

石積擁壁の耐震挙動に関する模型実験 及び不連続変形法を用いた挙動解析

池本 敏和¹・宮島 昌克²・橋本 隆雄³
中島 進⁴・藤原 寅士良⁵・池本 宏文⁶

¹正会員 金沢大学講師 環境デザイン学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)
E-mail:tikemoto@se.kanazawa-u.ac.jp

²正会員 金沢大学教授 環境デザイン学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)
E-mail:miyajima@se.kanazawa-u.ac.jp

³正会員 国土館大学教授 まちづくり学系 (〒154-8515 東京都世田谷区世田谷 4-28-1)
E-mail:thashimoto@kokushikan.ac.jp

⁴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 2-8-35)
E-mail:nakajima.susumu.99@rtri.or.jp

⁵正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

E-mail:t-fujiwara@jreast.co.jp ,s-takuzawa@jreast.co.jp

⁶正会員 東日本旅客鉄道株式会社 JR 東日本研究開発センター
(〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町 2-479)
E-mail: ikemoto@jreast.co.jp

日本には、膨大な数の石積擁壁が存在し、過去の地震において沈下、滑動、はらみ出しなどの被害が生じている。鉄道や宅地などに存在する石積擁壁は、専門職の技能と経験によって伝統的に構築されたものであり、今日も供用されている。しかしながら、その耐震性能については未解明な部分が多いのが現状である。各機関では石積擁壁の安定性を向上させるために種々の対策を講じており、その一例として、地山補強材を用いて補強を行う場合がある。本研究では、地山補強材を用いた場合の模型振動台実験を対象に、不連続変形法による挙動解析を行い、破壊メカニズム、及び補強効果を解析的に再現し、解析手法の有用性を確認した。

Key Words: masonry retaining wall, earthquake damage, shaking table test, DDA

1. 研究の背景と目的

石積擁壁は古くから鉄道、道路、宅地、城壁など、生活の身近なところに数多く存在している。本構造は、一定の方法で積み上げられた積み石が、背面地盤にもたれかかりながら、積み石同士、及び背面栗石とのかみあわせによる抵抗力と自重により安定性を保持するものであり、積み石自体は、背面地盤の法面の防護工としての機能も有している。既存の石積擁壁は、伝統的に間地石が用いられ、専門職の技能と経験により仕様規定的に構築されたものであり、作用と抵抗を計算して安定性を評価する耐震設計は行われてはいない。そのため、地震に対しては脆弱な構造物であり、1995年兵庫県南部地震¹⁾、

2001年芸予地震²⁾、2004年新潟県中越地震、2005年福岡県西方沖地震³⁾をはじめ、2011年東北地方太平洋沖地震及び2016年熊本地震においても大きな被害を受けている⁴⁾。

鉄道・道路沿線や宅地において、一般的に見られる間知石や間知ブロックを用いた石積擁壁を対象として、地震時の安定性を検討した事例⁵⁾は僅少である。したがって、石積擁壁の地震時における崩壊メカニズムを解明し、適切な耐震補強対策を施す基準を構築することが急務とされている。

一方で、斜面・岩盤の安定及び石積擁壁の地震時の挙動に対する数値解析が鋭意進められている。例えば、有限要素法 (Finite Element Method : FEM) が用いられるこ

とが多いが、石積擁壁に適用した場合¹⁰⁾¹¹⁾、不連形の取り扱いに問題がある。そのため、個別要素法 (Distinct Element Method : DEM)¹²⁾¹³⁾、や SPH 粒子による力学モデル法 (Smoothed Particle Hydrodynamics : SPH)^{14) 15)}の適用がある。このように、土木工学においても斜面崩壊など、大変形を取り扱う必要のある解析に使用される事例が増えつつある。

また、岩盤の大変形、破壊現象を動的に数値解析する手法として、不連続変形法 (Discontinuous Deformation Analysis : DDA, 以下、DDA 法と称する) が提案され、広く用いられてきている¹⁶⁾¹⁹⁾。これまでに DDA 法を用いて石積擁壁の地震時挙動を解析した事例は多くはないが、間地石と栗石の個々の挙動は剛体挙動となるため、不連続な岩石集合体として考慮可能であることから DDA 法の適用について検証が行われている。

