

石積擁壁の耐震性の実験及び解析に関する研究

橋本 隆雄¹・宮島 昌克²・池本 敏和³・酒井 久和⁴

¹正会員 千代田コンサルタント事業統括部防災対策室室長 (〒114-0024 東京都北区西ヶ原3-57-5)

E-mail: t-hashi@chiyoda-ec.co.jp

²正会員 金沢大学理工研究域環境デザイン学系教授 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

E-mail: miyajima@t.kanazawa-u.ac.jp

³正会員 金沢大学理工研究域環境デザイン学系講師 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

E-mail: tikemoto@se.kanazawa-u.ac.jp

⁴正会員 法政大学デザイン工学部教授 (〒162-0843 東京都新宿区市谷田町2-33)

E-mail: hisakai@hosei.ac.jp

日本には、城壁、宅地、鉄道、道路等の伝統的な石積擁壁が膨大な数存在し、これまで地震の度に大きな被害を受けている。しかし、1995年の兵庫県南部地震以降、様々な建造物の耐震補強が進む中、地震時における石積擁壁の崩壊のメカニズムが不明であるため、耐震補強などの対策が未着手な状態にある。したがって、石積擁壁の地震時における崩壊のメカニズムを解明し、適正な耐震補強対策を適切に施す基準を作ることが急務とされている。そこで本論文では、擁壁の模型実験及び不連続変形法 (DDA) を用いて崩壊メカニズムの解明を行った。

Key Words : masonry retaining wall, vibration, residential land, earthquake, damage, shaking test

1. はじめに

日本は、これまで幾度となく地震災害に遭遇し、その度に人的被害や家屋の被害が記録されている。特に、既存の宅地擁壁では、伝統的に間知石(けんちいし)を用いた石積擁壁が膨大な数存在し、写真-1に示すように1995年兵庫県南部地震¹⁾、2001年芸予地震^{2),3)}、2004年新潟県中越地震、2005年福岡県西方沖地震⁴⁾をはじめ、2011年東北地方太平洋沖地震においても大きな被害を受けている^{5),6),7)}。また、石積擁壁は古くから国民に親しまれ、宅地以外の城壁・鉄道沿線・道路等、生活の身近なところに数多く存在している。

鉄道・道路沿線や宅地に一般的に見られる間知石や間知ブロックを使用し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⁸⁾は僅少である。1995年の兵庫県南部地震以降、様々な建造物の耐震補強が進む中、石積擁壁については、地震時の安定性を検討した事例が少なく崩壊のメカニズムが不明であるため、耐震補強などの対策が未着手な状態にある。

したがって、石積擁壁の地震時における崩壊のメカニズムを解明し、適切な耐震補強対策を施す基準を作ることが急務とされている。

そのため、土木学会地震工学委員会の石積擁壁の耐震診断・補強に関する研究小委員会では間知ブロック積擁



写真-1 擁壁被害

壁に対する震動実験⁹⁾を行い、破壊メカニズムの解明を行った。

しかしながら、震動特性の異なる地震動に対する擁壁高さや勾配など、建造物の検討を行うためには、模型震動実験は費用、研究期間の面から実用的でない。そこで委員会では実験を補完するためにFEM等による解析による検討も行っているが、ここでは擁壁の模型実験に対して石積擁壁の崩壊を表現でき、妥当な結果が得られる数値解析手法で実績のある不連続変形法(Discontinuous Deformation Analysis: DDA)^{10),11),12)}を用いて行った検討のみ記載している。

2. 振動台を用いた実験模型¹³⁾

振動台実験を行うために、1/6 スケールの間知ブロックを用いて石積擁壁の模型を作成する。本研究の石積擁壁の模型は、宅地造成等規制法¹⁴⁾を参考にして作成した。実験では、奥行き 1,200mm, 幅 800mm, 高さ 1,000mm の土槽内に盛土地盤を作成するとともに、コンクリート製の間知ブロックを積み上げる。

(1) 模型材料

実験に使用する間知ブロックを図-1 に示す。左が正面図(点線は奥行き方向)で、右が側面図である。

a) 裏グリ石

地山の法面と間知石の間に詰め込まれる石を裏グリ石という。裏グリ石は、地下水を斜面外へ排出するための排水層として重要な役割を有している。1/6 スケールを考慮して実験では 2.5~5mm の碎石を用いる。裏グリ石の単位体積重量は 19kN/m^3 である。

b) 裏込めコンクリート

裏込めコンクリートとは、練石積において間知石同士を一体化するために用いるコンクリートである。裏込めコンクリートの単位体積重量を 23kN/m^3 とした。

c) 背面土

背面土には石川県の森本産の山土を用いる。含水比は 24.7%, 土粒子密度 2.7g/cm^3 , 礫分 0.0%, 砂分 70.8%, 細粒分 29.2% の粘性土質砂である。背面土の粘着力は 19kN/m^3 , 内部摩擦角は 30° である。

(2) 空石積擁壁の実験模型

擁壁の実験は、練石積擁壁と空石積擁壁の 2 種類行った。図-2 は、宅地造成等規制法を参考にして、実物の 1/6 スケールで作成した間知ブロック積み擁壁の空石積擁壁の模型図である。図-3 に計測機器の位置を示す。勾配は 1:0.4(66.4 度)である。空石積擁壁は間知ブロックを裏込めコンクリートで固定しない以外は、練石積擁壁と同じ構造である。加速度計は振動台と擁壁表面及び盛土地盤中に 3 点の計 7 点, 変位計は擁壁面の応答の計測用に 3 点, 土圧計を盛土地盤中に 3 点設置する。

実験に際しては、擁壁を支持する地盤は十分に堅く、地震時において擁壁全体が円弧滑りのように破壊せず、擁壁の基礎部分が前面方向に移動しないこととする。このため、擁壁基礎と土槽との間に固定コンクリートを設置する。擁壁に固有振動数と一致する 20Hz の正弦関数として入力加速度波形を作成し、順次加速度振幅を増加させた。

(3) 練石積擁壁の実験模型

練石積擁壁とは、ブロックをコンクリートで固めた擁

壁である。図-4 は、宅地造成等規制法を参考にして、実物の 1/6 スケールで作成した練石積擁壁の模型図である。図-5 に計測機器の位置を示す。加速度計は振動台と擁壁表面及び盛土地盤中に 4 点の計 9 点, 変位計は擁壁面の応答の計測用に 4 点, 土圧計を盛土地盤中に 3 点にそれぞれ設置する。

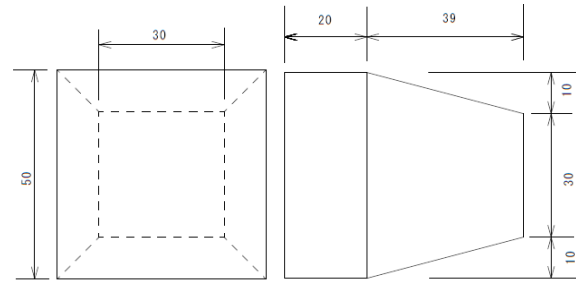


図-1 模型間知ブロック(単位: mm)

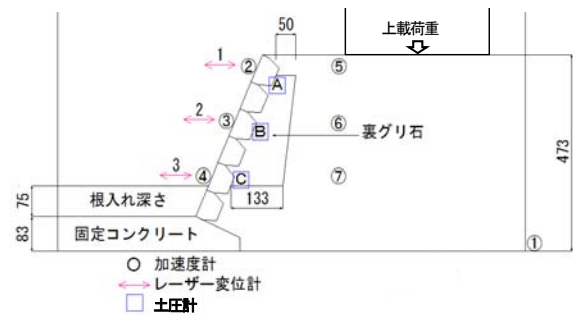


図-2 空石積擁壁の模型図(単位: mm)

