

# 論文 鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす側柱の伸びと太さの影響

溝口 光男\*1・荒井 康幸\*2・安達 清人\*3

**要旨:** 鉄筋コンクリート耐震壁が偏心した引張軸力を受けて側柱が大きく伸びた場合のせん断耐力に関し、側柱を太くして帯筋比を変えた耐震壁について、水平力に対して圧縮側となる側柱脚部に大きな伸びを与えた後に破壊させる実験を行った。その結果、側柱が太い場合についても圧縮側柱脚部の伸びが大きくなると、実験値の既往のせん断強度式による計算値に対する比率は帯筋比の大小にかかわらず、圧縮軸力の場合に比べて大きく低下すること、また、この比率の低下割合は帯筋比が小さいと大きくなり、帯筋比による差異がみられることを示した。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート, 耐震壁, せん断耐力, 伸び, 帯筋比, 柱太さ

## 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<sup>1)</sup>。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。このような耐震壁では、側柱軸筋が引張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て、この側柱の軸筋が引張降伏する伸び以上に柱脚部の伸びを大きくした耐震壁の加力実験を行い、側柱脚部の伸びとせん断耐力の関係について検討してきた<sup>2),3),4),5)</sup>。本研究では、既往の研究<sup>2),3),4),5)</sup>よりも側柱を太くした耐震壁について柱脚部の伸びを大きくした実験を行い、せん断耐力に及ぼす側柱帯筋比の影響について検討した。

方向の一方向にのみ副帯筋のある日の字型配筋 3-D6@50 ( $p_w=0.95\%$ ) とした試験体 2 体がある。試験体の一覧を表-1 に示す。壁と柱の寸法は、壁全長 1350mm、壁内法高さ 1500mm、柱断面 200mm 角 (既往の研究<sup>2),3),4),5)</sup> では 150mm 角) であり、壁厚は 50mm を目標

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体は、図-1 に示すような上下に梁を有する鉄筋コンクリート壁模型 4 体とした。試験体の寸法、壁補強筋および柱軸鉄筋は全試験体に共通である。側柱帯筋は、図-1 の左半分に示すなまし鉄線を 2-4  $\phi$  @40(帯筋比  $p_w=0.31\%$ ) とした試験体 2 体と、図-1 の右半分に示す壁面内