DDA 法を用いて石積擁壁の地震時挙動を解析したものとして、森川¹⁸⁾らは仙台城の石垣の修復に際して石垣の安定性について、DDA 法を用いた静的解析を実施している。また、橋本²⁰⁾は石積擁壁の耐震性の評価を検証するために、模型実験を対象として DDA 法による動的解析を実施し、解析は実験と整合した結果が得られることを確認している。しかしながら、残留変位の大きさや変形については、実験と解析に差異が見られている。また、既往の研究において、石積擁壁に補強を施したものを対象とした DDA 法による解析は筆者が知る限り実施されていない。

そこで、本研究では、石積擁壁の動的挙動を解析的に再現すること、及び補強を施した場合における DDA 法の適用性を検証することを目的として、石積擁壁の模型振動台実験を対象として、DDA 法を用いた挙動解析を実施したことから、その内容について報告する。

2. 振動台実験の概要

鉄道における石積擁壁の耐震補強工法として、崩壊防止ネットと地山補強材を用いた補強工法が開発され、模型振動台実験²¹⁾²²⁾によって、補強効果、補強メカニズムが確認されている。

本研究では、補強工法の開発において実施された振動台実験のうち、無対策のケース、および地山補強材のみの補強ケースを解析の対象として選定した。以下に実験方法、及び実験結果について概説する。

(1) 実験方法

振動台実験は、鉄道総合技術研究所が所有する中型振動台試験装置 (幅 2.05m×高さ 1.4m×奥行 0.6m) を用いて

実施した。図-1 は、ネットと地山補強材により補強したケースの模型概要図を示したものである。石積擁壁模型の高さは 721mm であり、実物高さ 5m 程度を 1/7 に縮小した模型を用いた。また、本実験では香川²³⁾の提案する相似則を適用した。壁面は 1 : 0.3 の勾配とし、壁面の一体性として安全側の試験条件にすることから、布積、空積により構築した。積み石の模型は、無収縮モルタルを用いて、寸法は縦 66mm×横 99mm×高さ 45mm で作製した。

基礎地盤は、湿潤状態の稲城砂を最適含水比における締固め度 $D_r=95\%$ となるように締固めて構築した。背面地盤は、気乾状態の東北硅砂 6 号を用いて相対密度が $D_r=80\%$ となるように、空中落下法により製作した。また、積み石と背面地盤の間には、栗石層を設けて材料には鹿島珪砂 8~12 号を用いて構築した。

次に地山補強材は、実物に外径 $\phi 150\text{mm}$ の補強材を想定し、外径 $\phi 20\text{mm}$ 、長さ 450mm のアルミニウム製の丸棒を用いて、土槽の奥行 0.6m 内に 2 列、3 段で配置した。また、丸棒の表面には、地山補強材と地盤との摩擦を模擬して東北硅砂 6 号を接着させた。ネットは、ポリエチレン製のものを使用した。壁体の残留変位は図-1 に示す位置に変位計を設置し計測した。

加振は、正弦波 5Hz、10 波の波形を用いて、最大加速度を 50~100gal の増分で漸増させ、石積擁壁が大変形するまで行った。本論中に \bigcirc gal 加振と記載している \bigcirc の数値は加振中の入力加速度の最大値を示している。

補強工法の振動台実験では、はじめに、ネットと地山補強材を設置した状態で加振を行い、その後にネットを撤去し、地山補強材のみの状態で加振を実施している。

本解析では、無対策のケースと、従来から土留め壁の補強で用いられている地山補強材を用いたケースを対象とした。なお、ネットを併用した補強を対象とした解析は今後の課題である。

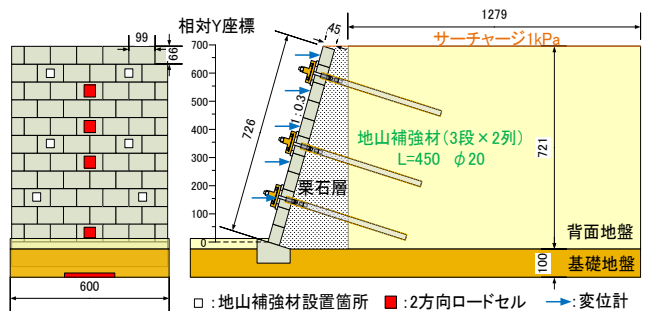


図-1 模型概要図 (単位 : mm)

