解析ケースとして、棒状補強材のみ打設したケース(Case1)、棒状補強材とアングル材を設置するものそれらを連結しないケース(Case2)、それらを連結したケース(Case3)を設定し、L2スペクトルI地震動(G2地盤)(以後、L2SPI地震動)が作用した場合について検討した。図3に加振前後の解析モデルの状況を示す。Case1, 2では転倒崩壊に至り、補強効果が発揮されないが、Case3では崩壊に至らず、補強効果が認められた。

2.2.2 棒状補強材と前面防護工を用いた補強方法

前項の数値シミュレーションによる検討から、棒状補強材とアングル材を連結して補強する方法(Case3)が有効であることが示された。一方、Case1とCase2の解析結果から積み石間の噛み合わせが緩く、特に大きな地震動が作用した場合には、積み石が単独で抜け出し、レール上に転がる危険性が考えられる。そこで、棒状補強材に加え組積壁前面に抜け出し防護工を施した補強方法を考案した。図4に考案した補強方法の概要を示す。前面防護工としては、石積み壁に実績をもつ崩壊防止ネット工³⁾、トンネル覆工に実績をもつポリウレア樹脂吹付け工⁴⁾が挙げられる。これらの工法の有効性は3章で検証する。

3. 組積盛土式ホームの補強方法の有効性検証

実物大模型を用いた振動台実験を実施し、補強方法の有効性を検証した。表3に実験条件、図5に実験模型の正面図と側面図を示す。模型形状は、Case2の模型サイズを三倍にして実物と同じサイズとした。ただし、実験に用いる土槽のサイズの制約から棒状補強材長を2.0mとし、奥行方向の制約から線路方向の積み石の長さを1/2の250mmにしている。また、実物大模型では前面防護工の性能の検証を行うこととした。前面防護工については、組積壁前面に崩壊防止ネットを敷設したケース(Case4)、ポリウレア樹脂を前面半分吹付けたケース(Case5)、前面防護工が無いケース(Case6)を設定し実験を行った。

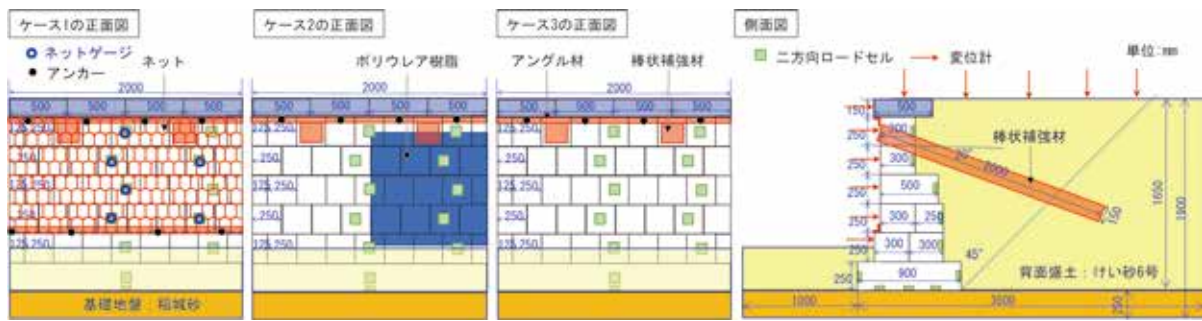
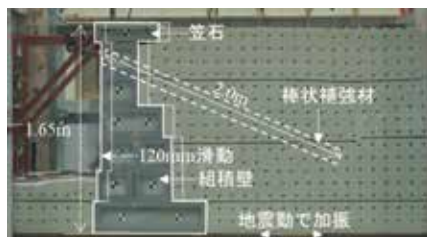


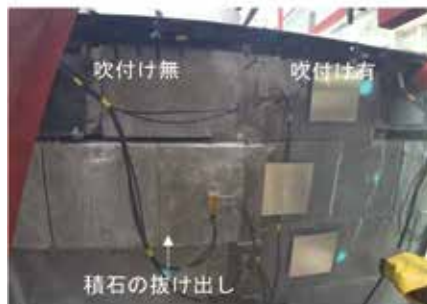
図5 実物大模型の正面図と側面図

表3 実物大模型実験の条件

名称	実験条件
Case4	棒状補強材とアングル材を設置し、前面を崩壊防止ネットで防護
Case5	棒状補強材とアングル材を設置し、前面の半分をポリウレタ樹脂で防護
Case6	棒状補強材とアングル材を設置し、防護無し