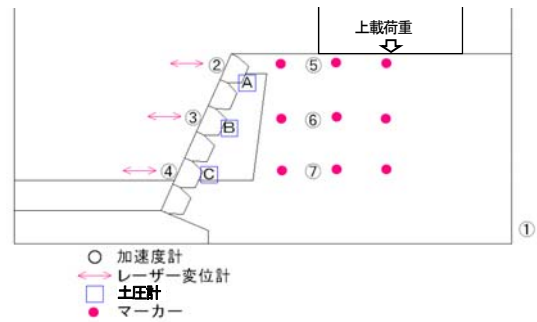


図-3 空石積擁壁の計測機器の配置

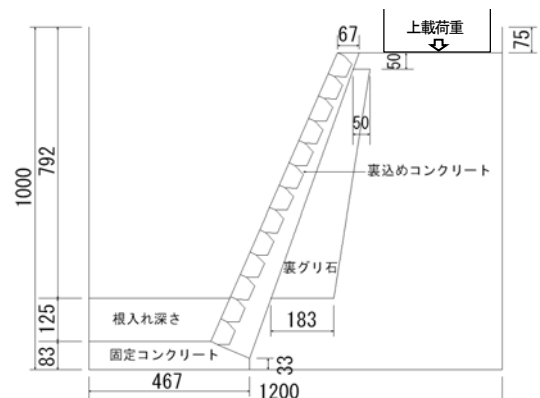


図-4 練石積擁壁の模型図(単位: mm)

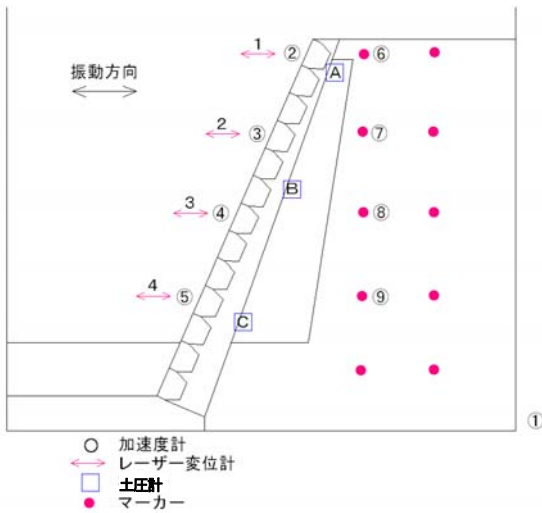


図-5 練石積擁壁の計測機器の配置

練石積擁壁に関しては、裏込めコンクリートの厚さや強度を変化させて実験を行った。練石積擁壁の実験の詳細を表-1に示す。宅地造成規制法に沿って作成した場合、固定コンクリートと裏込めコンクリートの接地面は7.0mmになる、これを標準として作成している。

表-1 練石積擁壁の詳細

練石積擁壁	裏込めコンクリート	
	厚さ	強度(N/mm ²)
A	標準(7.0mm)	29.2
B	5mm	29.2
C	半分(3.5mm)	3.22
D	標準(7.0mm)	3.22

a) 裏込コンクリートの強度

練石積擁壁A, Bの裏込めコンクリートの設計基準強度は、国土交通省制定土木構造物標準設計から、18N/mm²以上と規定されているため、18N/mm²以上となる配合により作成した。しかし、強度が1/6の場合も考慮すべきと判断し、練石積擁壁C, Dについては、裏込めコンクリートの設計基準強度(応力)が18N/mm²の1/6になる、3N/mm²の配合で作成した。この時の相似則としては、模型は実物の土を使用でき、かつその重力加速度が1Gとなる香川の相似則¹⁵⁾に基づいた。

b) 入力加速度と振動数

表-2の条件により実験を行った。振動台を利用して、固有振動数をスイープ試験によって算出した。空積みと同様、擁壁の固有振動数と一致する正弦関数として入力加速度波形を作成し、順次加速度振幅を増加させた。入力加速度波形は30秒入力し、前後には3秒間はテーパがあるので、固有振動数によって波数は異なる。なお、練石積擁壁が固有振動数で破壊しない場合、振動数を低

下させた正弦波を適用した。

表-2 各練石積擁壁の入力加速度の条件 (振動台上の実加速度)

練石積擁壁	A	B	B'	C	C'
入力加速度の振動数(Hz)	11.3 (固有振動数)	20 (固有振動数)	13	22 (固有振動数)	13
1回目(gal)	100 (390)	100 (297)	100 (546)	100 (15)	500 (201)
2回目(gal)	200 (198)	200 (935)	200 (1379)	100 (20)	500 (388)
3回目(gal)	400 (371)	50 (81)	200 (1385)	200 (70)	600 (512)
4回目(gal)	600 (598)	100 (335)	220 (1536)	300 (128)	700 (658)
5回目(gal)	800 (784)	200 (934)		400 (226)	800 (792)
6回目(gal)	1000 (979)			500 (377)	900 (929)
7回目(gal)	1000 (993) (5Hz)			600 (515)	1000 (1081)
8回目(gal)				700 (643)	
9回目(gal)				800 (732)	
10回目(gal)				900 (832)	
11回目(gal)				1000 (941)	

3. 実験結果

(1) 空石積擁壁の実験結果

図-6は入力加速度が200(70)~400(257)gal-20Hz加振時の擁壁の応答倍率である。()内の数字は振動台上の実加速度を表す。応答倍率は、ほとんどの実験において擁壁上部にかけて上昇している。そのため、擁壁は線形的に振動していると考えられる。しかし、応答倍率の値は練石積擁壁より低下する傾向にあった。これは空石積擁壁高さが低いことに加え、ブロックを裏込めコンクリートで固定しておらず、擁壁が一体化していないから、振動が上部に伝わりにくいためだと考えられる。また、最後の入力加速度を適用した時に擁壁中部より上が大きく変形した。そのため、振動台からの正弦波入力空石積擁壁に円滑に伝わらなくなり、加速度計の角度も変化したため、擁壁中部以降に設置した加速度計②, ③の応答倍率が低下したと考えられる。

図-7は入力加速度400(280)gal, 振動数20Hz時(空積擁壁の固有振動数)の水平変位の結果である。擁壁中部に位置する変位計2の水平変位がはらみだす方向に大きくなる。これは、裏グリ石や盛土が沈下することによって擁壁中部のはらみだす力が増大したと考えられる。擁壁下部に位置する変位計3の変位が表れない理由は、固定コ

ンクリートが大きく影響しているからだと考えられる。擁壁上部に位置する変位計1の応答がはらみだしとは逆のプラス方向になる理由は、裏グリ石や盛土の上層部が沈下することにより、擁壁裏側の盛土の高さが低くなり、ブロックは盛土側へ倒れるように応答を示す。

図-8は入力加速度が400(257)gal時の土圧の結果である。振動によって裏グリ石や盛土の沈下が生じ、はらみだしが起こるために、やはり擁壁中部、下部の応答が大きくなっていった。