(2) 実験結果

a) 無対策の結果

図-2 は無対策のケースにおける加振後の状況写真²⁾を示したものである。無対策のケースでは、314gal 加振において、背面地盤にすべり面が生じることで変位が急増し、その後の 425gal 加振において崩壊に至った。図-3 は各加振後の残留水平変位分布²⁾を示したものである。図中の残留水平変位量 (X 軸) は、壁体最下端をゼロとし、実際の変位量を 10 倍して示している。これを相対 X 座標、根石 (固定石) からの高さを相対 Y 座標とした。加振の加速度が大きくなるに従い、変位量も増加し、314gal 加振では、水平変位は壁体天端より約 120mm 下がった箇所で、最も大きくなり 52mm の変位が生じた。同図によれば、石積が倒壊しているように見られるが、前述したように、実際の水平変位量を 10 倍して表記したためである。

b) 補強ありの結果

ネットと地山補強材で補強したケースでは、780gal まで加振を行い、その後にネットを撤去して、地山補強材

のみの状態で加振した。地山補強材のみの補強 (以下、補強材ケースと称する) では、最終的に 778gal 加振において崩壊に至った。図-4 は補強材ケースにおける 712gal 加振後 (崩壊直前の加振) の状況写真²⁾である。最上段部と中段部の地山補強材間において水平変位量が大きく増加しており、その後の加振で、この箇所が抜け出して崩壊した。図-5 は土槽奥行方向の地山補強材間における残留水平分布²⁾を無対策と同様に示したものである。712gal 加振後の水平変位量の最大値は 34mm であった。

補強材ケースは、無対策ケースに比べて大きい加速度において崩壊に至っており、地山補強材のみの補強においても一定の補強効果が確認された。

c) 石積擁壁の破壊メカニズム

図-6 は、無対策の実験結果から推定した石積擁壁の破壊メカニズムの模式図²⁾を示したものである。破壊メカニズム²⁾は、以下の①、②のように生じる。①加振レベルの増加とともに栗石層、背面地盤から作用する土圧と積み石自重に起因する慣性力が壁体前面方向に作用

