

# 論文 鉄筋コンクリート造耐震壁の動的実験

松井 智哉<sup>\*1</sup>・秋田 知芳<sup>\*2</sup>・壁谷澤 寿海<sup>\*3</sup>・加藤 敦<sup>\*4</sup>

要旨：連層耐震壁の最下層を取り出した平面耐震壁試験体により、面内一方向入力の変動実験を行った。共通の試験体の慣性力作用位置を変えて破壊モードがせん断破壊先行型と曲げ破壊先行型を想定した2体について行った。両試験体は最大耐力に差はあるものの、崩壊に至るまでの水平変形はほぼ同レベルとなった。その一因として、曲げ破壊先行型において曲げ降伏後の継続時間の長い入力波による繰り返し運動のため大きなエネルギーを消費し、靱性が向上することなく終局に至ったと考えられる。

キーワード：鉄筋コンクリート，耐震壁，動的実験，震動台，せん断耐力，変形能力

## 1. はじめに

連層耐震壁の最下層を取り出した平面耐震壁試験体により、面内一方向入力の変動実験を行った。耐震壁を有する RC 構造において耐震設計上、耐震壁が骨組終局時にせん断破壊しないようにすることが重要あり、その上で耐震壁の性能を明らかにするために数多くの実験が実施されてきた。しかし、動的な実験に関しては少ないの現状であり、実験の目的は、耐震壁試験体単体の動的な挙動における破壊メカニズム、復元力特性、履歴性状、変形性能などの基本性状を把握することであり、ここでは、文献 1) に引き続き実験結果の概要について報告する。

なお、この実験は、今後計画的に実施する予定である実大鉄筋コンクリート建物の三次元震動実験に向けた予備実験シリーズの一部として

実施計画された。

## 2. 試験体

本実験では、耐震壁単体のみのデータを得ることを目的としているため、試験体は図-1に示す形状とし、面外方向の変形は鋼製のフレームを設置することにより拘束した。表 1に部材断面詳細を示す。試験体は、6階建連層耐震壁付鉄筋コンクリート建物を想定し2層1/3縮約モデルである。試験体は、壁内法高さ800mm、内法長さ1600mm、壁厚80mm、縦横筋はD6@100 (ps=0.4%)としており、部材断面形状、配筋は同じである。2体の試験体のパラメータは、水平慣性力の作用位置である。図-2に示すように、上部重量はともに442kNであるが、錘の設置高さを変えることにより慣性力作用位置が異なり、破壊モードがせん断破壊先行型 (Wall-A) と曲

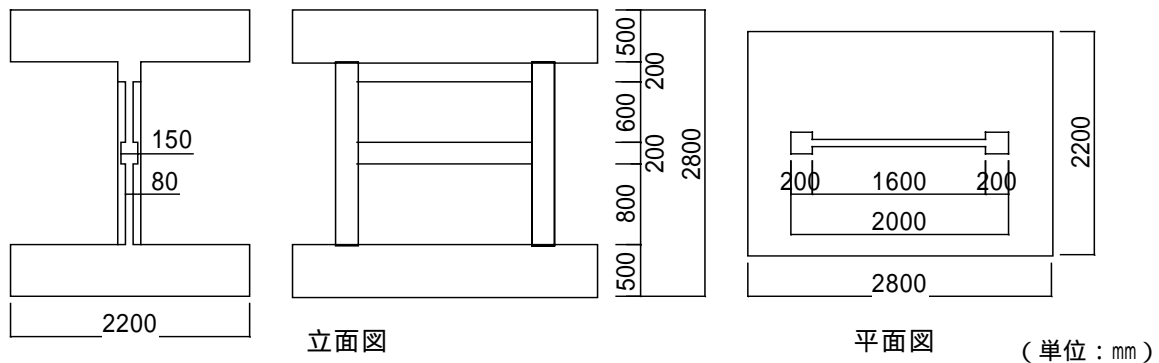


図-1 試験体平面図および立面図

\*1 東京大学大学院 工学系研究科 工修 (正会員)  
 \*2 豊橋技術科学大学 工学研究科  
 \*3 東京大学地震研究所教授 工博 (正会員)  
 \*4 防災科学技術研究所 総合防災研究部門 工修