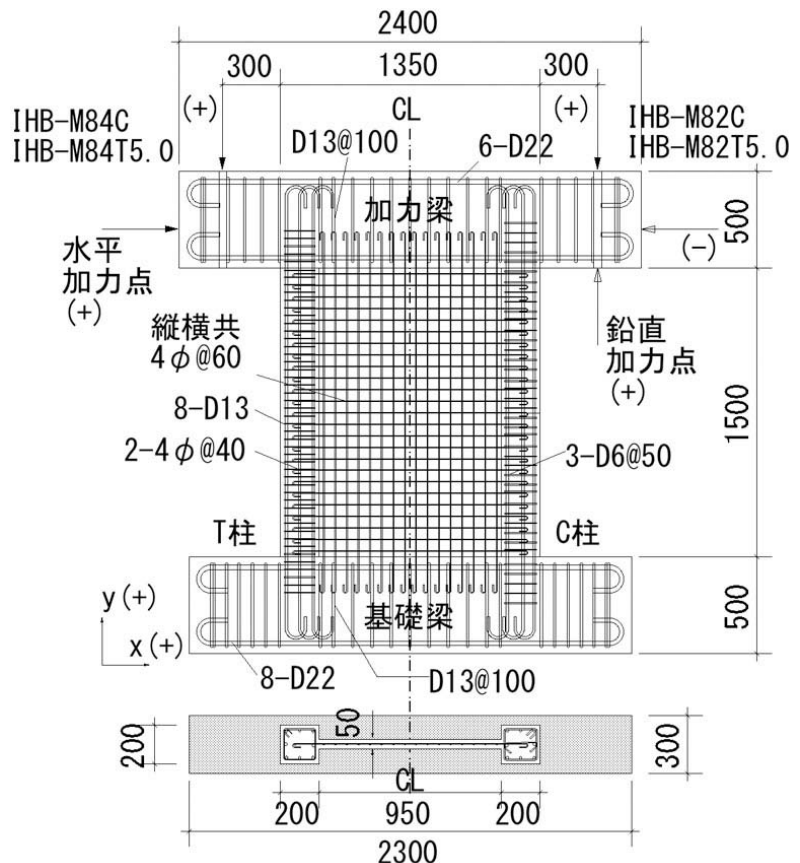


図-1 試験体形状と配筋 (単位: mm)

\*1 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科教授 工博 (正会員)

\*2 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科教授 工博 (正会員)

\*3 室蘭工業大学大学院 工学研究科博士前期課程建設システム工学専攻

表-1 試験体一覧

試験体名	壁厚 (mm)	柱配筋		加力 方向	v (mm)	軸応力度 $\sigma_0^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	軸力N* (kN)	設計時計算値(kN)			
		軸筋	補強筋					P1**	P2**	cQbu	cQsu
IHB-M84C	52	8-D13 pg=2.53%	2-4 $\phi$ @40 pw=0.31%	±	-	2.0	255	-128	-128	396	324
IHB-M84T5.0	52			+	-	-1.5	-191	-96	288	440	313
			-	5	-1.0	-128	100			213	
IHB-M82C	52		3-D6@50 pw=0.95%	±	-	2.0	255	-128	-128	396	324
IHB-M82T5.0	46			+	-	-1.5	-191	-96	288	440	313
			-	5	-1.0	-128	100			213	

\*: 圧縮を正とする    \*\*: 符号は図-1の座標に従う

としたが、実際の壁厚（実測値 32 点の平均値）は表-1に示す値となった。配筋は、壁補強筋には縦横とも 4 $\phi$ のなまし鉄線を@60（壁筋比  $p_s=0.42\%$ ）として使用し、柱軸鉄筋として 8-D13（軸筋比  $p_g=2.53\%$ ）を用いた。これらの寸法および配筋を本論で用いる側柱名称とともに図-1に示す。IHB-M84C と IHB-M82C の 2 体は、軸圧縮応力度  $\sigma_0$ （=壁の全軸力 N/壁全断面積）を  $2\text{N/mm}^2$  とし、圧縮側柱（C柱）脚部に大きな伸び  $v$  を与えてせん断破壊させた試験体である。ここで、圧縮側柱（C柱）脚部の伸び  $v$  は柱脚部の基礎梁から高さ 200mm までの区間の値とし、その値は拙論<sup>2)</sup>を基に伸びが大きい場合として 5mm と設定した。試験体名は、IHB で I 形断面、壁内法高さ 1500mm、柱断面 200mm 角であることを示し、ハイフンの後の文字と数字で、壁補強筋比の大きさ（文字 M：中程度）、柱主筋本数（数字 8：8 本）、2-4 $\phi$ に換算した柱補強筋間隔（数字 4：4cm、数字 2：約 2cm）、壁全体の軸力の向き（文字 C：圧縮、文字 T：引張）、与える柱脚の伸び（Tに続く数字 5.0：5mm）を表している。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、負加力で曲げ破壊するように軸方向応力度  $\sigma_0$  を正加力の 2/3（ $-1.0\text{N/mm}^2$ ）とした。設計時の曲げとせん断の両強度計算値 cQbu, cQsu を表-1に示す。cQbu は、壁脚モーメントを下に示す式(1)<sup>6)</sup>の値と仮定し、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考慮して計算したせん断力である。偏心引張力を加えた試験体の  $P_1, P_2$  の値は、図-2のように正加力の壁頂モーメント  $M_T$  が、式(1)の曲げ強度略算値 Mbu と等しくなるように定めた。