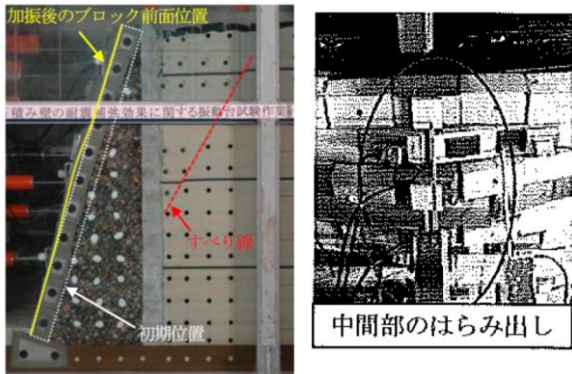


図-2 無対策 (314gal 加振後の状況)²⁾

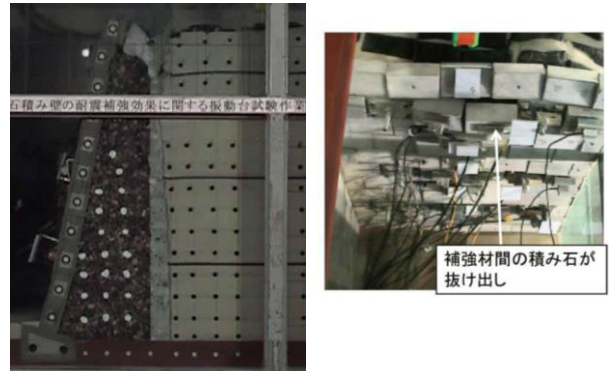


図-4 地山補強材のみ (712gal 加振後の状況)²⁾

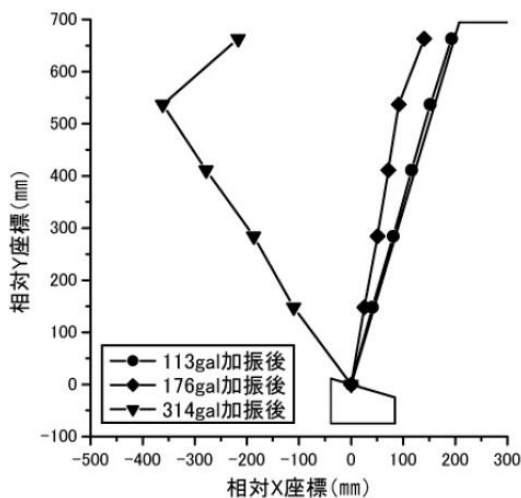


図-3 無対策における加振後の残留水平分布²⁾

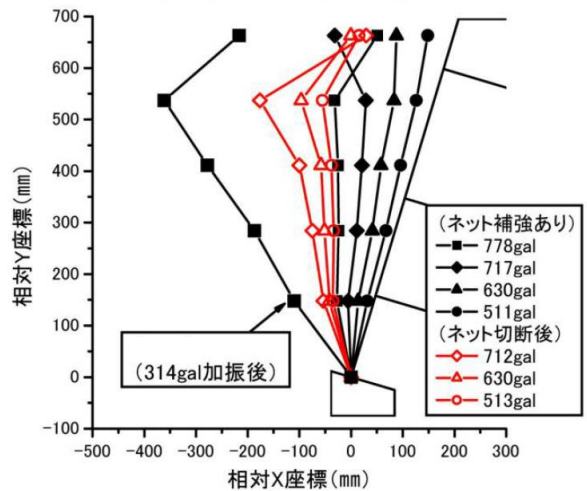


図-5 補強ありにおける加振後の残留水平分布²⁾

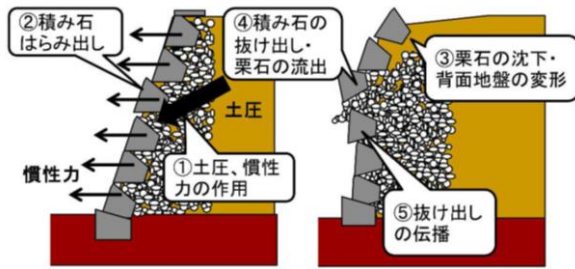


図-6 石積擁壁の破壊メカニズムの模式図²⁾

し、壁体中間部のはらみ出しが徐々に進行する。②背面地盤にすべり面が発生することで、壁体前面方向への作用力が急増し、はらみ出しが急激に進展し崩壊に至る。

3. 不連続変形法による再現解析

DDA 法を用いた解析は、無対策ケース、および補強材ケースを対象に実施した。

a) 解析モデル

図-7、図-8 は、無対策ケース、及び補強材ケースにおける解析モデルを示したものである。解析は、2次元により実施した。解析モデルの作成にあたり、要素サイズは、地盤材料の粒径や形状に近い方が実際の地盤の挙動を再現できるものと考えられるが、要素数が大きくなるほど解析時間が膨大となる。そのため、崩壊に大きく影響を及ぼすと考えられる栗石の要素サイズを細かくすることとし、実験に近い寸法として1辺が5mm~10mmの

長方形でモデル化を行った。また、背面地盤の要素サイズは、相対的に大きな要素を用いて1辺が50mmの正方形でモデル化した。解析時間の制約上、粘着力のある背面地盤は変形を表現できるサイズである。背面地盤のように要素が大きくなると要素の分割方向によって、変形・崩壊モードに影響を及ぼすと考えられるが、本研究では、水平鉛直方向の要素分割よりも背面地盤の安息角に近い、水平から45度の角度をもたせた。

境界条件は、底面固定、側方境界は水平ローラと設定した。実験・解析では、剛土槽を用いているため、基礎地盤が変位することはなく、固定に近い挙動をしていた。また、実験・解析終了後に基礎の変位は僅かであった。

b) 解析パラメータ

本解析に用いた解析制御パラメータを表-1 に示す。DDA 法の接触の基本は参考文献¹⁹⁾のペナルティ法に詳しい。すなわち、エネルギーの保存則を満たすため、法線と接線方向のブロック間の接触力を考えたものであり、ペナルティ係数を大きくするとブロック同士の反発力が大きくなり過剰な跳躍運動に、小さいと多少の貫入を許すこととなる。本研究では、幾つかのペナルティ係数により予備的解析を行った結果、要素ごとの過剰な跳躍運動が生じず、安定して解析が行える3,000kN/m²をペナルティ係数として設定した。粘性係数は既往の研究^{20,24)}を参考に設定した。

