

鉄筋コンクリートL型コア壁の 構造性能に関する実験的研究

Experimental Study on Structural Performance of RC Shear Walls with L Shaped Section

山上 聡* 細矢 博*
岡 靖弘** 舟木秀尊*

要 旨

近年、超高層 RC 造建物にセンターコア壁と外周フレームを組み合わせた架構形式を採用する例が多くなりつつある。しかし、L型コア壁の強度や変形性能を適切に評価するには実験例が少なく十分な設計資料を得がたい。そこで、4体の縮小試験体を用いて隅角部柱型の拘束筋量と加力方向を因子とした加力実験を行った。その結果、隅角部の拘束筋量を 0.94%としたL型コア壁は、どの加力方向においても限界変形角を 1/50 以上確保できる十分な靱性を有し、その曲げ耐力はファイバーモデルを用いた断面解析により精度よく求められることがわかった。

キーワード：L型コア壁、鉄筋コンクリート、変動軸力、構造性能、ファイバーモデル

1. まえがき

近年、超高層 RC 造建物に図-1に示すようなセンターコア壁と外周フレームを組み合わせた架構形式を採用する例が多くなりつつある。しかし、型コア壁の強度や変形性能を適切に評価するには実験例が少なく十分な資料を得がたい。そこで、性能を確保するために壁端部及び隅角部に設けた柱型をどの程度拘束すればよいかを確認した実験¹⁾をもとに、L型コア壁の試験体を作成し、隅角部柱型の拘束筋量と加力方向を因子とした加力実験を行い、構造性能について検討した。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体の形状・寸法・配筋例を図-2に、諸元を表-1に、加力方向を図-3に示す。試験体は試験対象建物の下層階のL型コア壁を対象とし、縮尺率は実物の約1/6で、試験体数は4体とした。いずれの試験体も、壁の端部及び隅角部の2D(D=壁厚)の範囲を柱型として拘束しており、その間を壁の配筋としてある。L-1とL-2の試験体では、隅角部の柱型拘束筋量の違いによる性能を比較するために、下部1.5L(L=壁せい)の範囲の拘束筋をL-1では標準の@40、L-2では@30とした。水平加力は両試験体とも-45°とし、変動軸力を与えた。L-3とL-4では水平加力方向の違いを比較するため、柱型拘束筋量は両試験体とも@40として、加力方向はL-3では

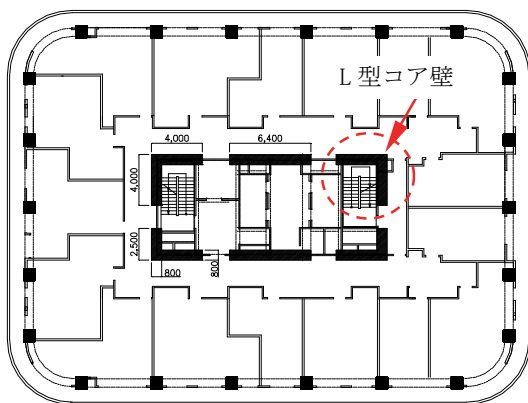
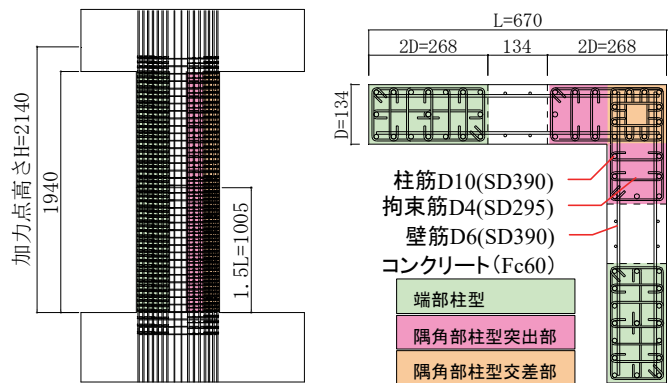