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

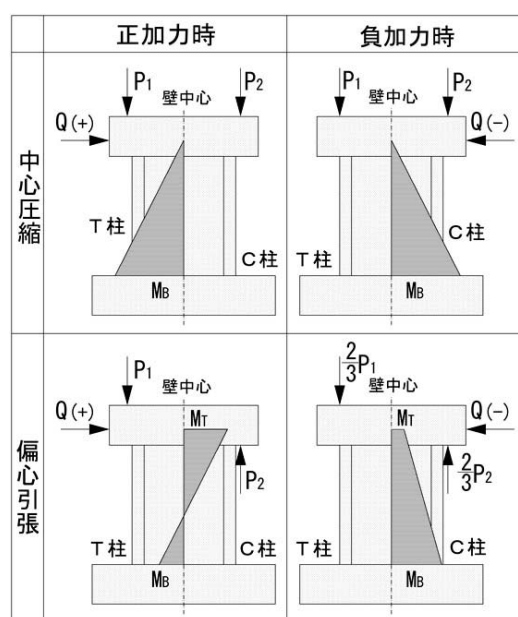


図-2 モーメント分布

ここに、 $a_t$ ：側柱主筋全断面積、 $\sigma_y$ ：側柱主筋降伏点強度、 $a_w$ ：壁縦筋全断面積、 $\sigma_{wy}$ ：壁縦筋降伏点強度、 $D$ ：壁全長、 $B_c$ ：側柱幅、 $N$ ：軸方向力、 $F_c$ ：コンクリート圧縮強度  
cQsu は下に示す式(2)<sup>6)</sup>のせん断強度計算値であり、シアスパン  $M/Q$  は cQbu を求めたモーメント分布から計算した。

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

ここに、 $p_{te}$ ：等価引張主筋比（ $=100a_t/(b_e \cdot d)$ ）、 $M/(Q \cdot D)$ ：シアスパン比、 $\sigma_{wh}$ ：壁横筋降伏点強度、 $p_{wh}$ ： $b_e$ を壁厚と考えた壁横筋比、 $\sigma_o$ ：平均軸方向応力度、 $b_e$ ：等価壁厚、

$$j = 7/8 \times d, \quad d = D - D_c/2, \quad D_c: \text{側柱せい}$$

なお、式(1)および式(2)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見られないのでこれらの式を用いており、引張応力の場合には  $N$  と  $\sigma_0$  に負の値を代入した。コンクリートは AE 剤混和の普通コンクリート（砂利の最大寸法 15mm）を使用し、設計基準強度は  $24\text{N/mm}^2$  とした。コンクリートと鉄筋の性状は表-2 と表-3 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-3に示す。加力は、3台のアクチュエータを図のように配置して行った。これらのアクチュエータの定格容量は、アクチュエータ 1 では圧縮200kN、引張150kN、アクチュエータ 2, 3では圧縮500kN、引張300kNである。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、圧縮軸力を加えたIHB-M84CとIHB-M82Cの2体では壁頂部の水平方向部材角 $R_x$ （=加力梁下端で計測した水平変形/壁内法高さ）を1~3サイクル時はピーク時でそれぞれ1, 2,  $4 \times 10^{-3}$ ラジアンとし、-4サイクル目はアクチュエータ 3の容量一杯の荷重を加えた後、+4サイクル目に最大荷重を確認するまで加力を行った。引張力を加えたIHB-M84T5.0とIHB-M82T5.0の2体では、1, 2サイクル目は圧縮軸力を加えた試験体と同様に加力したが、-3サイクル目にC柱脚部の伸び $v$ が前述の伸び5mmとなる

表-2 コンクリートの性状

試験体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数* (N/mm <sup>2</sup> )
IHB-M84C	26.1	2.60	23100
IHB-M84T5.0	27.3	2.68	24100
IHB-M82C	26.2	2.44	23500
IHB-M82T5.0	27.8	2.55	24400

