

鉄筋コンクリート造連層耐震壁架構の開発

その1 構造性能に関する実験的研究

Development of RC Multi-story Shear Wall Structure

Part 1 Experimental Study on Structural Performance

村上 秀夫*1 井川 望*1
Hideo Murakami Nozomu Ikawa

要旨

鉄筋コンクリート造建物における超高層集合住宅は、フリープランやスケルトン・インフィル方式（S I方式）といった設計自由度の高い空間へのニーズが高まっている。そして、このような自由空間を実現するために、連層耐震壁を主たる耐震要素とした超高層鉄筋コンクリート造建物の構造設計が行われるようになってきている。本研究では、大きな曲げと軸力が作用する連層壁脚部の構造性能を調べるために、曲げ圧縮応力を負担する拘束部（コアコンクリート部分）の拘束状態を実験因子とした長方形断面耐震壁およびL形断面耐震壁の曲げせん断実験を行った。その結果、1/50rad.の変形まで安定した履歴性状を呈し、十分な曲げ靱性能を有していることがわかった。また、ファイバーモデルによる断面解析は、実験結果と良い対応を示した。

キーワード：超高層建物 高強度コンクリート 連層耐震壁 立体耐震壁 構造性能 ファイバーモデル

1. はじめに

近年の超高層鉄筋コンクリート造建物では、自由度の高い居住空間を創出する一つの手段として、連層壁を主たる耐震要素とした構造設計が行われるようになってきている。例えば、センターコア部分を立体耐震壁としたタワー状の建物や梁間方向を連層耐震壁とした板状の建物であり、いずれも柱型のない連層耐震壁架構である。このような連層壁では、地震による水平力の大半を負担させるために軸力や曲げモーメントの応力負担割合が大きくなることから、曲げ靱性の確保がとても重要な課題となっている。

本報告では、大きな曲げと軸力が作用する連層壁（長方形断面耐震壁、L形断面耐震壁）の曲げ耐力や変形性能を評価するために実施した曲げせん断実験の結果およびコンクリートの拘束効果を考慮したファイバーモデルによる断面解析との適合性について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は、柱型のない長方形断面耐震壁とL形断面耐震壁であり、下層4層部分を対象とした。試験体数は4体であり、実物の1/4~1/6スケールである。

表1に試験体概要、図1に試験体の立面配筋図、図2に試験体の断面配筋図を示す。試験体の壁厚(tw)は140mm、壁長(Lw)は長方形断面で1120mm(=8・tw)、L形断面で700mm(=5・tw)であり、連層壁部分の内法高さ(Ho)は2140mm、加力点高さ(Hw)は2240mmとした。実験因子は、連層壁脚部において曲げ圧縮応力を負担する拘束部の拘束状態であり、長方形断面では壁端拘束部の拘束筋量と軸力比(η)の組み合わせ、L形断面では隅角拘束部の拘束範囲と軸力比の組み合わせとした。いずれの試験体も、曲げ降伏先行型の破壊形式とし、限界部材角(Ru)が1/67rad.を満足するよう計画した。ここで、試験体の断面重心位置は、上下スタブの重心位置と一致させた。また、L形断面の加力方向は、隅角部が圧縮を受ける状態を正加力とした。

2.2 使用材料

表2に鉄筋の材料試験結果を示す。鉄筋は、主筋にD10(SD390)、壁筋にD6(SD295A)、拘束筋および幅止筋にD4(SD295A)の材料を使用した。降伏点強度は0.2%オフセット耐力とし、鉄筋断面積は、公称断面積(D10:71.33mm², D6:31.67mm², D4:14.05mm²)を用いている。

表3にコンクリートの材料試験結果を示す。打設したコンクリートの設計基準強度(Fc)は60N/mm²であり、粗骨材には6号砕石(最大寸法:13mm)を用いた。

*1 技術研究所 建築技術研究部門

表 1 試験体概要

試験体名	長方形断面		L形断面	
	I-1	I-2	L-15	L-20
断面寸法	140mm			
壁厚 (tw)	140mm			
壁長 (Lw)	1120mm (=8·tw)		700mm (=5·tw)	
内法高さ (Ho)	2140mm			
加力点高さ (Hw)	2240mm (Hw/Lw=2.0)		2240mm (Hw/Lw=3.2)	
コンクリート	設計基準強度 (F _c) 60N/mm ²			
壁端部	拘束範囲 210mm (=1.5·tw)			
	主筋 16-D10 (SD390) p _g =3.88%		14-D10 (SD390) p _g =3.40%	
	拘束筋_端部 / 壁厚方向	4-D4@40 (SD295A) pw=0.669%	6-D4@35 (SD295A) pw=1.147%	4-D4@40 (SD295A) pw=0.669%
	拘束筋_端部 / 壁長方向	3-D4@40 (SD295A) pw=0.753%	3-D4@35 (SD295A) pw=0.860%	3-D4@40 (SD295A) pw=0.753%
隅角部	拘束範囲		210mm (=1.5·tw)	280mm (=2.0·tw)
	主筋		28-D10 (SD390) p _g =5.10%	28-D10 (SD390) p _g =3.40%
	拘束筋_隅角交差部 / 壁厚方向	4-D4@40 (SD295A) pw=1.00%		
	拘束筋_隅角交差部 / 壁長方向	4-D4@40 (SD295A) pw=1.00%		
	拘束筋_隅角突出部 / 壁厚方向	2-D4@40 (SD295A) pw=1.00%	4-D4@40 (SD295A) pw=1.00%	
	拘束筋_隅角突出部 / 壁長方向	2-D4@40 (SD295A) pw=0.502%		
壁筋	縦筋	2-D6@60 (SD295A) p _s =0.762%		2-D6@60 (SD295A) p _s =0.762%
	横筋	2-D6@70 (SD295A) p _s =0.653%		2-D6@60 (SD295A) p _s =0.762%
幅止筋	D4@280 (SD295A) 縦@280, 横@180 ph=0.028%		D4 (SD295A) 縦@180, 横@120 ph=0.065%	D4 (SD295A) 縦@120, 横@180 ph=0.065%
軸力比 (η)	0.15	0.20	正加力 : 0.35 ¹⁾ 負加力 : 0.00	正加力 : 0.40 負加力 : 0.00
加力方向				

備考 1) R=1/67radの2サイクル目終了後、軸力比を 0.40とした。

表 2 鉄筋の材料試験結果

使用部位	呼び名	降伏点 N/mm ²	降伏ひずみ μ	引張強さ N/mm ²	伸び率 %
主筋	D10 (SD390)	409	2080	671	18.0
壁筋	D6 (SD295A)	319	1721	487	18.5
拘束筋 幅止筋	D4 (SD295A)	354	2014	523	22.8

表 3 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	割裂強度 N/mm ²
I-1	65.2	33.4	4.18
I-2			
L-15	72.5	35.5	4.81
L-20	68.8	---	---

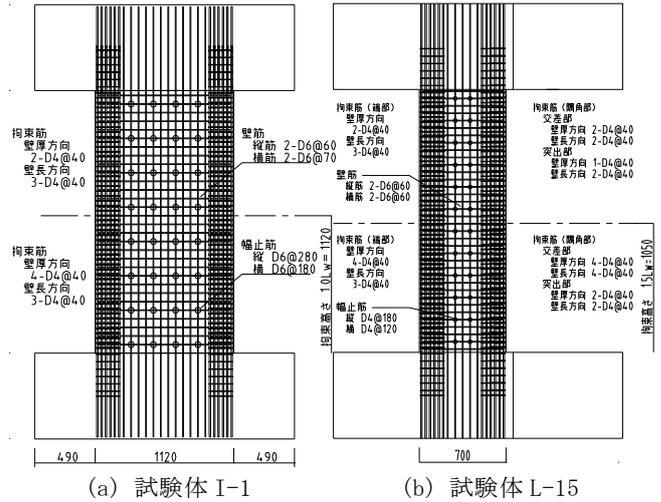
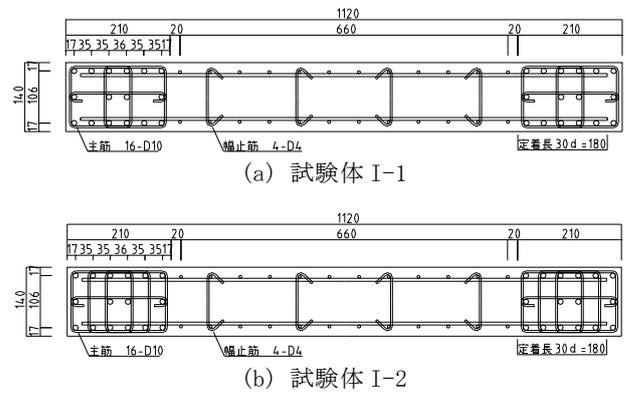
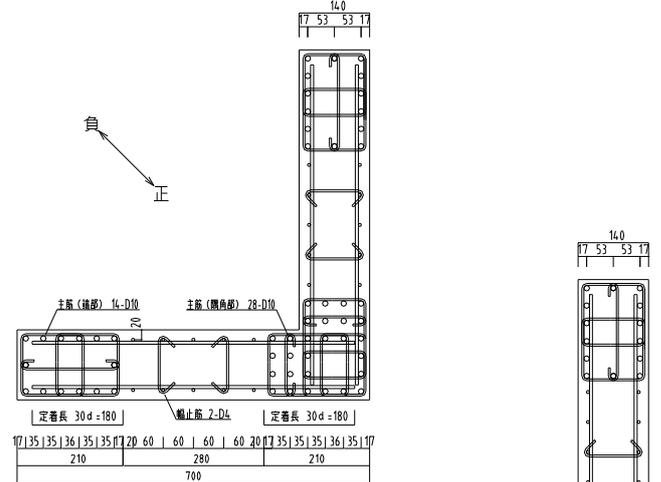


