

自立型ダブル配筋ボイドRM塀の水平加力実験

RM 塀 ボイド 脚部降伏型
L型基礎 継手 エポキシ樹脂鉄筋

準会員 ○今本衛辰*1 正会員 秋田知芳*2
正会員 稲井栄一*3 準会員 甲斐温大*1
正会員 石井克侑*4 正会員 服部頼政*5

1. はじめに

通常のCB塀は、地震時に埋込部側面の水平力により転倒を防止しているが、地盤が所定の性能を有しているかは不明の場合が多い。著者らは、地盤の水平力を期待しないL型の基礎とすることで基礎スラブ上面の土の自重により自立する構造のRM塀を開発している。開発しているRM塀の特徴は、①厚さ210mmのユニットを用いることでダブル配筋が可能となり大きな履歴減衰を発揮すること、②発泡スチロールによるボイドを設けて重量低減を図っていること、③グラウト充填部では壁縦筋の重ね継手が可能で高い塀の施工が容易となること、④エポキシ樹脂塗装鉄筋と流動性の高い既調合無収縮モルタルを用いて鉄筋の錆を防止して耐久性を高めていること、⑤脚部降伏により基礎の転倒を防いでいることである。本研究は試験体3体を用いた水平加力実験を行い、RM塀の耐震性能を検討したものである。

2. 試験体及び加力方法

2.1 試験体

本研究では試験体No.5を基準とし、試験体No.6は基礎を厚くしたもの、試験体No.7は塀高さを低くしたものとなっている。試験体No.5とNo.6より、基礎の損傷を防止するために必要な基礎の厚さを検討する。試験体No.5とNo.7より、脚部降伏させるための配筋を検討する。図1～3に各試験体の形状及び配筋図を示す。図の灰色部分はボイドである。

試験体No.5は、RMブロックを11段積み、高さは2400mm、基礎スラブ厚は220mmとした。壁縦筋は2-D10、壁横筋は10-D10、底版主筋は3-D13と2-D10、底版横筋12-D10、立上り筋(L形)は3-D13と2-D10、コ形筋は3-D13と2-D10とした。試験体No.6は、RMブロックを11段積み、高さは2400mm、基礎スラブ厚は350mmとした。配筋は試験体No.5と同様である。試験体No.7は、RMブロックを8段積み、高さは1600mm、基礎スラブ厚は220mmとした。壁縦筋は2-D6、壁横筋は8-D10とし、底版主筋、底版横筋、立上り筋(L形)、コ形筋は試験体No.5と同様である。

2.2 材料実験結果

表1にコンクリート系材料実験結果を、表2に鉄筋材料実験結果を示す。鉄筋材料はSD295Aとした。脚部降伏させるために降伏面の目地モルタルの強度は通常より小さくなるように調整した。