表-1 部材断面詳細 (単位:mm)

		1階	2階
柱	B×D	200×200	
	主筋	12-D13(p <sub>g</sub> =3.8%)	
	帯筋	2-D6@60(p <sub>w</sub> =0.53%)	2-D6@50(p <sub>w</sub> =0.64%)
	副帯筋	2-D6@120(p <sub>w</sub> =0.27%)	
梁	B×D	150×200	200×500(上部スタブ内300に埋込)
	主筋	4-D10(p <sub>t</sub> =0.54%)	
	あばら筋	2-D6@100(p <sub>w</sub> =0.42%)	
壁	壁厚	80	
	縦筋	D6@100(p <sub>s</sub> =0.4%)	2-D6@100(p <sub>s</sub> =0.8%)(上部400mm) D6@100(p <sub>s</sub> =0.4%)
	横筋	D6@100(p <sub>s</sub> =0.4%)	

表-2 コンクリートの材料特性

	部位	材令 (日)	B		E <sub>C</sub>		t
試験 体 A	1層壁部	40	26.4	1770	24.4	0.19	2.62
	2層壁部	32	30.0	1861	25.4	0.19	2.69
	基礎スタブ	47	28.4		-	-	2.44
	上部スタブ	25	29.3		-	-	2.28
試験 体 B	1層壁部	48	25.2	1811	24.8	0.18	2.47
	2層壁部	40	29.6	1828	26.2	0.19	2.48
	基礎スタブ	55	26.4		-	-	2.36
	上部スタブ	33	29.0		-	-	2.46

B : 圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、 : 圧縮強度時歪(μ)、  
E<sub>C</sub> : B/3 割線剛性(kN/mm<sup>2</sup>)、 : ポアソン比、  
t : 引張強度(N/mm<sup>2</sup>)

表-3 鉄筋の材料特性

種別・使用部位		y	y	E <sub>s</sub>	t	u
D6 (SD295A)	壁筋・柱・ 梁横補強筋	377	1952	196	493	29.4
D10 (SD295A)	梁主筋	366	2018	181	503	28.0
D13 (SD390)	柱主筋	434	2538	186	605	22.8

y : 降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 y : 降伏歪(μ)、  
E<sub>s</sub> : ヤング係数(kN/mm<sup>2</sup>)、 t : 引張強さ(N/mm<sup>2</sup>)、  
破断ひずみ(%)

げ降伏先行型(Wall-B)の2通りを想定した。せん断スパン比M/(Ql<sub>w</sub>)は、Wall-Aが1.38、Wall-Bが1.75となる。実験時の材料特性を表-2に、鉄筋の材料特性を表 3に示す。また、配筋詳細図を鉄筋の歪測定位置とともに図 4に示し、主な加速度、変位の測定位置をそれぞれ図 2、図 3に示す。

