

論文 偏心引張力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に関する実験的研究

溝口 光男*1・荒井 康幸*2・細谷 孝司*3

要旨：鉄筋コンクリート耐震壁が偏心引張力を受ける場合のせん断耐力に関して、水平方向の加力方法を前報¹⁾の変位単調増加加力から変位漸増繰返し加力に変えて実験を行った。その結果、水平力に対して圧縮側となる側柱に引張力を受ける耐震壁のせん断耐力は、圧縮側側柱脚部の伸びが小さい時には既往のせん断強度式によって評価できるものの、この伸びが大きくなるとせん断強度計算値を大幅に下回る耐力となることがあることを確認した。

キーワード：鉄筋コンクリート、耐震壁、偏心引張力、せん断耐力

1. はじめに

高層建物内に配置される連層耐震壁の一階では、水平力に対して圧縮側となる側柱に、その直交方向の曲げの影響による大きな引張力を受けることがある。また、L形耐震壁のような立体耐震壁や、境界梁で連結された並列壁の引張側の耐震壁も同様で、圧縮側の側柱に引張力を受けることがある。このような引張力の作用する耐震壁に関して、筆者らは前報¹⁾において、水平力に対して圧縮側となる側柱に引張力を加えた耐震壁の単調加力実験を行って、せん断耐力について検討した。この結果によれば、偏心引張力を受ける耐震壁のせん断耐力は、軸応力度の項を含む既往のせん断強度式において、軸引張応力度を考慮して得られる計算値によって評価できることを確認した。本研究では、繰返し加力実験を行い、せん断耐力について検討した。

の合計6体とした。壁厚はすべて50mmを目標としたが、各試験体の寸法は表-1に示す値となった。柱主筋は全試験体とも6-D13とし、せん断補強筋として4φの角スパイラル筋を試験体によ

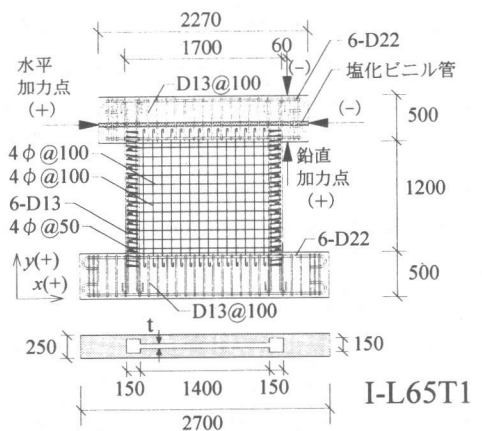


図-1 試験体形状と配筋 (単位 mm)

表-1 試験体一覧

試験体名	壁厚t (mm)	壁全長D (mm)	壁筋		柱補強筋		設計時強度計算値(kN)			
			配筋	Ps(%)*	配筋	Pw(%)**	加力方向	P	曲げ強度	せん断強度
I-L65T1	50	1700	4φ@100	0.25	4φ@50	0.33	±	0	324	267
I-L65T2	49	1700	4φ@100	0.25	4φ@50	0.33	+	219	328	248
							-	-219	594	285
I-L65T3	49	1700	4φ@100	0.25	4φ@50	0.33	+	219	328	248
							-	110	185	245
I-H65T3	49	1700	4φ@50	0.51	4φ@50	0.33	+	226	345	268
							-	113	198	266
I-L63T3	46	1700	4φ@100	0.27	4φ@30	0.55	+	219	328	248
							-	110	185	245
IS-L65T3	52	1500	4φ@100	0.24	4φ@50	0.33	+	217	288	228
							-	109	162	214

* $P_s = 100 \times at / (xt)$ ここで、 at は壁筋1本の断面積、 x は壁筋の間隔、 t は実際の壁厚

** $P_w = 100 \times aw / (bx)$ ここで、 aw は1組の帯筋断面積、 b は柱の幅、 x は帯筋の間隔

- * 1 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 博士(工学) (正会員)
- * 2 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 工博 (正会員)
- * 3 室蘭工業大学大学院 工学研究科建設システム工学専攻