2.3 加力方法

図4に加力方法を示す。制御は、加力位置の変位計によ

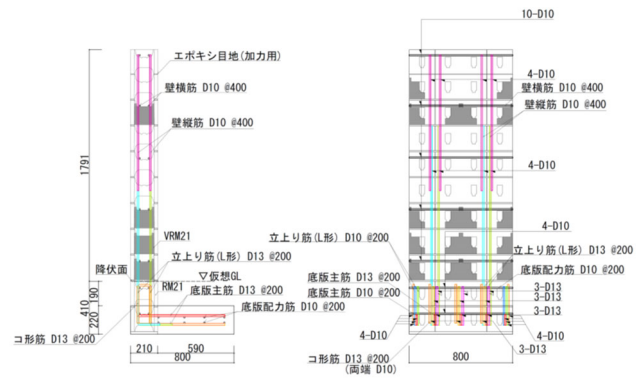


図1 試験体No.5形状及び配筋図

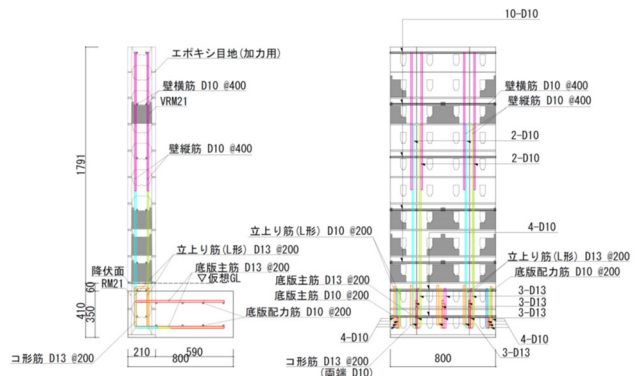


図2 試験体No.6形状及び配筋図

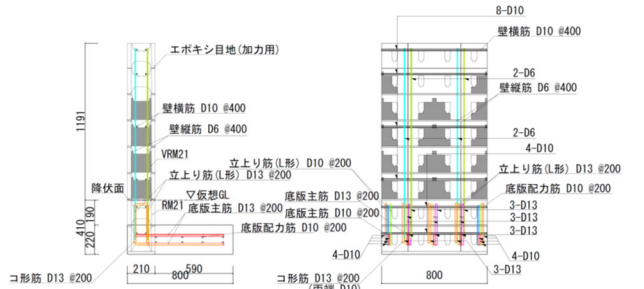


図3 試験体No.7形状及び配筋図

表1 コンクリート系材料実験結果

材種(使用部位)	圧縮強度(N/mm ²)
RMユニット(壁体・基礎梁)	53.5
コンクリート(基礎)	30.2
既調合グラウト(壁体(充填))	71.4
モルタル(壁体(降伏面目地))	28

表2 鉄筋材料実験結果

鉄筋 材種	降伏強度(N/mm ²)	降伏ひずみ(μ)	引張強度(N/mm ²)	ヤング係数(kN/mm ²)
D6	467	2627	558	178
D10	364	1959	471	186
D13	345	1723	492	202

って求められる層間変形角 R による変位制御とする。層間変形角は、加力位置の変位 (δ) を加力高さ (h) で除して求める。表 3 に加力スケジュールを示す。実験は正負繰り返し载荷とし、負方向から加力した。図 5 に例として試験体 No. 5 のひずみゲージ貼り付け位置を、図 6 に例として試験体 No. 5 の変位計測定位置を示す。変位計では壁の変位、基礎の回転と滑りを計測する。また、壁縦筋、基礎主筋にひずみゲージを貼り付け計測した。

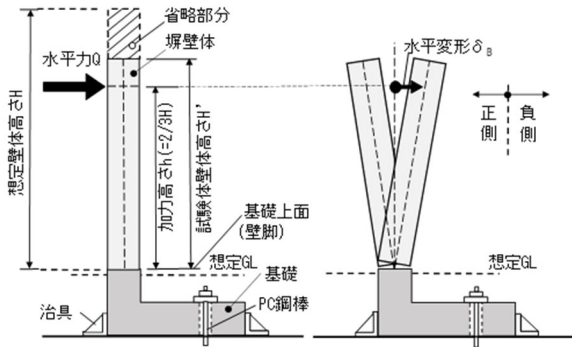


図 4 加力方法

表 3 加力スケジュール

層間変形角 R (rad.)	1/4500	1/900	1/450	1/225	1/133
	2.22×10^{-4}	1.11×10^{-4}	2.22×10^{-3}	4.44×10^{-3}	7.52×10^{-3}
载荷回数	1	1	1	2	2
層間変形角 R (rad.)	1/100	1/67	1/50	1/33	1/25
	1.00×10^{-2}	1.49×10^{-2}	2.00×10^{-2}	3.03×10^{-2}	4.00×10^{-2}
载荷回数	2	2	2	2	1