(a) Case4 加振後の状況



(b) Case5 加振後の状況

図6 実物大模型実験の加振後の状況

図6 (a)に、崩壊防止ネットを敷設したケース (Case4) のL2スペクトルII地震動 (G2地盤) (以後、L2SPII地震動) 加振後の模型の状況を示す。5段目の積み石で滑動変位が見られるが、前面への転倒崩壊が回避されるとともに、前面への変位量は120mm程度であった。その後、Case5、6に対してL2SPII地震動で加振を行ったが、いずれのケースでも崩壊せずCase4と同等の変形、変位量が観察された。これに加え、ポリウレタ樹脂を前面半分に吹付けたケース (Case5) では、さらに実験模型の最下段の積み石の前面にH鋼を敷設して固定し、

L2SPII地震動での加振を3回、最後に800gal正弦波 (5Hz, 10波) 加振を行った。図6 (b)にその際に観察された積み石の抜け出し状況を示す。ポリウレタ樹脂を吹き付けていない箇所は積み石の抜け出しが見られたのに対し、ポリウレタ樹脂を吹付けた箇所は積み石の抜け出しが防止できていることが確認できる。ネット防護のケース (Case4) でも同様の性能を確認していることから、前述した前面防護工は、大地震時での積み石の抜け出しを防ぐ上で十分な性能を有していると考えられる。

4. 組積盛土式ホームの補強設計法

4.1 安定計算手法を用いた降伏震度の評価方法

4.1.1 安定計算手法

はじめに、組積盛土式ホームの変形が始まる水平震度である、降伏震度を求めるための安定計算手法について検討した。模型実験および数値シミュレーションで確認されたように、組積盛土式ホームの崩壊形態は、ある積み石の前面側の支点を中心とし、支点より上の積み石群が一体となった形で転倒または滑動する形態が生じている。そこで、図7に示すように、各段の積み石の支点において、転倒、滑動に対する安全率を計算し、その安全率が1になる時の水平震度を降伏震度として求めた。また、加振時においては、組積壁の応答増幅を考慮する必要がある。ここでは、模型実験で観察された変形直前での基礎に対する壁天端の応答加速度増幅率を基に、 i 段目での応答増幅率 κ_i を地表面での設計水平震度に乗じ、 i 段目の積み石群の慣性力 W_{EQi} 、地震時主働土圧係数 K_{AEi} を求めることで考慮した。なお、棒状補強材の引抜き抵抗力 T_i においては定着長 L_i を考慮した⁵⁾。

壁面摩擦 δ は $\phi/2$ (ϕ :背面盛土の内部摩擦角)とした。積み石間の摩擦角は、コンクリートブロック及び大谷石を用いた一面せん断試験によれば、目地が積み石から切れる前の供試体のせん断強度は80.0~150kPa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することを確認している⁶⁾。このように積み石間の摩擦係数はばらつきが大きい物理量であるため、摩擦角

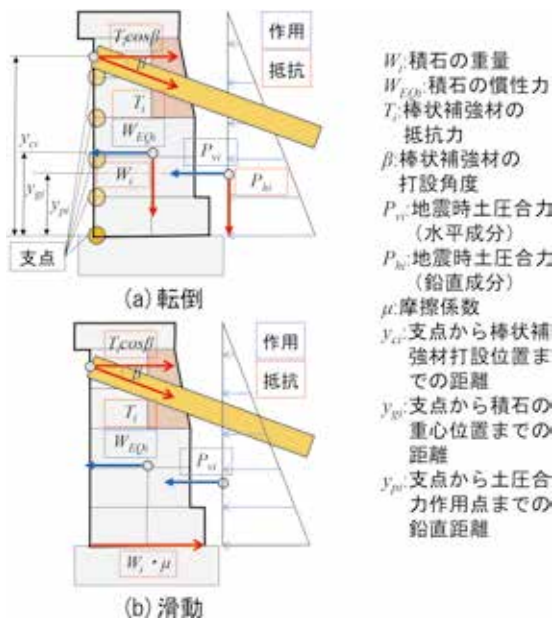


図7 安定計算モデルの模式図

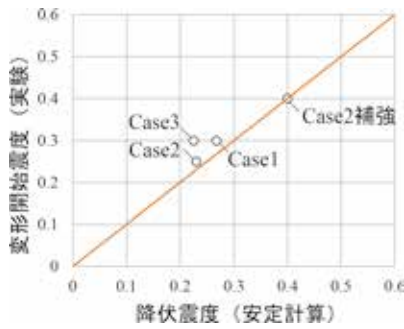


図8 実験の変形開始時の水平震度と解析から求めた降伏震度の関係

表4 安定計算より求めた降伏震度と実験および計算で観察された段数および崩壊モード

		実験で転倒及び滑動した段数				
		1段目	2段目	3段目	4段目	5段目
Case1	転倒	0.267	0.359	0.644		
	滑動	0.291	0.274	0.299		
Case2	転倒	0.647	0.661	0.567	0.230	0.424
	滑動	0.430	0.425	0.402	0.367	0.374
Case3	転倒	0.697	0.438	0.316	0.487	
	滑動	0.401	0.341	0.233	0.210	
Case2補強	転倒	3.351	2.240	1.367	0.470	0.400
	滑動	2.188	1.910	1.021	0.436	0.428

