

[2070] 連層耐震壁に関する実験的研究

正会員 伊藤光康 (戸田建設技術研究所)

正会員 ○菊田繁美 (戸田建設技術研究所)

福田武久 (戸田建設エンジニアリング統轄部)

正会員 鳥谷利夫 (戸田建設エンジニアリング統轄部)

1 はじめに

連層耐震壁を含む鉄筋コンクリート造高層建物を大地震に対して十分安全に設計するには、耐震壁に十分なせん断耐力と靱性を確保する必要がある。具体的には、損傷を受ける下層部耐震壁を曲げ引張降伏先行型の破壊モードとし、降伏後の繰返し荷重下における靱性を確保することである。しかし、従来の耐震壁に関する実験・研究はせん断破壊を対象としたものが多く、曲げ降伏を対象としたものは比較的少ない。本報告は、せん断スパン比(M/QD)を2および3として、曲げ降伏先行型に設計した耐震壁に関する実験結果について報告するものである。

2 試験体

試験体は連層耐震壁下層部(1~2層)の2層1スパンを対象とした縮尺模型である。試験体の形状及び配筋を図-1に示す。付帯柱の帯筋には、高強度異形PC鋼棒(ウルボン)を円形スパイラル筋として用いており、1層部分では円形スパイラル筋を2重に巻いている。試験体形状は、付帯柱径275mm、柱芯間距離1900mm、壁厚100mm、はり断面190mm×130mm、1階高さ875mm、2階高さ700mmである。上部には実験時のせん断力及び偶力に対して十分な強度を有するスタブを設けている。

試験体区別を表-1に示す。試験体は、M/QD=2の加力条件下で1層および2層脚部にねじり系鉄筋継手を設けたものと、M/QD=3の加力条件下で継手のないものの2体である。また、せん断耐力(Q_{su})と曲げ耐力時せん断力(Q_{MU})の比(Q_{su}/Q_{MU})はWL-01試験体で1.9、WL-02試験体で1.4であり、せん断破壊には至らない設計になっている。(表-3参照)

コンクリートには最大粗骨材粒径10mmの豆砂利を用いた。使用した鉄筋とコンクリートの材料試験結果を表-2に示す。

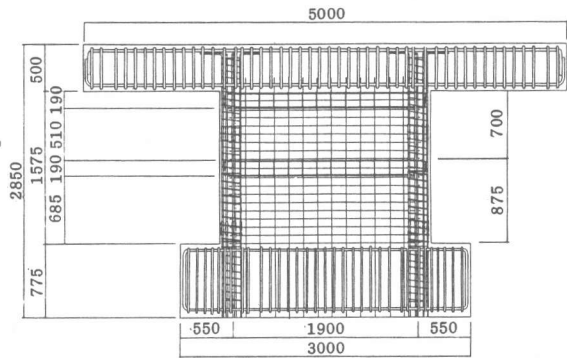


図-1 試験体の形状・配筋

表-1 試験体配筋・区別

試験体名		WL-01	WL-02
せん断スパン比		3	2
ねじり系鉄筋継手		無し	有り
壁	壁厚(mm)	100	100
	縦筋 本数・種別	D6(SD35) @150	D6(SD35) @150
	P _s (%)	0.51	0.51
	横筋 本数・種別	D6(SD35)@85	D6(SD35)@85
P _s (%)	0.75	0.75	
柱	断面直径(mm)	275	275
	主筋 本数・種別	9-D16(SD40)	7-D19(SD35)
	P _g (%)	3.02	3.38
	帯筋 本数・種別	カネサパイラル7.4φ@70 1F: 7本	カネサパイラル7.4φ@70 1F: 7本
P _w (%)	1F: 0.525 2F: 0.263	1F: 0.525 2F: 0.263	
はり	断面(mm)	130×190	130×190
	主筋 本数・種別	2-D10(SD30)	2-D10(SD30)
	P _t (%)	0.65	0.65
	肋筋 本数・種別	2-D6(SD35)@150	2-D6(SD35)@150
P _w (%)	0.33	0.33	
軸心力 cσ (kg/cm ²)		100	100

cσ: N/A_c (N: 軸力 A_c: 柱断面積)

3 実験方法

加力装置を図-2 に示す。加力方法は、水平せん断力用ジャッキと純曲げ用ジャッキを独立に制御し、所定のせん断スパン比状態とする正負交番繰り返し加力である。水平せん断力は反力壁に取りつけたサーボジャッキを用い試験体の上部スタブに緊結されたH型鋼を介して加力され、純曲げモーメントは試験体芯から左右2000mmの位置で試験体の上部スタブと反力床を結ぶ2台の串型ジャッキを用いて加力される。さらに、軸力用として試験体芯上部にサーボジャッキを設け荷重ブロックを介して軸応力（柱断面に対して $100\text{kg}/\text{cm}^2$ ）を常時一定で荷重した。また、壁と直角方向にトラスを組み試験体の面外変形のみを拘束した。