\*: 1/3割線弾性係数

表-3 鉄筋の性状

呼び名	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)*	389	585	22.9	梁主筋
D13	(126.7)*	389	557	27.4	柱主筋、梁肋筋
D6	(31.67)*	330**	495	28	柱補強筋
4φ	12.41	263**	333	38	壁筋、柱補強筋

\*: 公称断面積    \*\*: 0.2%耐力

まで負方向に加力した後、+3サイクルで最大荷重を確認するまで加力を行った。IHB-M84CとIHB-M82Cの圧縮軸力は、表-1に記した均等な鉛直力 $P_1, P_2$ をアクチュエータの加力点に下向きに加えた。IHB-M84T5.0とIHB-M82T5.0の2体では、正加力時に圧縮側となるC柱へ大きな引張力が加わるように図-4に示すように設定した。図中の $P_1, P_2$ の値（力の向きは図-2に示す）は表-1に示した。また、図中の $cQ_{bu}, cQ_{su}$ は表-1に示す曲げとせん断の強度計算値である。

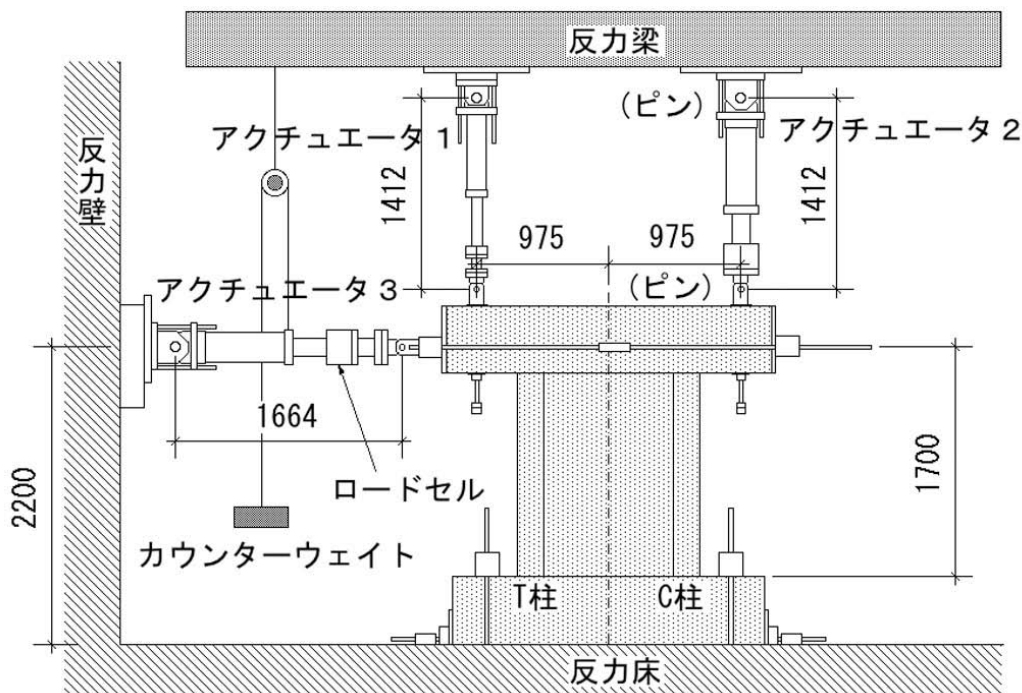


図-3 加力装置（単位：mm）

変位の計測は、壁頂の加力梁下端の水平変形とC柱脚部の伸び（基礎梁から高さ200mm位置の柱中心の鉛直変位）をデジタル変位計で計測した。なお、側柱の柱頭と柱脚の軸鉄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-5に示す。図中の実線は正加力時、破線は負加力時に発生したひび割れをそれぞれ示す。圧縮軸力を受けたIHB-M84CとIHB-M82Cでは、正負両加力とも壁板に対角線方向の斜めひび割れが発生した。偏心引張力を受けたIHB-M84T5.0( $p_w=0.31\%$ )とIHB-M82T5.0( $p_w=0.95\%$ )では、壁板に負加力で角度のないほぼ水平なひび割れと斜めひび割れが発生し、正加力で対角線方向の斜めひび割れが発生した。また、C柱に比べてT柱にはひび割れの発生が少なかった。破壊状況については、圧縮軸力を受けたIHB-M84Cでは、+4サイクルでT柱上部の斜めひび割れが大きく開口し、壁面中央の斜めひび割れも徐々に開口して破壊した。IHB-M82Cでは、+4サイクルで壁面中央のひび割れが開口し、壁板上部のT柱付近にいくつもひび割れが発生して破壊した。偏心引張力を受けたIHB-M84T5.0では、+3サイクルで壁面中央の斜めひび割れが大きく開口し、その後T柱上部の斜めひび割れも大きく開口し破壊した。IHB-M82T5.0では、+3サイクルで壁面中央に大きなひび割れが発生し、壁板上部のT柱付近には斜めひび割れが発生して破壊した。なお、偏心引張力を受けた2体では、正加力時にはT柱脚部の軸筋は最終時まで降伏していない。

#### 3.2 荷重-変形曲線

水平方向の荷重Q-部材角Rx曲線を図-6に示す。圧縮軸力を受けた2体の正加力では、IHB-M84C( $p_w=0.31\%$ )の曲線は+4サイクルにT柱上部のひび割れが開口して荷重が急激に低下した。IHB-M82C( $p_w=0.95\%$ )の曲線はIHB-M84Cとほぼ同様