25~40°に対応する摩擦係数を用いて検討した。

4.1.2 安定計算手法の有効性検証

安定計算手法の有効性について、2.1節に示した1/3縮尺模型振動台実験を対象に、実験で観察した降伏震度とその際の崩壊形態を再現できるか検証した。図8に各ケースの模型実験で観察された変形開始時の水平震度と安定計算より求めた降伏震度の関係、表4に各ケースにおける安定計算より求めた降伏震度と、模型実験および安定計算で確認した段数および崩壊モードを示す。前述

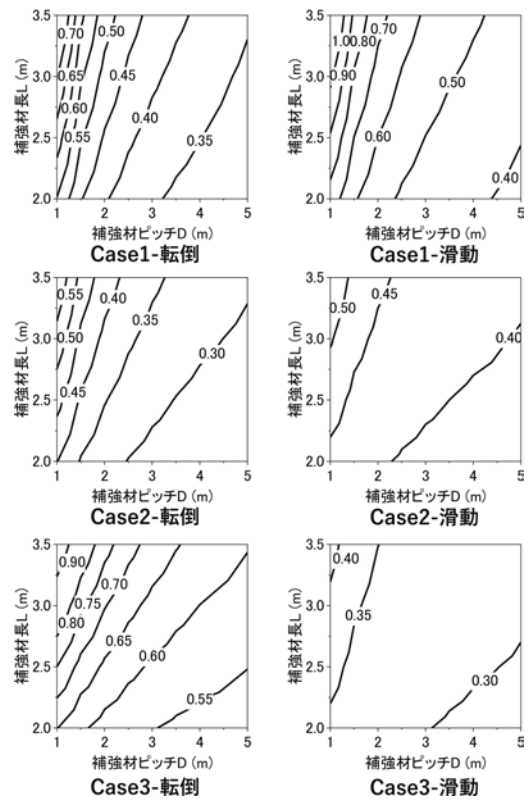


図9 降伏震度の算定図

したように、積み石間の摩擦角を25~40°の間で変化させて安定計算を行った。この結果、摩擦角40°とすると、変形開始時の水平震度を最小降伏震度として概ね再現できるとともに、崩壊形態(転倒または滑動)、転倒または滑動が生じる積み石の段数も再現できることを確認した。

また、表4には、3章で示したCase2を補強したケースに関する安定計算から得られた降伏震度も示す。本ケースでも、変形開始時の水平震度、転倒および滑動が生じる段数、崩壊形態を概ね再現できることを確認した。

4.1.3 構造型式・崩壊形態に対する降伏震度算定図

安定計算手法を用いて、図2に示した模型実験の対象である三種類の組積盛土式ホームに対する補強の設計を行うことを想定し、棒状補強材の長さ、線路方向の打設間隔、打設角度を変えたパラメトリックスタディを行って降伏震度の算定図を作成した。なお、棒状補強材の径は150mmに固定した。また、打設角度については、降伏震度の大きさに及ぼす影響が小さいことが判明したため、補強材長、打設間隔をパラメータとして算定図を作成した。図9に作成した算定図を示す。

4.2 数値解析結果を用いた最大残留変位の評価方法

4.2.1 解析モデル

模型実験や数値シミュレーションの結果において、地震後の残留変位は図10に示すように棒状補強材が打設されていない箇所の中で最大になる。そのため、組積

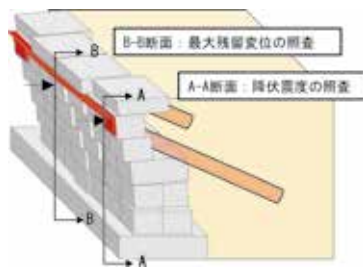
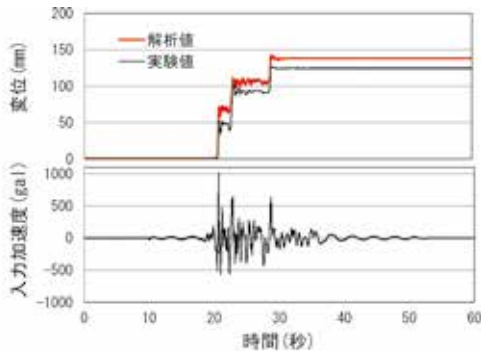
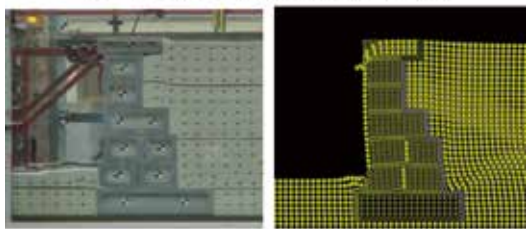


