

# 論文 高軸力を受ける高強度 RC 造 L 型耐震壁の復元力特性に関する実験的研究

有馬久智\*1・松下貴広\*2・前田匡樹\*3・山本憲一郎\*4

要旨：高強度 RC 造コア壁と外周フレームからなる 25 階建試設計ハイブリッド構造物のコア部立体壁を想定して変動軸力を受ける L 型壁 5 体(X 方向 3 体、45 度方向 2 体)の静加力実験を行い、変動軸力下における L 型壁の復元力特性(曲げ強度、せん断強度、変形能力)を明らかにし、L 型壁の復元力特性の評価法及び曲率分布を仮定して強度等に及ぼす直交壁の影響などについて検討した。

キーワード：立体壁、高強度材料、変動軸力、ハイブリッド構造

## 1.はじめに

近年、各種の材料・部材を従来の鉄筋コンクリート構造・鉄骨構造などの構造物にない発想で組み合わせ、経済性・平面計画の自由度を改善しようとするハイブリッド構造の研究が盛んに行われている[例えば 1]。このハイブリッド構造のひとつとして、図 1 に示すような、中央の RC コア壁と周辺の鉄骨フレームからなる構造が考えられている。この構造では、建物に入力される地震力の大部分を RC コア壁に負担させることにより、外周部分の平面の自由度増すことが出来る。このような構造物を実現するためには、RC コア壁の耐力・変形性能を把握することが必要である。図 1 は、前田建設工業(株)建築設計部によって試設計された 25 階建 RC コア壁と外周フレームからなる建物である。本研究では、この試設計建物のコア壁について脚部を取り出した試験体により静加力実験を行い、その復元力特性、変動軸力の影響について検討した。

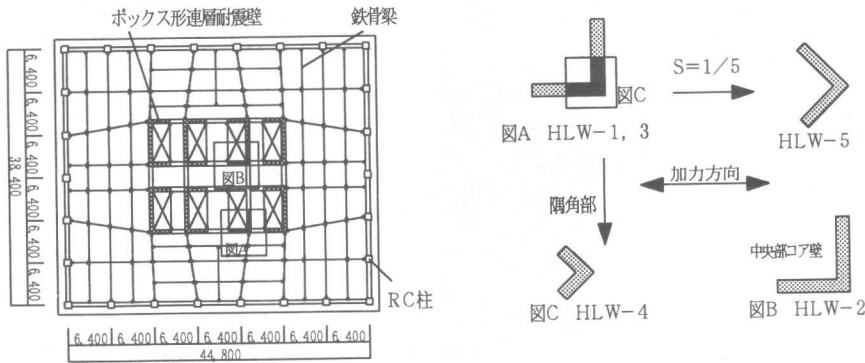


図 1 テーマストラクチャー平面図

## 2.実験概要

### 2.1 試験体

試験体は図 1 に示した 25 階建建物のコア部下層 1 層分とした。試験体の一覧を表 1 に示し、試験体配筋図を図 2 に加力方向とともに示す。試験体 HLW-1,2,3 では縮尺を 1/4 とし、コ型断面の 1/2 を取りだした。HLW-4 は 45 度方向加力による隅角部の挙動を把握するために L 型断面

\*1 前田建設工業(株) 技術研究所(正会員)  
 \*2 横浜国立大学大学院 工学研究科計画建設学専攻  
 \*3 横浜国立大学建設学科助手 工博 (正会員)  
 \*4 前田建設工業(株) 建築設計部



## 2.2 加力計画

加力は頂部変形角にして  $R=1/800$  (試験体 HLW-5 のみ  $R=1/1000$ ) を 1 回、 $1/400$ 、 $1/200$ 、 $1/133$ 、 $1/100$ 、 $1/67$  はそれぞれ 2 回、 $1/50$  を 1 回を基本として繰り返し載荷した。

変動軸力は式(1)に示すようにせん断力  $Q$  に応じて変化させた。

$$N=N_0+\alpha \cdot Q \quad (N_0: \text{長期軸力} \quad Q: \text{せん断力} \quad \text{ただし } N \leq 700\text{tonf}) \quad (1)$$