図 1 立面配筋図



(b) 試験体 I-2



(c) 試験体 L-15

(d) 試験体 L-20

図 2 断面配筋図

2.3 加力装置

図3に加力装置を示す。軸力(N)は、ジャッキエンドをローラー支承とした2台の5000kNジャッキを用いて載荷し、所定の軸力を等分した荷重を与えた($N=N_1+N_2$ 、 $N_1=N_2=N/2$)。加力は、所定の軸力を与えた後、試験体頂部(加力点高さ:H_w=2240mm)に水平力(P)を与え、壁脚部に曲げモーメントが生じるように載荷した。

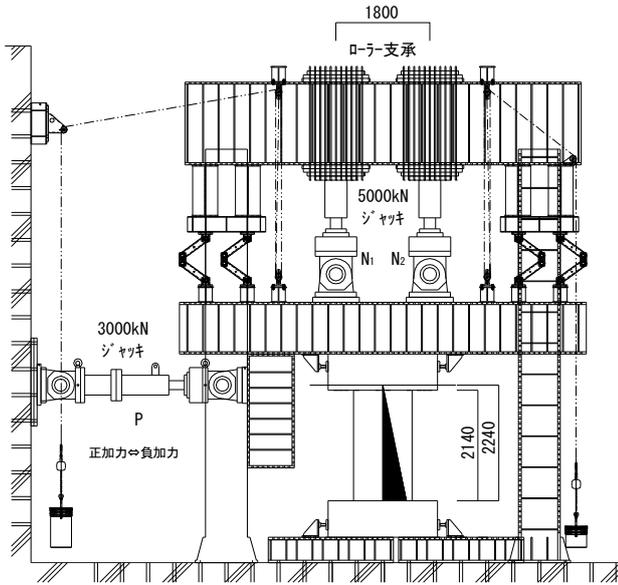


図3 加力装置

2.4 加力スケジュール

加力の制御は、加力点高さでの変形角(R)による変形制御とした。載荷履歴は、 $R=1/800\text{rad}$. で1回、 $R=1/400$, $1/200$, $1/100$, $1/67$, $1/50\text{rad}$. で各2回正負交番繰返し漸増載荷した後、正方向に単調加力した。軸力は、長方形断面の試験体では一定の荷重(試験体 I-1: $N=1516\text{kN}$ ($\eta=0.15$)、試験体 I-2: $N=2057\text{kN}$ ($\eta=0.20$))を与えた。L形断面の試験体では、隅角部が圧縮を受ける状態を正加力方向として軸力(試験体 L-15: $N=4570\text{kN}$ ($\eta=0.35$)、試験体 L-20: $N=4953\text{kN}$ ($\eta=0.40$))を与え、負加力方向では、軸応力をほぼ零($\approx 0.5\sim 1.0\text{N/mm}^2$)とした。なお、試験体 L-15においては、 $R=1/67\text{rad}$. の2回目の繰返し載荷した後、正加力時の軸力比を0.40($N=5198\text{kN}$)とし、 $R=1/67$, $1/50\text{rad}$. で各2回正負交番繰繰り返し漸増載荷を行った後、正方向に単調加力した。

2.5 計測項目

変位の測定は、加力点高さ位置における水平変位や壁部の曲げ変形(図4参照)などについて行った。また、本実験による加力方法では、変形角が大きくなると反曲点の高さが大きく変化する。壁脚部の曲げモーメントを算出する

際には、反曲点高さの変動を考慮する必要があるため、加力装置の加力梁に対しても変位計を取り付け、各変形状態での反曲点高さを求められるようにした。ひずみの測定については、主筋、拘束筋、壁筋、幅止筋の主要な箇所へひずみゲージを貼り付けして測定した。

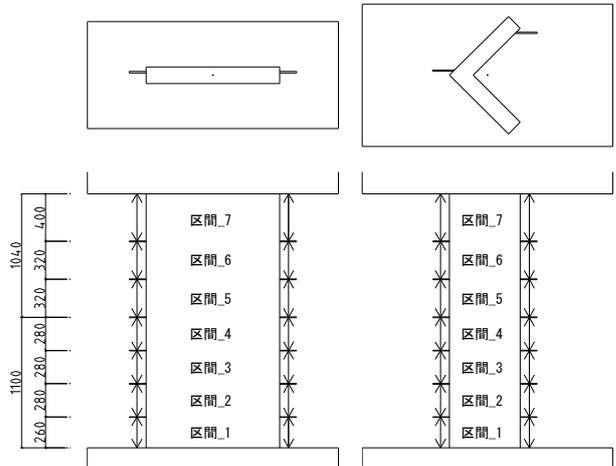


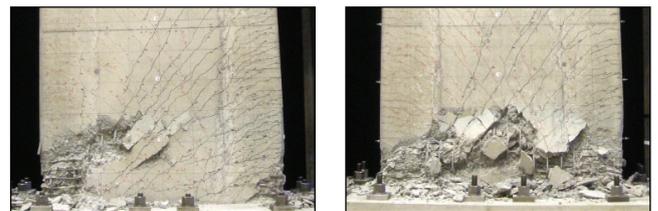
図4 曲げ変形の測定位置

3. 実験結果

3.1 長方形断面耐震壁の実験結果

3.1.1 破壊経過

図5に壁脚部曲げモーメント-変形角関係、写真1に最終破壊状況を示す。両試験体とも $R=1/800\text{rad}$. で壁脚側面に曲げひび割れが生じた。試験体 I-1 は $R=1/400\text{rad}$. で、試験体 I-2 は $R=1/200\text{rad}$. でせん断ひび割れが発生し、その後の載荷により曲げひび割れが急激に増加し壁高さ方向に広がった。両試験体とも、 $R=1/200\text{rad}$. で壁脚隅角部近傍に圧壊が生じ始めたが、 $R=1/50\text{rad}$. までの変形において安定した履歴性状を示した。以後、試験体 I-1 は、 $R=1/40\text{rad}$. 程度まで載荷した時点で拘束部の圧壊が著しく進行し、軸力を保持できなくなった。試験体 I-2 は、 $R=1/50\text{rad}$. を2回繰り返した後の単調載荷時に壁板部分が圧壊し、軸力が保持できなくなった。実験終了時には、壁縦筋に加えて主筋の座屈や拘束筋の破断が確認され、試験体 I-1 に比べて高軸力の影響からか壁脚部の圧壊範囲は大きくなった。



(a) 試験体 I-1

(b) 試験体 I-2

写真1 最終破壊状況(壁脚部)

3.1.2 変形成分

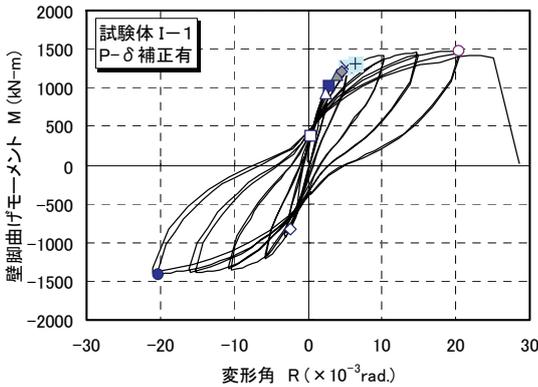
図6に全体変形に対する各変形成分の変形段階における推移を示す。曲げ変形 (δ_m) は、高さ方向に7分割して測定した鉛直変位(図4参照)より各区間の回転角を算出し、その回転角分布を高さ方向に積分した値とした。また、壁脚から高さ60mmの位置で測定した水平変位を壁脚部のスリップ変形 (δ_{slip}) とし、全体変形 (δ_h) から曲げ変形とスリップ変形を差し引いたものをせん断変形 (δ_s) とした。同図より、正負の加力方向で若干異なる傾向を示しているが、変形分離した結果、両試験体ともに曲げ変形成分が80~90%と支配的であることがわかる。また、壁脚部より $H=0\sim 540\text{mm}$ の曲げ変形による変位が全体の過半を占めていることから、壁脚部より概ね $0.5 \cdot L_w$ (L_w : 壁長=1120mm) に相当する高さまでの曲げ変形が、特に卓越していることがわかる。