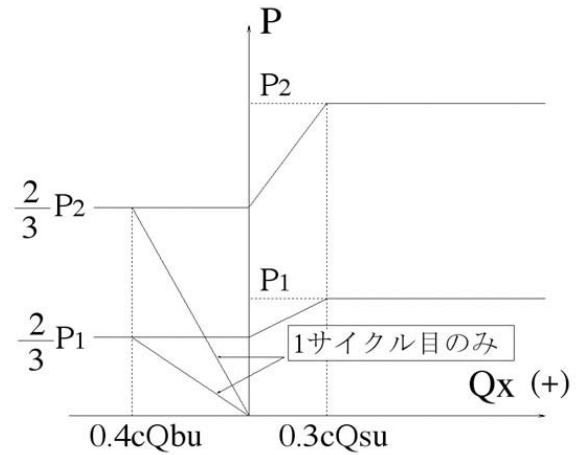


図-4 鉛直荷重の設定

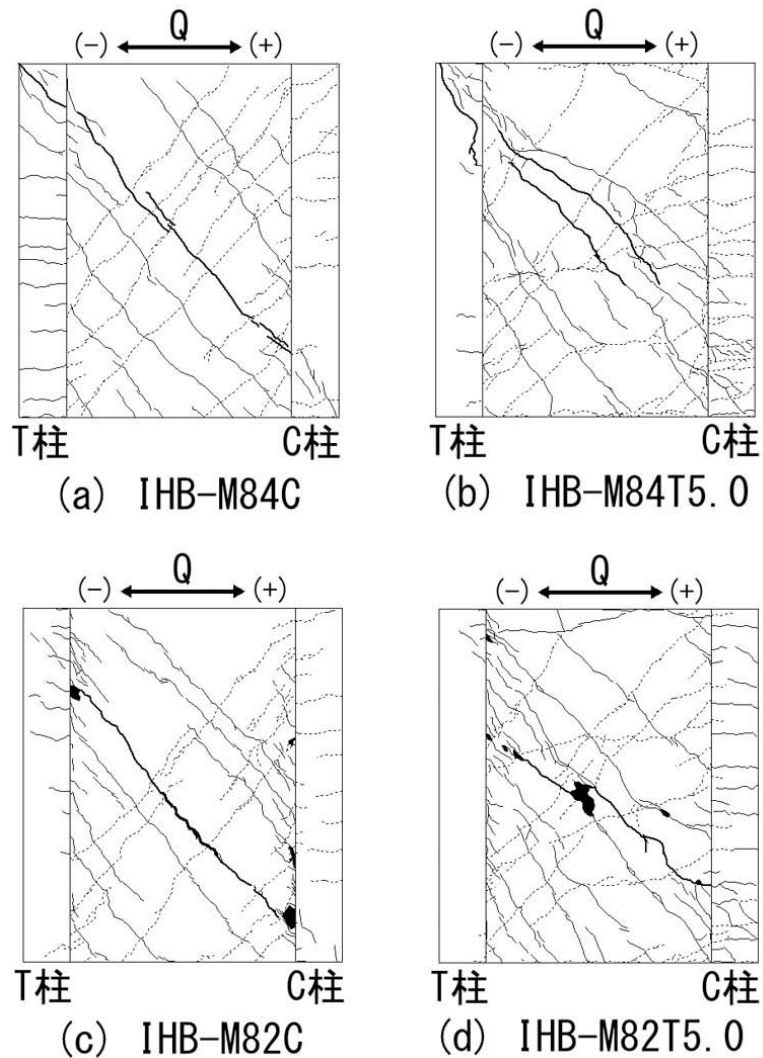


図-5 ひび割れ状況

であり、壁板上部のT柱付近にいくつもひび割れが発生して荷重が急激に低下した。偏心引張力を受けた2体では、-3サイクルにC柱脚部の軸筋が引張降伏し、その後、荷重がほぼ一定のまま最大変形時に至る曲線となって