加力は変位制御加力であり、制御用変位には水平せん断力加力芯と基礎スタブとの相対変位を用いた。加力スケジュールは図-3 に示す通りで、正負交番繰り返し加力により1/75の部材角まで加力した。

変位測定では、1層および2層はり芯水平変位の測定と、曲げ変形成分およびせん断変形成分の分離に重点をおいた。

4 実験結果

(1) 実験経過

両試験体の最終のひびわれ状況を図-4 に示す。WL-01試験体(M/QD=3)では、部材角0.5/1000で発生した曲げひびわれが1/900 で曲げせん断ひびわれに進展した。さらに、1/600 で中間ばりに発生したせん断ひびわれが1/300 で1~2層にわたるせん断ひびわれに進展した。圧壊は、1/100 の第1サイクルで圧縮側柱最外端のかぶりコンクリートに発生した。WL-02試験体(M/QD=2)では、せん断ひびわれが部材角1/900、かぶりコンクリートの圧壊が1/300 の第2サイクルと WL-01試験体に比べて多少早めに発生したが、そのひびわれ発生状況はほぼ同様であった。また、両試験体とも引張側付帯柱主筋は部材角 1/300で1層脚部が降伏し、1/150で1~2層にわたり降伏した。

(2) 実験値と計算値の比較

試験体の荷重-変位履歴を図-5 に示す。ここで、縦軸は水平せん断力、横軸は2層はり芯位置の水平変位である。本試験体は部材角1/75に達しても耐力低下のない紡錘型の安定した履歴性状を示している。また、WL-02試験体は1層および2層柱脚部にね

表-2 材料試験結果

鉄筋		降伏点強度 (kg/cm^2)	引張強度 (kg/cm^2)	ヤング係数 ($\times 10^6 \text{kg}/\text{cm}^2$)
公称径	種別			
D19	SD35	4330	6280	1.87
D16	SD40	4600	6600	1.83
D10	SD30	4060	5670	1.99
D6	SD35	4110	5430	1.86

コンクリート

試験体名	圧縮強度 (kg/cm^2)	引張強度 (kg/cm^2)	ヤング係数 ($E_{1/3}$) ($\times 10^6 \text{kg}/\text{cm}^2$)
WL-01	342	28.9	2.78
WL-02	369	26.3	2.95

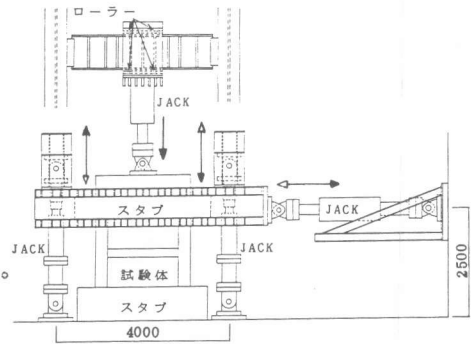


図-2 加力装置

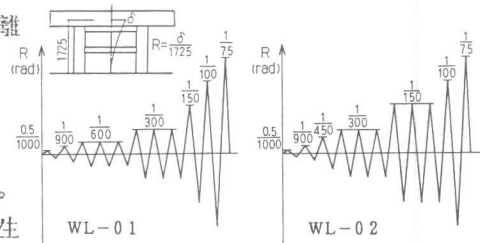
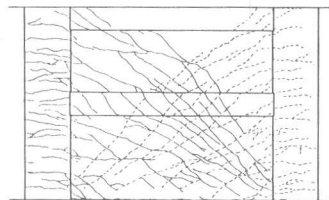


図-3 加力スケジュール
WL-01



WL-02

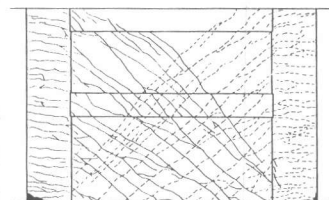


図-4 最終ひびわれ状況

じ節系鉄筋継手を用いているが、この継手の存在による影響は特に現れなかった。

両試験体の初期剛性、曲げひびわれ時・曲げ引張降伏時・最大せん断力時のベースモーメント、および最大せん断力について実験値と

計算値との比較を表-3に示す。実験値と計算値の比率(実/計)は、初期剛性が両試験体とも約0.7、曲げひびわれモーメントがWL-01試験体で約0.5、WL-02試験体で約1.0であった。曲げ降伏モーメントと最大曲げモーメントの実/計は、それぞれ約1.0、約1.1であり両試験体とも実験値と計算値がほぼ一致していた。また、WL-02試験体は最大モーメント時せん断力の実験値が計算値を12%上回ってもせん断破壊には至らなかった。