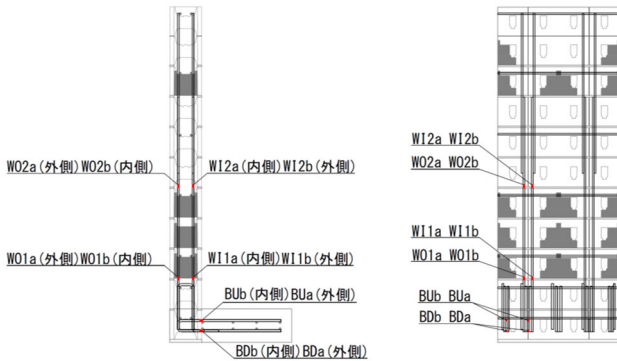


図 5 試験体 No. 5 ひずみゲージ設置位置

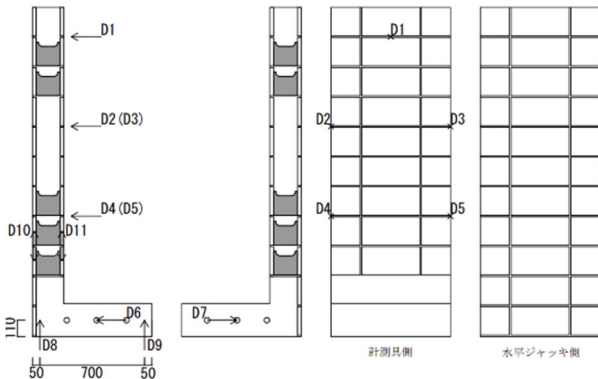


図 6 試験体 No. 5 変位計設置位置

3 実験結果

3.1 破壊経過

水平ジャッキの荷重値 Q は塀に作用する水平力、 δ は加力部分の水平方向の変位である。図 7 に試験体 No. 5 の加力変形関係 (Q-R 図) を、図 10 にひび割れ図を示す。No. 5 試験体の破壊経過は以下の通りである。R=1/900rad. の加力サイクル (Q=-2.55, +2.43kN δ =-1.79, +1.77mm) で降伏面でのひび割れが発生した。1 回目の R=1/225rad. の加力サイクル (Q=-5.41, +4.82kN δ =-7.12, +7.13mm) で主筋が降伏した。同サイクルで下からブロック 3 段目と 4 段目の間の目地でひび割れが発生した。1 回目の R= 1/133rad. の加力サイクル (Q=-5.34, +4.53kN δ =-12.01, +12.06mm) で基礎部分でのひび割れが発生したがその後のひび割れ幅の増加は見られず 0.1mm 以下のものであった。発生した最大ひび割れ幅は 7.164mm で、加力サイクル中のひび割れ幅の増加は主に降伏面で見られた。計測された最大耐力は正方向で 5.17kN、負方向で 6.02kN、降伏耐力は正方向で 4.77kN、負方向で 5.33kN であった。

図 8 に試験体 No. 6 の加力変形関係 (Q-R 図) を、図 11 にひび割れ図を示す。No. 6 試験体の破壊経過は以下の通りである。R=1/450rad. の加力サイクル (Q=-2.35, +2.51kN δ =-3.57, +3.57mm) で降伏面でのひび割れが発生した。2 回目の R=1/225rad. の加力サイクル (Q=-3.87, +4.53kN δ =-7.11, +7.12mm) で主筋が降伏した。同サイクルで計測具側降伏面で目地下側にひび割れが発生した。2 回目の R=1/33rad. の加力サイクル (Q=-4.55, +4.55kN δ =-48.47, +48.50mm) で降伏面の圧縮側目地モルタルの圧壊による剥落が見られた。発生した最大ひび割れ幅は 7.00mm で、加力サイクル中のひび割れ幅の増加は主に降伏面で見られた。計測された最大耐力は正方向で 5.15kN、負方向で 5.85kN、降伏耐力は正方向で 4.06kN、負方向で 5.23kN であった。