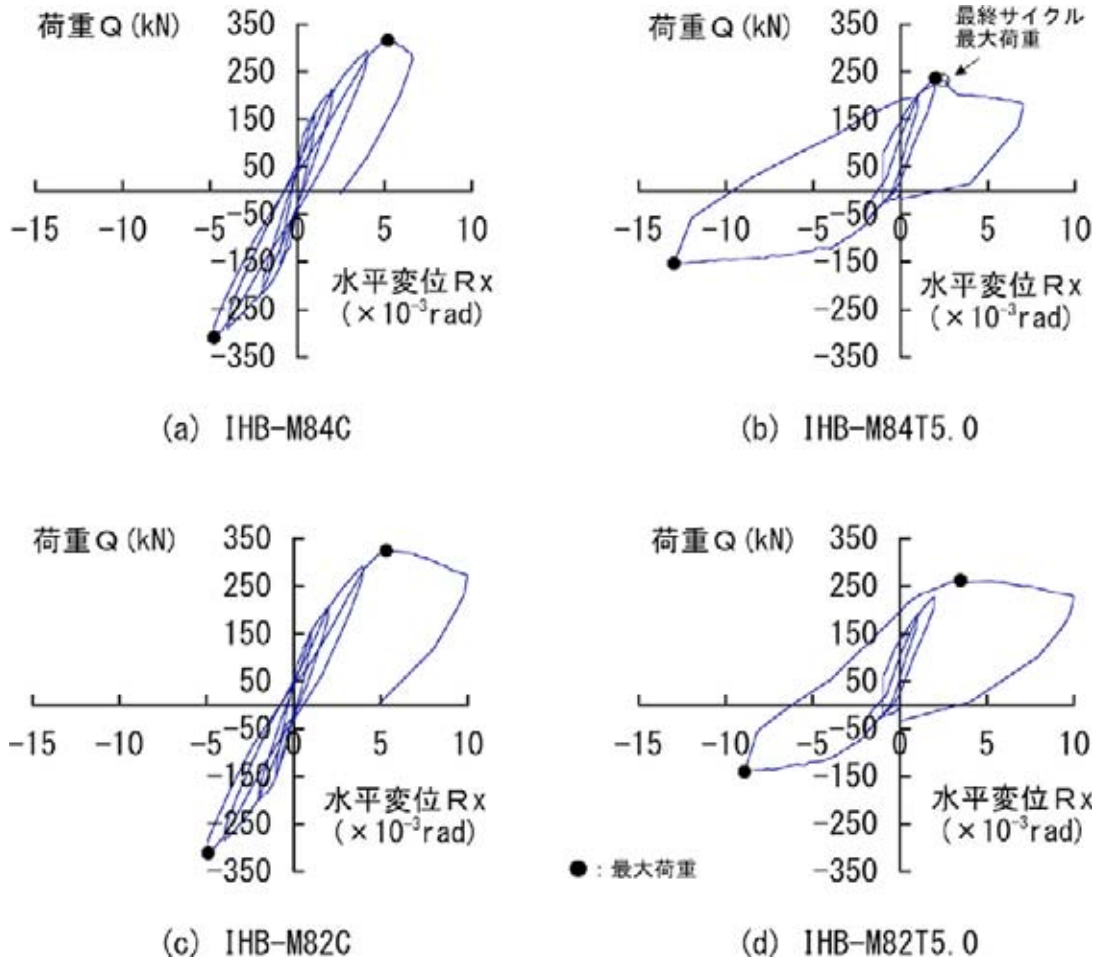


図-6 荷重-変形曲線

いる。正加力では、C 柱脚部の伸び  $v$  を 5mm とした+3 サイクルに、IHB-M84T5.0 ( $p_w=0.31\%$ ) は T 柱上部のひび割れが開口して前サイクルよりも荷重が上がらなくなり、+2 サイクルのピークの荷重が最大荷重となった。IHB-M82T5.0 ( $p_w=0.95\%$ ) は、壁板上部の T 柱付近に斜

めひび割れが発生して最大荷重を示し、その後荷重が徐々に低下した。

### 3.3 せん断耐力

最大荷重実験値  $tQ_{max}$  と強度計算値を表-4 に示す。同表には、最大荷重時の軸力  $N$ 、水平部材角  $R_{x,max}$  および

表-4 最大耐力

加力方向	試験体名	最大荷重時実験値					計算値			比率			破壊モード	
		$tQ_{max}$ (kN)	$N^{**}$ (kN)	$R_{x,max}$ ( $10^{-3}rad$ )	$v_{max}$		$cQ_{bu}$ (kN)	$cQ_{su}$ (kN)	$V_u$ (kN)	$tQ_{max}$ $cQ_{bu}$	$tQ_{max}$ $cQ_{su}$	$tQ_{max}$ $V_u$		
					(mm)	(%)***								
正加力	IHB-M84C	316	258	5.18	0.0	0.0	397	339	244	0.80	0.93	1.30	せん断	
	IHB-M84T5.0		238	-191	2.01	0.7	0.4	443	338	252	0.54	0.70	0.94	-