(3) 曲げ変形とせん断変形

試験体の付帯柱で測定した高さ方向10区間の伸縮量から各区間の平均的な曲率を求め、各サイクルピーク時における分布を図-6に示す。最下区間と最上区間では引張側柱主筋の抜け出しにより曲率の増大が見られる。

ベースモーメント(M)-曲げ変形(δ_B)履歴を図-7に示す。ここで、曲げ変形は曲率分布を試験体高さ方向に積分して求めたものである。付帯柱引張降伏後において曲げ変形の大部分は1階部分の曲げ変形で占められている。また、引張側柱主筋の抜け出しと圧縮側柱の沈み込みによる回転変形成分の曲げ変形成分に占める割合は付帯柱引張降伏時において両試験体とも約20%となっている。

試験体2層はり芯位置の水平変位から曲げ変形、柱主筋の抜け出しによる回転変形、および基礎スタブ上

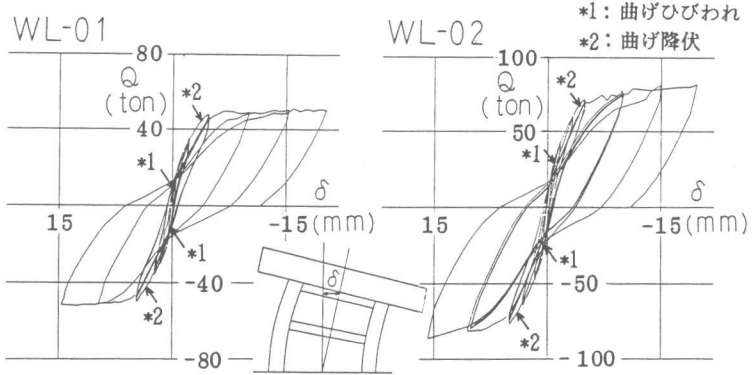


図-5 せん断力-変位履歴

表-3 実験値と計算値の比較

	WL-01		WL-02			
	実験	計算	実験	計算		
初期剛性 (ton·m/cm)	1950	2760	0.71	1850	2625	0.70
曲げひびわれモーメント (ton·m) *1	51	113	0.45	128	116	1.10
曲げ降伏モーメント (ton·m) *2	289	283	1.02	295	291	1.01
最大モーメント (ton·m) *3	340	301	1.13	353	309	1.14
せん断力 (ton) *4	51.9	46.8	1.11	86.2	72.1	1.12
せん断耐力 (ton) *5		87.1	0.60		100.3	0.86

*1 $M_c = (c \sigma_{tc} \sigma_a) \cdot Z_a \quad c \sigma_{tc} = 1.8 \sqrt{F_c}$

*2 $M_y = (0.8 a_t \sigma_y + 0.4 a_w \sigma_{wy} + 0.5 N (1 - c \sigma_a / F_c)) \cdot D$

*3 $M_u = (a_t \sigma_y + 0.5 a_w \sigma_{wy} + 0.5 N) \cdot l_w$

*4 $Q_{Mu} = M_u / \alpha D \quad \alpha$: せん断スパン比 (WL-01:3 WL-02:2)

*5 $Q_{su} = [(0.068 P_{t,c} \sigma_a^{0.223} (F_c + 180) / \sqrt{N} (RD) + 0.12 + 2.7 \sqrt{\sigma_{wb} P_{wb} + 0.1 \sigma_a}) b a_j]$