て@50または@30として巻いた。壁筋は縦横とも4φのなまし鉄線を@100または@50として各試験体に使用した。各試験体の柱補強筋と壁筋を表-1に示し、配筋図の例を試験体の寸法とともに図-1に示す。

I-L65T1, I-L65T2, I-L65T3の3体は同一形状で同配筋としたが、最大耐力時の鉛直力を表-1に示すP(上向きが正)のようにそれぞれ設定して実験したものである。試験体の設計は、すべて偏心引張力を受ける正加力でせん断破壊することを目標として行った。設計時の曲げとせん断の両強度計算値を負加力を含めて表-1に示す。表中の曲げ強度は、壁脚モーメントを表-2に示す式(2)の値と仮定し、これと偏心鉛直力Pによる壁頂モーメントから計算した値である。せん断強度は表-2の式(3)の計算値である。コンクリートは、全試験体とも設計基準強度21N/mm²の豆砂利普通コンクリート(砂利の最大寸法10mm)を使用し、平打ち込みとした。コンクリートの性状は表-3に、鉄筋の性状は表-4にそれぞれ示す。

2.2 加力方法および計測方法

加力装置の側面図を図-2に示す。加力は図のように水平および鉛直に配置した2台のアクチュエータを用いて行った。水平方向の加力は変位増線返しとし、負加力では梁に埋め込んだ塩化ビニル管内を通したPC鋼棒によって行った。水平変位の繰返し振幅は、壁頂のx方向部材角が各サイクルのピーク時で1,2,4,6,10×10⁻³ラジアンを原則とし、I-L63T3とIS-L65T3の2体では4×10⁻³ラジアンを省略した。また、I-L65T2では正加力でせん断破壊させるために、負加力のサイクルピーク時の部材角をすべて1×10⁻³ラジアンとした。なお、I-L65T1とI-L65T2を除く4試験体は負方向から先に加力を行った。鉛直方向の加力は、C柱側の加力梁の加力点位置で行った。

表-2 強度計算式

曲げ降伏モーメント²⁾

$$M_y = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.2a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{B \cdot D \cdot F_c}\right) \quad \dots(1)$$

曲げ強度³⁾

$$M_{bu} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{B_c \cdot D \cdot F_c}\right) \quad \dots(2)$$

せん断強度³⁾ (単位: kgf, cm)

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{ie}^{0.23} (F_c + 180)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right\} b_e \cdot j \quad \dots(3)$$

せん断強度 (日本建築学会指針式⁴⁾)

$$V_u = t_w \cdot l_{wb} \cdot p_s \cdot \sigma_y \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w \cdot l_{wa} \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad \dots(4)$$

ここに、 $\tan \theta = \sqrt{(h_w/l_{wa})^2 + 1} - h_w/l_{wa}$

$v = 0.7 - \sigma_B / 200$

h_w : 加力点高さ

各計算式中の記号は参考文献参照

表-3 コンクリートの性状

試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数* (N/mm ²)
I-L65T1	23.7	1.85	19700
I-L65T2	22.8	1.80	19800
I-L65T3	23.5	1.93	21300
I-H65T3	23.5	1.64	22000
I-L63T3	22.4	1.79	21200
IS-L65T3	23.4	1.92	21700

*1/3割線弾性係数

表-4 鉄筋の性状

鉄筋	断面積 (cm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	備考
D22	3.87	393	592	24	梁主筋
D13	1.267	370	527	27	柱主筋・梁筋
4φ	0.124	202	300	51	柱補強筋・壁筋