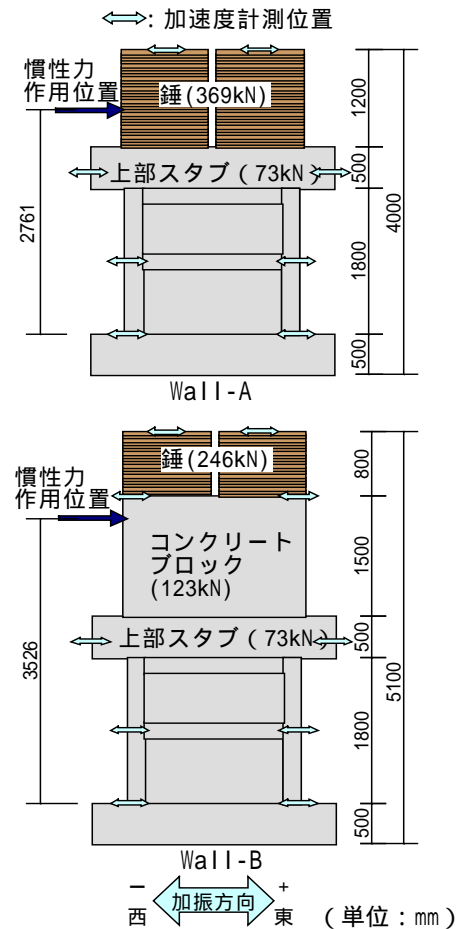


図 2 慣性力作用位置

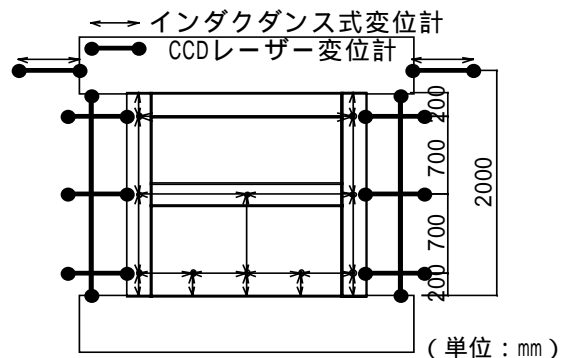


図 3 変位測定位置

表-4 入力計画

目標最大 入力速度 (kine)	地震波 (kine)	原波形に 対する倍率	原波形 最大加速度 (gal)	原波形 最大速度 (kine)	試験体入力 最大加速度 (gal)	試験体入力 最大速度 (kine)	継続 時間 (sec)
25	TOH	0.6	258.2	40.9	154.9	14.4	26.6
37	ELC	1.1	341.7	34.8	375.9	21.4	31.0
50	JMA	0.6	820.6	85.4	492.4	28.9	34.6
75	JMA	0.9	820.6	85.4	738.5	43.3	34.6
60	CHI	0.9	884.4	70.6	796.0	34.6	57.7
100	JMA	1.2	820.6	85.4	984.7	57.7	34.6
50	CHI	0.7	884.4	70.6	619.1	28.9	57.7
125	TAK	1.0	605.5	124.2	605.5	72.2	23.1
70	CHI	1.0	884.4	70.6	884.4	40.4	57.7

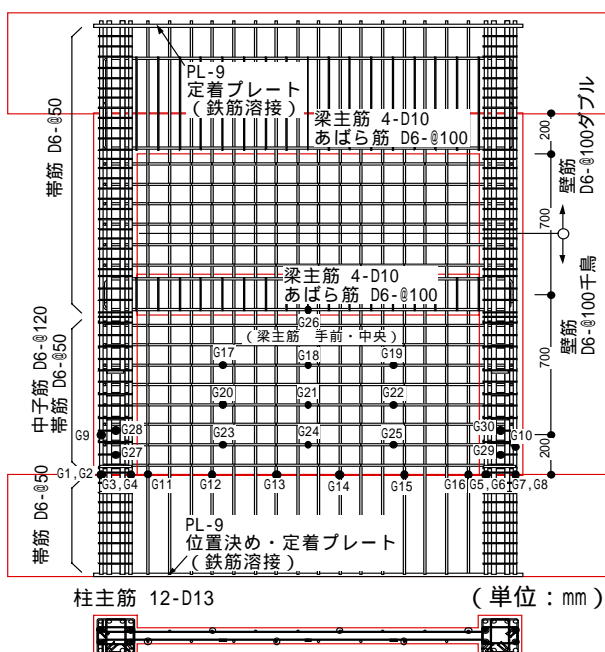


図 4 配筋図および歪測定位置

### 3. 入力計画

入力地震動は TOH(1978 年宮城県沖地震、東北大学の記録、NS 成分)、ELC(1940 年 Imperial Valley 地震、El Centro の記録、NS 成分)、JMA(1995 年兵庫県南部地震、神戸海洋気象台の記録、NS 成分)、CHI(Chile 地震、1985 年)、TAK(1995 年兵庫県南部地震、JR 鷹取駅の記録、NS 成分)の 5 種類を用いた。入力レベルは表-4 に示す目標速度を設定し、時間軸による相似率を適用し 1/3 倍して加震を行った。予備解析では入力レベルが、Wall-A は JMA100(地震波名の後の数値は目標最大入力速度を示す)、Wall-B は JMA75 付近で降伏すると予想され、弾性時、降伏点近傍、降伏後終局までの応答性