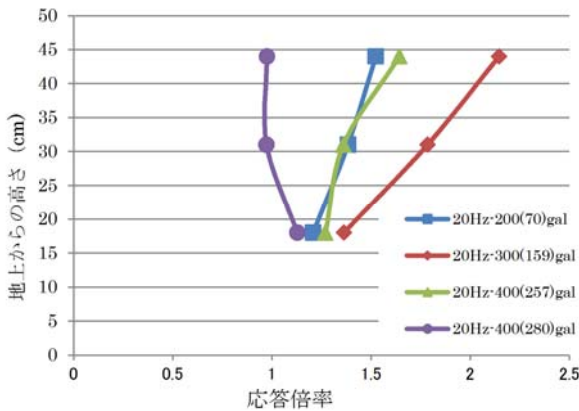


図-6 空石積擁壁の加速度による応答倍率

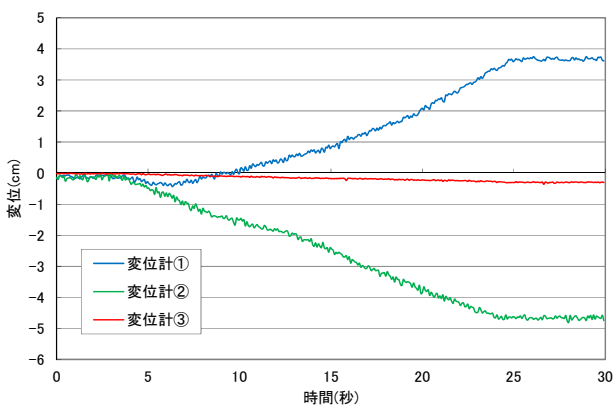


図-7 空石積擁壁の400(280)gal時の水平変位

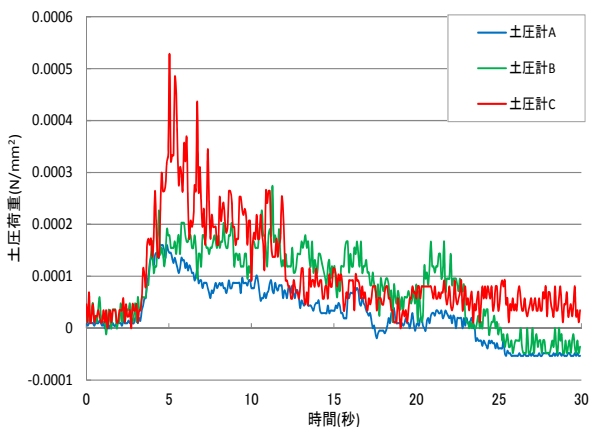


図-8 空石積擁壁の400(257)gal時の土圧

(2) 練石積擁壁Aの実験結果

図-9は練石積擁壁Aの擁壁において、入力加速度100(390), 200(198), 400(371)galでの振動数5Hz時の加速度計②~⑤の応答倍率を示した図である。入力加速度にかかわらず、応答倍率は擁壁上部において上昇している。これは、擁壁にひび割れなどの損傷が発生しないために、このような結果になったと考えられる。また、入力加速度が500gal以下の場合、擁壁の最上部に位置する加速度計②は、応答倍率が最大で3.5倍になり、大きな倍率を示した。これは裏グリ石や盛土が大きく沈下せず、擁壁に対する影響が小さかったため、擁壁の振動特性が大きく表れたと考えられる。

図-10は練石積擁壁Aの擁壁において、入力加速度600(598), 800(784), 1,000(979), 1,000(993)gal, 振動数5Hz時の、加速度計②~⑤の応答倍率を示した図である。入力加速度600galを入力した時に擁壁中部で擁壁の横方向にせん断破壊によるひび割れが発生し、加速度計の応答倍率に変化が生じた。加速度計⑤の応答倍率は、擁壁破壊前後で大きな差は表れなかったが、加速度計④の加速度は上昇し、加速度計②, ③は減少した。これは、擁壁にせん断破壊が起こり擁壁の重心が低くなったことによって、加速度計④の倍率が上昇し、せん断破壊部より上に位置する加速度計②, ③には入力加速度が伝播しなかったためだと考えられる。

図-11は練石積擁壁Aの、入力加速度1,000(979)gal時に測定した擁壁の変位である。擁壁の中部において擁壁がせん断破壊を起こし、はらみだしが発生したため、裏グリ石や盛土が擁壁中部に現れた。そのため、変位計3が上昇していることが分かる。

図-12は練石積擁壁Aの、入力加速度800(784)gal時に測定した擁壁の土圧である。わずかな土圧ではあるが測定された擁壁中部においてははらみだしが発生したため擁壁中部付近の土圧計Bの土圧が上昇していることがわかる。これは、擁壁が崩壊した部分から裏グリ石や盛土が現れたために、大きな値を示したと考えられる。実験の結果、擁壁中部に土圧が集中していたことが明らかである。

(3) 練石積擁壁Bの実験結果

図-13は入力加速度が20Hzでの50(81), 100(335), 200(934)gal時の擁壁の応答倍率である。加速度計④の応答が最も小さいという結果となった。これは、振動台での加速度と擁壁上部での加速度が、ちょうど逆位相となっていたからである。そのため、加速度計④付近を中心に擁壁は回転運動をしていると考えられる。このことから、擁壁は非線形的な挙動を示していると考えられる。この原因は、裏込めコンクリートの強度に原因があると考えられる。強度が実際に施工されるコンクリートの1/6の強度で配合されているため、擁壁が非線形的に振動し

たと考えられる。

図-14は入力加速度1,500gal-13Hzを入力した時の変位計の各応答を示したものである。変位計2の上付近で擁壁がせん断破壊を起こし、変位計2~4は、擁壁が膨らむように動いたため、はらみだしの変位の挙動を示した。変位計1付近の擁壁は、せん断破壊により擁壁上部が前方に倒れたために、変位計1は大きく上昇を示した。

図-15は入力加速度1,300gal-13Hzを入力した時の土圧計の各応答を示したものである。練石積擁壁Bでは擁壁上部でせん断破壊を起こしたため、振動によって沈下した裏グリ石や盛土は、せん断破壊部からは現れなかった。また、擁壁上部が盛土側に倒れたことによって盛土にさらなる重量がかかり、土圧計Cの応答が上昇した。

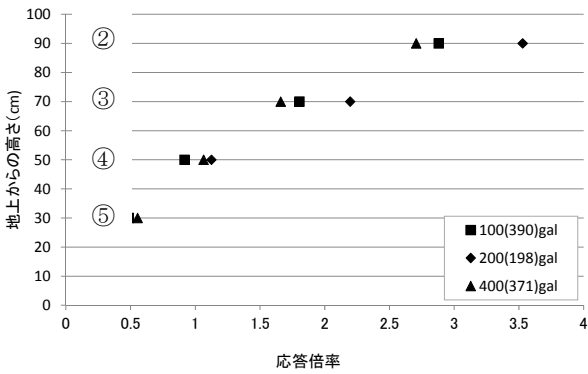


図-9 練石積擁壁 A の応答倍率(100gal~400gal)

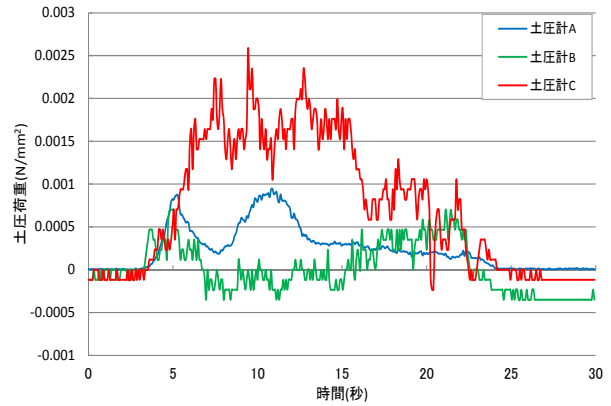


図-12 練石積擁壁Aの800gal時の土圧

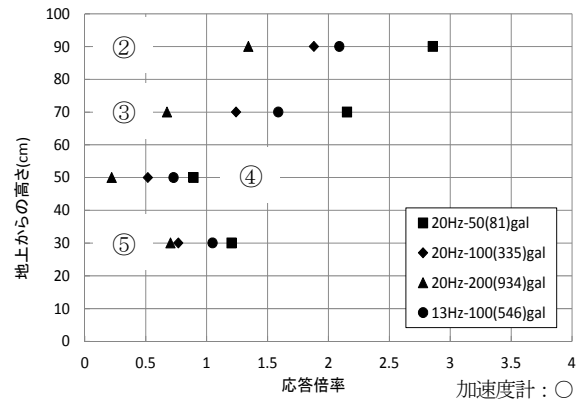


図-13 練石積擁壁Bの加速度による応答倍率(1~4回目)