3.1.3 鉄筋のひずみ状況

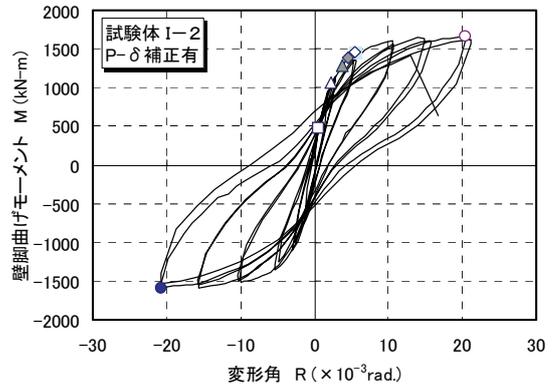
図7に最外縁主筋の高さ方向のひずみ分布を示す。最外縁の主筋は、壁脚部ほどひずみ量が大きく、 $R=1/400\text{rad.}$ で脚部が圧縮降伏、 $R=1/200\text{rad.}$ で引張降伏し、この時の引張降伏域は $H=560\text{mm}$ ($=0.5 \cdot L_w$) の高さまで達している。

図8に壁脚部 ($H=20\text{mm}$) における主筋および壁縦筋のひずみ分布を示す。壁脚部における断面内のひずみ状況は、 $R=1/400\text{rad.}$ まではほぼ直線的に分布していることが窺われる。また、 $R=1/200\text{rad.}$ の時点で引張・圧縮ともに拘束範囲内のほとんどの主筋が降伏していることが確認できる。

図9に壁脚部 ($H=80\text{mm}$) における拘束筋のひずみ分布を示す。拘束筋の外縁側と中子筋は、 $R=1/100\text{rad.}$ で引張降伏している。また、壁部側の拘束筋については、試験体 I-1 は $R=1/50\text{rad.}$ で、試験体 I-2 では $R=1/67\text{rad.}$ を超えた段階で引張降伏している。