図3に各試験体の  $N$ - $M$  相関図を示す。変動軸力は試設計建物の静的解析及び動的解析を参考に決定した。試験体 HLW-1 では原設計の応力状態を概ね再現し、 $M/QD=3.0$  として曲げ降伏先行型を意図し、解析による軸力状態を再現するために式(1)の  $\alpha=15$  とした。試験体 HLW-3 では、 $M/QD=2.0$  とシアスパン比を小さくしてせん断破壊先行型を意図し、軸力  $N$ -モーメント  $M$  関係を HLW-1 と同一にするために  $\alpha=10$  とした。試験体 HLW-2 は、変動軸力を受けない中央部の耐震壁を想定したものであり、長期軸力に相当する軸力  $N_0=124\text{t}$  で定軸力とした。また、HLW-2 では、終局せん断強度を確認することを目的にしているため、 $R=1/100$  の 2 回目の繰り返し載荷までは  $M/Qd=2.0$  で載荷したがそれ以降  $R=1/100$  の 3 回目の繰り返し載荷は  $M/Qd=1.5$ 、 $R=1/100$  の 4 回目の繰り返し載荷(一側で押し切り)は  $M/Qd=1.0$ 、とシアスパン比を徐々に小さくして、曲げ降伏時のせん断力が計算せん断力程度に増大するように設定して載荷を行った。試験体 HLW-4 は、試験体 HLW-1 を 45 度方向加力した時に圧縮領域となる隅角部を取り出したもので、正加力の際には全断面圧縮となりほぼ純圧縮なること(負加力では純引張)が予想される。そのため、せん断力によって決まる変動軸力では載荷の制御が難しく変形角に応じて定軸力とした(表 1 欄外)。試験体 HLW-5 は、HLW-1 のスケールを  $1/4$  から  $1/5$  と縮小して 45 度方向加力したものである。HLW-5 では、45 度方向の解析結果からせん断高さ  $h=4.0\text{m}$ 、 $\alpha=40$  とした。いずれの試験体も軸力用ジャッキの載荷能力の上限により、変動軸力 700t を上限として加力を行った。

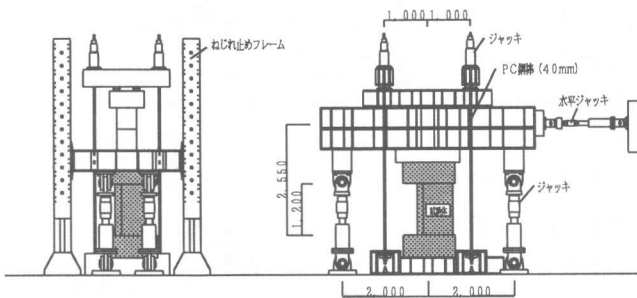
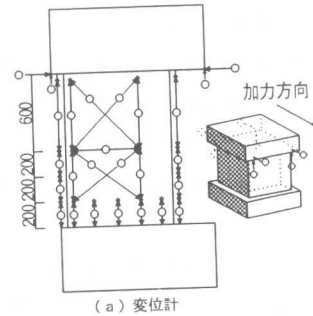


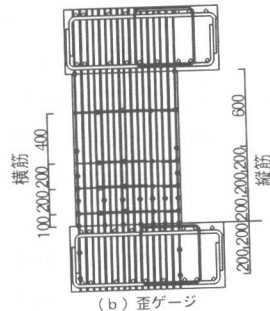
図4 加力装置

## 2.3 加力装置

加力装置を図4に示す。試験体は上下にスタブを設け、反力ベッド及び鋼製加力ビームに緊結した。水平ジャッキによりせん断力を加え、鉛直ジャッキ及びPC鋼棒(40mm)をそれぞれ左右に 4 本ずつ配し軸力及びせん断高さを目



(a) 変位計



(b) 歪ゲージ

図5 測定方法

標に保つための曲げモーメントを加えた。また、加力梁の両端に振じれ及び倒れを防止するためのフレーム(ねじれ止めフレーム)を設け、加力梁と振じれ止めフレームとの間にテフロンシートを挟み、加力方向のみに移動するようにした。