図-1 試験対象建物



立面図 断面図
図-2 試験体の形状・寸法・配筋例

*技術研究所 **東京支社建築設計部

表-1 試験体の諸元

試験体名		L-1	L-2	L-3	L-4	
断面寸法	壁厚 D(mm)	両壁とも 134				
	壁せい L(mm)	両壁とも 670		L/D=5.00		
内法高さ	h(mm)	1940				
加力点高さ	H(mm)	2140		H/L=3.19		
端部柱型	柱筋	16-D10(SD390)		17-D10(SD390)		
	pg (%)	3.16		3.36		
	面内	3-D4(SD295)@40				
	pwa is (%)	0.70				
	面外	7-D4(SD295)@40				
	pwa os (%)	0.82				
隅角部柱型	柱筋	26-D10(SD390)				
	pg (%)	3.43				
	突出部面内	2-D4(SD295)@40	2-D4(SD295)@30	2-D4(SD295)@40		
	pwa is (%)	0.47	0.63	0.47		
	突出部面外	3-D4(SD295)@40	3-D4(SD295)@30	3-D4(SD295)@40		
	pwa os (%)	0.70	0.93	0.70		
	交差部	4-D4(SD295)@40	4-D4(SD295)@30	4-D4(SD295)@40		
	pwa is (%)	0.94	1.25	0.94		
	壁筋	鉛直方向	2-D6(SD390)@56			
		pww (%)	0.85			
水平方向		2-D6(SD390)@60				
方向	pwh (%)	0.80				
初期軸力比		0.15FcAw		0.15FcAw	0.15FcAw	
加力時の変動軸力比		0~0.4FcAw		一定	0~0.4FcAw	
加力方向		45°		-45°	90°	

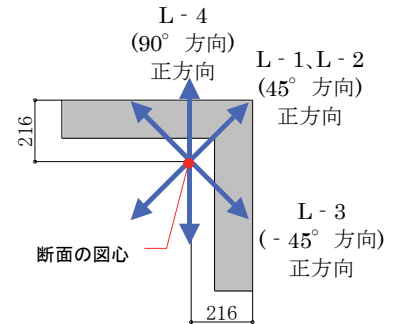


図-3 試験体の加力方向

注) F_c : コンクリートの設計基準強度
 A_w : コア壁全断面積 を示す

45°、L-4 では 90° 方向とした。軸力は L-3 では一定軸力を、L-4 では変動軸力の加力とした。なお、水平加力の中心は断面の図心とした。

2.2 使用材料

コンクリートおよび鉄筋の材料試験値を表-2、表-3に示す。コンクリートの設計基準強度 (F_c) は 60N/mm^2 である。なお、材料試験値は実験日における試験結果である。また、柱主筋には D10(SD390)、壁筋には D6(SD390)、拘束筋には D4(SD295)を用いた。

2.3 加力方法

実験に用いた加力装置を図-4に示す。

水平方向には変形角 $R=1/800\sim 1/50\text{rad}$ の正負交番繰返し加力を行った後、正方向へ単調加力した。試験体の変形角が大きくなると、水平方向のアクチュエータに傾きが生じるので、L-1 の試験体では試験体脚部に発生する付加モーメントを修正する目的で、鉛直方向のアクチュエータによりその傾きに応じた補正モーメントを加え、加力点高さ (下スタブ上面より 2140mm の位置) におけるモーメントが常にほぼ0となるように制御した。なお、曲げ変形が支配的な実験であることを考慮し、L-2~4 の試験体では補正を行わず、実験後に壁脚部にかかる実曲げモーメント M を算出し加力点高さ H で除したものをせん断力 Q とした。

軸力については、予め解析により求めた地震時における軸力の変動 ($\pm N_E$) 状況を考慮し、長期軸力 (N_L) として軸力比 (η) 0.15 相当の荷重を導入した後、L-1, 2, 4 では図-5に示すように軸力比 (η) 0~0.4 の間をせん断力に対応させて制御した。ここで、 Q_{μ} , Q'_{μ} はファイバーモデルによる断面解析²⁾から求めた曲げ耐力時のせん断力である。また、試験体上部に2台、試験体と平行

表-2 コンクリートの材料試験値

試験体	設計強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時のひずみ (%)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 $\times 10^3$ (N/mm ²)
L-1	60.0	58.9	-	4.2	31.5
L-2		67.1	0.272	4.6	37.0
L-3		72.6	0.265	4.7	39.7
L-4		71.7	0.282	4.6	37.7

表-3 鉄筋の材料試験値

試験体	呼び名 (材質)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (%)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 $\times 10^3$ (N/mm ²)
L-1	D4 (SD295)	388	0.22	531	180
	D6 (SD390)	421	0.25	568	172
	D10(SD390)	431	0.28	588	172
L-2	D4 (SD295)	401	0.20	559	193
L-3	D6 (SD390)	486	0.25	631	191
L-4	D10(SD390)	410	0.22	638	191