図 10 降伏震度と残留変位の照査位置



(a) 中央笠石位置での変位の時刻歴



(b) 加振後の状況

図 11 Case4 の実験結果と解析結果の比較

壁の転倒、滑動ともに、組積壁自体の変形に伴う残留変位も考慮する必要がある。そこで、前述したMPMを用いてパラメトリックスタディを行い、最大残留変位を求めた。

はじめに、数値シミュレーション手法の精度を検証するため、3章で示したCase4の補強模型に対する振動台実験の再現解析を行った。積み石間の目地部の強度については、実際の盛土式ホームの目地部の一面せん断試験のシミュレーションから、摩擦角 26.6° に相当する目地部での内部摩擦角として、 22.0° を用いた⁷⁾。図11に中央笠石位置での実験および解析から得られた水平変位の時刻歴と加振後の状況を示す。変位が大きくなる状態で概ね再現できることを確認した。

4.2.2 残留変位計算用ノモグラム

上記の数値シミュレーション手法を用いてパラメトリックスタディを行い、残留変位計算用ノモグラムを作成した。盛土式ホームの高さは在来線列車の諸元に応じて設定されることから、一般的に、基礎コンクリートから笠石までの高さは1.6m程度であると考えられる。こ

表5 パラメトリックスタディの解析パラメータ

	背面盛土	支持地盤	目地部
変形係数(kPa)	5.0×10^3	2.0×10^4	1.0×10^4
ポアソン比	0.30	0.30	0.30
粘着力 c (kPa)	1.0~4.0	6.00	0.0
内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	40.0	45.0	22.0
単位体積重量(kN/m ³)	15.9	17.3	22.5
ダイレイタンシー角($^\circ$)	0.0	0.0	0.0

の点を踏まえ、高さ1.6m程度の図2に示す三種類の盛土式ホームを対象にパラメトリックスタディを実施した。

表5に解析パラメータを示す。背面盛土の粘着力については、1.0~4.0kPa(内部摩擦角は 40.0° に固定)の範囲で変化させた。これは、実際の組積盛土式ホーム背面の盛土の試料を用いた室内試験⁶⁾で確認された盛土材料が、細粒分まじり砂質礫(粘着力:1.60kPa, 内部摩擦角: 45.0°)であったこと、駅ホームは常時お客様が利用する施設であり、背面盛土には砂質礫のような良質な材料が使用されていると考えられることを踏まえ、土構造標準⁸⁾における土質1(盛土表層部, $c=3.0$ kPa, $\phi=40.0^\circ$)相当として設定したものである。また、入力地震動として、L2SPIおよびL2SPII地震動(水平および鉛直動)を用いた。

パラメトリックスタディから得られた残留変位と安定計算で得られた降伏震度の関係(残留変位計算用ノモグラム)を図12に示す。なお、図中の60mmと160mmは、それぞれ一般的な車両とホームの離れ、積み石の奥行幅の半分の値である。

4.3 補強設計法のフロー

図13に安定計算手法と残留変位計算用ノモグラムを用いた補強設計法のフローを示す。はじめに、補強仕様を設定し、作用と抵抗力を算定する。次に、安定計算手法または算定図により降伏震度を求め、地震動の最大水平震度と比較する。降伏震度が最大水平震度より小さい場合は、残留変位計算用ノモグラムより対象地震動に対する最大残留変位量を求め、この最大残留変位量が建築限界や車両限界等から求まる制限値内にあることを照査する。なお、アングル材については、あと施工アンカーの手引き⁹⁾等を参照し、ボルトの引き抜き抵抗、せん断抵抗を考慮した照査を行い、設計地震動相当が作用した状態でも破壊しないことを確認する。