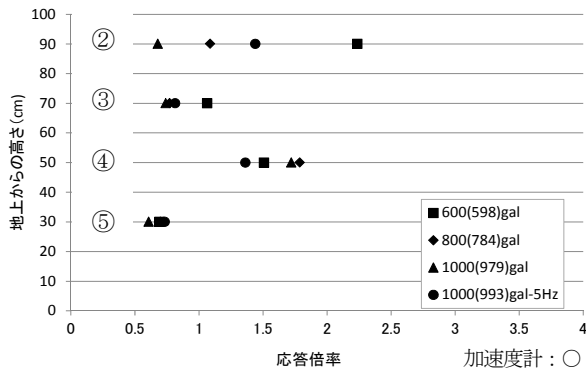


図-10 練石積擁壁 A の応答倍率(600gal~1,000gal-5Hz)

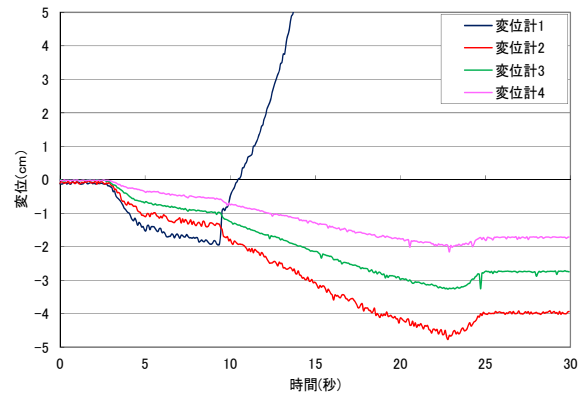


図-14 練石積擁壁Bの1,500gal-13Hz時の変位

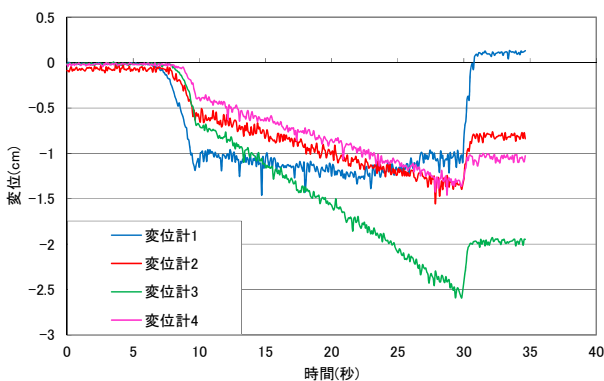


図-11 練石積擁壁Aの1,000gal時の変位

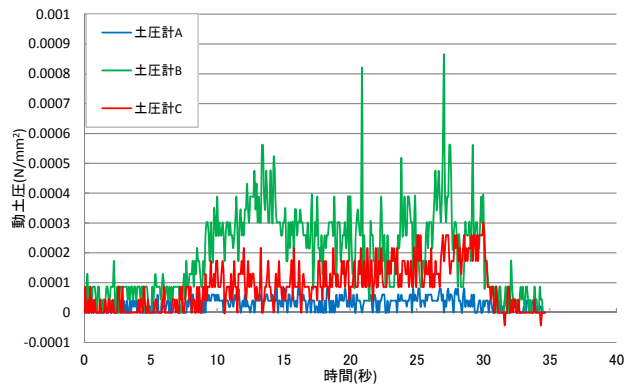


図-15 練石積擁壁Bの1,300gal-13Hz時の土圧

(4) 練石積擁壁Cの実験結果

図-16は練石積擁壁Cの、振動数22Hz, 入力加速度100~1,000galまで100galずつ増加させたものをを入力した時の、加速度計②~⑤の応答倍率を示した。練石積擁壁Cの応答倍率は、他の練石積擁壁の応答倍率と異なる挙動を示した。これは、裏込めコンクリートの強度が低く、かつ、裏込めコンクリートの容積が大きく、擁壁全体の重量が大きいため、擁壁が非線形的に振動し、裏込めコンクリート内部に細かなひび割れが発生したため、複雑な挙動を示したのではないかと考えられる。

図-17は練石積擁壁Cの、振動数13Hz, 入力加速度500~1,000galまで100galずつ増加させた時の、加速度計②~⑤の応答倍率を示した。振動数を微妙に変化させて、振動台の変位を増加させた場合でも、加速度の応答に大きな変化は表れなかった。また、実験終了後に擁壁のどこを詳細に点検しても、ひび割れや、せん断破壊などのような破壊は確認できなかった。

そのため、擁壁がせん断破壊のような挙動が現れない限り、応答倍率には非線形的な変化が起きないことがわかった。

変位の実験結果は全ての実験において、各変位は振動により一定の応答を示すが、大きな残留変位は発生しなかった。

土圧の結果は全ての実験において、裏グリ石や盛土がブロック(擁壁)面より現れず、これらが沈下したため、擁壁下部と中部に設置している土圧計A, Bの応答が上昇した。

(5) 実験結果のまとめ

本研究において行った空石積擁壁のまとめを以下に示す。

a) 空石積擁壁は、ほとんどの実験において、入力加速度を上げるにつれて、擁壁中部からはらみだしが起こり、約250gal時に擁壁が崩壊した。

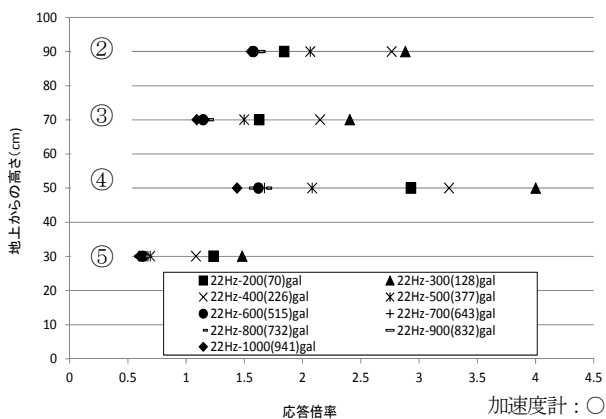


図-16 練石積擁壁Cの加速度による応答倍率(22Hz)

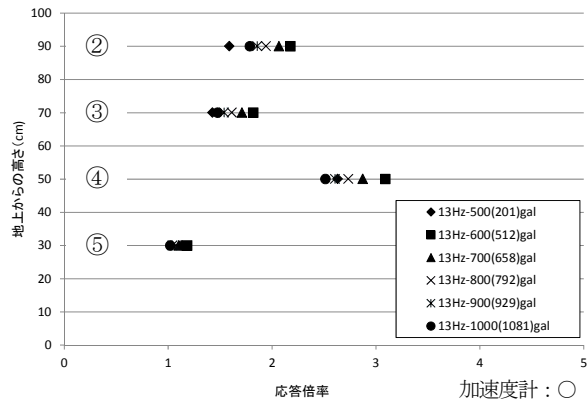


図-17 練石積擁壁Cの加速度による応答倍率(13Hz)

b) 加速度の応答倍率は、擁壁の上部にかけて増加した。擁壁の上部になればなるほど、大きな力が発生していると考えられる。

c) 変位は、全ての実験において擁壁中部の変位が上昇し、はらみだしにより擁壁が崩れた。

d) 土圧は、盛土が擁壁中部よりはらみだしが起こるため、擁壁中部、下部の土圧が大きく上昇した。

空石積擁壁は、実際に多くの崩壊の報告がされており、実験においても比較的弱い入力加速度で擁壁が崩壊したため、補強案の作成が急務である。実験での擁壁の破壊機構は、実際の擁壁の破壊機構と似たような結果となったので、本実験の範囲では擁壁の振動特性が解明されたと考えられる。

また、本研究において行った練石積擁壁A~Cのまとめを以下に示す。

e) 練石積擁壁Aは、裏込めコンクリートの厚さが5mmと薄いため、はらみだしを起こし、擁壁中部よりせん断破壊が生じた。

f) 練石積擁壁Bは、裏込めコンクリートの強度が低く、また厚さも標準の半分のため内部がひびわれなどによって、擁壁がせん断破壊を起こし、破壊に至った。

g) 練石積擁壁Cは、裏込めコンクリートの強度が低いが、厚さが標準で作成された。擁壁の応答倍率は非線形的な応答を示したが、ほとんど破壊には至らなかった。

練石積擁壁は、然るべき裏込めコンクリートの強度や厚さの基に作成されている場合は、崩壊などの大きな被害が発生する可能性は低いと考えられる。しかし、実際の練石積擁壁は、設計書通りに作成されていない、または裏込めコンクリートの劣化などによって崩壊しているため、補強案の基準マニュアル作成が急務である。