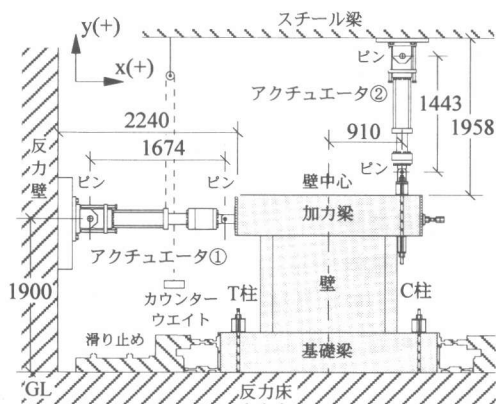


図-2 加力装置 (単位 mm)

鉛直力は図-3のように水平荷重Qに伴って変化するようにし、正加力では水平力に対して圧縮側となるC柱に大きな引張力が加わるように設

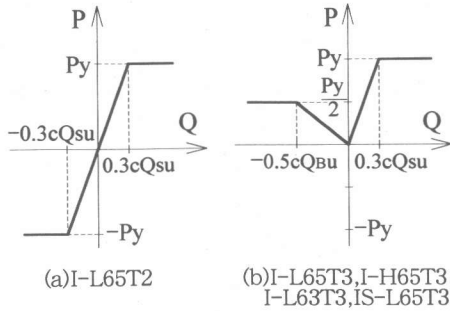


図-3 鉛直荷重の設定

定し、負加力ではせん断破壊しないように大きさを設定した。図中の P_y は、図-4(a)のように正加力時の壁頂モーメント M_{Tr} が、表-2に示す式(1)の曲げ降伏モーメント略算値 M_y ($N=-P_y$ とおく)と等しくなる時の鉛直力とした。また、 cQ_{su} 、 cQ_{bu} は表-1に示したせん断強度と曲げ強度計算値である。引張力を受ける場合には長期軸力が最大荷重に及ぼす影響は小さいと考えて、ここでは長期軸力は考慮しなかった。変位の計測は、図-5に示すように、壁頂の加力梁の表裏の水平変形と、柱頂部の鉛直変位を基礎スラブを基準にして計測した。また、壁高を6分割して柱の各区間の伸びと、各標点位置の水平変位を計測した。なお、柱脚と柱頭の柱主筋のひずみ度をワイヤーストレインゲージで計測した。

3. 実験結果

3.1 ひび割れおよび破壊状況

実験終了時のひび割れ状況を図-6に示す。図中の実線と破線は、それぞれ正加力と負加力で発生したひび割れを示す。黒塗りはコンクリートの剥落部分である。鉛直力のないI-L65T1では、壁板に正負両加力の斜めひび割れが交差して発生し、負加力で両側柱に斜めひび割れが発生するとともに壁板の斜めひび割れが大きく開口してせん断破壊した。正加力で引張および負加力で圧縮の偏心鉛直力を受けたI-L65T2では、正負の斜めひび割れは交差して発生したが、I-L65T1に比べてひび割れの発生数が少ない。正加力では、ほぼ対角線上の斜めひび割れが開口すると

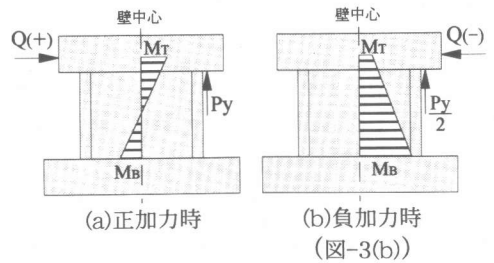


図-4 モーメント分布

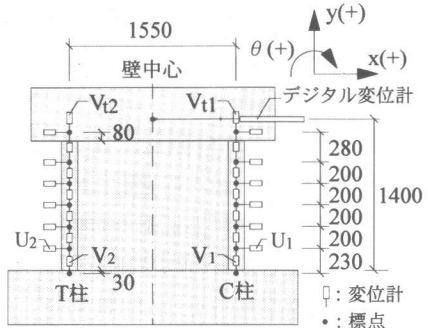


図-5 変位計測装置 (単位 mm)