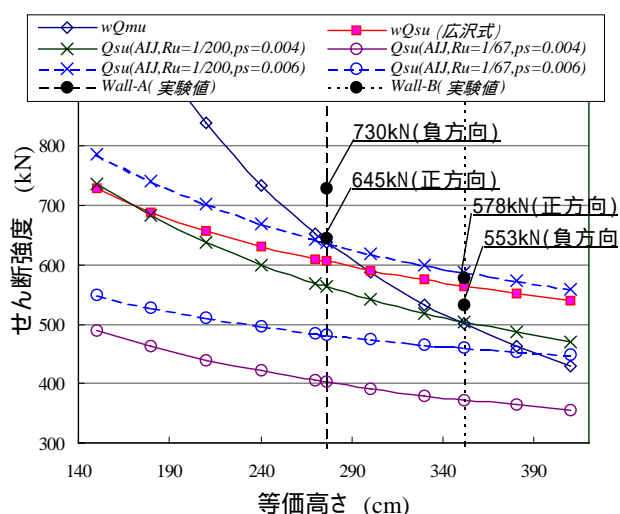


図 5 せん断強度の計算値と実験値

状を得ること、両試験体とも同じ入力計画にすることを考慮し、表 4 のように設定した。また、損傷による試験体の固有振動数および減衰定数を測定する目的で各地震動の入力前後に 20gal レベルのホワイトノイズを入力した。

### 4. 実験結果

#### 4.1 最大耐力

図 5 は各試験体のせん断強度の計算値と実験値を示したもので、横軸の等価高さ(水平慣性力作用位置)との関係で示したものである。曲げ強度は実用略算式、せん断強度算定式は既往の実験式(広沢式)<sup>2)</sup>および靱性保証型指針(AIJ 式)<sup>3)</sup>のせん断強度式を用いた。靱性保証型指針のせん断強度式において保証変形角  $R_u$  は 1/200 および 1/67 とし、梁主筋の効果を無視した場合 ( $ps=0.004$ ) と考慮した場合( $ps=0.006$ )を

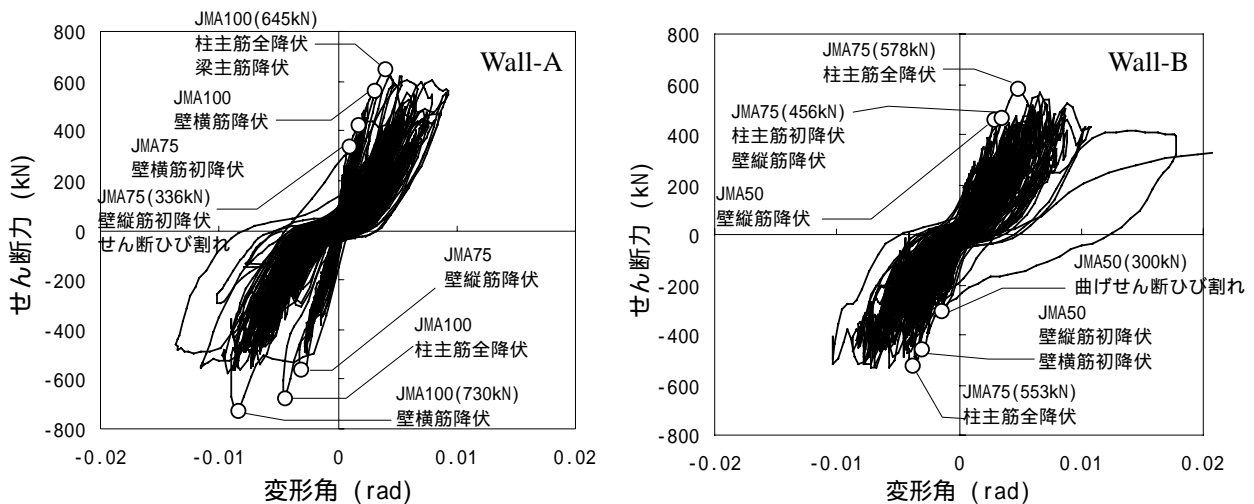


図 6 せん断力と水平変位 (h=2.0m の位置) の関係

示した。材料特性は、表 2、表 3 の材料試験値(コンクリート強度は  $26.4\text{N/mm}^2$ )を用いた。最大せん断力の実験値は、上部スタブとコンクリートブロックと錘に設置した加速度計から得られた加速度分布(線形分布を仮定)に質量分布を掛け合わせて算出した水平力とした。また、実用略算式による曲げ終局耐力を等価高さで除した曲げ強度時せん断力  $wQmu$  も示してある。