図 9 に試験体 No. 7 の加力変形関係 (Q-R 図) を、図 12 にひび割れ図を示す。No. 7 試験体の破壊経過は以下の通りである。R=1/900rad. の加力サイクル (Q=-0.74, +0.69kN δ =-0.36, +0.42mm) で降伏面でのひび割れが発生した。R=1/450rad. の加力サイクル (Q=-3.47, +3.34kN δ =-2.22, +2.21mm) で基礎部分のひび割れが発生したがその後のひび割れ幅の増加は見られず 0.1mm 以下のものであった。同サイクルで下からブロック 1 段目と 2 段目の間の目地でひび割れが発生した。1 回目の R=1/225rad. の加力サイクル (Q=-4.42, +4.78kN δ =-4.44, +4.46mm) で計測具側ブロック 1 段目と 2 段目の間の目地でひび割れが発生した。2 回目の R=1/133rad. の加力サイクル (Q=-4.60, +4.92kN δ =-7.54, +7.53mm) で主筋が降伏した。R=1/25rad. の加力サイクル (Q=-4.82, +4.85kN δ =-40.00, +40.32mm) で降伏面の目地モルタルの圧壊による剥落が見られた。発生した最大ひび割れ幅は 7.274mm で、加力サイクル中のひび割れ幅

の増加は主に降伏面で見られた。計測された最大耐力は正方向で 5.31kN、負方向で 5.12kN、降伏耐力は正方向で 5.03kN、負方向で 4.98kN であった。

3.2 耐力計算

降伏面のひび割れ後、図 13 に示すように圧縮縁を起点に壁体が剛体回転してひび割れが開いていくと仮定し、引張側の鉄筋が降伏した時点のひずみ分布から降伏耐力

を算定した。(1)式に算定式を、表 4 に(dst_1/dst_2)と(鉄筋②ひずみ/鉄筋①ひずみ)の比較を、表 5 に算定結果と実験結果の比較を示す。また、図 7~9 の図中に点線で耐力算定値を示す。

$$M_1 = \{ \Sigma(at \cdot \sigma_y) \cdot dst_2 + \frac{dst_1}{dst_2} \Sigma(at \cdot \sigma_y) \cdot dst_1 \} \quad (1)式$$

at:鉄筋公称断面積(mm²)

σ_y :鉄筋の降伏強度(N/mm²)

dst₁:圧縮縁から鉄筋①重心までの距離(mm)

dst₂:圧縮縁から鉄筋②重心までの距離(mm)

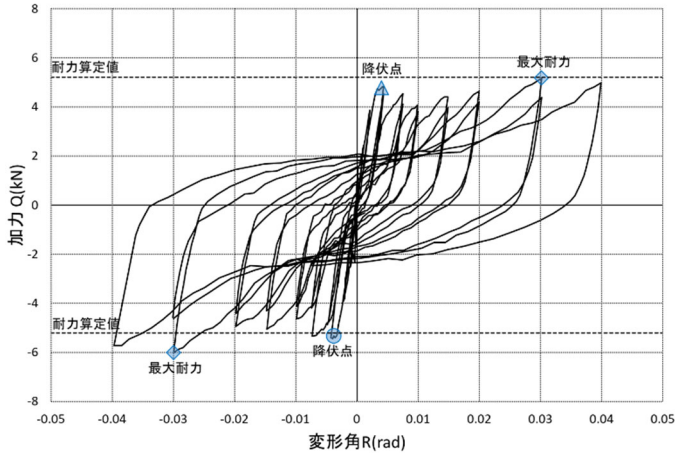


図 7 試験体 No. 5 加力変形関係(Q-R 図)