## 2.4 測定方法

図5に変位及び鉄筋歪の測定方法を示す。試験体頂部での水平変位、鉛直変位、主壁面内(HLW-4,5は2面とも)では、試験体を高さ方向に4分割し壁の両端での軸方向変形、壁脚部(外側)での鉛直変位、耐震壁の対角方向に変形をそれぞれ25~200mmの変位計により測定し、変形(曲げ、せん断)の分離に用いた。また、直交壁面(HLW-1,2,3のみ)では、試験体を高さ方向に4分割し3箇所まで軸方向変形を測定した。鉄筋の歪は、危険断面付近を中心に壁主筋、壁横筋、拘束筋に歪ゲージを貼付し測定した。

## 3.実験結果

### 3.1 破壊経過と復元力特性

実験結果を表3に示し、各試験体の終局時の破壊状況(主壁面)を図7に示す。せん断力と頂部水平変位の関係を図6に示す。各試験体とも変形部材角  $R=1/800(1/1000)$  までに、曲げひび割れが生じ、HLW-1,2,3では  $R=1/400$  までに、せん断ひび割れが生じたが、HLW-4,5では最終サイクルに至るまでほとんどせん断ひび割れは見られなかった。

HLW-1:  $R=1/133$ 以降、特に直交壁外側で被りコンクリートの剥離が顕著に見られ、圧壊の兆候が見られたが最終的には耐力の低下には至らなかった。

HLW-2:  $R=1/100$ で繰り返し载荷した後、シアスパン比を下げて加力を行ったが、 $R=+1/100(M/Qd=1.5)$ のサイクルで、I側壁脚部において被りコンクリートの剥離が見られせん断ひび割れが壁全面にわたって密に生じ、 $M/Qd=1.0$ で耐力が低下した。

HLW-3:  $R=1/133$ 以降、被りコンクリートの剥離及び、圧壊の兆候が見られ、直交壁部では曲げひび割れが、壁部ではせん断ひび割れが顕著に見られ、圧壊が進行していったが、最終的には耐力の低下には至らなかった。

HLW-4:  $R=+1/200$ までに、被りコンクリートの剥離及び、圧壊の兆候が見られ、 $R=+1/50$ の1回目のサイクルで最大強度に達しないまま軸力は700tを保持したまません断力が低下した。

HLW-5:  $R=+1/133$ 以降、被りコンクリートの剥離及び、圧壊の兆候が見られたが、最終的には耐力の低下には至らなかった。

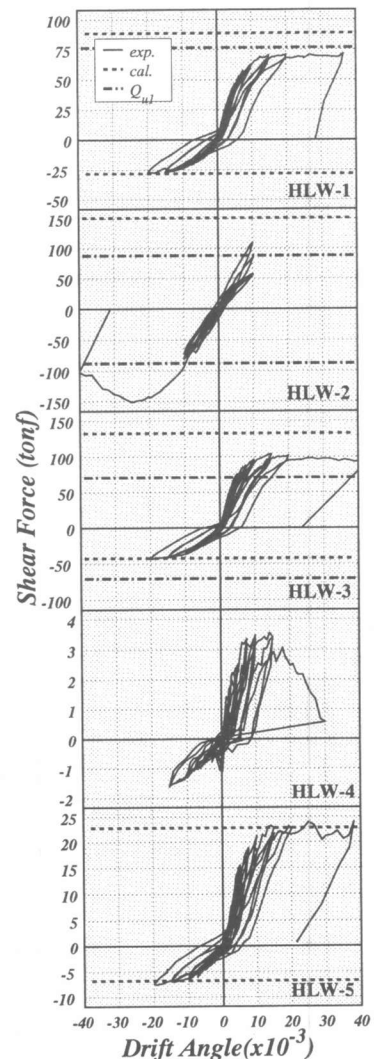


図6 せん断力と頂部水平変形角の関係

表3 実験結果

試験体	荷重方向	壁縦筋引張降伏		壁縦筋圧縮降伏		横筋降伏		最大強度	
		Q(t)	R(M/QD)	Q(t)	R(M/QD)	Q(t)	R(M/QD)	Q <sub>MAX</sub> (t)	R(M/QD)
HLW-1	正	56.3	1/126	56.3	1/126	66.2	1/71	71.8	1/27
	負	-17.9	-1/185	-	-			-27.6	1/55
HLW-2	正	43.8	1/172(2.0)	-	-	-64.0	-1/120(2.0)	110.0	1/100(1.0)
	負	-62.2	-1/150(2.0)	-148.6	-1/43(1.0)			-151.4	1/40(1.0)
HLW-3	正	89.1	1/120	75.0	1/185	-36.4	-1/100	103.3	1/67
	負	-25.2	-1/184	-	-			-43.5	-1/50
HLW-4	正	-	-	2.4	1/241	3.4	1/133	3.6	1/71
	負	-0.75	-1/162	-1.5	-1/93			-1.6	-1/67
HLW-5	正	21.6	1/56	14.1	1/237	22.1	1/54	24.0	1/26
	負	-5.3	-1/151	-	-			-7.6	-1/52