最大せん断力は、Wall-A は JMA100 において 730kN、Wall-B は JMA75 において 578kN を示した。Wall-B は、Wall-A の 8 割ほどの値となっており、等価高さによる影響であるが、曲げ強度時せん断力  $wQmu$  に対していずれも同程度に上回っている。強度上昇の要因は鉄筋の歪み効果、歪み速度、略算式の精度などが考えられる。

ここでは、鉄筋に歪速度による強度上昇を考慮した場合の  $wQmu$  により、再度評価する。歪ゲージによる測定結果より、最大せん断力に達する直前の 0.05sec の間に側柱主筋の歪速度が概ね  $0.05 \sim 1.5 \text{ 1/sec}$  の範囲であった。(1)式<sup>4)</sup>により歪速度が  $0.05 \text{ 1/sec}$  と仮定して算定した結果、Wall-A は 720kN、Wall-B は 566kN となり、実験値と良い対応を示した。

$$\frac{y'}{y} = 1.39 + 0.1577 \log_{10} v' + 0.01577 (\log_{10} v')^2 \quad (1)$$

1.19

$y'$  : 歪速度の影響を考慮した鉄筋の降伏強

度、 $y$  : 鉄筋の降伏強度、 $v'$  : 歪速度

せん断強度の計算値(広沢式)と比較すると Wall-B は計算値の付近にあるのに対し Wall-A は計算値を大きく上回る結果となった。せん断強度式(AIJ)では、 $Ru=1/200$ 、梁筋考慮とした場合において、Wall-B は、計算値とほぼ一致しているが Wall-A はここでも計算値を上回っている。

#### 4.2 せん断力と水平変位

図 6 に各試験体の崩壊までのせん断力と上部スタブ位置での変位の関係を示す。両試験体とも最大耐力に達した後、変形が増大しながら、耐力低下していくのが確認できる。また、両試験体とも崩壊前までの最大変形角が 0.01 前後となっており、ほぼ同程度の変形量である。

#### 4.3 曲げ変形とせん断変形

図 7 に最大耐力に達したときとその前後の入力波における曲げ変形とせん断変形によるそれぞれの履歴曲線を示す。曲げ変形は、高さ方向に 4 分割し測定した側柱の軸方向変形量から、平面保持を仮定して各区間での曲率を用いて、これにより生ずる水平変位の和として算出し、せん断変形は水平変位から曲げ変形を除いたものとする。どちらの試験体も最大耐力に達するまでは残留変位の小さい S 字型の履歴を示し、最大耐力に達した後、せん断変形成分が増加し、スリップ型の変形挙動へ移行している。