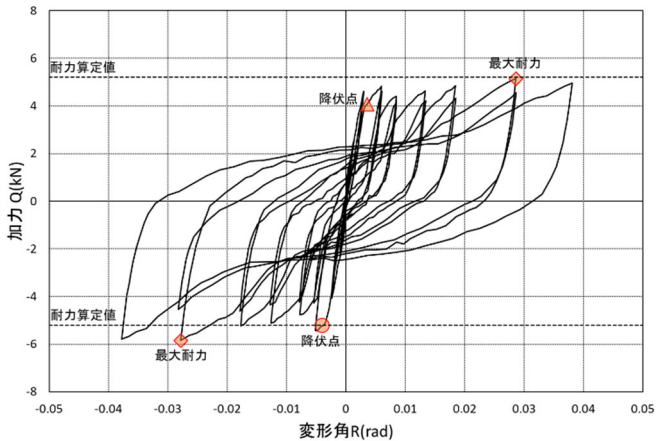


図 8 試験体 No. 6 加力変形関係(Q-R 図)

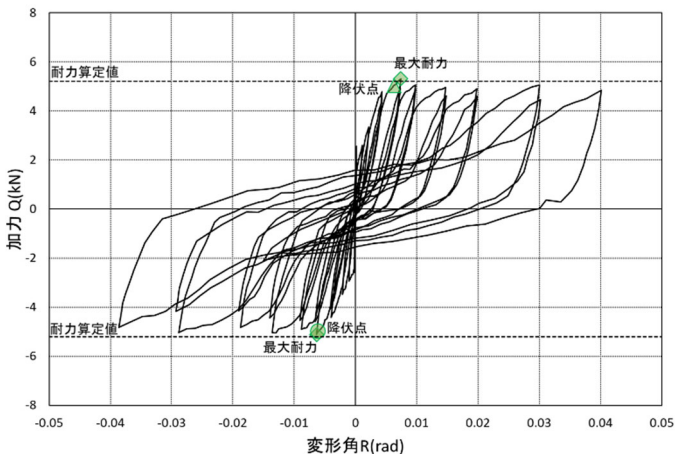


図 9 試験体 No. 7 加力変形関係(Q-R 図)