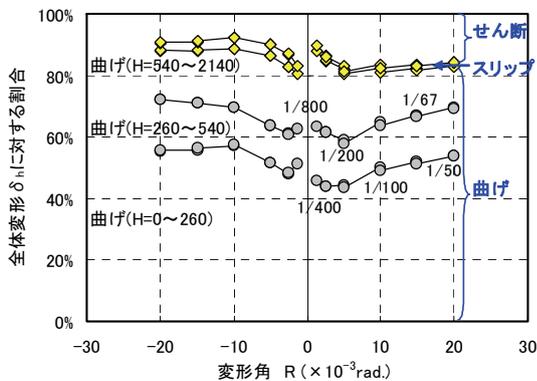
(a) 試験体 I-1



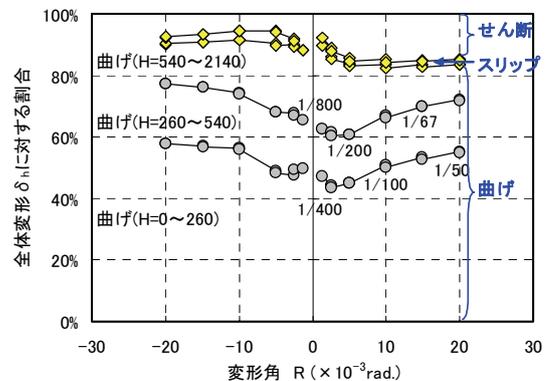
(b) 試験体 I-2



図5 壁脚部曲げモーメントと変形角の関係



(a) 試験体 I-1



(b) 試験体 I-2

図6 全体変形に対する各変形成分割合の推移

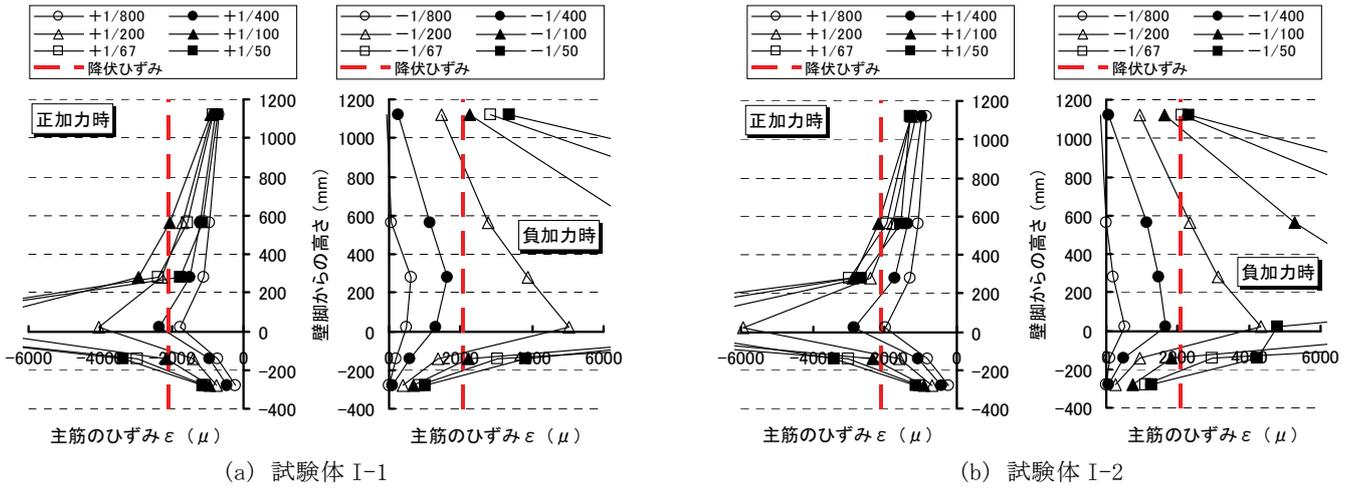


図7 最外縁主筋の高さ方向のひずみ分布

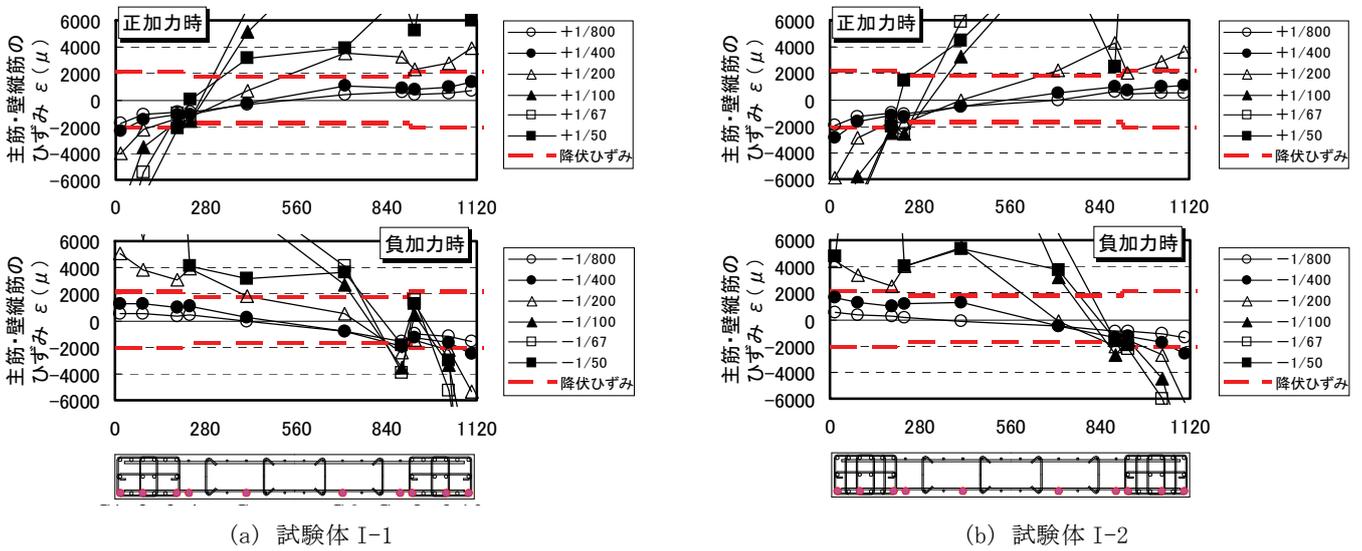


図8 壁脚部(H=20mm)における主筋・壁縦筋のひずみ分布

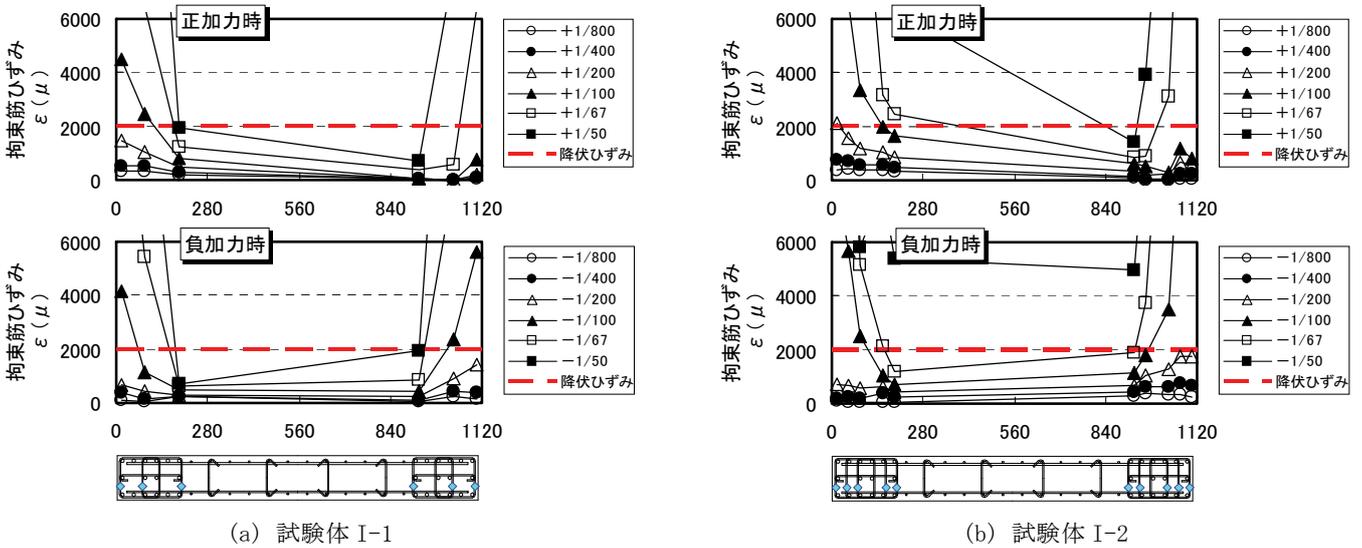
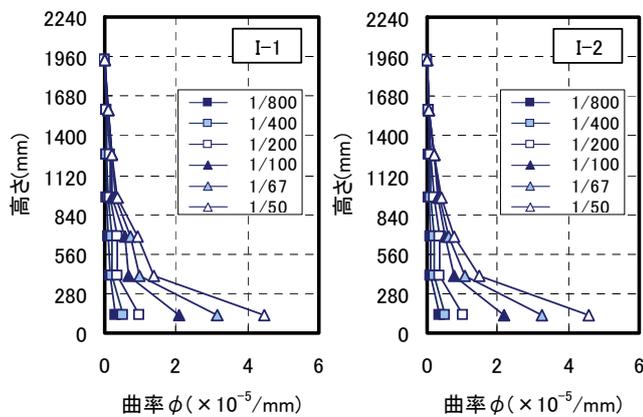


図9 壁脚部(H=80mm)における拘束筋のひずみ分布

3.1.4 曲率分布

図 10 に各サイクルピーク時における高さ方向の曲率分布を示す。ここで、曲率は、試験区間を高さ方向に7分割(図4参照)し、壁両端の伸縮量を測定することにより求めた。曲率の発生は、壁脚から高さ260mm(≒2.0・tw)の区間に集中している。とりわけ、拘束部の主筋が引張降伏する変形角R=1/200rad.以降において、その傾向が顕著となっている。一方、壁脚からの高さが1100mm(≒1.0・Lw)を越える部分においては、大変形時に至るまで、曲率の増加はほとんど見られない。なお、負加力時の曲率分布についても、正加力時と同様の傾向を示している。



(a) 試験体 I-1 (b) 試験体 I-2

図 10 曲率分布 (正加力時)

3.1.5 等価粘性減衰定数

図 11 に等価粘性減衰定数の推移を示す。いずれも2回目サイクル(定常ループ)の値である。両試験体とも、等価粘性減衰定数(heq)は、ほぼ等しい値を示し、軸力比の違いによる影響は認められなかった。また、主筋が圧縮降伏した時(R=1/400rad.)の等価粘性減衰定数は7~8%程度であり、変形が進むにつれて増大している。

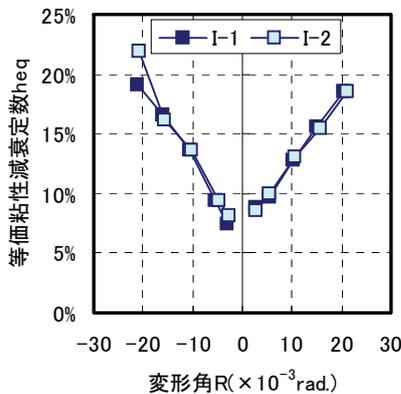


図 11 等価粘性減衰定数の推移

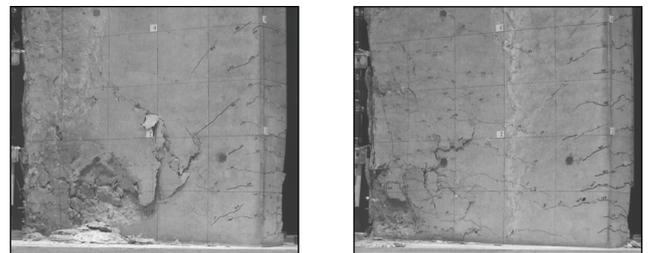
3.2 L形断面耐震壁の実験結果

3.2.1 破壊経過

図 12 に壁脚部曲げモーメント-変形角関係、写真2に最終破壊状況を示す。試験体L-15の正加力時は、R=1/800rad.で隅角部の主筋が、R=1/200rad.には隅角部側の壁縦筋が圧縮降伏し、壁脚部の壁端側に曲げひび割れが発生した。R=1/100rad.では、壁端部の主筋が引張降伏し、隅角拘束部のコンクリートに微細な圧壊が観察された。R=1/67rad.には、隅角部の拘束筋が降伏し、R=1/50rad.では隅角部に近い側の壁部かぶりコンクリートが剥落し始めた。そして、R=1/33rad.を超えた時点でかぶりコンクリートの剥落が顕著となり、軸力が保持できなくなった。

負加力時については、R=-1/400rad.で壁脚部の隅角部側に曲げひび割れが発生し、R=-1/200rad.には隅角部の主筋と隅角部側の壁縦筋が引張降伏した。R=-1/100rad.では、壁端側の壁縦筋が引張降伏し、壁端部の主筋は圧縮降伏した。そして、R=-1/67rad.で壁端拘束部のコンクリートに圧壊が観察されるものの、R=-1/50rad.までは耐力低下の兆候は見られなかった。

試験体L-20の破壊経過は、試験体L-15と同様であったが、顕著な耐力低下が見られなかったため、R=1/27rad.まで加力して実験を終了した。



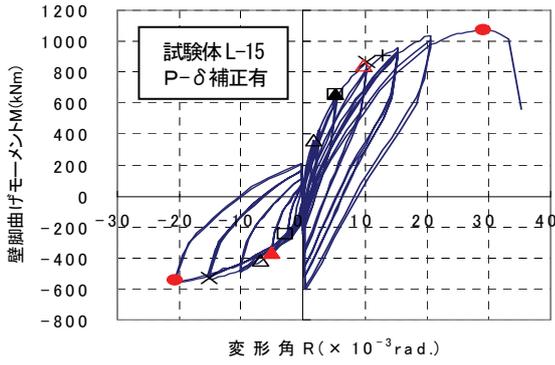
(a) 試験体 L-15 (b) 試験体 L-20

写真 2 最終破壊状況 (壁脚部)

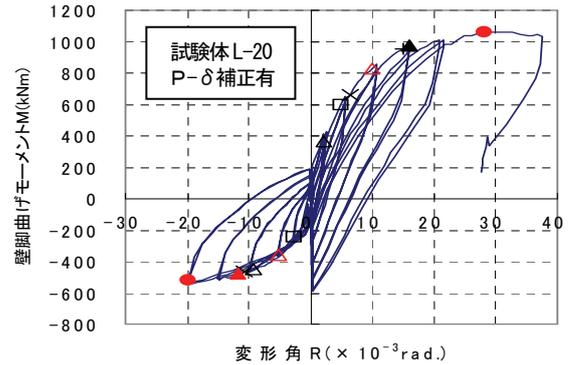
3.2.2 変形成分

図 13 に全体変形に対する各変形成分の変形段階における推移を示す。曲げ変形(δm)は、高さ方向に7分割して測定した鉛直変位(図4参照)より各区間の回転角を算出し、その回転角分布を高さ方向に積分した値とした。そして、長方形断面耐震壁と同様、全体変形(δh)を曲げ変形、せん断変形(δs)および壁脚部のスリップ変形(δslip)に分離し、全体変形に対する割合をそれぞれ求めた。

同図より、両試験体とも、曲げ変形成分が90%程度以上と支配的であった。また、壁脚部よりH=0~540mmの曲げ変形成分が全体の約7割を占めていることから、壁脚部より概ね1.0・Lw(Lw:壁長=700mm)に相当する高さまでの曲げ変形が、特に卓越していることがわかる。



