

# 論文 偏心引張力がRC耐震壁のせん断耐力に及ぼす影響に関する実験的研究

溝口 光男\*1・荒井 康幸\*2・坂本 亨\*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，水平力に対して圧縮側となる側柱脚部の伸びを変化させた実験を行った。その結果，せん断耐力は圧縮軸力を受ける場合に比べて低下するものの，圧縮側側柱脚部の伸びが軸筋降伏時の伸びの約 2.5 倍までは，軸筋が降伏する程度の伸びを受ける場合のせん断耐力と差がみられないこと，また，圧縮側側柱脚部の伸びがこれを越えると，せん断耐力は急激に低下し，圧縮軸力を受ける場合に比べて大幅に小さくなることを示した。

キーワード：偏心，引張力，鉄筋コンクリート，耐震壁，せん断耐力，加力実験

## 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では，側柱主筋が降伏することも考えられる。筆者らは，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加力実験を行い，偏心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大きくなると低下することを確認した<sup>1),2),3)</sup>。本研究では，圧縮側側柱脚部の伸びを変化させた実験を行い，せん断耐力と圧縮側側柱脚部の伸びの関係について検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体は，図 - 1 に示すような平面壁模型とし，同一寸法で等配筋のものを 6 体製作した。柱と壁の寸法は，壁全長 1300mm，壁内法高さ 1200mm，柱断面 150mm 角及び壁厚 50mm であ

る。配筋は，柱には軸鉄筋として 6-D13（軸鉄筋比  $p_g=3.38\%$ ）を用い，せん断補強筋に 4 のなまし鉄線を@50（帯筋比  $p_w=0.33\%$ ）の角スパイラル筋として巻いた。壁の補強筋は，縦横とも 4 のなまし鉄線を@80（壁筋比  $p_s=0.31\%$ ）として配筋した。表 - 1 に試験体一覧を示す。I-M65C は，比較のため圧縮軸力を加えた試験体であり，軸圧縮応力度  $\sigma_0$  を  $2\text{N/mm}^2$  とした。その他の 5 体は，偏心引張力を加えた試験体であり，せん断破壊時に圧縮側側柱脚部（図—5

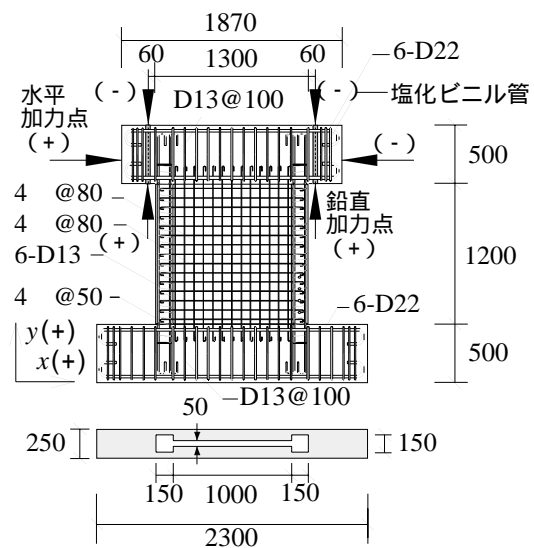


図 - 1 試験体形状と配筋（単位：mm）

\*1 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 工博 (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

に示すC柱1層目)の伸び  $v$  が表の値となるように実験した試験体である。試験体の設計は、正加力でせん断破壊することを目標として行い、負加力では曲げ破壊するように軸力を正加力とは変化させている。設計時の曲げとせん断の両強度計算値  $cQ_{bu}$ 、 $cQ_{su}$  及び設定軸力  $N$  を表 - 1 に示す。表中の  $cQ_{bu}$  は、壁脚モーメントを表 - 2 に示す式(1)の値と仮定し、後述する加力梁に加えた鉛直力  $P_1$ 、 $P_2$  による壁頂モーメントを用いて計算した値である。