4. DDAIに基づく地震応答解析

本章では2章の模型実験に対する数値シミュレーションを行う。解析は、石積み擁壁の安定性だけでなく、崩

壊後の挙動も検討するために、DDA（不連続変形法）を採用する。

(1) 再現解析の概要

空石積み擁壁と裏込めコンクリートの厚さ・強度が異なる4つの練石積み擁壁に対し、荷重を載せた加振実験をさらに行った⁹⁾。本研究ではそのうち、表-3に示すケースについてDDA解析を行う。

表-3 解析ケース⁹⁾

Case	擁壁タイプ	裏込めコンクリート厚さ, 強度	上乗荷重
1	空石積み	—	0.84kN
2	練石積みA	5mm, 29.2N/mm ²	0kN
3	練石積みB	40mm, 3.22N/mm ²	0.56kN
4	練石積みC	80mm, 3.22N/mm ²	0.56kN

a) 解析モデル

石積み擁壁の高さ、傾斜角等の各種寸法は、模型実験のデータを参考にした。DDAの要素は土の粒径に近い方が実際の地盤の挙動を再現できると考えられるが、要素数が多くなると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裏込石の要素サイズを小さくし、裏込め土等他の地盤は相対的に大きな要素を使用する。また、裏込め土のように要素が大きくなると要素の分割方向によって石積みの変形・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裏込め土の安息角に近い、水平から45度の角度をもって要素分割を行った。解析モデルを図-18、図-19に、それぞれに対応する実験模型を写真-2、写真-3に示す。寸法等の詳細は図-2、図-3に示す。なお、図-18、図-19の擁壁上部にあるものは上乗荷重であるが、Case2のみ上乗荷重が作用していない。

b) 解析パラメータ

間知ブロック擁壁の各種材料の物性値を模型実験時における材料試験値を参考に、DDA特有の解析制御パラメータとして、貫入によるポテンシャルエネルギーを最小2乗法で評価するペナルティ係数、物体の運動に対する減衰を質量マトリクスの乗数として表す粘性係数がある。

これらは、小山ら¹⁶⁾、立花ら¹⁷⁾の論文を参考に設定した。それぞれのパラメータを表-4、表-5に示す。

c) 入力地震動

模型実験ではスワイプ試験で擁壁の固有振動数を求め、その振動数で正弦波加振を試みているが、振動台部では台上の重量や模型の応答により、必ずしも想定地震動が入力されていない。そこで、本研究では模型実験で得られた振動台部の加速度の計測値を入力地震動とする(図-20参照)。なお、DDAでは自重解析が必要なため、模型実験での入力地震動の0~2秒までの振幅を0にして、その間に自重による沈下を促した。ここで、その間に自重による沈下が終了したことは要素の加速度より確認できている。

表-5 解析パラメータ

パラメータ	値
ペナルティ係数 (kN/mm ²)	10,000
時間刻み (s)	0.0001
粘性係数	0.1

(2) 数値シミュレーション

a) 空石積み擁壁 (Case1)

本節では、空石積み擁壁 (Case1) の図-18の解析モデルに対し、100, 200, 300, 400galの地震動を入力し、DDA解析を行った。

実験および解析において100~300galの入力ではいずれも擁壁の変形がほとんど見られなかった。解析結果として、擁壁に沈下が発生した400gal入力時の残留変形図を図-21、模型実験と解析で得られた応答変位を図-22、図-23に示す。

模型実験では、写真-4のように裏込め土と裏グリ石の沈下により、中央部ではらみ出しが生じているのに対し、解析では図-21に示すように擁壁上部の裏込め土にすべりが起きることで、裏込石と擁壁全体が前面方向に押し出され、図-22、図-23に示すように模型実験と変形モードは異なる結果となった。しかし、中央部の応答変位に関しては、ほぼ同等の性状と変位量を示す結果が得られた。

表-4 各種材料物性パラメータ

	間知ブロック	裏込 コンクリート	裏グリ石	盛土	固定 コンクリート
粘着力(kN/m ²)	0	351	0	19	0
内部摩擦角 (deg.)	30	49	30	33	40
単位体積重量 (kN/mm ³)	23	23	19	19	23
弾性係数(kN/m ²)	1.0×10 ⁷	A : 2.4×10 ⁷ B,C : 1.1×10 ⁷	1.0×10 ⁷	3.0×10 ⁴	1.1×10 ⁷
ポアソン比	0.3	0.2	0.30	0.3	0.2

ちなみに、300gal のケースでは、実験での残留変位量（上部：-0.7mm，中部 1.5mm，下部 0.1mm）に対して、実験の残留変位量（上部：2.2mm，中部：2.3mm，下部：1.6mm）も、変形モードは異なるが、変形量が小さい点では同じ傾向を示している。

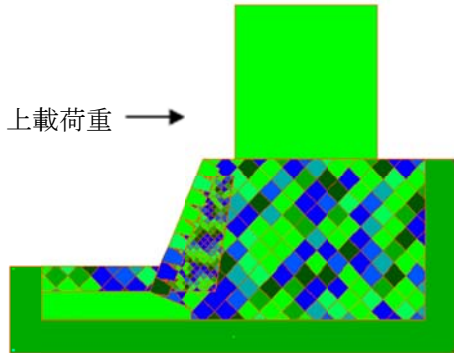


図-18 解析モデル (Case1)



写真-2 模型実験 (Case1)⁹⁾

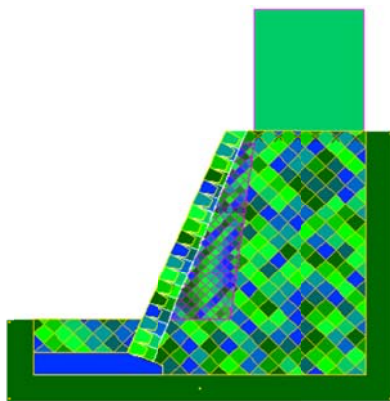


図-19 解析モデル (Case3)

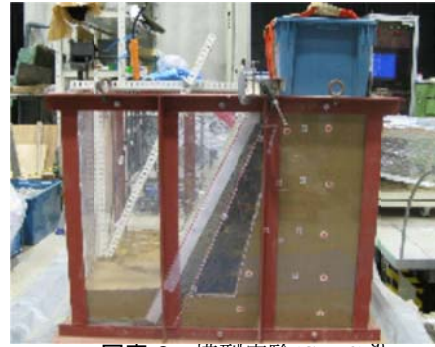


写真-3 模型実験(Case3)⁹⁾

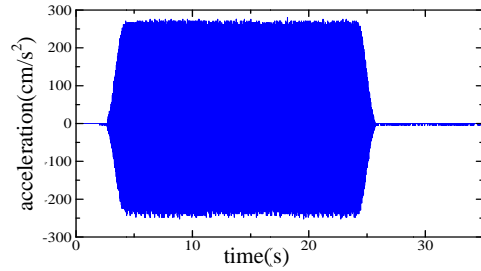


図-20 振動台の観測記録 (Case1,1400gal)



写真-4 残留変形状況 (Case1, 入力 280gal)

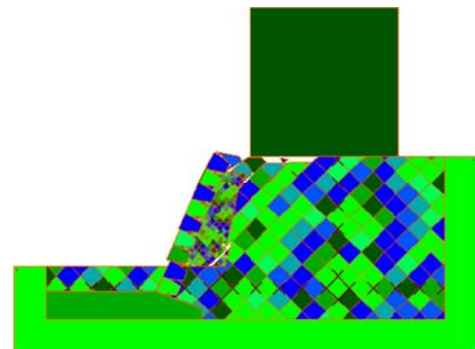


図-21 残留変形図 (Case1, 入力 400gal)

b) 練石積擁壁

練石積擁壁に対しては、裏込めコンクリートの厚さ・強度が異なる 3 のタイプの模型に対して、振幅の異なる数種の地震動を入力し実験が行われている。数値解析においても実験の振動台部で観測された記録を入力として解析を行った。解析の一例として