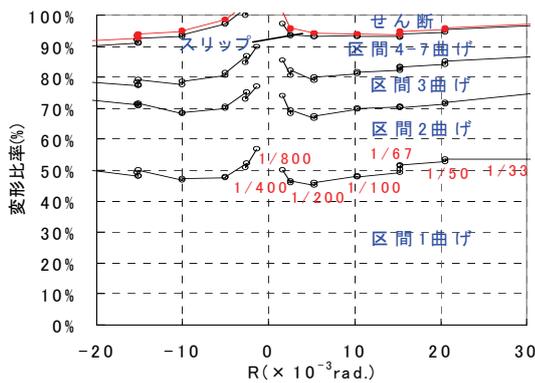
(a) 試験体 L-15



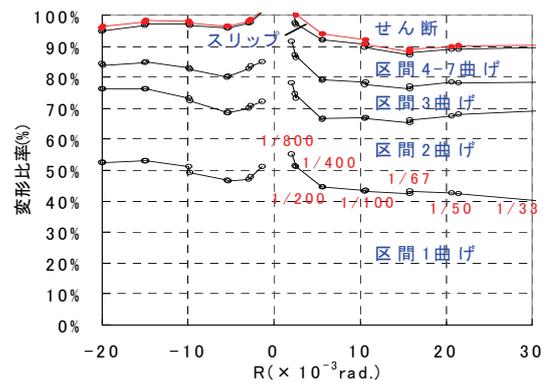
(b) 試験体 L-20



図 12 壁脚部曲げモーメントと変形角の関係



(a) 試験体 L-15



(b) 試験体 L-20

図 13 全体変形に対する各変形成割合の推移

3.2.3 鉄筋のひずみ状況

図 14～図 15 に最外縁主筋（壁端部側と隅角部側）の高さ方向のひずみ分布を示す。ここで、図中の ϵ_y は、主筋の降伏ひずみレベルを表している。また、試験体 L-15 の $R=1/67\text{rad.}$ については、1 回目 ($\eta=0.35$) と 3 回目 ($\eta=0.40$) のピーク時をプロットした。

これらの図より、試験体 L-15 と試験体 L-20 とでは大きな差は見られず、壁端部側の主筋が引張降伏している範囲は、 $R=1/100\text{rad.}$ で $H=180\text{mm}$ ($\approx 1.0 \cdot t_w$)、 $R=1/50\text{rad.}$ では $H=700\text{mm}$ ($=1.0 \cdot L_w$) の高さにまでなっている。一方、隅角部側の主筋が圧縮降伏している範囲は、 $R=1/200\text{rad.}$ で $H=700\text{mm}$ ($=1.0 \cdot L_w$) の高さにまで達している。また、 $R=1/100\text{rad.}$ で $H=1060\text{mm}$ ($\approx 1.5 \cdot L_w$)、 $R=1/67\text{rad.}$ では $H=1420\text{mm}$ ($\approx 2.0 \cdot L_w$) の高さにまでなったが、隅角部の主

筋が座屈する現象は、 $R=1/50\text{rad.}$ の変形時までは見られなかった。

図 16 に壁脚部 ($H=20\text{mm}$) における主筋および壁縦筋のひずみ分布を示す。断面内のひずみ状況は、 $R=1/400\text{rad.}$ までにはほぼ直線的に分布していることが窺われる。また、中立軸の位置は、正加力時では壁板部に、負加力時では圧縮側端部（壁端部の外縁側）にあることがわかる。

図 17 に壁脚部 ($H=40\text{mm}, 200\text{mm}$) における拘束筋のひずみ分布を示す。両試験体とも、高さ $H=200\text{mm}$ での拘束筋のひずみが最も大きく、隅角部に圧壊が生じ始めた $R=1/100\text{rad.}$ で、隅角部の拘束筋のひずみが増大する傾向が見られた。また、 $R=1/67\text{rad.}$ で、隅角交差部の拘束筋が降伏し始め、 $R=1/50\text{rad.}$ では、隅角部の拘束筋が、ほとんど降伏する状態にあった。