表-2 に解析に用いた各材料の物性値を示す。材料物性値は、西山²⁵⁾、亀村²⁶⁾、池本²⁷⁾らの論文や一般的な土工の土質定数²⁸⁾を参考に設定した。また、実験で用いた

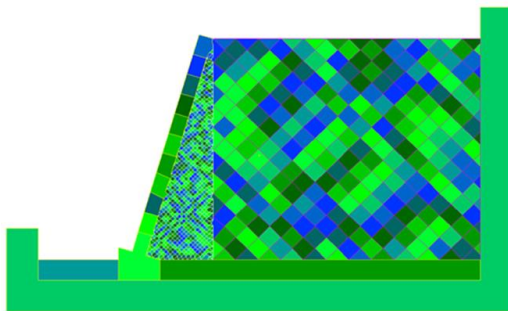


図-7 無対策ケースの解析モデル

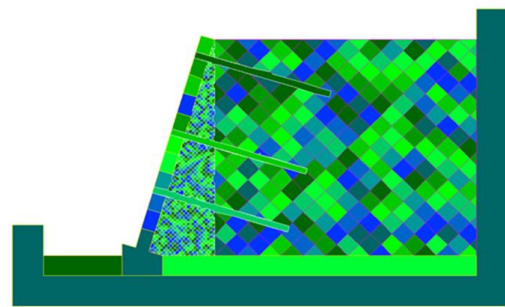


図-8 地山補強材ケースの解析モデル

表-1 解析制御パラメータ

ペナルティ係数 (kN/m ²)		3,000
粘性係数		0.1
時間刻み(s)		0.0001
時間ステップ数		32,000

表-2 材料物性値

	積み石	栗石	背面地盤	基礎地盤	地山補強材
粘着力 (kN/m ²)	0	0	2.7	48.9	2.7
内部摩擦角 (度)	35	25.4	44.1	33	0
単位体積重量 (kN/m ³)	23	19	19	19	27
弾性係数 (kN/m ²)	9.3×10 ⁶	1.4×10 ⁷	2.8×10 ⁴	2.8×10 ⁴	2.6×10 ⁷

アルミニウム棒の諸値を参考に補強材の物性値を設定した。

c) 荷重条件

荷重は、積み石や栗石、背面地盤などの自重と、加振による水平方向の地震力を与えた。図-9 に解析に用いた正弦波 5Hz, 10波の入力波形を示す。

(2) 実験・解析結果の比較

図-10 は、解析から求まる無対策ケースにおける 314gal 加振後の崩壊図を示したものである。図-10 と実験結果の図-2 を比較すると、解析では破壊メカニズムのように、壁面の中間部付近において、積み石がはらみ出す挙動となっている。また、栗石は、積み石がはらみ出したところに落ち込むと共に背面地盤にすべり面が生じて、背面盛土が沈下する傾向は実験の状況を概ね再現できているものと考えられる。しかしながら、DDA では、栗石や背面地盤の体積変化を表現することができないため、実験のように栗石がより密になろうと空間を埋める挙動までは再現できていない。

図-11 は、314gal 加振後の実験と解析における残留水平変位分布を示したものである。残留水平変位は、実際の変位量の 10 倍値としている。実験と解析を比較する

と、壁体上部における変位量が若干異なるが、全体的な変位量の大きさや積み石のはらみ出しによる分布形状は類似するものとなった。

次に、補強材ケースの解析における 712gal 加振後の崩壊図を図-12, 13 に示す。地山補強材によって背面地盤の安定が図られ、無補強の図-10, 11 のような背面地盤のすべり挙動は見られない。地山補強材近傍の挙動に着目すると最上段の地山補強材においては、補強材から積み石が外れるような挙動となっている。これは積み石が慣性力によって大きく、変位したためであると考えられる。それに対して、中段、下段においては、地山補強材近傍の積み石の変位は小さく、地山補強材間の積み石が