TypeA と TypeC の Case2, 4 について、解析結果を示す。

①TypeA (Case2)

この実験タイプでは、100～1,000gal の正弦波を想定して図-19 に示す解析モデルに対して加振が行われ、擁壁の上部から下部に渡り 4 箇所まで応答変位が

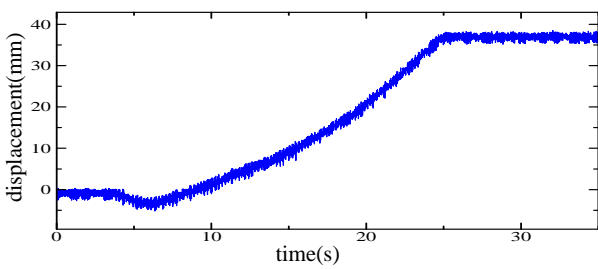
観測されている。解析の結果として、最大入力である 1,000gal 入力時の残留変形図を **図-24**、模型実験の残留変形状況を **写真-5**、模型実験と解析の応答変位を **図-25**、**図-26** に示す。

破壊モードについては、**図-24**、**写真-5** より、実験では擁壁高さ 2/3 付近で擁壁の破壊によるはらみ出しが生じ、解析では同様の破壊が 3/5 の擁壁高さで生じており、破壊位置に若干の差はあるものの、非常に整合した結果が得られていることが分かる。一方、定量的には、模型実験で **図-25** より中部 1 より下方で約 10 秒から徐々に下方から前面に押し出すように変位が大きくなっていくのに対し、解析では **図-26** より約 12 秒から急激に中部 2、下部が並行して前面に押し出され、中部 2、上部と背面側にもたれかかる結果となっている。これは、実験と解析の擁壁が破壊し折れ曲がった位置が解析の方が若干低かったこと、コンクリート固定端部と間知ブロックの滑りに差が生じたことが一因と考えられる。

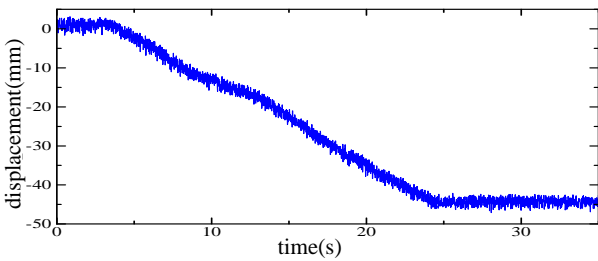
ちなみに 600gal 入力のケースでは、模型実験で擁

壁が剛体的に上部が前面に約 2mm 傾斜する変形モードであったのに対し、解析では変形モードは同じであるが上部の変形量は約 15 分の 1 程度となっている。また、800gal のケースでは実験で上部と中部 1 との間でクラックが発生し、上部で背面方向に約 5mm の残留変位を生じているが、解析では上部の間知ブロックにずれが発生し、上部で水平方向に約 13mm の残留変位を生じ、実験と整合した結果が得られている。しかし、800gal の実験ケースでの中部 2、下部で数ミリメートルの残留変位量に対して、解析ではほとんど変位が見られない。

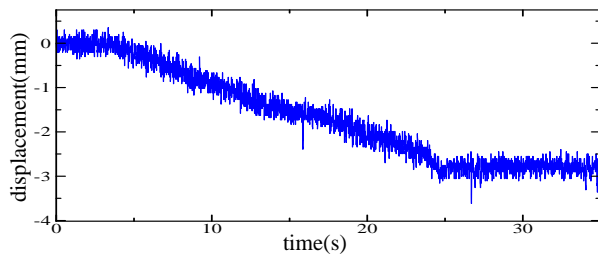
ここで、1,000gal のケースで実験による変形が漸増的に大きくなっていくのに対して、解析では急激に破壊が進行し、結果に差異が生じている。これは、実験では 800gal のケースで擁壁上部にクラックが発生し、その模型に対して 1,000gal の加振を行なっているが、解析では健全なモデルに対して加振していることが一因であると考えられる。



(a) 上部

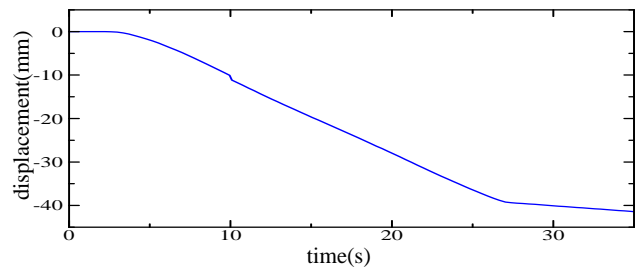


(b) 中部

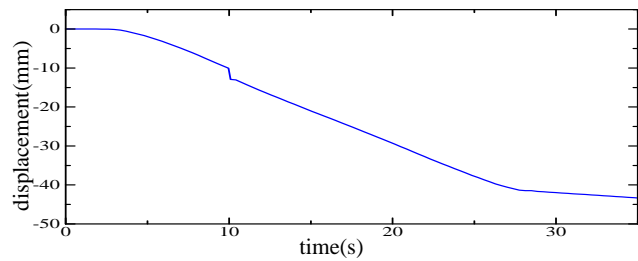


(c) 下部

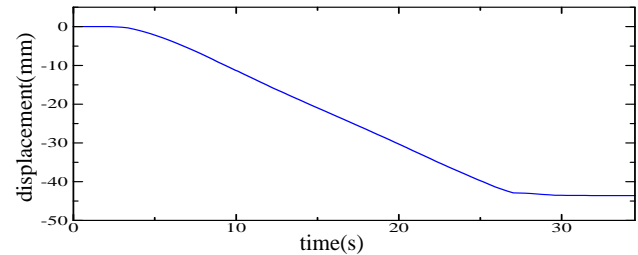
図-22 応答変位 (模型実験, Case1)



(a) 上部



(b) 中部



(c) 下部

図-23 応答変位 (解析, Case1)

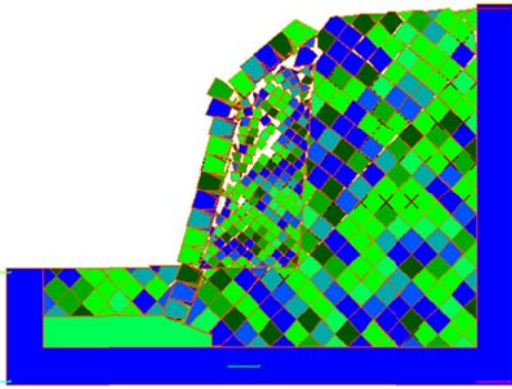
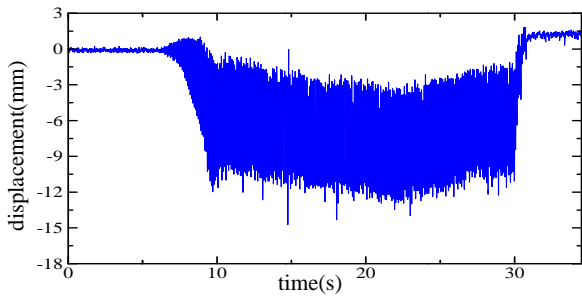


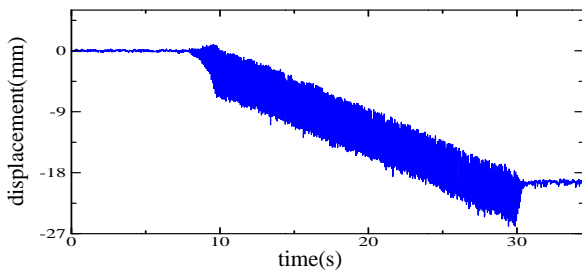
図-24 残留変形図 (Case2, 1,000gal)