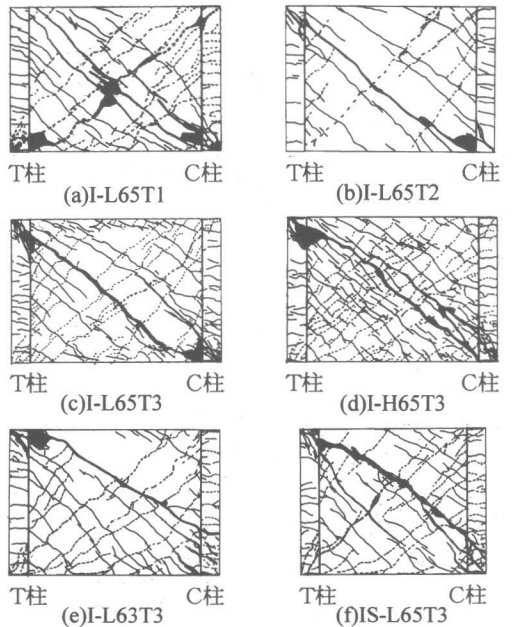


図-6 ひび割れ及び破壊状況

同時に両側柱にせん断ひび割れが貫通してせん断破壊した。正負両加力で偏心引張力を受けたI-L65T3, I-H65T3, I-L63T3, IS-L65T3の4体では、I-L65T1と同様に正負両加力で斜めひび割れが交差して発生した。ただし、壁筋比の大きなI-H65T3

のひび割れは他に比べて多く、柱補強筋の多いI-L63T3と壁全長の短いIS-L65T3では、正加力時に対角線よりやや上に発生した斜めひび割れの角度が緩やかである。これら4試験体は、正加力で図中に太線で示す斜めひび割れ幅が大きく拡がると同時に、両側柱の斜めひび割れが大きく開口してせん断破壊した。

3.2 荷重-変形曲線

水平方向の荷重 Q_x と壁頂の水平部材角 R_x の関係を図-7に示す。 R_x は加力梁の水平変位を加力点位置から基礎梁上端までの高さで除した値である。鉛直力のないI-L65T1では、正加力にはT柱脚部主筋が降伏し、最大耐力後も荷重低下のほとんどみられない曲げ破壊型の曲線となったが、負加力には壁板の斜めひび割れと同時に柱のせん断ひび割れがC柱主筋降伏直後に開口したため、最大耐力後に急激な荷重低下のみられるせん断破壊型の曲線となっている。正加力で偏心引張力を受けたI-L65T2, I-L65T3, I-H65T3, I-L63T3, IS-L65T3の5体については、正加力では壁板の斜めひび割れと柱のせん断ひび割れが拡がると同時に荷重が低下したため、せん断破壊型の曲線となっている。負加力にも偏心引張力を受けたI-L65T3, I-H65T3, I-L63T3, IS-L65T3の4体の負加力ではC柱脚部主筋が降伏し、その後荷重がほぼ一定で低下がほとんどみられずに最終時に至る曲げ破壊型の曲線となっている。

3.3 壁頂回転角

図-8に、偏心鉛直力のみが異なる3体について、壁頂回転角 θ と水平部材角 R_x の関係を示す。壁頂回転角は図-5に示す変位計 V_{t1} , V_{t2} の値から算出した。鉛直力のないI-L65T1をみると、壁頂回転角は水平部材角にほ

ぼ比例しているが、せん断破壊した負加力の最大耐力時付近から水平部材角に対する回転角の変化割合が小さくなっている。正加力で引張および負加力で圧縮の偏心鉛直力を受けたI-L65T2では、偏心鉛直力のため正加力の最大耐力時の壁頂回転角が小さくなっている。正負両加力で偏心引張力を受けたI-L65T3では、負加力で大きくなった回転角が偏心引張力の影響で正加力までほとんど変化せずに続いている。ここに示していない他の3体についてもI-L65T3とほぼ同じ壁頂回転角-水平部材角関係となっているので、圧縮側に引張力を受ける場合には水平変形に占めるせん断変形の割合が大きくなるのがわかる。