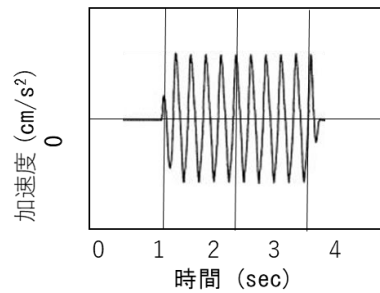


図-9 入力波形

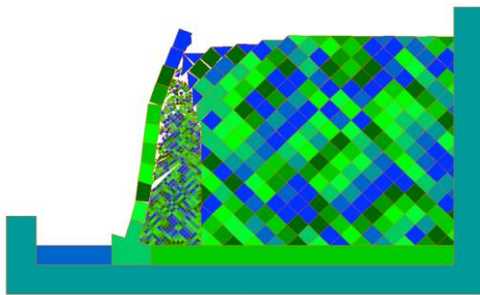


図-10 無対策ケースの崩壊状況図 (314gal 加振後)

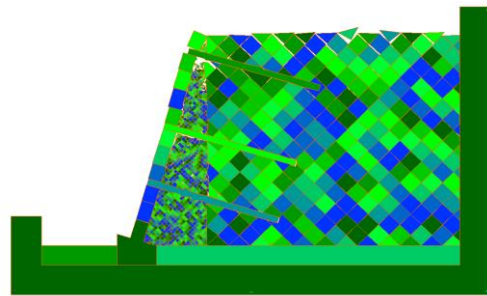


図-12 地山補強材ケースの崩壊状況図 (712gal 加振後)

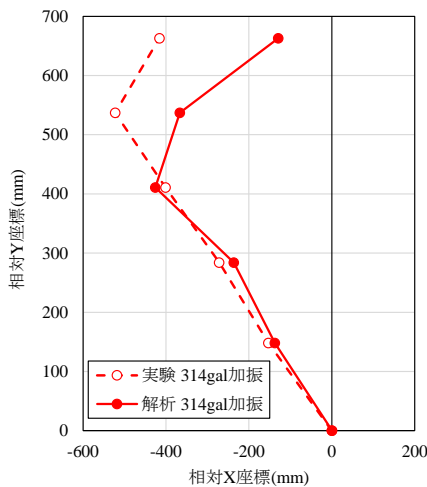


図-11 無補強ケースの残留水平変位分布の比較

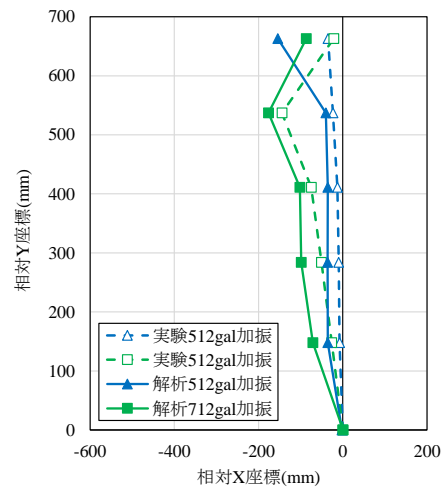


図-13 地山補強材ケースの残留水平変位分布の比較

はらみ出しており、これらの挙動は実験を概ね再現できているものと考えられる。先述のように DDA 法では、要素サイズの設定が挙動の再現に重要なファクターとなるが、栗石や背面地盤の要素サイズ設定は適切なものであったものと考えられる。

図-13は、512gal、および712gal加振における実験と解析の残留水平変位分布を比較したものである。なお、実験結果は、ネットを撤去前の残留変位を除いて変位量を示している。全体的な変位量の大きさや分布形状は、よく一致する傾向となっており、DDA法により、補強材を設置した場合でも、実験を再現できることが確認できた。

図-14は、解析結果の無対策ケース、補強材ケースの残留水平変位分布を比較したものである。無対策では314gal加振後に石積み壁中部にはらみ出しが生じているが、地山補強材ケースでは712gal加振後において変位量は1/4程度に留まっている。最も変位が大きく表れた上部付近でも1/2程度の差が確認できる。このように、地山補強材の設置により、耐震性が向上する傾向を解析的に再現することができ、DDA法による有用性を確認できた。