表 - 1 試験体一覧

試験体名	加力方向	設計時強度計算値(kN)					$v$ (mm)	$B$ (N/mm <sup>2</sup> )
		$P_1$	$P_2$	$N^*$	$cQ_{bu}$	$cQ_{su}$		
I-M65C	±	93	93	186	329	261	-	27.4
I-M65T1.0	+	109	248	-140	360	241	1.0	25.0
	-			-93	81	176		
I-M65T2.0	+	109	248	-140	360	241	2.0	27.1
	-			-93	81	176		
I-M65T2.5	+	109	248	-140	360	241	2.5	27.3
	-			-93	81	176		
I-M65T3.5	+	109	248	-140	360	241	3.5	28.4
	-			-93	81	176		
I-M65T5.0	+	109	248	-140	360	241	5.0	27.6
	-			-93	81	176		

\*: 軸力 (圧縮を正とする)

$cQ_{su}$  は、表 - 2 の式(2)の計算値である。なお、表 - 2 に示す各計算式は、圧縮軸力を対象とした式であるが、引張軸力下の計算式がみられないことから、これらの式を用いている。コンクリートは、早強ポルトランドセメントを用いた設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  の豆砂利普通コンクリート (砂利の最大寸法  $10\text{mm}$ ) を使用した。コンクリート圧縮強度  $B$  は表 - 1 に、鉄筋の性状は表 - 3 にそれぞれ示した。

表 - 2 強度計算式

曲げ強度<sup>4)</sup>

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

せん断強度<sup>4)</sup>

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 17.7)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.846 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} b_e \cdot j \quad (2)$$

せん断強度 (日本建築学会指針式<sup>5)</sup>)

$$V_u = t_w \cdot l_{wb} \cdot p_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w \cdot l_{wa} \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (3)$$

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

$$v = 0.7 - \sigma_B / 200$$

$h_w$ : 加力点高さ

各計算式中の記号は参考文献参照

2.2 加力方法及び計測方法

加力装置の側面図を図 - 2 に示す。加力は、図のように配置した3台のアクチュエータを用いて行った。水平方向の加力は、変位漸増繰り返しとし、負方向から先に加力した。変位振幅は、I-M65Cでは壁頂の  $x$  方向部材角が各サイクルピーク時

表 - 3 鉄筋の性状

鉄筋	断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破断伸び (%)	備考
D22	387.1	398	593	21.5	梁主筋
D13	126.7	359	520	29.8	柱主筋, 梁肋筋
4	12.36	264*	351	33	柱補強筋
4	12.36	297*	359	39	壁筋

\*: 0.2%耐力

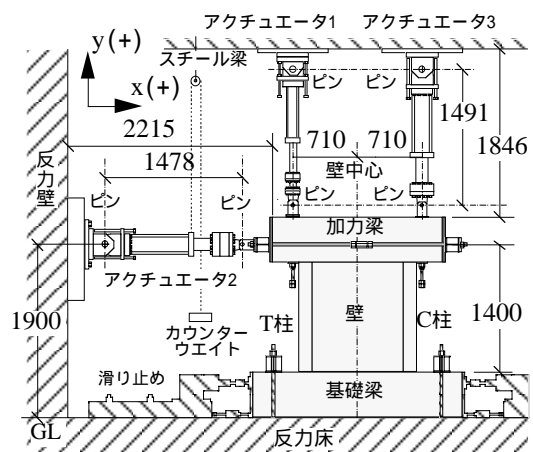


図 - 2 加力装置 (単位: mm)