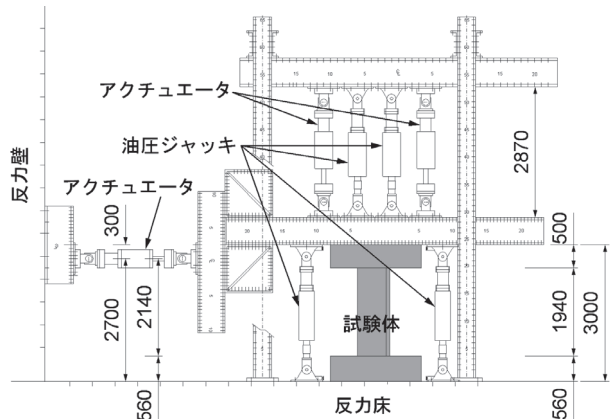


図-4 加力装置

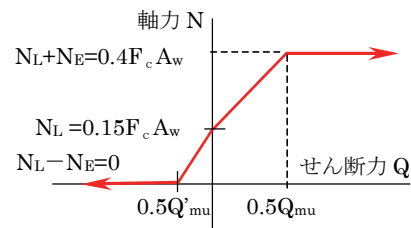


図-5 変動軸力

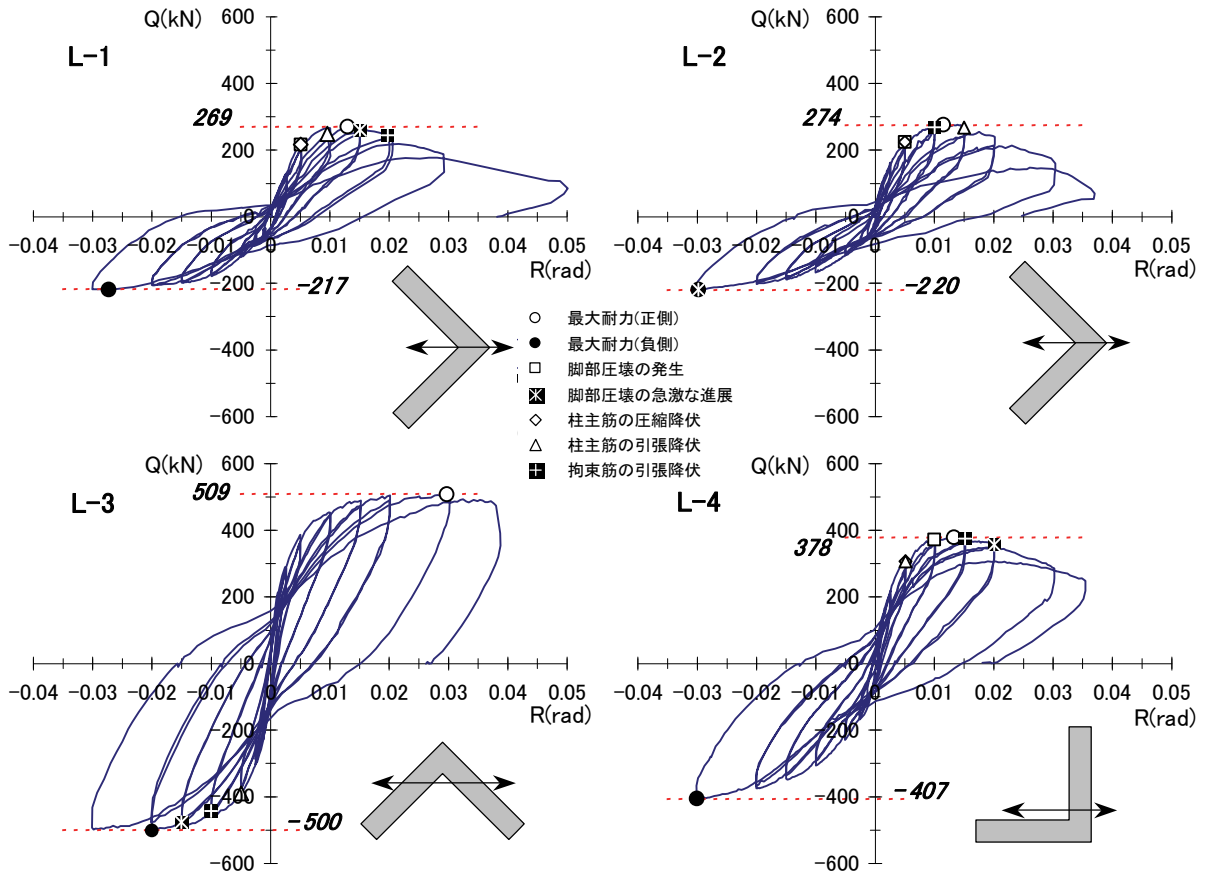


図-6 各試験体のQ-R曲線

に2台の合計4台の油圧ジャッキより常に均等な荷重をかけ軸力を制御した。このため、軸力による付加せん断力(P-δ効果)が生じていない。

L-3, 4 ではせん断中心を軸にねじれようとするが、加力梁の面外方向への移動を拘束することでこれを抑えた。

3. 実験結果

3.1 荷重(Q)－変形角(R)関係

各試験体の荷重(Q)－変形角(R)曲線(以降、Q-R 曲

線)を図-6に、1/100及び最終(最大変形時)におけるひび割れ状況を写真-1に示す。変形角Rは、下スタブ上面と加力点高さの水平相対変位を加力点高さで除した値とし、荷重Qは脚部に発生した曲げモーメントを加力点高さで除した値とする。