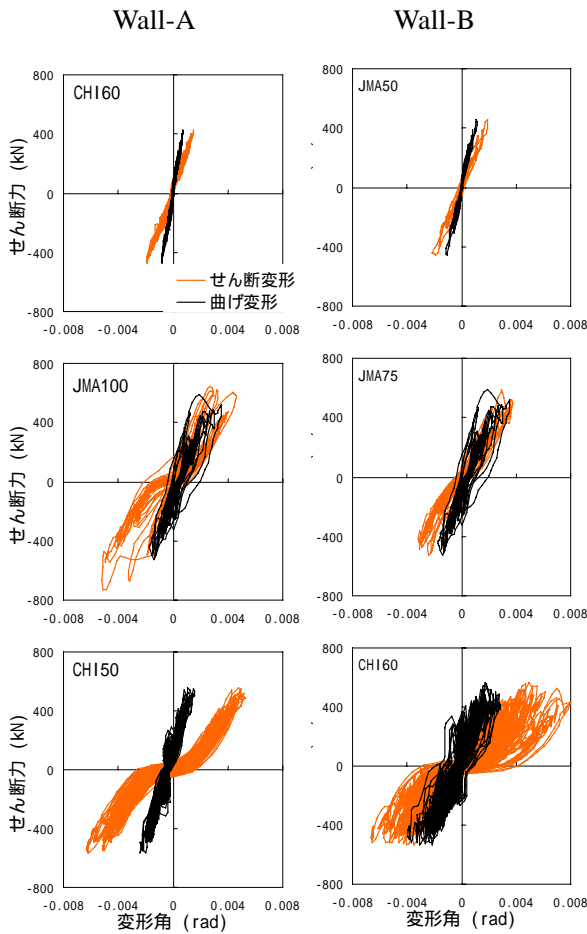


図 7 曲げ変形およびせん断変形の関係

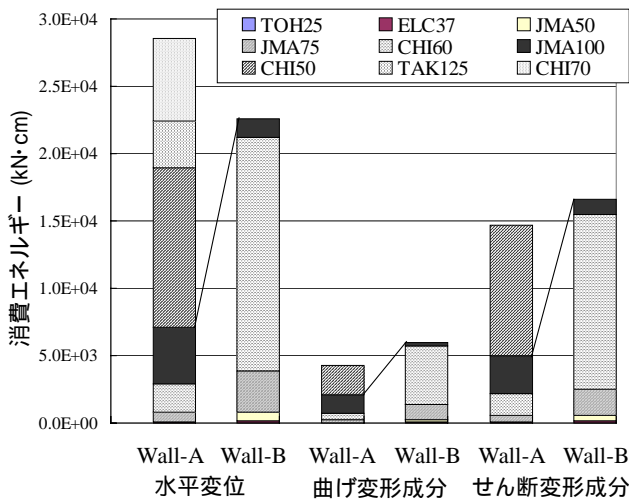


図 8 変形と消費エネルギー

#### 4.4 消費エネルギー

試験体の曲げ変形、せん断変形および全体の水平変位に対する消費エネルギーを図 8 に示す。それぞれの変形成分では計測の有無により Wall-A では TOH25 ~ CHI50、Wall-B では TOH25

~ JMA100 までの入力における消費エネルギーを示している。消費エネルギーは、せん断力を変位で積分して履歴曲線の面積を計算したものである。

全体の水平変位の消費エネルギーをみると入力エネルギーの違いがあるが、両試験体の消費エネルギーはほとんど変わらない。Wall-B が崩壊した JMA100 までの消費エネルギーを比較すると Wall-B が 3 倍ほど大きくなっている。これは、Wall-B が最大耐力に達した直後の入力波 CHI60 の影響が大きい。ここで、CHI60 において Wall-B のほとんどエネルギーが消費されており、その後の JMA100 の入力開始直後に崩壊したことから、CHI60 入力終了時点でほぼ終局状態に至っていたと考えられる。Wall-B は継続時間の長い CHI50 で大きな累積消費エネルギー能力を発揮しており、結果として最終的には Wall-A とほぼ同程度の累積エネルギーを消費して崩壊に至ったことは注目に値する。

### 5. 1 自由度系モデルによる解析

#### 5.1 復元力特性

地震応答解析により実験で得られた鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性履歴特性について検討を行う。解析には、試験体の全質量が質点として慣性力作用位置にあると仮定して 1 自由度で耐震壁を側柱も含め 1 本の線材にモデル化した。Wall-A と Wall-B の相違は復元力特性によって表される。文献 3) を参考に曲げ変形とせん断変形をそれぞれ 3 折れ線型の復元力特性と仮定して求め、それらの変形を足し合わせて耐震壁の復元力モデルとした。ここで、第 2 折点は、4.1 で検討した鉄筋の歪速度を考慮した耐力を用いた。履歴特性は TAKEDA-SLIP モデルを用いる。

#### 5.2 解析方法

入力には、実験時に試験体基部で測定された加速度記録を用いた。数値積分法は平均加速度法を用い、積分時間刻みは、0.005 秒とした。減衰係数は履歴モデルの瞬間剛性に比例するも

のとし、弾性時の減衰定数を加震前に入力したホワイトノイズに対する応答から ARX モデルによって同定して<sup>5)</sup>得られた結果より、1%とした。

### 5.3 解析結果と実験結果との比較

両試験体においてそれぞれ最大耐力に達した時の入力波での解析結果と実験結果を図9示す。Wall-A は CHI60~TAK125、Wall-B は ELC37~CHI60 における結果を示してある。最大耐力時の入力には大まかではあるが対応している結果となった。しかし、降伏後の変形は、降伏耐力により大きく変わるので降伏点の設定に注意が必要である。また、降伏後の耐力の低下や変形の増大に関しては追跡できていない。これは、履歴特性モデルによるもので、耐力低下を考慮した復元力特性、履歴特性による再検討が必要である。