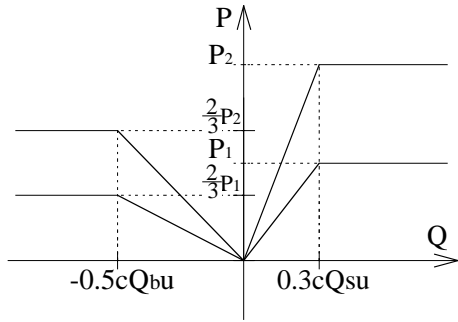


図 - 3 鉛直荷重の設定

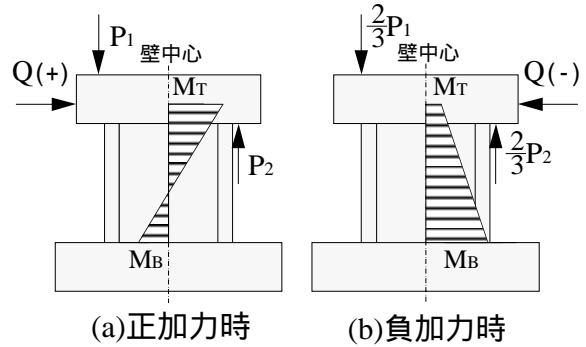


図 - 4 モーメント分布

で  $1, 2, 4, 6 \times 10^{-3}$  ラジアンとした。偏心引張力を加えた試験体では、3 サイクル目は C 柱脚部の伸びが所定の伸びになるまで負方向に加力し、その後の正加力で最大荷重を確認するまで加力を行った。鉛直方向の加力は、I-M65C では、2 台のアクチュエータで表 - 1 に示す均等な鉛直力  $P_1, P_2$  を下向きに加えた。偏心引張力を加えた 5 体では、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し、図 - 3 のように設定した。図中の  $P_1, P_2$  の値（力の向きは図 - 4 に示す）は表 - 1 に示したが、図 - 4 (a) のように正加力時の壁頂モーメント  $M_T$  が、表 - 2 に示す式(1)の曲げ強度略算値  $M_{bu}$  と等しいと仮定したときの鉛直力であり、 $\sigma_c$  を  $-1.5\text{N/mm}^2$  として定めた。また、 $cQ_{bu}$  と  $cQ_{su}$  は表 - 1 に示した曲げ強度とせん断強度計算値である。なお、正加力時は、圧縮側側柱脚部の伸びを変化させるために、図 - 4 (a) のような加力を行った。変位の計測は、図 - 5 に示すように、壁頂の加力梁の水平変形と、C 柱脚部の鉛直変位をデジタル変位計で計測した。また、側柱頂部の鉛直変位、壁高を 6 分割して側柱の各区間の伸び及び各標点位置の水平変位を計測した。なお、側柱の柱頭と柱脚の軸筋のひずみ度をワイヤーストレインゲージで計測した。

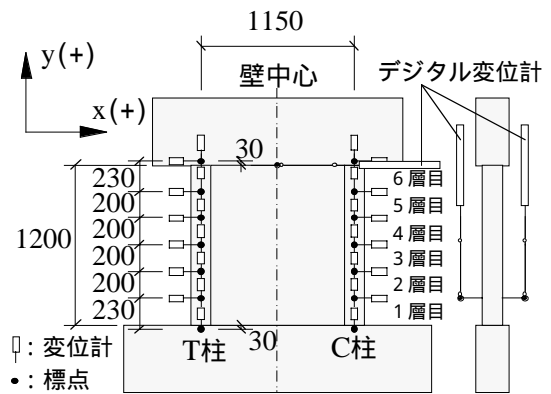


図 - 5 変位計測位置 (単位: mm)