5. まとめ

組積盛土式ホームの補強方法の開発を目的に、実験および解析的検討を行い、補強設計法を構築した。以下に

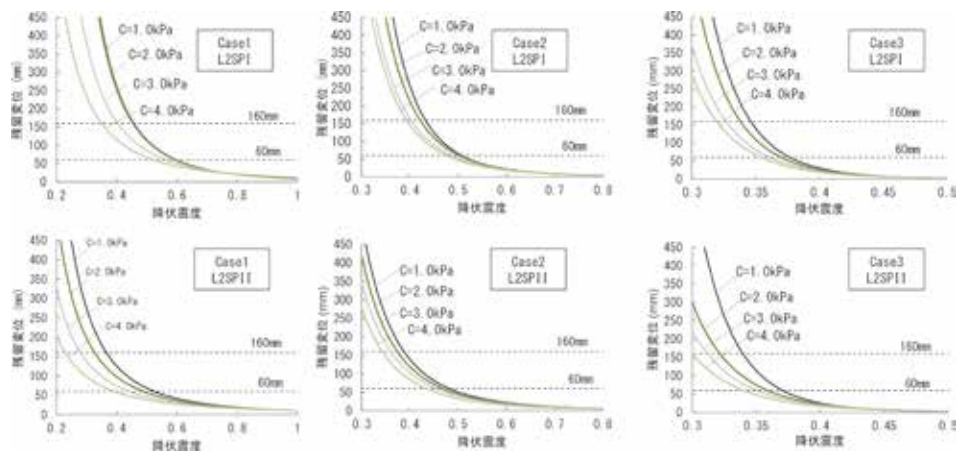


図 12 残留変位計算用ノモグラム

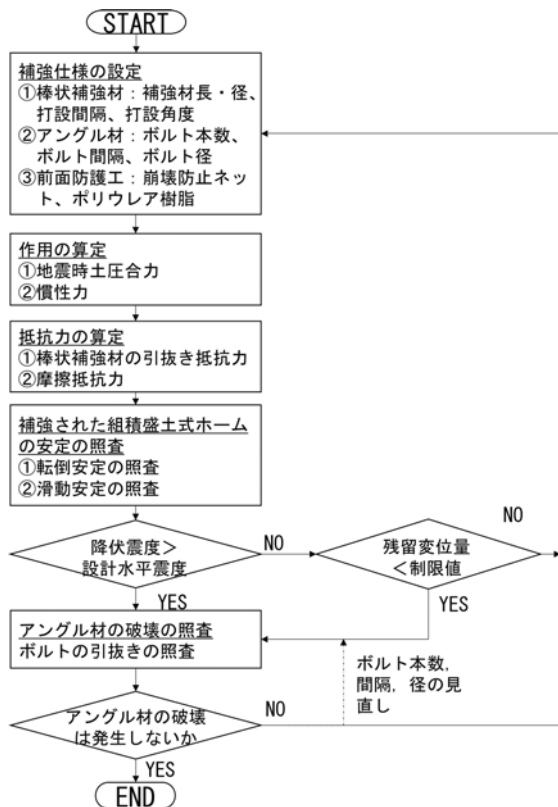


図 13 組積盛土式ホームの補強設計フロー

本研究で得られた知見の要点を示す。

- (1) 棒状補強材とアングル材、前面防護工を用いた、L2地震動クラスの大地震時に対しても高い補強効果を有し、経済的に補強可能な補強方法を開発した。
- (2) 実物大模型を用いた振動台実験と数値シミュレーションにより、組積盛土式ホームの崩壊形態を確認するとともに、開発した補強方法の有効性を検証した。
- (3) 安定計算手法と残留変位計算用ノモグラムによる組積盛土式ホームの補強設計法を提案した。

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), Vol.76, No.4, I_571-I_581, 2020
- 2) 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.
- 3) 中島進, 渡辺健治, 神田政幸, 藤原寅士良, 高崎秀明, 池本宏文: 崩壊防止ネットと地山補強材による既設石積み壁の補強方法の開発, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.71, No.4, pp.317-334, 2015
- 4) 野城一栄, 嶋本敬介, 板谷創平, 水谷真基, 鎌田和孝: ポリウレア樹脂によりトンネル覆工のはく落を防止する, RRR, Vol.75, No.6, pp.20-23, 2018
- 5) 公益社団法人地盤工学会: 地山補強土工法設計・施工マニュアル, 丸善, 2011
- 6) 野本将太, 阿部慶太, 滝沢聡, 竹谷勉: 盛土式乗降場の地盤物性及び目地強度物性に関する調査研究, 令和 2 年度土木学会全国大会, III-181, 2020
- 7) 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), Vol.76, No.4, I_430-I_440, 2020
- 8) 国土交通省監修, 公益財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 平成 25 年改編, 丸善, 2013
- 9) 公益財団法人鉄道総合技術研究所: あと施工アンカーの設計・施工の手引き, 一般財団法人研友社, 2018