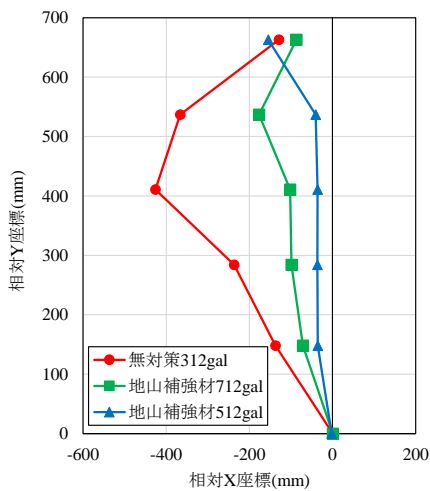


図-14 無補強・補強における水平変位の比較

4. 結論

本研究では、無対策、及び地山補強材を設置した石積擁壁を対象として、DDA法を用いた再現解析を実施した。本研究により得られた成果は以下の通りである。

- ・無対策ケースでは、壁面上部における両者の挙動に若干の違いが見られたものの、崩壊形状や変位分布は類似する傾向が確認できた。

- ・地山補強材の補強ケースでは、補強有無による効果の傾向を再現でき、解析により崩壊形状や変位分布は類似する傾向が確認できた。

謝辞：本実験、及び解析の実施には、多数の方々から多大な協力を得ている。ここに、感謝の意を表します。解析的研究の遂行には、科学研究費(2630300701 研究代表者：宮島昌克)の助成を受けたことを記します。

参考文献

- 1) 沖村 孝, 二木幹夫, 岡本 敦, 南部光広: 兵庫県南部地震による宅地擁壁被害の特徴と原因, 土木学会論文集, No.637, pp.63-77, 1999.
- 2) 日本建築学会: 2000年鳥取県西部地震災害調査報告・2001年芸陽地震災害調査報告, pp.353-360, 2001.
- 3) 加納誠二, 佐々木康, 木村紋子, 阿地崇弘, 秦 吉弥: 2001年芸予地震時の屋根部の応答特性に関する検討, 地盤工学会誌「土と基礎」, Vol.51, No.11, pp.38-40, 2003.
- 4) 安福規之, 和田 弘, 小林泰三, 内田 宏, 小野山裕治: 玄界島における急傾斜地・宅地地盤擁壁の被害とその特徴, 地盤工学会, 福岡県西方沖地震における被害調査報告, 地盤工学会, 福岡県西方沖地震における被害調査報告, pp.7-26, 2005.
- 5) 橋本隆雄: 東北地方太平洋沖地震での宅地被害状況調査結果について, http://committees.jsce.or.jp/2011quake/system/files/hashimoto_20110404.pdf
- 6) 若松加寿江, 吉田 望, 清田 隆: 造成地の被害 土木学会 東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書, 第6章, 2012.
- 7) 橋本隆雄, 大角恒雄: 土木学会 熊本地震被害報告書, 第10章 積石構造物の被害, 10.1 熊本城(執筆中)
- 8) 橋本隆雄: 土木学会 熊本地震被害報告書, 第10章 積石構造物の被害, 10.2 擁壁(執筆中)
- 9) 太田直之, 杉山友康, 岡田勝也, 鳥井原 誠, 山本彰, 山田祐樹: 間地石による石積壁の地震時変形メカニズムに関する実験的研究, 土木学会論文集 F, Vol.62, No.2, pp.213-235, 2006.
- 10) Toki, K., Miura, H. and Oguni, Y.: Dynamic slope stability analyses with a non-linear finite element method, Earth-quake Engineering and Structural Dynamics, Vol.13, pp.151-171, 1985.
- 11) 鶴飼恵三, 井田寿朗, 若井明彦: 動的弾塑性 FEM 解析による地震時斜面のすべり解析, 日本地すべり学会誌, Vol.32, No.1, pp.8-11, 1995.
- 12) 中川光雄・山田正雄: 有限差分法・大変位解析による地すべりシミュレーションの適用性, 日本地すべり学会誌, Vol.44, No.6, pp.377-384, 2007.
- 13) 伯野元彦: 破壊のシミュレーション- 拡張個別要素法で破壊を追う, 森北出版, 1997.
- 14) 越塚誠一: 粒子法, 丸善, 2005.
- 15) 小野祐輔: SPH法による斜面の地震応答と崩壊挙動