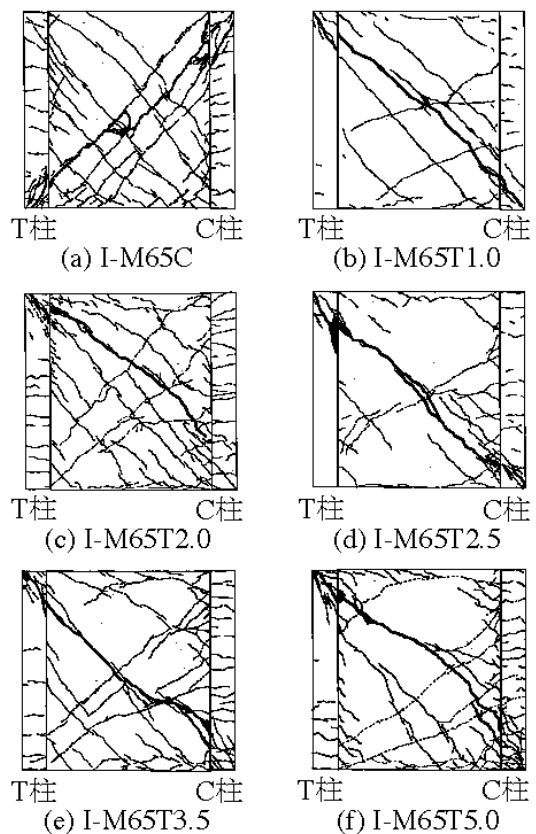


図 - 6 最終ひび割れ図

### 3. 実験結果

#### 3.1 ひび割れ及び破壊状況

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、それぞれ正加力時と負加

力時に発生したひび割れを示す。圧縮軸力を受けた I-M65C では、正負両加力時で壁板には斜めひび割れが交差して発生した。偏心引張力を受けた試験体では、正加力時のひび割れは I-M65C と大差ないが、負加力時には角度の緩やかな斜めひび割れが壁板の下部に発生した。破壊状況については、I-M65C では、負加力時に T 柱脚部と C 柱頭部の斜めひび割れと、壁板の斜めひび割れが同時に急激に拡がってせん断破壊した。偏心引張力を受けた試験体では、負加力時には C 柱脚部軸筋が降伏したため、C 柱脚部の水平ひび割れが徐々に拡がって最大変形時に至っている。正加力時には、C 柱脚部と T 柱頭部に斜めひび割れ発生後、C 柱脚部と壁板の斜めひび割れが徐々に開口し、その後に T 柱頭部の斜めひび割れが大きく開口してせん断破壊した。なお、全試験体とも、せん断破壊時に引張側となる側柱脚部軸筋には、降伏がみられなかった。

### 3.2 荷重 - 変形曲線

図 - 7 に、水平方向の荷重  $Q_x$  - 部材角  $R_x$  曲線を示す。 $R_x$  は、加力梁下端の高さで計測した水平変形を壁内法高さで除した値である。圧縮軸力を受けた I-M65C では、負加力時に、壁板の斜めひび割れ及び C 柱脚部と T 柱頭部の斜めひび割れが同時に開口したため、最大荷重後に急激な荷重低下のみられる曲線となった。偏心引張力を受けた試験体では、負加力時には C 柱脚部軸筋が降伏し、I-M65T1.0 を除く 4 体の曲線は、軸筋降伏後、最大変形時まで荷重増加の極めて少ない曲線となっている。正加力時の曲線は、I-M65T1.0、I-M65T2.0、I-M65T2.5 の 3 体では、T 柱頭部の斜めひび割れが拡がったため、最大荷重後に荷重が大幅に低下した曲線となっている。また、I-M65T3.5 と I-M65T5.0 では、C 柱脚部の伸びを大きくした最終サイクルで T 柱頭部の斜めひび割れが拡がり、荷重が前サ

イクルよりも低くなった。このため、最大荷重は C 柱脚部の伸びが小さいときに得られており、最終サイクルの荷重最大値以降の荷重低下割合は小さなものとなっている。

### 3.3 側柱の柱頭柱脚の変形

図 - 8 に、せん断破壊した加力方向において、圧縮側となる C 柱脚部第 1 層の層間変位（実線）と、引張側となる T 柱頭部第 6 層の層間変位（破線）、及び C 柱脚部第 1 層の伸びを水平荷重  $Q_x$  との関係で示す。図示した水平変位  $u$  と鉛直変位  $v$  は、それぞれ図 - 5 に示す変位計とデジタル変位計の計測値である。I-M65C については、せん断破壊した加力方向が他とは反対なので、縦軸の正負を反転させて図示している。圧縮軸力を受けた I-M65C では、圧縮側の柱脚部は最大荷重時まで幾分縮んでおり、最大荷重付近から両方の柱の水平変位  $u$  がほぼ同時に急激に大きくなっている。偏心引張力を受けた試験体では、伸びを大きくした 3 サイクルで C 柱脚部の水平変位が急激に大きくなっている。