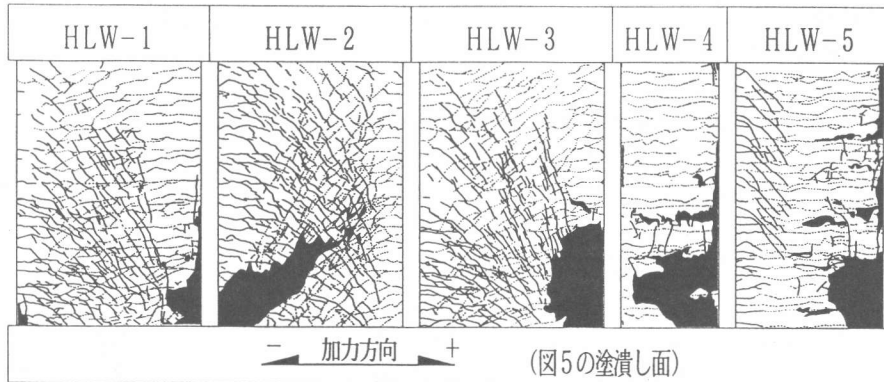


図7 終局時の破壊状況

3.2 終局強度

実験で測定された強度と各強度計算値を表4に示す。終局曲げ強度は靱性小委員会報告書[2]による算定式(2a,b,c)、直交壁を全断面有効とした断面解析による値及び実験値を比較検討した。上記曲げ強度算定式では実験結果を大きく上回り、適応範囲にあるとは言えない。しかし、解析値は直交壁を全断面有効としたため正側ではやや高いが概ね実験値とよい対応を示している。終局せん断強度の計算値は文献[3]のせん断強度算定式(3a,b,c:表4で $Q_{ui}$ )を用いた。終局せん断強度は、概ね実験値を下回る傾向にあり、特に HLW-2 では負側でせん断破壊したが、計算値が実験値を大きく下回った。これらは変動軸力の影響、高強度鉄筋の使用や拘束筋の効果などが考えられ、今後更に検討が必要である。

表4 実験結果と各強度計算値の比較

試験体	荷重方向	最大強度 実験値 (t)	最大強度計算値(t)			軸力比	コア部 軸力比 <sup>*1</sup>
			曲げ		せん断 $Q_{ui}$		
			Q <sub>fu</sub>	解析値			
HLW-1	正	71.8	122.8	88.5	76.5	0.46	0.70
	負	-27.6	-38.6	-28.2	-	-0.13	-2.57
HLW-2	正	110.0	143.8	150.7	87.9	0.08	-0.18
	負	-151.4	-193.5	-263.5	-	0.08	0.94
HLW-3	正	103.3	189.7	132.8	70.6	0.52	0.79
	負	-43.5	-56.1	-42.2	-	-0.14	-2.91
HLW-4	正	3.6	26.8	7.6	42.2	1.12	8.32
	負	-1.6	-4.4	-2.9	-	-0.16	-1.77
HLW-5	正	24.0	69.3	22.8	73.0	0.81	11.79
	負	-7.6	-16.1	-6.8	-	-0.23	-4.38

\*1:  $(N - A_{cy} \cdot \sigma_{cy}) / (A_{core} \cdot \sigma_B)$   
 $A_{cy}$  : 耐震壁の圧縮側柱コア内の縦筋の全断面積  
 $\sigma_{cy}$  : 耐震壁の壁板内に存在する縦筋の上限強度算定用強度  
 $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度(実験値)

$$Q_{fu} = Q_{f1} + Q_{f2} \quad (2a)$$

$$Q_{f1} = (A_g \sigma_y + 0.5 A_y \sigma_{wy} + 0.5 N) L / h \quad (2b)$$

$$Q_{f2} = \sum (T_y \times L_i) / h \quad (2c)$$

$$Q_{u1} = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} \nu \sigma_B / 2 \quad (3a)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa} \quad (3b)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (\nu \sigma_B) \quad (3c)$$