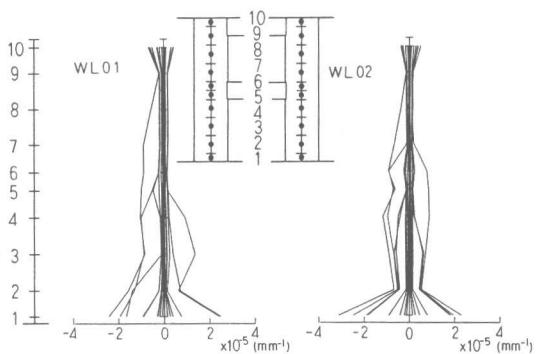


図-6 曲率分布

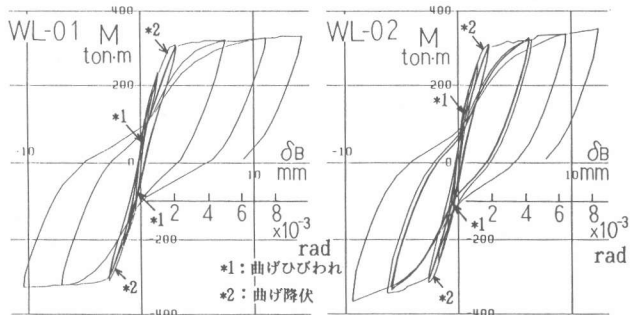


図-7 モーメント-曲げ変形履歴

面での柱脚の横すべり変形を除いた残りをせん断変形とし、せん断力 (Q) - せん断変形 (δ_s) 履歴を図-8に示す。ここで、柱脚の横すべり変形は、全体変形の2~4%と僅かであった。

せん断剛性は、曲げひびわれ発生後から低下しはじめ、柱主筋引張降伏後に著しい低下を示す。このせん断剛性の低下は、引張柱の伸びに伴うせん断変形成分が柱主筋引張降伏とともに増加するためと考えられる。〔1〕 ベースモーメントと試験体対角線方向の伸縮量の履歴を図-9に示す。両試験体とも伸び量はほぼ等しく、縮み量に比べて大きくなっている。最終サイクルの1/75においてせん断変形角は WL-01試験体で4/1000、WL-02試験体で5/1000に達していたが、この時の対角線方向の縮み量を圧縮ひずみに換算すると、WL-01試験体で約400 μ 、WL-02試験体で約800 μ でありコンクリート圧縮強度時ひずみに比べて小さな値となっていた。このことは、引張柱の伸びに伴うせん断変形成分が対角線方向の縮みに伴うせん断変形成分に比べて卓越するため、せん断圧縮破壊には至らなかったものと考えられる。

各サイクルピーク時における曲げ変形とせん断変形の割合は、図-10に示すように初期から最終サイクルに至るまで WL-01試験体で約7:3、WL-02試験体で約6:4とほぼ一定であった。

5 まとめ

- ① 本試験体はせん断スパン比が2と3において、1/75の部材角に達するまで耐力低下のない曲げ降伏型の安定した履歴性状を示した。
- ② 曲げ降伏モーメント、曲げ耐力は、表-3に示した既往の実験式によって評価できる。
- ③ 曲げ変形とせん断変形の割合は初期から最終サイクルに至るまではほぼ一定であり、WL-01試験体で7:3、WL-02試験体で6:4であった。
- ④ せん断剛性は、引張側付帯柱の伸びによって生じる変形成分の影響で柱主筋引張降伏後に著しく低下するものと考えられる。

(謝辞) 御指導をいただいた東京理科大学工学部 松崎育弘助教授に謝意を表します。

参考文献

- 〔1〕 平石久廣：曲げ降伏型の鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性に関する解析的研究，日本建築学会論文報告集・第347号・昭和60年1月

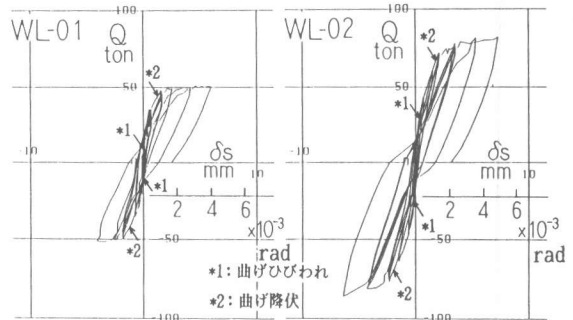


図-8 せん断力-せん断変形履歴

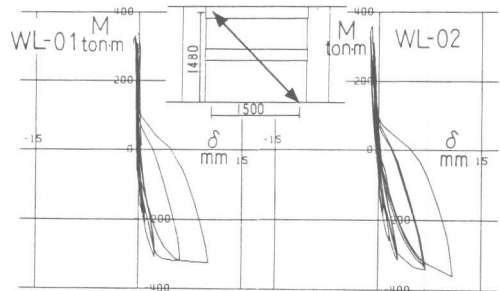


図-9 モーメント-対角線方向変位履歴

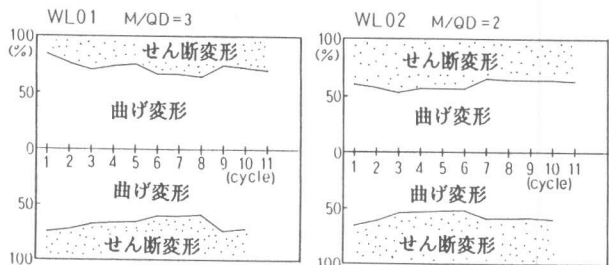


図-10 曲げ変形とせん断変形の割合