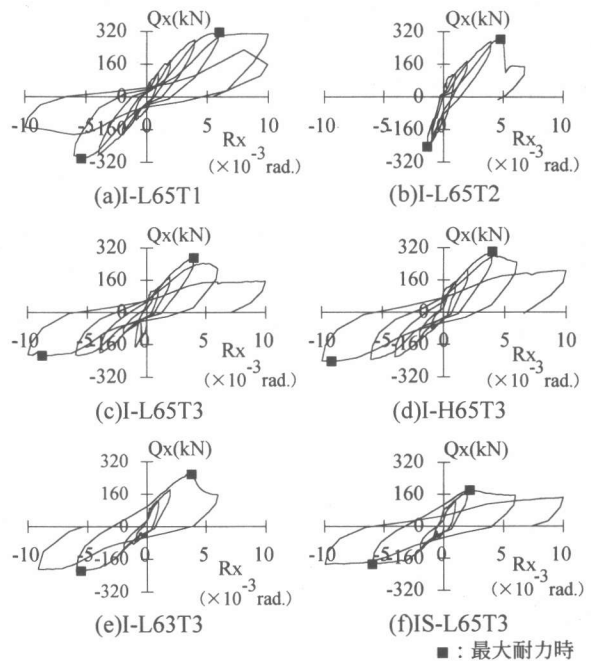


図-7 荷重-変形曲線

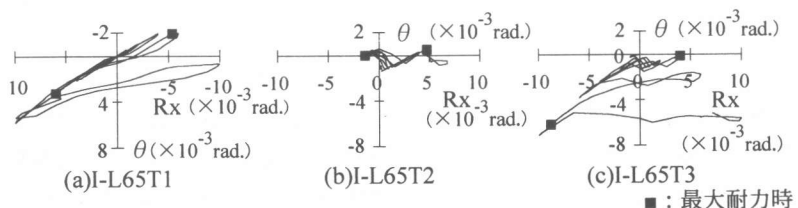


図-8 壁頂回転角-水平変形曲線

3.4 圧縮側側柱の脚部変形

壁がせん断破壊した時の変形状況を見ると、圧縮側側柱の脚部変形が最も大きくなっている。せん断破壊した加力方向で圧縮側側柱となるI-L65T1のT柱とその他5体のC柱について、柱脚部の水平変位と鉛直変位 (=伸び) を水平荷重 Q_x との関係で図-9に示す。なお、同図(a)のI-L65T1では、せん断破壊した加力方向が他5体と異なることから、縦軸の上側を負として示した。図示した水平変位 u_1 、 u_2 および鉛直変位 v_1 、 v_2 は、図-5に示す柱脚部に取り付けた変位計U1、U2、V1、V2の計測値である。鉛直変位をみると、鉛直力のないI-L65T1では、正加力で生じる鉛直変位は負加力にはほぼ0mmとなっている。しかし、正加力でT柱脚部主筋が降伏して鉛直変位が大きくなると残留変位がみられ、これがそのまま負加力の鉛直変位になっている。正加力で引張および負加力で圧縮の偏心力を受けたI-L65T2では、偏心圧縮力のため負加力の鉛直変位が小さく、正加力の最大耐力時の鉛直変位はI-L65T1よりも小さい。正負両加力で偏心引張力を受けたI-L65T3、I-H65T3、I-L63T3、IS-L65T3の4体は、負方向へ先に加力を行っており、負加力で生じた鉛直変位がそのまま正加力の鉛直変位となっている。最大耐力時の鉛直変位はI-L65T3とI-H65T3がI-L65T1よりも少し大きく、I-L63T3とIS-L65T3では負加力で大きな鉛直変位を生じてから最大耐力となったため、I-L65T3やI-H65T3よりも更に大きくなっている。各試験体の水平変位をみると、せん断破壊した加力方向の最大耐力時の水平変位はほぼ同じ3mm前後になっており、鉛直変位、鉛直荷重、壁筋や柱補強筋による差はみられなかった。どの試験体も圧縮側側柱脚部では、鉛直変位にかかわらず水平変形が3mm付近の時に柱のせん断ひび割れが開口して壁がせん断破壊したといえる。