(ただし、式中の記号については文献参考のこと)

#### 4. 曲げ解析

脚部のモーメント-曲率の関係の断面の曲げ解析によって算定し、実験結果の曲げ変形と比較した。曲げ解析において材料の応力-歪関係は、コンクリートモデルは図8に示すNewRCモデル[4]、鉄筋モデルは完全弾塑性モデルとした。平面保持を仮定し、軸力Nは試験体の重心に作用するものとした。HLW-1,2,3では、直交壁は全断面有効の場合及び有効幅2t(t:壁厚)、3tの場合を求めた。HLW-4,5はI形部材に置換して解析を行った。以上より、計算された曲げモーメントと曲率の関係から曲げ変形による頂部の変形を図9に示す曲率分布を仮定して求めた。図10に脚部モーメントと頂部曲げ変形角の関係を解析結果と実験結果と比較して示す。HLW-5は概ね実験値と一致した。HLW-1,3では有効幅2t(図10でcal(2t))とした場合、最大耐力は実験値よりやや低い値であったが剛性はよい対応を示し、有効幅3t(図10でcal(3t))で正加力側では剛性、最大耐力ともに実験値より高い値となった。また負加力では有効幅3tで弾性域の剛性がよい対応を示したが、最終的に直交壁全断面有効の時最大耐力を評価できた。

#### 5. まとめ

変動軸力を受けるL型立体耐震壁の静加力実験を行い、以下の結果を得た。

- (1)変動軸力を受けるL型立体耐震壁の復元力特性、特に軸力による強度、剛性への影響を実験的に明らかにした。
- (2)変動軸力を受けるL型立体耐震壁の曲げ強度、せん断強度は、既往の設計式では実験結果を評価できず、今後さらに検討が必要である。
- (3)変動軸力を考慮した曲げ解析を行い、直交壁の効果を検討、曲率分布を仮定し、実験結果を概ね再現することが出来た。

<参考文献>

- [1]山内泰之、西山功、菅野忠ほか：「ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究その1から3」、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)、構造Ⅱ、pp.1521~1526,1994.9
- [2]日本建築学会・鉄筋コンクリート構造運営委員会靱性設計小委員会編「靱性設計小委員会報告書(終局強度型耐震設計法に関する最新の研究成果)1992.8
- [3]日本建築学会：「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」、1990
- [4](材)国土開発技術研究センター「平成4年度 New RC 研究開発概要報告書」、平成5年3月

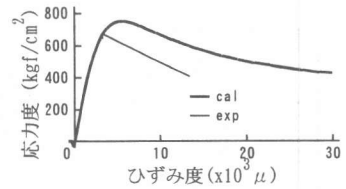


図8 NewRCモデル

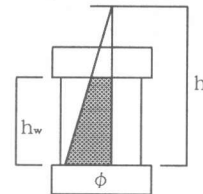


図9 曲率分布

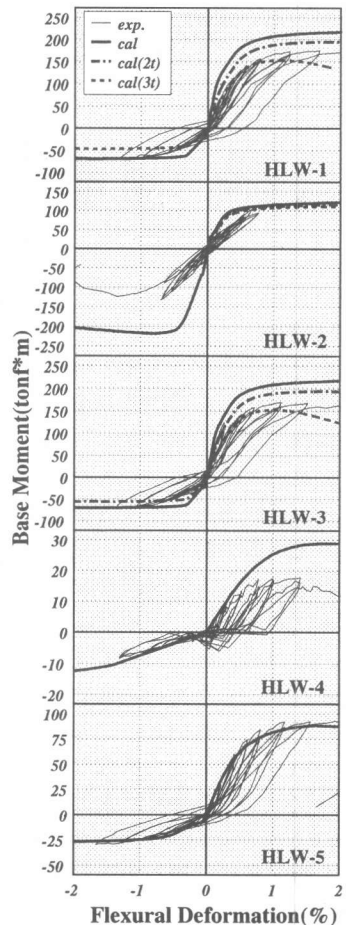


図10 曲げ解析結果