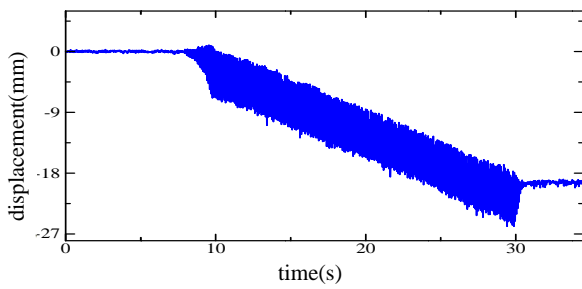
写真-5 残留変形状況 (Case2, 1,000gal)⁹⁾



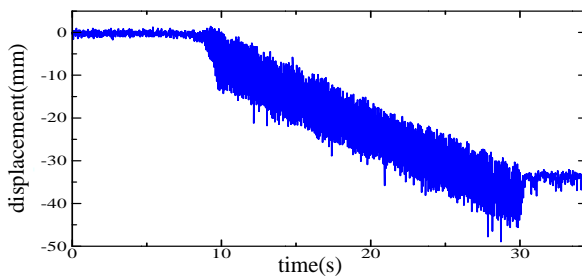
(a) 上部



(b) 中部 1

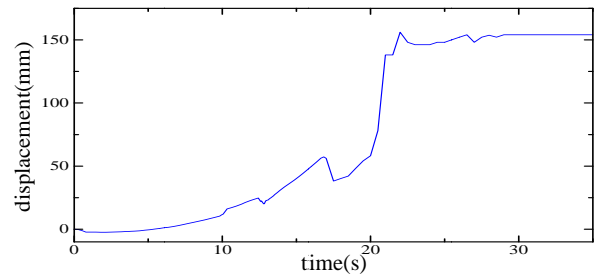


(c) 中部 2

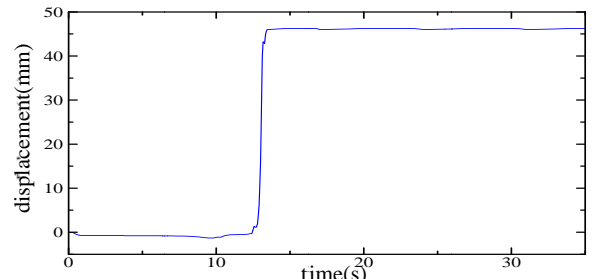


(d) 下部

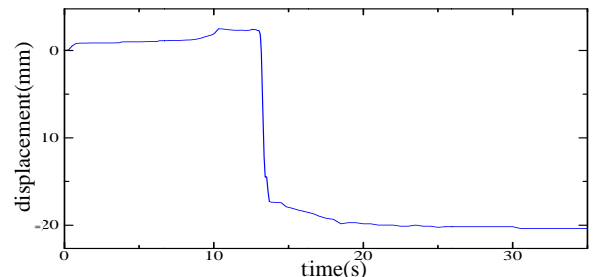
図-25 応答変位(模型実験, Case2)



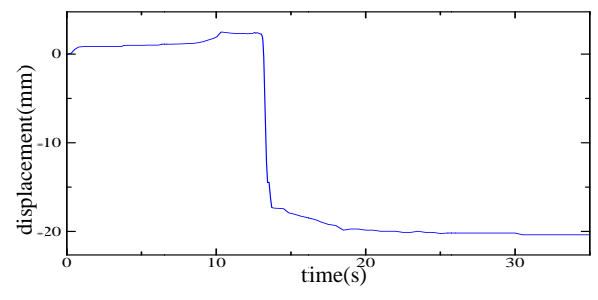
(a) 上部



(b) 中部 1



(c) 中部 2



(d) 下部

図-26 応答変位(解析, Case2)

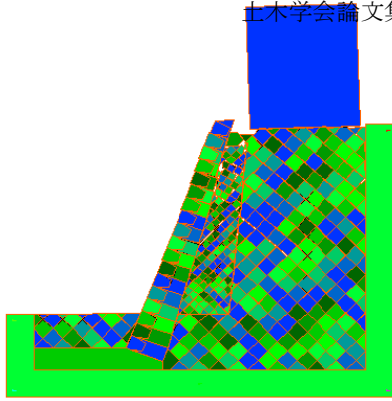
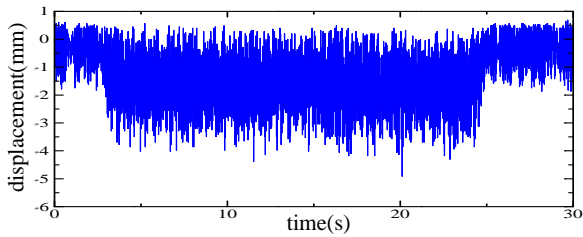


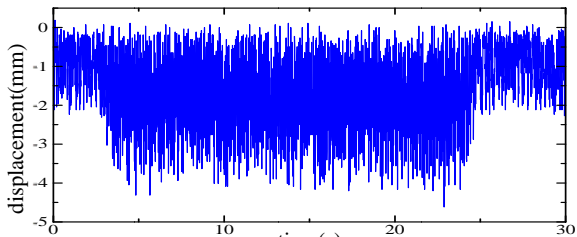
図-27 残留変形図 (Case4, 1,000gal)



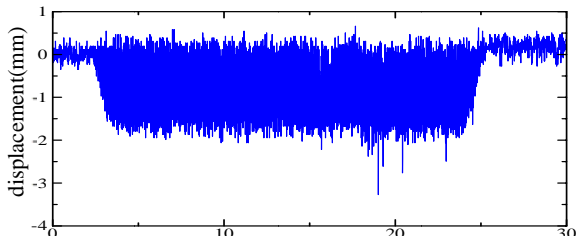
写真-6 残留変形状態 (Case4, 1,000gal)



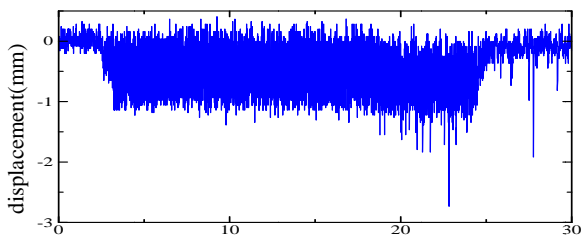
(a) 上部



(b) 中部 1

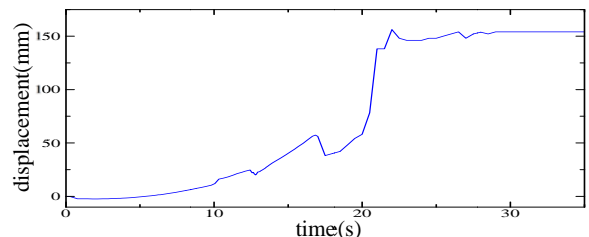


(c) 中部 2

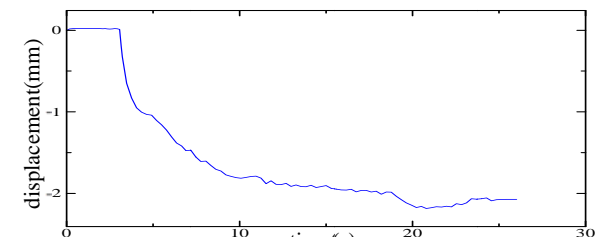


(d) 下部

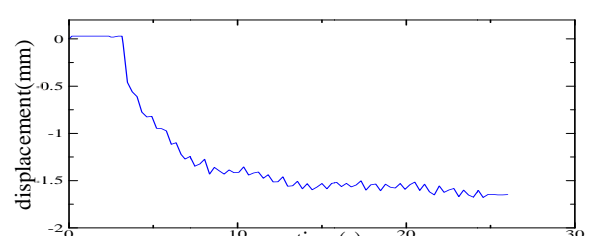
図-28 応答変位 (模型実験, Case4, 1,000gal)