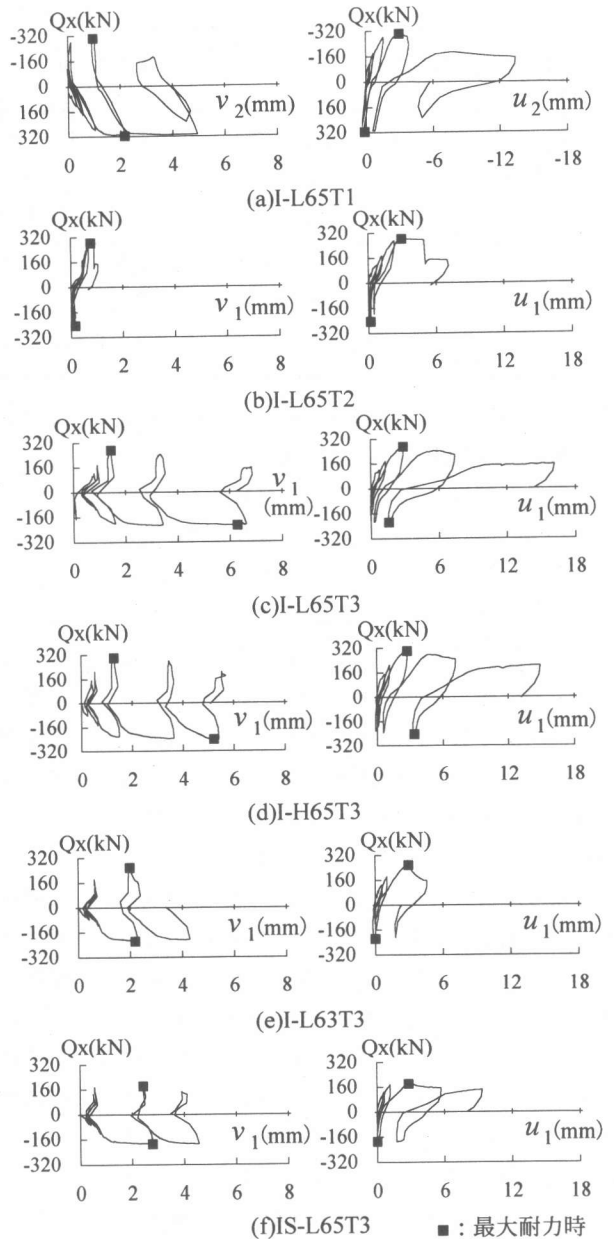


図-9 圧縮側側柱脚部の変形

3.5 せん断耐力

各試験体の最大荷重実験値 tQ_{max} と計算値を表-5に示す。表には最大荷重時の偏心鉛直力 P と部材角 R も併せて示した。計算値 cQ_{bu} は、壁脚モーメントを表-2の式(2)に示す曲げ強度と仮定し、これに偏心鉛直力 P による壁頂モーメントを考慮して計算された曲げ強度である。 cQ_{su} は表-