一定軸力であるL-3を除く各試験体で、軸力が0となる負加力時に曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れが多く発生した。特に、端部柱型から発生した曲げひび割れが、壁部に至って斜め45°方向に進展する曲げせん断ひび割れが確認され、隅角部脚部においては下スタブ

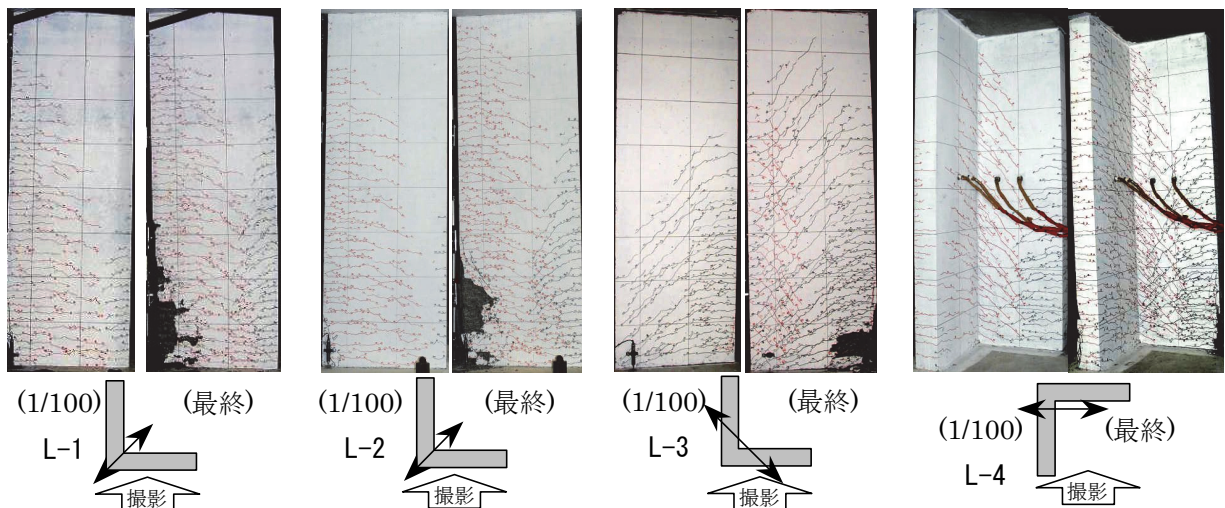


写真-1 ひび割れ状況

上面より 1.5D (D は壁厚で 134mm) の範囲でかぶりコンクリートの圧壊が顕著に見られた。また、いずれの試験体も破壊形式はすべて曲げ降伏先行型であった。各試験体の詳細を次に示す。

i. 試験体 L-1

45° 方向に加力した L-1 では、R=-1/400 時に隅角部において曲げひび割れが発生し、R=+1/200 時に隅角部柱主筋の圧縮降伏および壁脚部においてコンクリートの圧壊が発生した。その後、ひび割れや圧壊がさらに進行し、R=+1/67 で最大耐力に達した。R=+1/50(1)時に隅角部の拘束筋が降伏したことで、R=+1/50(2)時に隅角部のかぶりコンクリートの圧壊が急激に進行し、耐力が低下した。その後は隅角部脚部における圧壊領域が広がり、R=+1/20 まで片押しして、加力を終了した。