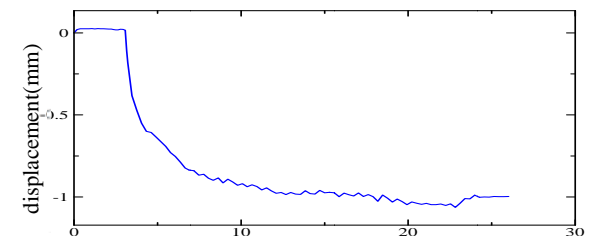
(a) 上部



(b) 中部 1



(c) 中部 2



(d) 下部

図-29 応答変位(解析, Case4, 1,000gal)

②TypeC (Case4)

このケースでは模型振動実験で 1,000gal 加振を行った際にも写真-6 に示すように擁壁の崩壊は発生していない。解析による残留変形図を図-27 に、実験と解析の各観測点における応答変位を図-28 と図-29 に示す。

図-27 より、解析結果では擁壁の上部で裏込め栗石部が沈下し、擁壁上部が前方にはらみ出している。しかし、実験では写真で見える限りはらみ出しが分からないものの、擁壁各部の残留変位量(上部:0.9mm, 中部1:1.6mm, 中部2:0.2mm, 下部:-0.2mm)から若干中部1周辺ではらみ出しモードとなっている。また、図-28, 図-29 より、加振2秒あたりから実験と解析で擁壁の変動が大きくなり、いずれも数ミリメートルの変形が生じていることが分かる。ただし、実験では加振終了により変形がもとに戻り残留変形が小さくなっているのに対して、解析では加振終了後も変形が戻っていない。

このように詳細に見ると解析と実験で差異は見られるものの、破壊に至る加速度振幅やおおよその崩壊モードは、解析は実験と整合した結果が得られている。

(3) DDA に基づく地震応答解析のまとめ

本研究では、模型実験に対し、不連続変形法(DDA)による数値シミュレーションを行った。以下に解析成果を示す。

①空石積擁壁のケースは、入力振幅 100~300gal では、実験、解析とも擁壁にほぼ変形は見られず、入力振幅 400gal では、変形モードが異なるが擁壁の中部、下部の応答変位は同等な性状を示す結果が得られた。

②練石積擁壁 TypeA における 1,000gal のケースでは、模型実験と解析結果とも擁壁の中央上部が破壊し、はらみ出す変形モードとなり、非常に整合した破壊形態を示す結果が得られた。ただし、残留変形量や加振時の変形進み具合に差が見られた。

③練石積擁壁 TypeC のケースでは、模型実験、解析ともすべての 800gal までの加振レベルで擁壁にほとんど変形は生じなかった。また、入力振幅 1,000gal の実験と解析では、微小であるが、いずれも擁壁中上部のはらみ出しが応答変位から推察され、変位量もほぼ同等の値を示している。ただし、解析では変形がもとに戻っているのに対して、解析ではほぼ最大変位で残留する違いが見られる。

④①~③より、DDA 解析では、実験結果と擁壁が破壊に至る入力振幅レベルが同じケースで破壊が進行し、また、変形モードも破壊位置が若干異なるもの

の実験と整合した結果が得られることが確かめられた。

5. まとめ

空石積擁壁と練石積擁壁についての振動実験結果は、以下のようになった。

①空石積擁壁は、入力加速度を上げていくにつれて、擁壁中部からはらみだしが起り、約250gal時に擁壁が崩壊した。

②練石積擁壁Aは、裏込めコンクリートの厚さが5mmと薄いため、はらみだしを起し、擁壁中部よりせん断破壊が生じた。

③練石積擁壁Bは、裏込めコンクリートの強度が低く、また、厚さも半分のため、擁壁がせん断破壊を起し、破壊に至った。

④練石積擁壁Cは、裏込めコンクリートの強度が低いが、厚さが標準で作成された。擁壁の応答倍率が非線形な応答を示したが、大きな破壊は起こらなかった。

また、この模型実験に対し、不連続変形法(DDA)による数値シミュレーションを行った。以下に解析の成果を示す。

①空石積擁壁の場合は、実験、解析とも擁壁にほぼ変形は見られず、入力振幅 400gal では、変形モードが異なるが擁壁の中部、下部の応答変位は同等な性状を示す結果が得られた。

②練石積擁壁で裏込めコンクリートが厚い場合は、はらみ出す変形モードとなった。

③練石積擁壁で裏込めコンクリートが厚い場合は、擁壁にほとんど変形は生じなかった。

④解析では、実験結果と擁壁が破壊に至る入力振幅レベルが同じケースで破壊が進行し、変形モードも破壊位置が若干異なるものの実験と整合した結果が得られることが確かめられた。

謝辞: 本研究は、土木学会地震工学委員会の助成金を基に研究が遂行されている。また、石積擁壁の耐震診断・補強に関する研究小委員会の委員の方々の協力及び関係各位様に記して謝意を表します。ありがとうございました。

参考文献

- 1) 沖村孝, 二本幹夫, 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, 2001.10.

- 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, 2003.11.
- 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, 2005.06.
- 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) 山形県県土整備部建築住宅課: 東日本大震災における建築物等の被害状況, <http://www.pref.yamagata.jp/ou/kendosbi/180025/publicfolder200801239976624633/higashinihon-hantei.pdf>
- 7) 山形県地質土壌調査業協会技術委員会: 東北地方太平洋沖地震の被害—宅盤被害—(仙台市内), http://www.yamagata-geo.jp/download/05_shinsai.pdf
- 8) 太田直之, 杉山友康, 阿知波秀彦, 村石 尚, 山本 彰, 山田祐樹, 鳥井原 誠, 岡田勝也: 地震時における石積壁の挙動(その1)-壁高の影響に関する考察-, 土木学会第58回年次学術講演会概要集 III-221, pp.441-442, 2003.
- 9) 池本敏和, 森雅士, 宮島昌克, 橋本隆雄, 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巻, Vol.67, No.2, pp.107-112, 2011.
- 10) 池谷清次, 梁川俊晃, 西山哲, 関文夫: 石積み擁壁の道路構造物への適用に対する課題と展望, 土木計画学研究講演集, Vol.29, 2004.
- 11) 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.
- 12) 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, 2009;65(3): 644-662
- 13) 池本敏和, 宮島昌克, 橋本隆雄: 一軸振動台を用いた間知ブロック積み擁壁モデルの振動特性と破壊メカニズムに関する実験的研究, 擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集. pp.34-40. 2012.
- 14) 宅地造成等規制法 施工例別表第4, 1961.
- 15) 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 pp.69-76, 第275号, 1978.
- 16) 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, 2010.5
- 17) 立花規弘, 木村将司: 落石対策工事設計における DDA 解析の適用令, 第36回地盤工学研究会, pp. 2511 - 2512, 2001.6.
(2013.11.15受付, 2014.3.10修正, 2014.3.10受理)

STUDY ON ANALYSIS AND EXPERIMENT OF EARTHQUAKE RESISTANCE OF MASONRY RETAINING WALL

Takao HASHIMOTO, Masakatu MIYAJIMA, Toshikazu IKEMOTO
and Hisakazu SAKAI

Since collapse mechanisms of masonry retaining wall caused by earthquakes have been less well understood, there are no guidelines of aseismic design for that structure. To assess aseismic performance of masonry retaining wall, we should collect more data via both shaking model tests and numerical simulations. In this study, we conducted a series of shaking test with 1/6 scaled model and DDA (Discontinuous deformation Analysis) simulations to validate the accuracy of our simulation code. The results of comparisons revealed that the residual patterns of displacement in the DDA simulations are in good agreement with those measured in the shaking table tests. Additionally, the DDA simulation approximately predicts the starting point and the beginning time of collapse inside the retaining wall. Through these discussions, we have confirmed that the DDA is a powerful tool and is complementally applicable to considerations in seismic design of masonry retaining walls.