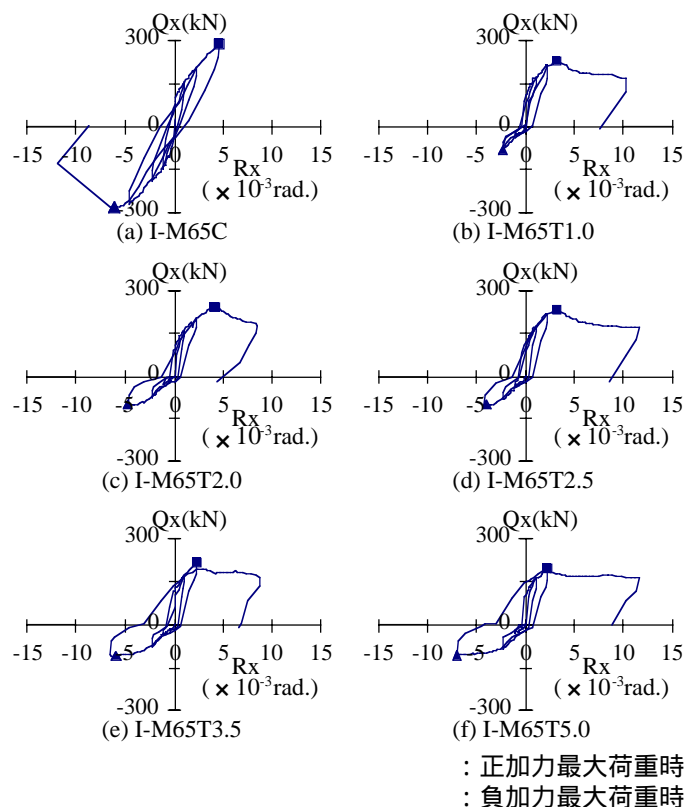


図 - 7 荷重 - 変形曲線

I-M65T2.0 では、途中から T 柱頭部の変位が大きくなり始めると同時に、C 柱脚部の変位の増加割合が徐々に増えており、最大荷重付近から両方の柱の水平変位  $u$  がほぼ同時に急激に大きくなっている。I-M65T3.5 では、T 柱頭部の変位が最大荷重時付近で急激に大きくなり、最大荷重付近から両方の柱の水平変位  $u$  がほぼ同時に急激に大きくなっている。なお、ここで示していない 3 体では、I-M65T1.0、I-M65T2.5 が I-M65T2.0 と、I-M65T5.0 が I-M65T3.5 と近似した水平変位状況を示した。

### 3.4 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 - 4 に示す。表には、最大荷重時の軸力  $N$ 、軸応力度  $\sigma_0$ 、部材角  $R_x$  及び C 柱脚部の伸び  $v$  も併せて示した。I-M65T3.5 と I-M65T5.0 の正加力については、C 柱脚部の伸びを大きくする前の値が最大荷重となった。C 柱脚部の伸びを大きくした後の荷重最大値が、伸びの大きい場合の最大荷重と考えて、この値を\*欄に示した。計算値  $cQ_{bu}$  は、壁脚モーメントを表 - 2 の式(1)に示す曲げ強度  $M_{bu}$  と仮定し、これに鉛直力  $P_1, P_2$  による壁頂モーメントを考慮して計算した曲げ強度である。 $cQ_{su}$  は表 - 2 の式(2)によるせん断強度であり、式中の  $\sigma_0$  には表 - 4 に示す実際の軸応力度を用いて計算した。シアスパン  $M/Q$  は鉛直力  $P_1, P_2$  と最大荷重実験値  $tQ_{max}$  から得られる壁の曲げモーメント分布より求めた。 $V_u$  は、表 - 2 の式(3)に示す日本建築学会指針式による値である。実験値の計算値  $cQ_{su}, V_u$  に対する比率を、C 柱の伸びとの関係で図 - 9 に示す。I-M65T3.5 と I-M65T5.0 の 2 体については、表中の\*印の欄の値を使用した。図をみると、比率は 2.5 ~ 3mm 付近で急激に変化しており、その前後では