		*	232	-190	2.42	4.6	2.3	441	338	252	0.53	0.69	0.92	せん断
	IHB-M82C	325	257	5.31	-0.3	-0.1	397	340	245	0.82	0.96	1.33	せん断	
	IHB-M82T5.0	263	-190	3.49	4.1	2.1	440	330	231	0.60	0.80	1.14	せん断	
負加力	IHB-M84C	-309	255	-4.78	0.8	0.4	395	339	245	0.78	0.91	1.26	-	
	IHB-M84T5.0	-153	-127	-12.98	5.3	2.7	99	228	252	1.55	0.67	0.61	曲げ	
	IHB-M82C	-311	255	-4.91	0.7	0.3	398	340	245	0.78	0.91	1.27	-	
	IHB-M82T5.0	-140	-129	-8.92	4.9	2.4	98	223	231	1.43	0.63	0.61	曲げ	

\* : 最終サイクル最大荷重    \*\* : 圧縮を正とする    \*\*\* : 伸び量(mm) / 計測区間長(200mm)の百分率

C柱脚部（基礎梁から高さ200mmまでの柱心区間）の伸び $v_{max}$ も示した。IHB-M84T5.0の正加力については、 $v$ を大きくした後の最大荷重値（図-6(b)の○印）を\*欄に併記した。計算値 $cQ_{bu}$ と $cQ_{su}$ は前述の式(1), 式(2)の計算値であり、 $M/Q$ には最大荷重時の値を用いている。 $V_u$ は下式<sup>1)</sup>によるせん断強度計算値である。