## 6. まとめ

本実験により明らかにされた知見を以下にまとめる。

Wall-A に比べて Wall-B の方の最大耐力は20%ほど小さく、どちらも歪み効果、歪み速度の影響により、計算値を上回る曲げ耐力に達した。この最大耐力は、広沢式および AIJ 指針 ( $R_u=1/200$ ) によるせん断強度計算値に対しては、Wall-A では上回ったが、Wall-B では、ほぼ近い値であった。

どちらの試験体も最大耐力に達した後は、逆S字型の履歴を示し、せん断変形成分が大部分を占める、せん断性状が卓越した履歴を示した。

Wall-B は降伏後の継続時間の長いCHI60で大きな累積消費エネルギー能力を発揮しており、結果として、その後3回の高いレベルの入力の後に崩壊した Wall-A とほぼ同程度の累積エネルギーを消費して崩壊に至った。

TKEDA-SLIPモデルを用いた1質点系モデルによる解析では、最大耐力時までは概ね対応している。

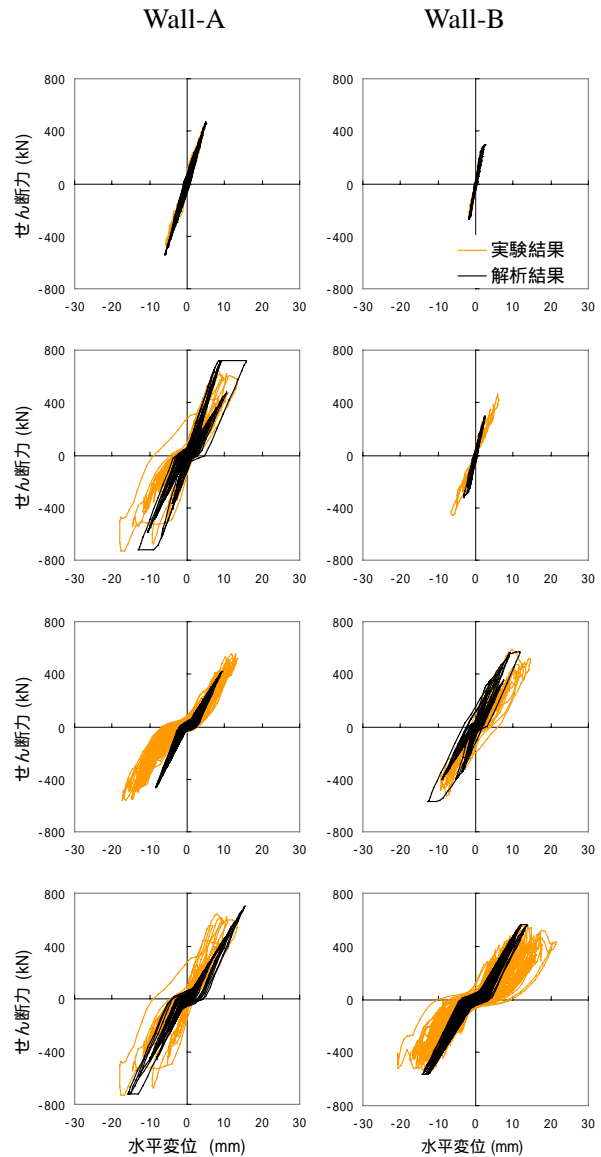


図 9 せん断力と水平変位（壁上部）の関係

### 参考文献

- 1) 松井智哉ほか：鉄筋コンクリート造耐震壁の動的実験，構造工学論文集，2003.4
- 2) 建築センター：建築物の構造規定，1997
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1997
- 4) 藤本盛久ほか：地震力を受ける単一山形鋼筋かいの高速引張実験（地震時の衝撃的荷重による鋼筋かいの破断に関する実験的研究その1），日本建築学会構造系論文報告集，No.389,pp.32-41,1988.7
- 5) 日本建築学会：建築物の減衰，2000.10