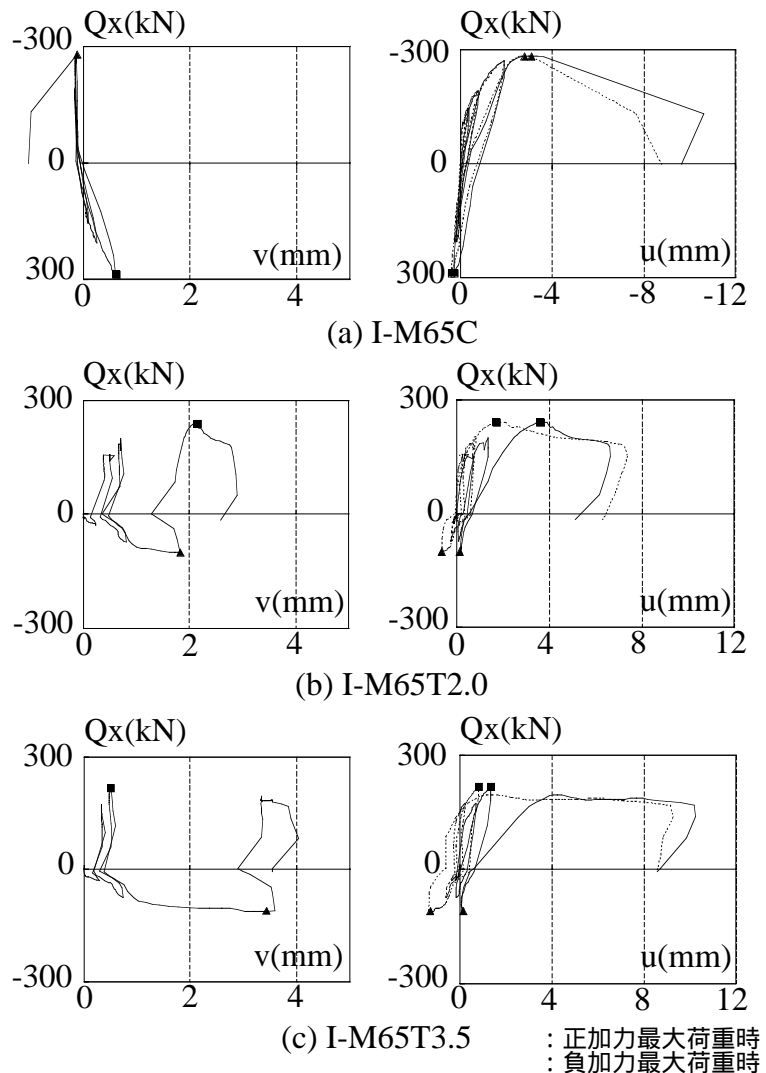


図 - 8 側柱の柱頭及び柱脚の変形

それぞれほぼ一定の比率となっている。 $v$  が 1 ~ 2.5mm の範囲では、比率は  $cQ_{su}$  が 0.90 ~ 0.93、 $V_u$  が 0.95 ~ 0.99 であり、圧縮軸力を受けた I-M65C (負加力時) の比率 1.01, 1.17 に比べてそれぞれ約 10%、約 20% 低下している。また、 $v$  が 3.12 ~ 4.57mm では、比率が  $cQ_{su}$  が 0.74 と 0.73、 $V_u$  が 0.76 と 0.77 であり、I-M65C (負加力時) の比率に比べてそれぞれ 25% 程度、40% 程度低下している。偏心引張力を受けた試験体では、C 柱脚部の伸び  $v$  がほぼ 1mm で C 柱脚部軸筋が降伏しており、側柱脚部が軸筋降伏時の 2.5 ~ 3 倍程度まで伸びると、壁の水平剛性が大きく低下し、これに伴ってせん断耐力も大幅に低くなったと考えられる。一方、偏心引張力を受ける試験体の負加力の実験値については、