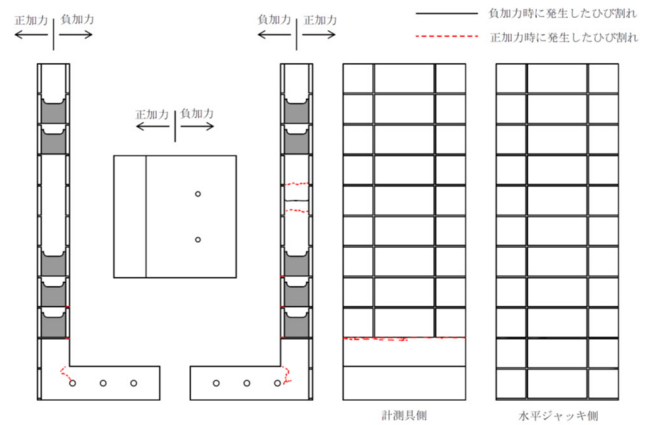


図 10 試験体 No. 5 ひび割れ図

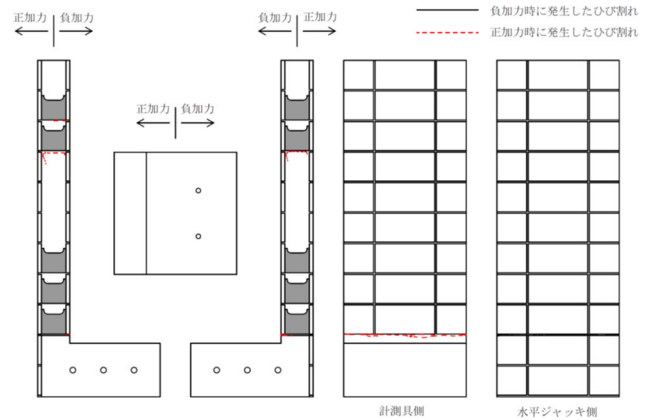


図 11 試験体 No. 6 ひび割れ図

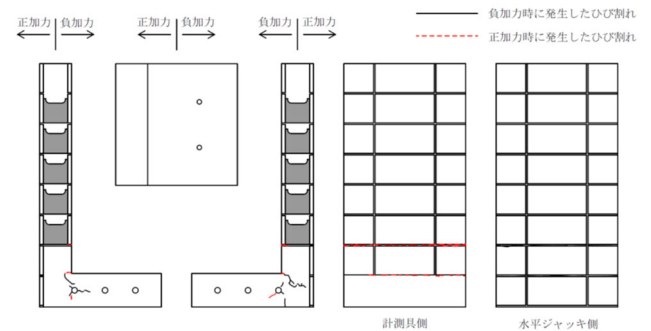


図 12 試験体 No. 7 ひび割れ図

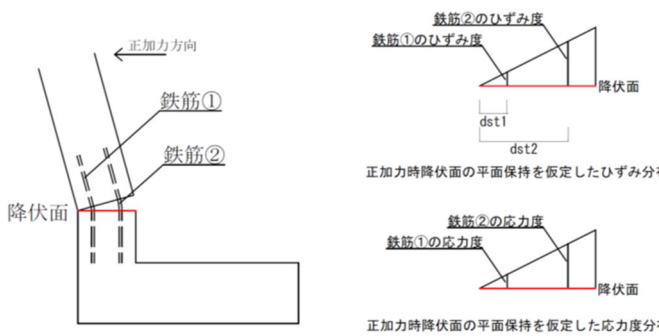


図 13 算定時の仮定

表 4 (dst₁/dst₂) と (鉄筋②ひずみ/鉄筋①ひずみ)

試験体	dst ₁	dst ₂	dst ₁ /dst ₂	降伏ひずみ(鉄筋①)	降伏ひずみ(鉄筋②)	降伏ひずみ比
No.5	55	155	0.355	2042.5	649.5	0.318
No.6	55	155	0.355	1643.5	679.5	0.413
No.7	58	152	0.382	2593	734.5	0.283

表 5 算定結果と実験結果の比較

試験体	加力高さ (mm)	壁高さ (mm)	基礎厚さ (mm)	計算値		実験値	
				計算耐力(kN)	降伏面降伏時荷重値(kN)	降伏面	正加力時
No.5	1600	2400	220	5.21	4.77	5.33	
No.6	1600	2400	350	5.21	4.06	5.23	
No.7	1000	1600	220	5.21	5.03	4.98	

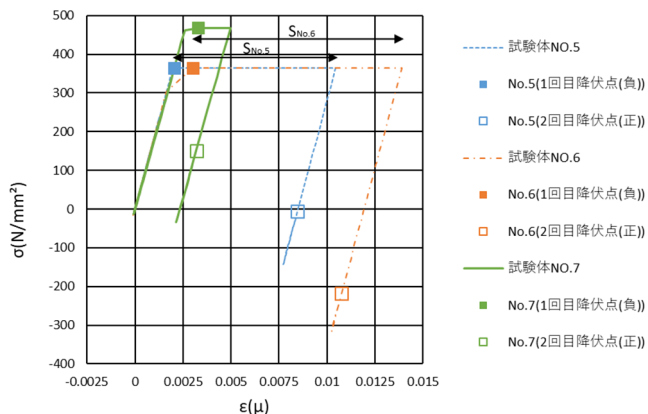


図 14 応力-ひずみ関係の比較 (W0)

算定結果と実験結果は、1 回目の降伏（負加力時）では概ね一致しているが、2 回目の降伏（正加力時）では実験結果が小さい。これは実験結果において正加力時と負加力時で差があるためである。実験時の鉄筋の応力-ひずみ関係(σ-ε 図)を図 14 に示す。2 回目降伏点(正)の鉄筋の応力の違いは 1 回目降伏点(負)からその加力サイクルのピークまでのひずみ量（例えば S_{No.5} と S_{No.6}）の差により生じていることが分かる。表 6 に実験時の鉄筋の応力に基づいて算定した降伏耐力の算定結果を示す。正負ともに算定結果と実験結果は概ね対応している。