ii. 試験体 L-2

加力方向は L-1 と同じ 45° 方向で、隅角部の拘束筋をより密に配筋した L-2 では、L-1 と同様に R=-1/400 時に隅角部において曲げひび割れが発生し、R=+1/200 時に隅角部柱主筋の降伏および壁脚部における圧壊が発生した。R=+1/100 時に隅角部拘束筋が引張降伏し、R=+1/67 で最大耐力に達した。その後は、隅角部脚部における圧壊領域の広がりとともに、耐力が急激に低下した。また、L-1、L-2 とともに負加力側は R=-1/33 まで加力したが、負加力側の耐力が低下することはなかった。

iii. 試験体 L-3

加力方向が-45° 方向の L-3 では、R=+1/800 時に端部において曲げひび割れが確認された。R=+1/200 時に試験体中段部から圧縮縁側に向かって斜め 45 度方向のせん断ひび割れが発生し、R=-1/100 時には端部脚部で圧壊が発生したが、R=1/33 まで正側・負側ともに耐力が上昇し続け、R=+1/27 まで片押ししたが、ほぼ耐力を維持し加力を終了した。

iv. 試験体 L-4

90° 方向に加力した L-4 では、R=-1/400 時に隅角部

から端部に向かって伸びる曲げひび割れが急速に発生し、R=+1/200 時に隅角部において柱主筋が圧縮降伏し、平行壁端部において柱主筋が引張降伏した。また、平行壁において隅角部から端部へと伸びるせん断ひび割れが確認された。R=+1/100 時には端部から隅角部へと伸びる曲げせん断ひび割れおよび隅角部脚部における圧壊が確認され、R=+1/67 時に正側最大耐力となり、R=-1/67 時に平行壁端部の脚部に圧壊が発生した。その後は、圧壊の進展とともに徐々に正加力時の耐力は低下したが、負加力時の耐力は R=-1/33 まで上昇し続け、R=+1/28 まで片押しして、加力を終了した。

本実験では端部柱型および隅角部柱型の拘束範囲を 2D としており、非拘束領域である壁部においていずれの試験体でもせん断ひび割れおよび曲げせん断ひび割れが確認されたが、壁部におけるコンクリートの脆性的な破壊による耐力低下は生じず、端部および隅角部柱型の拘束範囲は十分なものであったと考えられる。

3.2 ひび割れ幅

ひび割れ幅が 4 体の試験体の中で大きかった L-3 試験体のひび割れ幅と変形角の関係を図-7 に示す。

いずれの試験体も変形角 1/100 までは水平加力が 0 となった時点におけるひび割れ(残留ひび割れ)はほとんど確認されなかった。

3.3 拘束筋のひずみ分布

各試験体の拘束筋のひずみ分布を図-8 示す。計測点高さは下スタブ上面から 170mm であり、水平断面のひずみゲージ貼付位置を分布と併せて示す。

L-1 と L-2 のひずみ分布においては、端部のひずみに比べて圧壊の度合いが大きい隅角部のひずみが大きくなっている。L-2 の端部では R=-1/33 時に H1 が降伏ひずみに達しただけに留まっている。また、L-2 では最大耐力を迎えた後の R=1/50 のサイクルにおいて隅角部の拘束筋のひずみが大きくなったが、これは、隅角部脚部におけるかぶりコンクリートの急激な圧壊に伴う耐力低