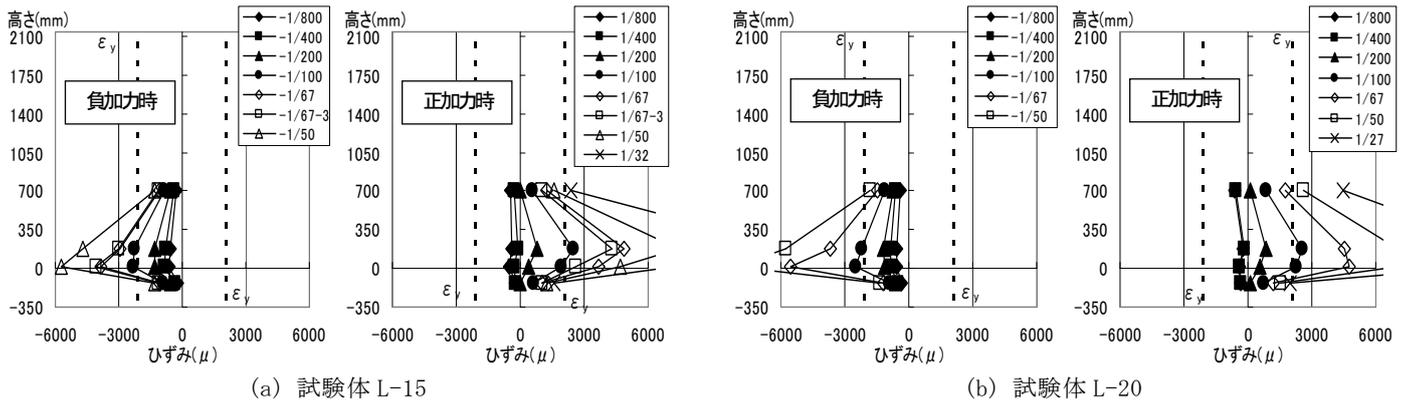


図 14 最外縁主筋の高さ方向のひずみ分布（壁端部側）

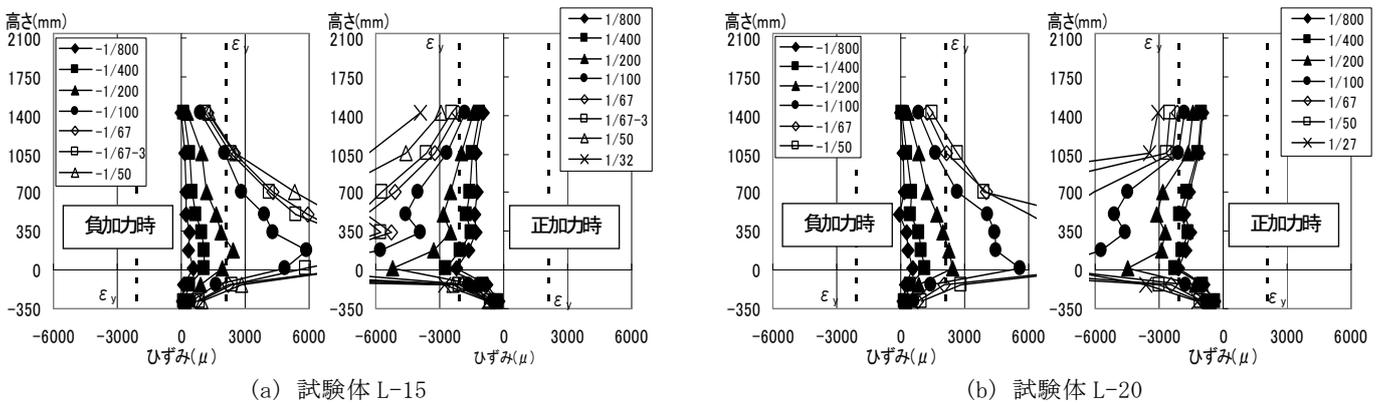


図 15 最外縁主筋の高さ方向のひずみ分布（隅角部側）

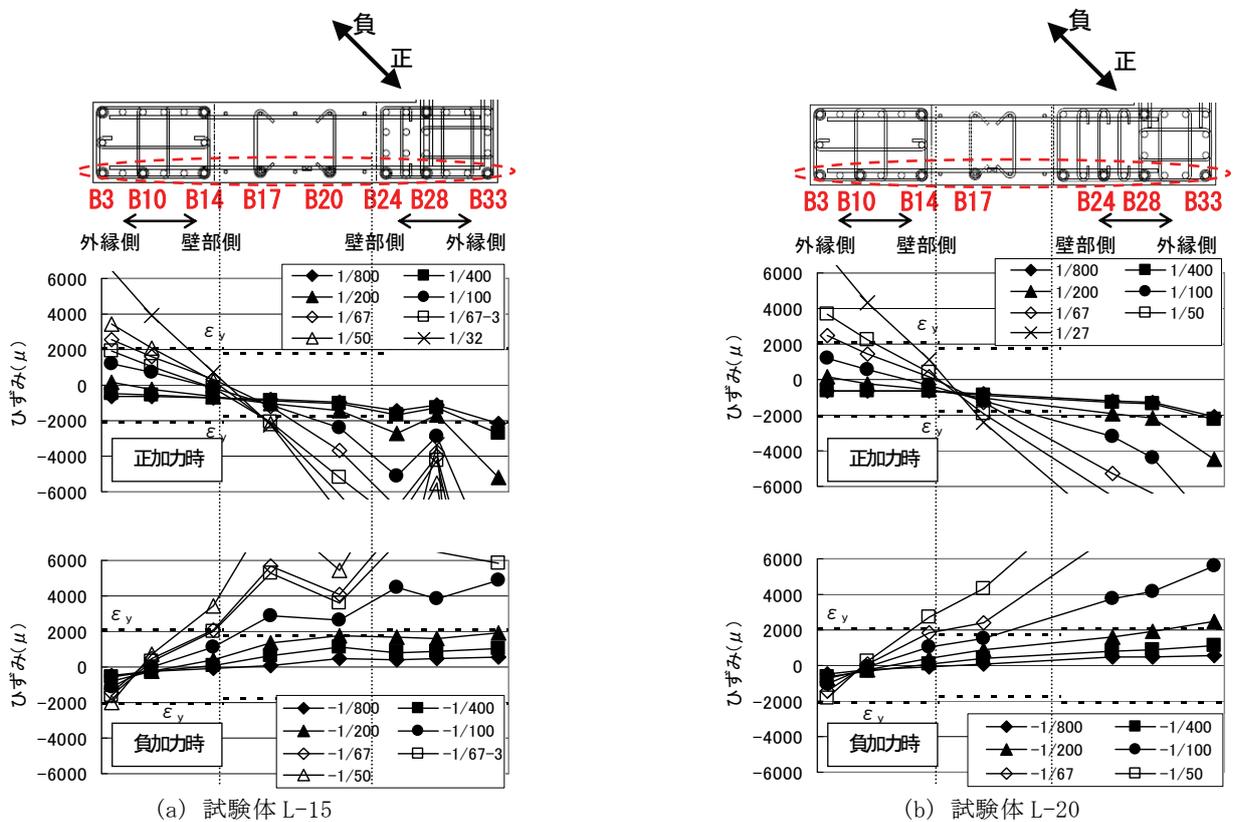
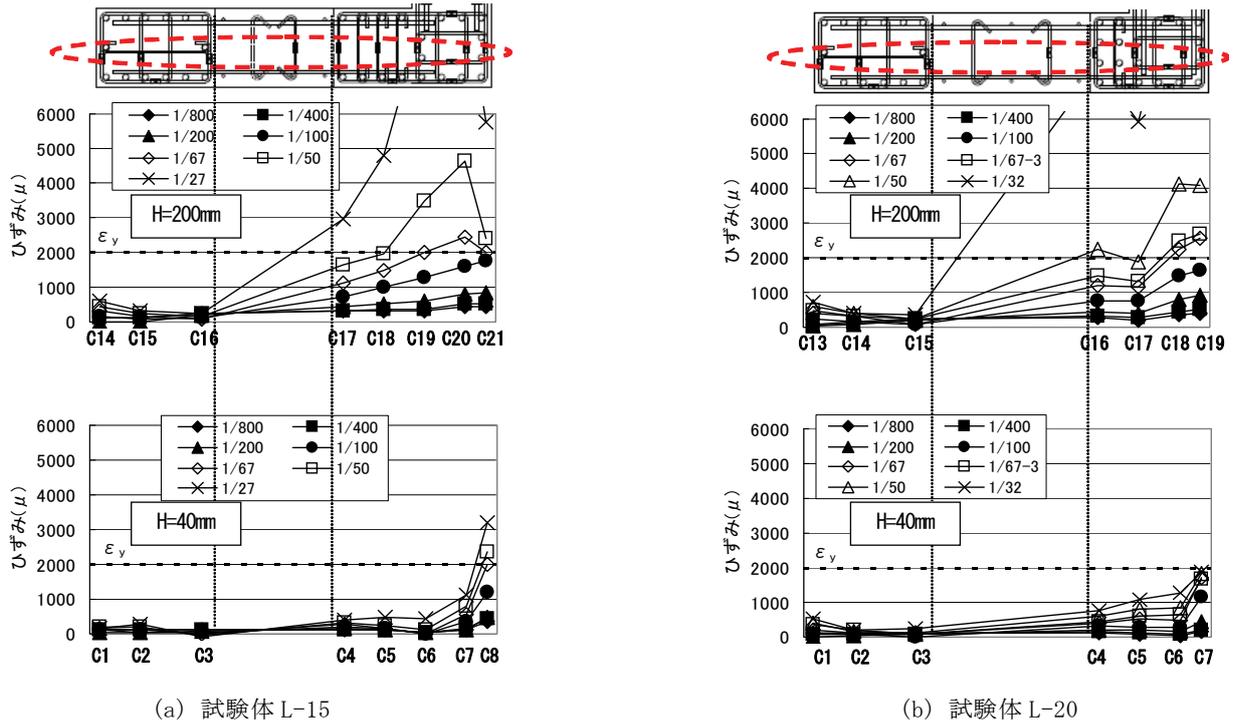


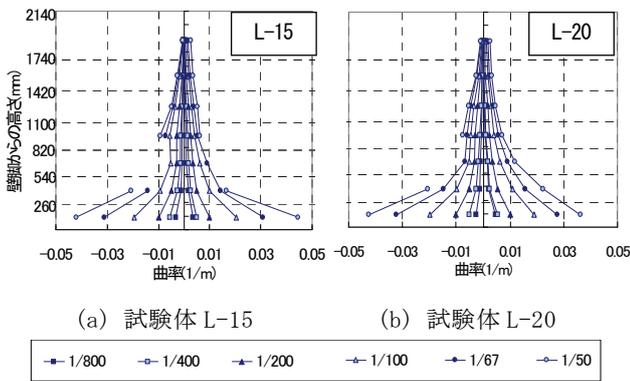
図 16 壁脚部(H=20mm)における主筋・壁縦筋のひずみ分布



(a) 試験体 L-15 (b) 試験体 L-20
図 17 壁脚部 (H=40mm, 200mm) における拘束筋のひずみ分布 (正加力時)

3.2.4 曲率分布

図 18 に各サイクルピーク時の高さ方向の曲率分布を示す。曲率の発生は、壁脚から高さ 540mm (≒4.0・tw) の区間に集中しており、長方形断面耐震壁と比べてその範囲は大きくなっている。



(a) 試験体 L-15 (b) 試験体 L-20
図 18 曲率分布

3.2.5 等価粘性減衰定数

図 19 に等価粘性減衰定数 (heq) の推移を示す。L 形断面の試験体では、正加力、負加力時で軸力比が切り替わるため、同図右図に示すように各サイクルの履歴面積を求めて等価粘性減衰定数を算出した。試験体による差異はなく初期から 12%以上であった。変形角の増大とともに等価粘性減衰定数も増加するが、正負で増加の傾向が異なり、正加力で 15%程度、負加力では 20%程度までの増加となった。

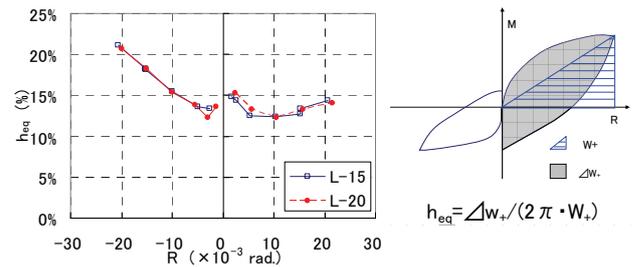
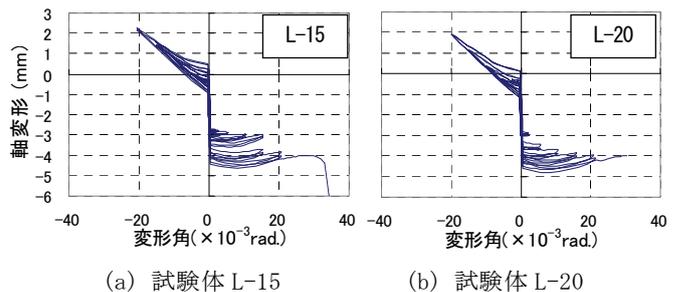


図 19 等価粘性減衰定数の推移

3.2.6 変形角と軸変形の関係

図 20 に各試験体の変形角と軸変形 (Ho=2140mm に対する計測値) の関係を示す。各加力方向ともに、载荷サイクルが進むにつれて、軸変形が増加している。なお、正加力時 R=1/50rad. では、試験体 L-15, L-20 ともに軸力比が 0.40 であるが、軸変形はほぼ同一であり、隅角部拘束範囲の影響は見られなかった。