表-5 最大耐力

加力方向	試験体名	実験値				計算値			比率			破壊形式
		tQmax (kN)	P (kN)	σ_0^* (N/mm ²)	R (10 ⁻³ rad.)	cQbu (kN)	cQsu (kN)	Vu (kN)	tQmax/cQbu	tQmax/cQsu	tQmax/Vu	
正加力時	I-L65T1	316	0	0	5.98	324	284	312	0.98	1.11	1.01	曲げ
	I-L65T2	283	221	-1.95	4.78	329	258	296	0.86	1.10	0.96	せん断
	I-L65T3	271	222	-1.95	3.98	329	262	303	0.82	1.03	0.89	せん断
	I-H65T3	301	225	-1.98	3.99	346	282	325	0.87	1.07	0.93	せん断
	I-L63T3	257	220	-2.01	3.78	328	249	276	0.78	1.03	0.93	せん断
	IS-L65T3	181	218	-2.03	2.18	288	247	264	0.63	0.73	0.69	せん断
負加力時	I-L65T1	-303	0	0	-5.38	324	284	312	0.94	1.07	0.97	せん断
	I-L65T2	(-245)	-222	1.95	-1.38	598	295	296	—	—	—	—
	I-L65T3	-215	108	-0.95	-8.78	187	263	303	1.15	0.82	0.71	曲げ
	I-H65T3	-243	110	-0.97	-9.19	202	285	325	1.20	0.85	0.75	曲げ
	I-L63T3	-218	108	-0.99	-5.58	187	249	276	1.17	0.88	0.79	曲げ
	IS-L65T3	-189	107	-1.00	-5.98	163	236	264	1.16	0.80	0.72	曲げ

*圧縮を正とする

2の式(3)によるせん断強度であり、式中の σ_0 として偏心鉛直力Pによる実際の軸応力度 σ_0 を用いて計算した値である。シアスパンM/Qは偏心鉛直力Pと最大荷重実験値tQmaxから得られる壁の曲げモーメント分布より求めた。Vuは表-2の式(4)に示す建築学会指針式による値である。各試験体のせん断破壊した加力方向(I-L65T1のみ負加力、その他5体では正加力)の実験値については、同一形状で同配筋の3体をみると、鉛直力のないI-L65T1の最大荷重303kNに対して、偏心引張力を受けたI-L65T2とI-L65T3の最大荷重はそれぞれ283kN、271kNと10%程度小さく、引張力によって最大荷重が低下している。計算値に対する実験値の比率をみると、cQsuに対しては壁全長の短いIS-L65T3では0.73と小さいが、他5体では1.03~1.10、平均1.06と前報¹⁾の単調加力の場合と同様に実験結果との対応が良い。また、Vuに対してはcQsuと同様にIS-L65T3の比率が0.69と小さく、他5体の比率は0.89~0.97、平均0.94と前報¹⁾とは異なり、実験値が計算値よりも少し小さくなった。壁全長の短いIS-L65T3の比率が両計算値とも大きく低下している。図-9によれば、この試験体は最大耐力時の圧縮側側柱脚部の伸びが他試験体よりも大きい。せん断破壊時の圧縮側側柱脚部の水平変位は全試験体ほぼ同じであるので、この側柱脚部の大きな伸びによって側柱脚部の水平剛性が他試験体よりも大きく低下したことが、最大荷重の小さい原因と考えられる。なお、負加力で偏心引張力を受けた4体の負加力については、実験値のcQbuに対する比

率が1.15~1.20となり、実験値はcQbuに比べて17%程度大きな値を示した。

4. まとめ

水平力に対して圧縮側となる側柱に引張力を加えた耐震壁の繰返し加力実験を行い、せん断耐力について検討した。その結果、圧縮側となる側柱に引張力を受ける耐震壁のせん断耐力は、圧縮側側柱脚部の伸びが小さければ既往のせん断強度式において評価できるが、この伸びが大きくなると低下し、せん断強度計算値を大幅に下回ることもあることを確認した。ただし、せん断耐力が低下する圧縮側側柱脚部の伸びの程度については、今後さらに検討が必要である。

謝辞

本研究は平成12年度文部省科学研究費補助金(基盤研究(c);代表者 溝口光男)により行った。

参考文献

- 1) 溝口光男, 荒井康幸, 口地英樹: 偏心引張力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断破壊実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.433-438, 2000.6
- 2) 広沢雅也: 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料No.6, pp.33-34, 1975.3
- 3) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), pp.401-403, 1990
- 4) 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, pp.209-214, 1999