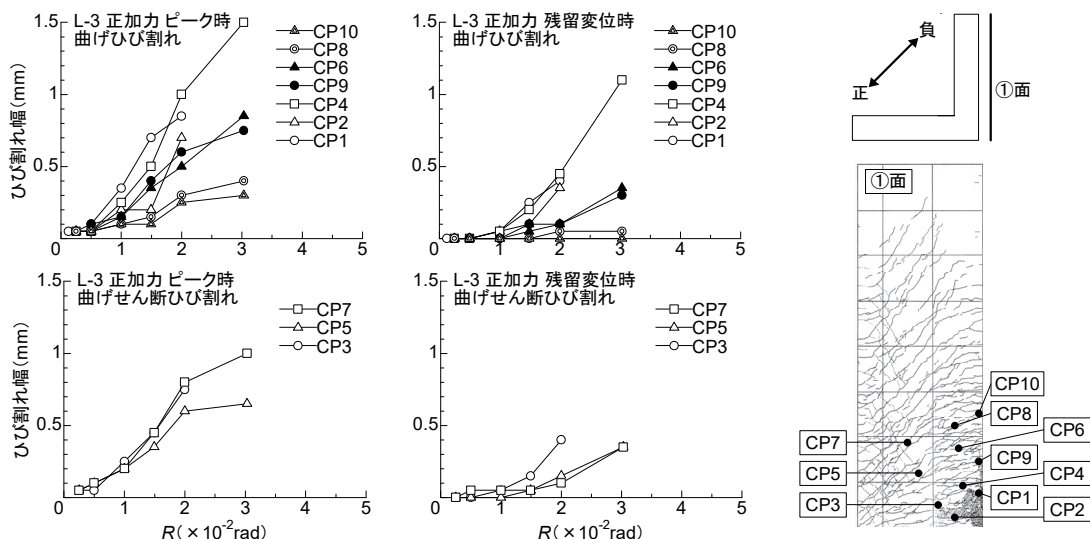


図-7 ひび割れ幅と変形角の関

下が起因していると考えられる。

-45° 方向に加力した L-3 は、軸力比は小さいが、加力直交方向の見付幅が 4 体の試験体の中で最も大きいため、端部柱型におけるひずみは L-1 および L-2 の隅角部柱型におけるひずみと同程度となっている。また、L-1、L-2 と同様に端部脚部における圧壊が発生した後の R=+1/67 のサイクルにおいて、端部柱型の H1 の位置で拘束筋が降伏している。

L-4 では、平行壁においては、正加力時に隅角部の拘束筋のひずみが大きくなり、負加力時には平行壁端部のみが圧縮力を受け持つため端部における拘束筋のひずみ

が増大している。直交壁のひずみ分布では、端部におけるひずみは小さく、負加力時は加力終了まで降伏ひずみには達しなかった。

3.4 試験体脚部のひずみ分布

試験体脚部における柱型主筋のひずみ分布を図-9 に示す。ひずみは下スタブ上面より 20mm の位置 (E 断面) に貼付した柱主筋および壁縦筋のひずみゲージの値で、図中には柱主筋の降伏ひずみ $\epsilon_y=0.22\%$ (L-1 は $\epsilon_y=0.28\%$) を示す。また、図中の破線は端部柱型、壁部、および隅角部柱型の境界を示す。