表 - 4 最大耐力

加力方向	試験体名	実験値					計算値			比率			
		tQmax (kN)	N** (kN)	$\sigma_0^{**}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Rx (x10 <sup>-3</sup> rad)	v (mm)	cQbu (kN)	cQsu (kN)	Vu (kN)	tQmax/cQbu	tQmax/cQsu	tQmax/Vu	
正加力時	I-M65C	289	188	1.98	4.65	-0.04	332	280	240	0.87	1.03	1.21	
	I-M65T1.0	227	-138	-1.45	3.24	1.23	363	248	231	0.63	0.91	0.98	
	I-M65T2.0	240	-138	-1.45	4.18	1.98	363	258	243	0.66	0.93	0.99	
	I-M65T2.5	232	-139	-1.46	3.27	2.50	363	259	244	0.64	0.90	0.95	
	I-M65T3.5		218	-140	-1.47	2.31	0.74	363	264	251	0.60	0.82	0.87
		*	194	-136	-1.43	2.78	3.12	362	264	251	0.54	0.74	0.77
	I-M65T5.0		197	-138	-1.45	2.33	1.00	363	260	246	0.54	0.76	0.80
*		187	-139	-1.46	2.31	4.57	363	255	246	0.51	0.73	0.76	
負加力時	I-M65C	-281	186	1.95	-6.04	1.11	331	280	240	0.85	1.01	1.17	
	I-M65T1.0	-81	-93	-0.98	-2.31	1.15	84	176	231	0.96	0.46	0.35	
	I-M65T2.0	-102	-91	-0.96	-4.67	1.97	84	191	243	1.21	0.53	0.42	
	I-M65T2.5	-99	-92	-0.97	-4.19	2.70	84	191	244	1.18	0.52	0.40	
	I-M65T3.5	-109	-94	-0.99	-6.56	3.52	80	198	251	1.36	0.55	0.43	
	I-M65T5.0	-107	-91	-0.96	-7.00	5.03	84	195	246	1.28	0.55	0.44	

\*: C柱脚部の伸びvを大とした後の最大値      \*\*: 圧縮を正とする

I-M65T1.0 を除き、ほぼ曲げ耐力に達したと考えられる。cQbu に対する比率は 1.18 ~ 1.36, 平均 1.26 となり、実験値が cQbu に比べて少し大きめの値となっている。

#### 4. まとめ

偏心引張力を受ける耐震壁について、水平力に対して圧縮側となる側柱脚部の伸びを変化させた加力実験を行い、せん断耐力について検討した。その結果、圧縮側側柱脚部の伸びが軸筋降伏時の伸びの 2.5 倍までは軸筋が降伏する程度の伸びを受けるとせん断耐力と差が見られず、計算値に対する比率が圧縮軸力を受けるものの比率と比べて cQsu, Vu でそれぞれ約 10%, 約 20%程度低下していること、また、圧縮側側柱脚部の伸びがこれを越えると、せん断耐力は急激に低下し、計算値に対する比率が圧縮軸力を受けるものの比率と比べてそれぞれ 25%程度, 40%程度小さくなることを示した。

#### 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) 溝口光男, 荒井康幸, 細谷孝司: 偏心引張

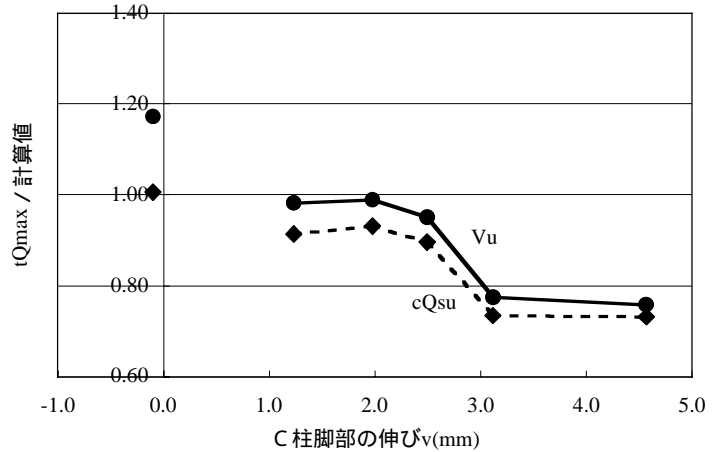


図 - 9 実験値の計算値に対する比率

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, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.499-504, 2001.7

- 3) 溝口光男, 荒井康幸, 坂本 亨: 引張軸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, コンクリート工学年次論文, Vol.24, No.2, pp.919-924, 2002.6
- 4) 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
- 5) 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