- の解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.4, p.I 650 - I 660, 2013.
- 16) 西山哲, 大西有三, 大津宏康, 西村浩史, 梁川俊晃, 亀村勝美, 関文夫, 池谷清次: 不連続変形法 (DDA) による石積み擁壁の安定性に関する研究, 地盤工学会, 第 38 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1631-1632, 2003.
 - 17) 小山倫史, 赤尾悟史, 大西有三, 西山 哲: 岩盤斜面の地震応答解析における不連続変形法(DDA)の適用に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.3, pp.644-662, 2009.
 - 18) 森川誠司, 田部井和人, 礪岩和夫, 田口勝則, 高橋峰雄, 石川典男, 西本元男, 宮城重道, 二階堂聡: 不連続変形法による城郭石垣の地震時安定性に関する検討, 第 38 回地盤工学研究発表会, pp.1633-1634 2003.
 - 19) 大西有三, 佐々木猛, Gen-Hug Shi 日本計算工学会編: 不連続体変形法 (DDA), 丸善, 2005.
 - 20) 橋本隆雄, 宮島昌克, 池本敏和, 酒井久和: 石積擁壁の耐震性の実験及び解析に関する研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.70, No.4 (地震工学論文集第 33 卷), pp.I_991-I_1003, 2014.
 - 21) 窪田勇輝, 中島 進, 佐々木徹也, 渡辺健治, 藤原寅士良, 高崎英明, 橋内真太郎: 崩壊防止ネットと地山補強材による石積み壁の補強方法に関する傾斜実験および振動台実験, ジオシンセティックス論文集第 28 卷, pp.9-16, 2013.
 - 22) 中島進, 渡辺健治, 神田政幸, 藤原寅士良, 高崎秀明, 池本敏和, 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, Vol.71, No.4, pp.317-334, 2015.
 - 23) 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, 第 275 号, 1978.
 - 24) 小山倫史, 布川哲也, 西山哲, 大西有三: 不連続変形法(DDA)における数値減衰特性に関する研究, 土木学会論文集, pp.299-311, 2010.
 - 25) 西山 哲, 大西有三, 大津宏康, 西村浩史, 梁川俊晃, 亀村勝美, 関文夫, 池谷清次: 不連続変形 (DDA) による石積み擁壁の安定性に関する研究, 第 38 回地盤工学研究発表会, pp.1631-1632, 2003.7.
 - 26) 亀村勝美, 大津宏康, 関文夫, 梁川俊晃, 西山 哲: 石積み擁壁の道路構造物への適用に関する研究(3)~不連続(DDA)による耐震評価とその適用性について~, 土木学会第 58 回年次学術講演会, pp.645-646, 2003.9.
 - 27) 池本敏和, 橋本隆雄, 森 雅士, 宮島昌克, 村田 晶: 振動台を用いた間知ブロック積み擁壁の振動特性と破壊機構に関する実験的研究, 土木学会論文集 F6 (安全問題), Vol.67, No.2, pp.391-396, 2011.
 - 28) 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物, 丸善, 2012.

(2017.7.7 受付)

NUMERICAL SIMULATIONS AND SHAKING TABLE TESTS OF BLOCK MASONRY WALL DURING EARTHQUAKE

Toshikazu IKEMOTO, Masakatsu MIYAJIMA, Takao HASHIMOTO,
Susumu NAKAJIMA, Torajiro FUJIWARA and Hirofumi IKEMOTO

A series of shaking test with 1/7 scaled model was conducted by corporation of JR Co. Ltd.. DDA (Discontinuous deformation Analysis) simulations were carried out in two patterns, in which one was countermeasure with piles of stone wall, gravel and backfill soil, and the other is no-countermeasure wall.

The residual patterns of displacement in the DDA simulations are in good agreement with the results of shaking tests. Additionally, the DDA simulation approximately predicts the starting point and the beginning time of collapse inside the retaining wall. We could confirm that the DDA was a powerful tool and is complementally applicable to consider seismic design of masonry retaining walls.