(a) 試験体 L-15 (b) 試験体 L-20
図 20 軸変形と変形角の関係

4. 断面解析

4.1 長方形断面耐震壁の断面解析

4.1.1 解析方法

試験体の断面解析は、ファイバーモデルを用いて行った。図 21 に解析モデルの概要を示す。ファイバーモデルは、コンクリートを 59 層、鉄筋を 24 層に分割した。また、実験では、壁脚から概ね $0.5 \cdot L_w$ (L_w : 壁長=1120mm) の領域の曲げ変形が支配的であったことから、ファイバー要素の高さが $0.5 \cdot L_w$ となるよう、高さ方向は 4 要素に分割した。

使用した解析プログラムは、RESP-F3T である。ファイバー断面の解析では、各要素下端の応力（軸力、曲げモーメント）に対して平面保持を仮定し、断面性能を求めた。要素内では断面性能が一定と仮定し、剛性マトリクス法により各要素の変位・部材応力を求めた。解析上は、曲げ降伏後の曲率分布を図 21 のように仮定していることになる。

図 22 に応力-ひずみ関係のモデル化を示す。コンクリートは、拘束筋で囲まれた領域では拘束効果を考慮し、New RC 式¹⁾でモデル化した。また、壁板とかぶりコンクリートについては、非拘束コンクリートとして Fafitis-Shah 式²⁾によりモデル化した。鉄筋は、材料試験の結果をトリリニアでモデル化した。

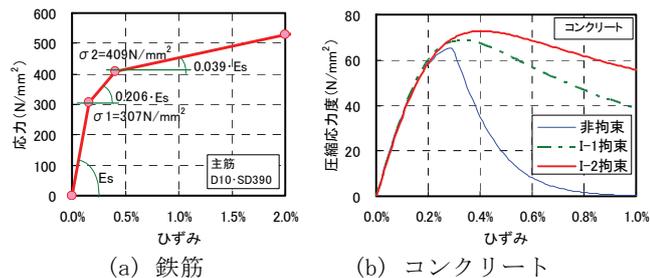
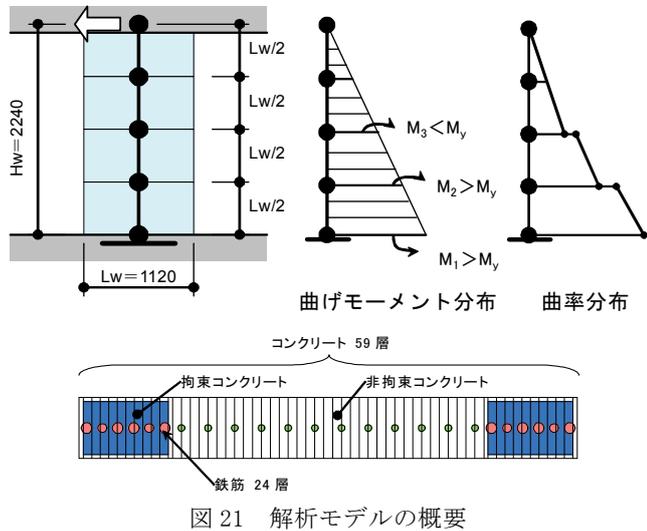


図 22 応力-ひずみ関係のモデル化

4.1.2 曲げモーメントと変形角の関係

図 23 に壁脚部曲げモーメント-変形角関係の実験値と解析値の比較を示す。耐力はやや低めの評価となったが、剛性は実験結果と良好な対応を示している。

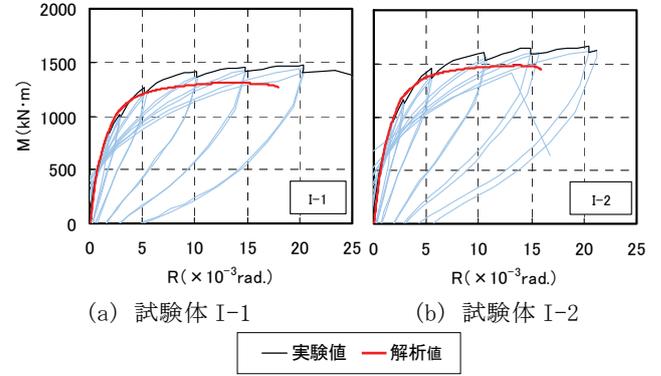


図 23 壁脚部曲げモーメント-変形角

4.1.3 回転角と変形角の関係

図 24 に最下層の回転角 (θ_1) と水平加力位置である 4 層目の回転角 (θ_4) の実験値と解析値の比較を示す。 θ_1 の実験値は変形角 R の 80% 程度であるのに対して、 θ_4 は変形角 R とほぼ等しくなった。解析値は各層とも実験値よりも若干大きめの値ではあるが、この断面解析により、曲げ変形が概ね評価できているものと考えられる。

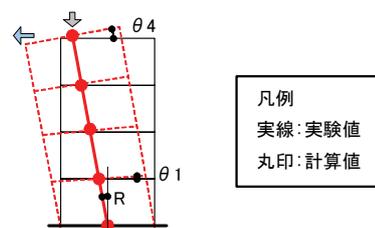
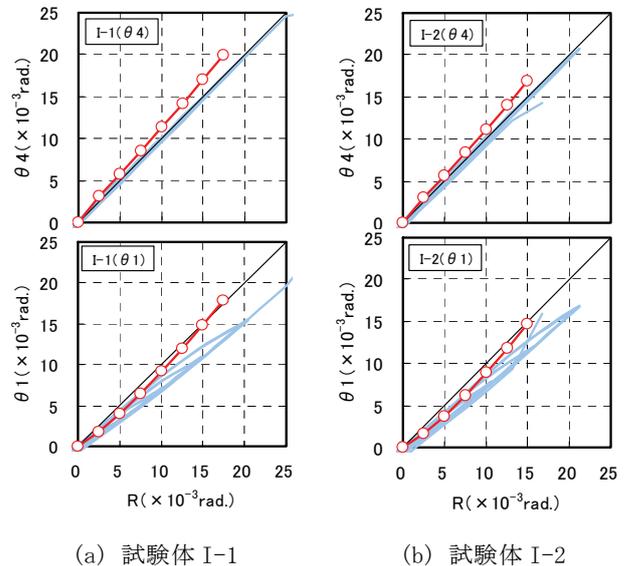


図 24 回転角-変形角

4.1.4 壁脚部のひずみ分布

図 25 に壁脚部における鉄筋（主筋・壁縦筋）ひずみ分布の実験値と解析値の比較を示す。両試験体とも $R=1/200\text{rad.}$ では、解析値は実験値に概ね対応している。また、実験では $R=1/200\text{rad.}$ で引張降伏したため、 $R=1/100\text{rad.}$ においては実験値に対応していない部分も見られるが、中立軸位置は概ね実験結果に対応している。

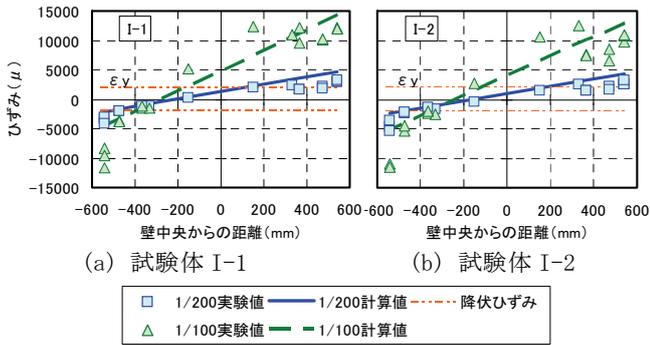


図 25 壁脚部の鉄筋ひずみ分布

4.1.5 最大耐力

表 4 に最大耐力の実験値と計算値の比較を示す。曲げ強度の計算値は、略算式による強度とファイバーモデルを用いた断面解析によるものである。曲げ強度計算値はいずれも、最大耐力実験値に対して安全側の評価を与えている。

表 4 最大耐力実験値と計算値の比較

		試験体I-1	試験体I-2
最大耐力実験値 ^{※1}	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	1479	1666
曲げ強度計算値1 ^{※2}	${}_{\text{cal}}M_{U1}(\text{kN}\cdot\text{m})$	1302	1499
	$M_{\max}/{}_{\text{cal}}M_{U1}$	1.14	1.11
曲げ強度計算値2 ^{※3}	${}_{\text{cal}}M_{U2}(\text{kN}\cdot\text{m})$	1240	1390
	$M_{\max}/{}_{\text{cal}}M_{U2}$	1.19	1.20

※1: $P-\delta$ 効果の補正を行った値
 ※2: 略算式 $M_{U1}=0.9at\sigma_y+0.4av\sigma_v+0.5N(1-\eta)L_w$ 文献3)を参照
 ※3: ファイバー解析で圧縮緑ひずみ0.3%時の強度

4.2 L形断面耐震壁の断面解析

4.2.1 解析方法

解析モデルは図 26 に示すように、壁を高さ方向に 4 分割した 4 層モデルとし、ファイバー断面の応力評価位置は壁脚部位置とした。また、ファイバーモデルのコンクリートは図 27 に示すようにモデル化した。図 28 に応力-ひずみ関係のモデル化を示す。拘束部のコンクリートは New RC 式を用い、拘束筋量に応じて拘束部 1~3 に区分した。壁部、かぶり部の非拘束部については、Fafitis-Shah 式を用いた。なお、鉄筋は試験体と同じ位置に配置し、使用した解析プログラムは、RESP-F3T である。