表 6 鉄筋の応力に基づいた降伏耐力の算定結果

試験体	加力方向	鉄筋種	ε (μ)	σ (N/mm ²)	耐力(kN)	実験値(kN)
No.5	正方向	WO	8456	-6.7	5.00	4.77
		WI	5678	364.0		
	負方向	WO	5447	364.0	5.68	5.33
		WI	718	133.3		
No.6	正方向	WO	1076	-218.6	3.96	4.06
		WI	5551	364.0		
	負方向	WO	4914	364.0	5.78	5.23
		WI	822	152.7		
No.7	正方向	WO	3192	150.5	5.11	5.03
		WI	3704	467.6		
	負方向	WO	3313	467.6	5.07	4.98
		WI	788	140.3		

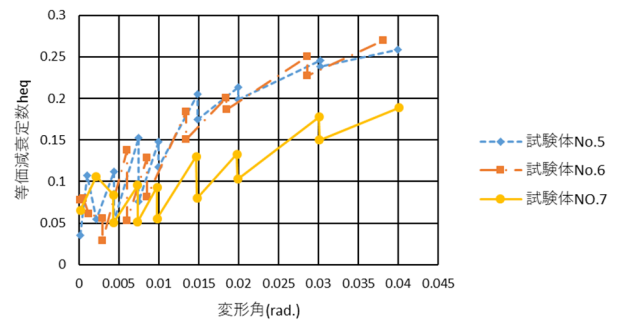


図 15 等価減衰定数の比較

3.3 等価減衰定数の算定

(2)式に等価減衰定数の算定式を、図 15 に各試験体の等価減衰定数の比較を示す。試験体 No. 5 と No. 6 は基礎の厚さ以外は同じであるため、ほぼ同様の結果となり、縦筋が D6 である試験体 No. 7 はそれよりも小さい値となった。

$$heq = \frac{1}{4\pi} \cdot \left(\frac{\Delta W}{We} \right) \quad (2)式$$

heq: 等価減衰定数

ΔW: 履歴ループの 1 サイクルの面積

We: 等価ポテンシャルエネルギー

4 まとめ

自立型の壁脚降伏型ポイド RM 造壁の水平加力実験を行い、その実験結果の比較から以下の知見が得られた。

- 1) 基礎の厚さが 220mm あれば基礎の損傷を防止できる。
- 2) 縦筋の量を調整することで塀の高さによらず、脚部降伏を実現できる。
- 3) RM 塀の降伏耐力は(1)式により概ね求めることができる。
- 4) 試験体 No. 7 の履歴減衰は、縦筋が細いため試験体 No. 5、No. 6 に比べやや低い値となった。

参考文献

- 1) 柴田明徳「最新 耐震構造解析」第3版、森北出版、2014年

*1 山口大学工学部感性デザイン工学科 学生
 *2 山口大学大学院創成科学研究科 講師・博士(工学)
 *3 山口大学大学院創成科学研究科 教授・博士(工学)
 *4 太陽エコブロックス株式会社 社長・博士(工学)
 *5 太陽エコブロックス株式会社 営業技術室・室長

Student, Dept. of Architectural Design and Eng., Faculty of Eng., Yamaguchi Univ.
 Lecturer, Graduate School of Sciences and Technology for Innovation, Yamaguchi Univ, Dr. Eng.
 Prof, Graduate School of Sciences and Technology for Innovation, Yamaguchi Univ, Dr. Eng.
 President, Taiyo Ecobloxx. Dr. Eng.
 Leader of Technical Support Office, Taiyo Ecobloxx