各試験体とも R=1/200 のサイクルまでは、加力方向に

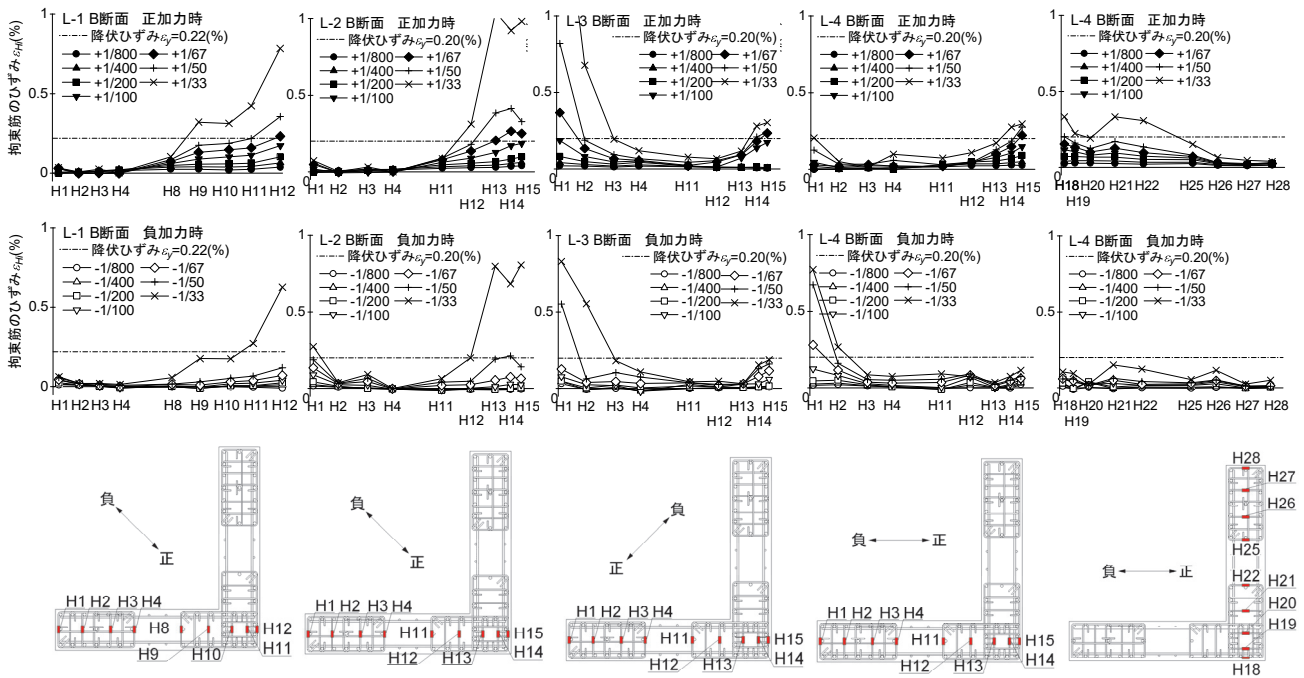


図-8 拘束筋のひずみ分布

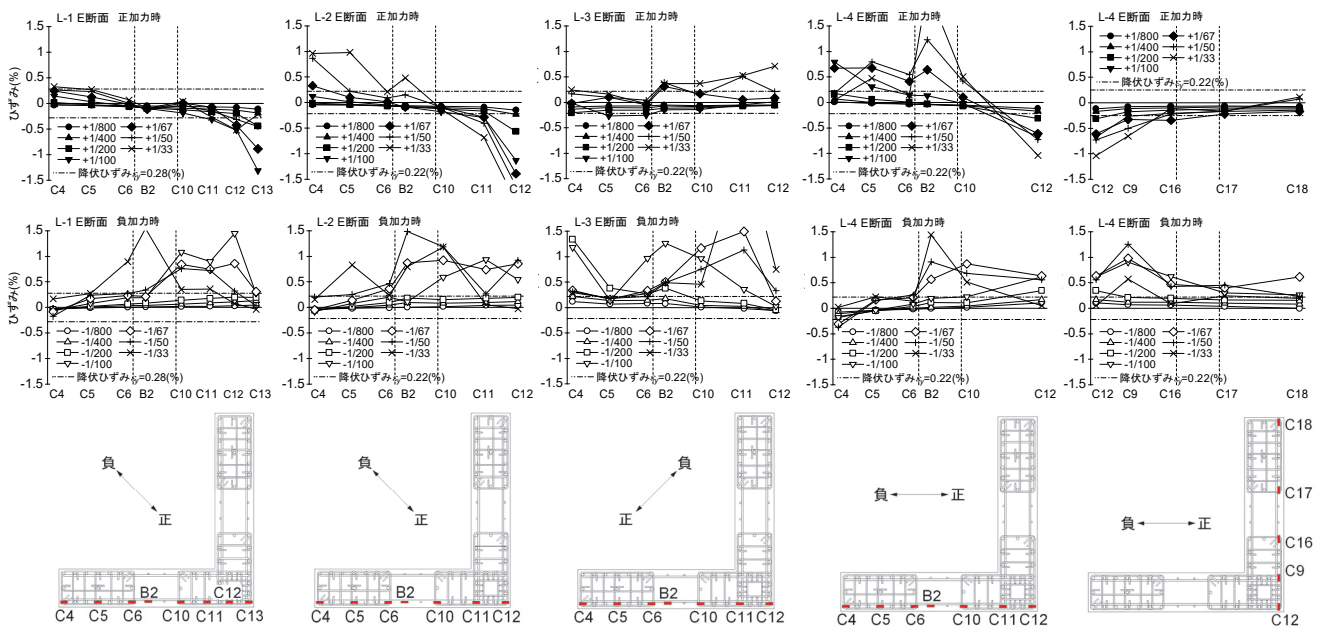


図-9 脚部柱主筋のひずみ分布

対してひずみは直線に分布しており、概ね平面保持の仮定が成り立っている。

L-1 と L-2 の柱主筋のひずみ分布はほぼ同様の傾向を示した。R=1/400 までは全ての柱主筋のひずみは弾性範囲内にあるが、R=1/200 時に圧縮縁の鉄筋が最も早期に降伏している。これは、一定軸力で軸力比の小さい L-3 では圧縮淵の柱主筋が降伏してないことから高軸力の影響とみられ、この直後のサイクルで隅角部脚部において圧壊が発生している。隅角部脚部の圧壊がさらに進展した R=1/100 以降のサイクルでは隅角部における圧縮ひずみが増大しており、中立軸位置が隅角部側に移行している。

軸力比 $\eta=0.15$ (一定) の L-3 では、R=-1/200 時に引張り側の柱主筋が降伏し、その後は軸力が小さいため全鉄筋が引張降伏している。

90° 方向に加力した L-4 では、平行壁のひずみ分布は L-1 のそれとほぼ同様の傾向を示しているが、直交壁では端部柱型における圧縮ひずみがほとんど増加していない。