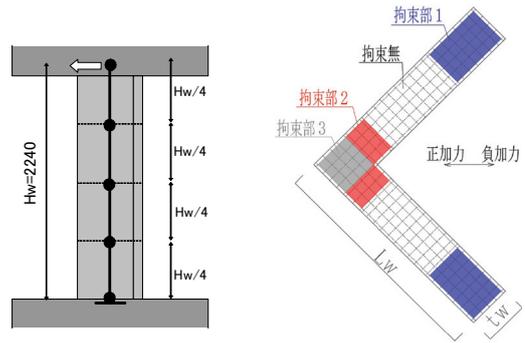
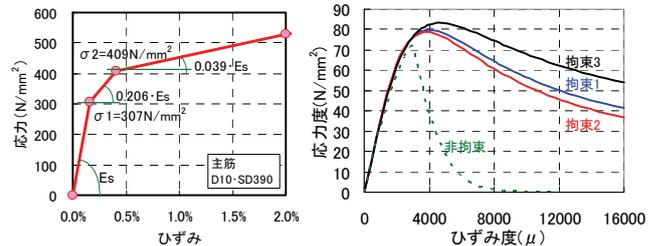


図 26 軸方向の要素分割 図 27 コンクリートのメッシュ割り

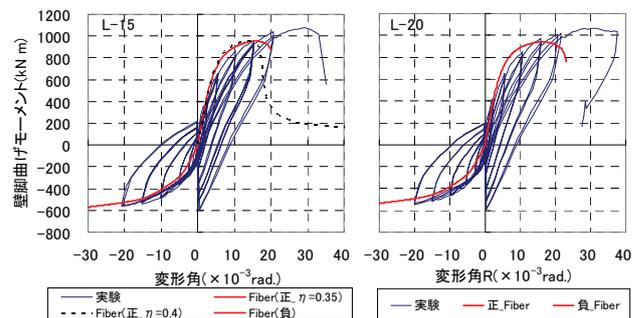


(a) 鉄筋 (b) コンクリート

図 28 応力-ひずみ関係のモデル化

4.2.2 曲げモーメントと変形角の関係

図 29 に壁脚部曲げモーメント-変形角関係の実験値と解析値の比較を示す。両試験体も、正負ともに解析結果は壁部のコンクリートの破壊により $R=1/50\text{rad.}$ 前後で耐力低下しているが、実験では変形角が $R=1/50\text{rad.}$ を超えても良好な変形性能を示しており安全側に評価できたと考えられる。解析の変形能力が低い理由としては、隅角部や壁部の拘束効果を過小評価していることが考えられる。



(a) 試験体 L-15 (b) 試験体 L-20

図 29 壁脚部曲げモーメント-変形角

4.2.3 回転角と変形角の関係

図 30 に加力点における回転角 (θ_4) と変形角の関係について、実験値と解析値の比較を示す。各加力方向ともファイバーモデルによる解析によって良好に評価できた。

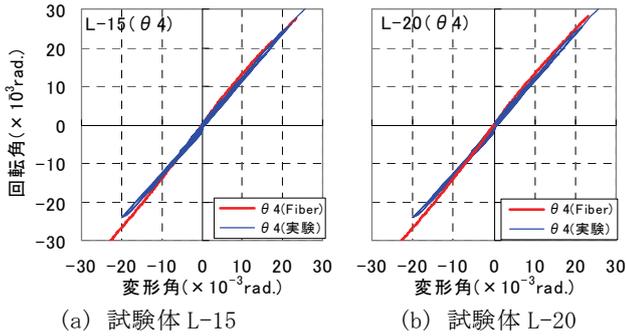


図 30 回転角一変形角

表 5 最大耐力実験値と計算値の比較

		L-15		L-20	
		正加力	負加力	正加力	負加力
最大曲げ耐力 実験値 ^{※1}	M_{max} (kN・m)	1075	603	1063	592
曲げ強度 計算値1 ^{※2} ($\eta=0.4$)	$_{cal}M_{u1}$ (kN・m)	934	358	897	338
	$M_{max}/_{cal}M_{u1}$	1.15	1.68	1.18	1.75
曲げ強度 計算値2 ^{※3} ($\eta=0.4$)	$_{cal}M_{u2}$ (kN・m)	957	582	941	547
	$M_{max}/_{cal}M_{u2}$	1.12	1.04	1.13	1.08

※1: P- δ 効果の補正を行なった値

※2: 略算式 $M_{u1} = (0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y + 0.4 a_v \cdot \sigma_v + 0.5 \cdot N \cdot (1 - \eta)) \cdot L_w'$

$L_w' = (L_w - t_w) / \sqrt{2}$ 式、記号は文献3)を参照

※3: ファイバー解析 (応力評価位置は壁脚。R=1/33rad. までの最大強度)

4.2.4 壁脚部のひずみ分布

図 31 に壁脚部における鉄筋(主筋・壁縦筋)ひずみ分布の実験値と解析値の比較を示す。実験値が解析値よりも大きくなっている部分もあるが、ひずみ勾配はほぼ一致しており、解析により概ね評価できたと考えられる。

拘束部のコンクリートは、図 28(b)に示すように、最大強度となった後は緩やかに強度が低下するが、非拘束部においては急激に強度低下する。図 31 では、試験体 L-15 の R=+1/67rad. 時のひずみ度の解析値が、拘束部だけではなく壁部でもコンクリート最大強度時の値を超えており、この現象は、図 29 に示す解析結果において R=+1/67rad. を超えると、変形性能が低下することと対応している。

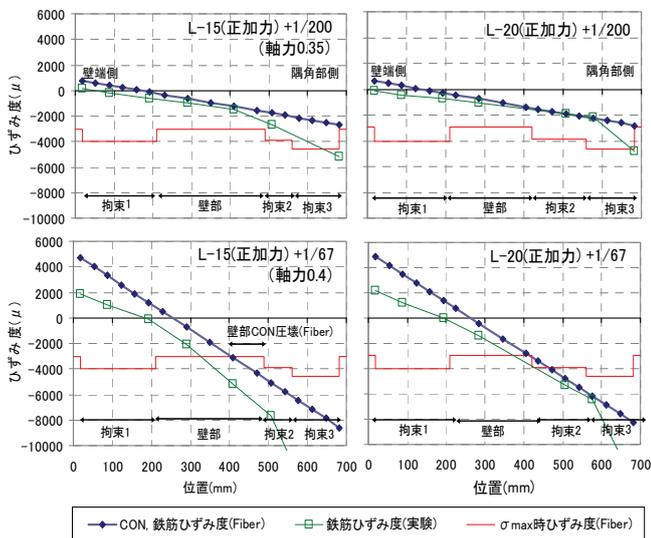


図 31 壁脚部の鉄筋ひずみ分布

5. まとめ

連層壁脚部の曲げ性能を調べるために、長方形断面耐震壁およびL形断面耐震壁の曲げせん断実験を行った。その結果、得られた知見を以下に示す。

- 1) 長方形断面耐震壁は、R=1/50rad. まで安定した履歴性状を示した。また、同じ拘束範囲でも、壁厚方向に配置する拘束筋が増えると、曲げ性能の向上が期待できる。
- 2) L形断面耐震壁についても、R=1/50rad. まで安定した履歴性状を示したが、隅角部の拘束範囲の違いが曲げ性能に与える影響は、顕著に見られなかった。
- 3) New RC モデルで拘束部コンクリートの拘束効果を考慮した断面解析は、曲げ耐力を安全側に評価することができる。

本研究は、「コア壁架構及び連層耐震壁架構に関する共同研究」(参加企業：鴻池組、五洋建設、銭高組、東亜建設工業、長谷工コーポレーション)の一環として実施されたものである。

本研究を行うにあたり、明治大学・平石久廣教授にご指導を頂きました。また、断面解析の実施に当たっては、構造計画研究所に多大なご協力を頂きました。ここに、記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建築物の軽量化・超高層化技術の開発，平成4年度 New RC 研究開発概要報告書，国土開発技術センター，1993.3
- 2) A.Fafitis and S.P.Shah：Lateral reinforcement For High-Strength Concrete Columns, ACI SP-87, pp.213-232, 1985
- 3) 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書
- 4) 村上秀夫，樋渡 健，中岡章郎，伊藤 仁，細井泰行，井川 望他：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の構造性能に関する実験的研究(その1)～(その6)，日本建築学会学術講演梗概集構造IV, pp.425-436, 2009.8

4.1.5 最大耐力

表 5 に最大耐力の実験値と解析値の比較を示す。ここで、略算式における壁長は、 $(L_w - t_w) / \sqrt{2}$ とした。略算式は、負側を過小評価する傾向がある。ファイバーモデルを用いた断面解析では 1.04～1.13 であり、精度良く評価できた。