3.5 曲げ強度

試験体はすべて曲げ破壊したので、曲げ強度を計算し、実験値と計算値の比較したものを表-4 に示す。曲げ強度の計算値は平面保持を仮定したファイバーモデル²⁾ による断面解析により算出した最大曲げ耐力から求めたせん断力である。このとき、鉄筋の応力ひずみ関係は完全弾塑性型、コンクリートの応力ひずみ関係は図-10 に示す Kent-Park モデルとし、材料定数は実験値を用いた。拘束領域に関しては図-11 に示す3つの領域を仮定し、各領域の拘束筋比には短辺方向の値を用いた。

L-1~L-3 については、正加力時では実験値と曲げ耐力計算値は良い対応を示しており、負加力時では計算値が若干低めではあるものの安全側に評価されている。L-4 において、正加力時の有効断面積を全断面とした場合は曲げ耐力を大きく評価したが、図-9 のひずみ分布に見られるように、L-4 の直交壁の自由端側の端部においては圧縮および引張りひずみがほとんど生じていないことを考慮し、加力方向と直交する壁は隅角部から 3D の範囲を有効断面として計算すると、他の Q_{mu}/fQ_{mu} と同様の値を示した。

いずれの試験体においても、ファイバーモデルによる断面解析により最大耐力は十分な精度で評価できている。

4. まとめ

L型コア壁の縮小試験体を用いて載荷実験を行った結果以下のことが明らかとなった。

- i. 柱型と壁から成り、隅角部の拘束筋量を 0.94% としたL型コア壁は、どの加力方向においても限界変形角を 1/50 以上確保でき、十分な靱性を有

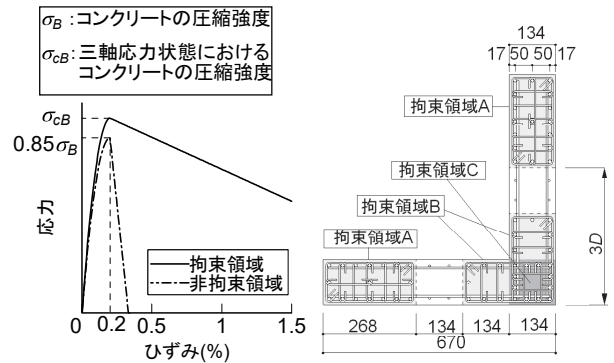


図-10 Kent-Park モデル 図-11 拘束領域の定義

表-4 曲げ強度の実験値と計算値の比較

試験体名	加力方向	軸力	曲げ強度		比率 Q_{mu}/fQ_{mu}
			(実験値) Q_{mu} (kN)	(断面解析値) fQ_{mu} (kN)	
L-1	↓正	0.4FcAw	269	277	0.97
	↑負	0.0	-217	-165	1.32
L-2	↓正	0.4FcAw	274	323	0.91
	↑負	0.0	-220	-162	1.26
L-3	↗両	0.15FcAw	509	475	1.07
L-4	↓正	0.4FcAw	378	439	0.86
	↑負	0.0	-407	-327	1.24
L-4 (直交壁 3D)	↓正	0.4FcAw	378	334	1.13
	↑負	0.0	-407	-220	1.85

する。

- ii. L型コア壁を 45° 方向に加力した場合の隅角部の損傷が最も大きく、拘束筋のひずみも大きくなる。
- iii. 曲げ強度はファイバーモデルによる断面解析により精度よく求められるが、加力方向によって有効断面を考慮する必要がある。

5. あとがき

L型コア壁の加力方向別の構造性能を把握するとともに、最大強度の評価法について検討することができた。今後は得られた知見をもとに、L型コア壁を用いた超高層建物に適用していきたい。

【謝辞】

本加力実験は、当社が(財)国際科学振興財団に委託し、筑波大学の今井研究室で行われたものです。今井弘教授をはじめ関係された方々に謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 細矢・岡「鉄筋コンクリート造長方形断面コア壁の構造性能に関する研究(その1 拘束範囲を変動因子とした実験)」、日本建築学会 2006 年度大会 学術講演梗概集 No. 23073
- 2) 杉原・今井・佐藤・山上・舟木・細矢「鉄筋コンクリートL型断面耐震壁の構造性能に関する実験的研究(その3 結果分析)」、日本建築学会 2007 年度大会 学術講演梗概集 (投稿中)