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

ここに、 $t_w$ ：壁厚， $l_{wb}$ ：トラス機構の等価壁長さ，  
 $l_{wa}$ ：アーチ機構の等価壁長さ， $p_s$ ：壁横筋比， $\sigma_{sy}$ ：壁横筋降伏点強度， $\cot \phi = 1.0$ ，

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

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \cdot \sigma_{sy} / (v \cdot \sigma_B) ,$$

$$v = 0.7 - \sigma_B / 200 , \quad h_w : \text{加力点高さ} ,$$

$$\sigma_B : \text{コンクリート圧縮強度}$$

計算値  $V_u$  に対する実験値  $tQ_{max}$  の比率と圧縮側柱脚部の伸び率(最大荷重時の伸び $v_{max}$ を計測区間長200mmで除した百分率)との関係を、既往の結果<sup>3),4),5)</sup>と合わせて図-7に示す。図によれば、本論の側柱が太い試験体の結果(○と●印)については、 $tQ_{max}/V_u$ が既往の結果<sup>3),4),5)</sup>よりも高い値となっているものの、C柱脚部の伸びが大きくなると伸びがない場合に比べて比率が大きく低下している。この低下の割合を柱補強筋比の違いでみると、柱補強筋比0.31%では38%の低下、柱補強筋比0.95%では19%の低下となっており、柱補強筋比の小さい方が圧縮側柱脚部の伸びによる比率の低下割合が大きくなっている。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、C柱脚部の軸筋が引張降伏しており、曲げ耐力に達したと考えられる。計算値 $cQ_{bu}$ に対する $tQ_{max}$ の比率は、1.55、1.43となっており、実験値が計算値に比べて大きな値となっている。

#### 4. まとめ

側柱を太くした柱帯筋比の異なる耐震壁について、水平力に対して圧縮側となる側柱脚部が引張降伏する伸び以上に大きく伸びた場合のせん断耐力を実験によって検討した。その結果、計算値に対する実験値の比率は柱が太くなると細い場合よりも大きくなるものの、C柱脚部の伸びが大きくなると比率が大きく低下すること。また、この低下の割合は柱補強筋比による差異が大きく、

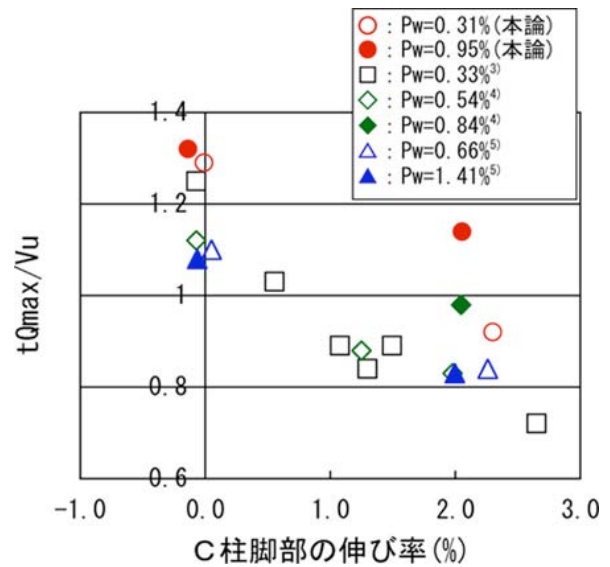


図-7 実験値の計算値に対する比率

柱補強筋比が小さいと大幅に低下することを示した。

#### 参考文献

- 1) 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，1999
- 2) 溝口光男，荒井康幸，坂本 亨：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.607-612，2003.7
- 3) 溝口光男，荒井康幸：側柱の伸びが鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.601-606，2004.7
- 4) 溝口光男，荒井康幸：高強度コンクリートを用いたRC耐震壁のせん断耐力に及ぼす側柱の伸びの影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.445-450，2006.7
- 5) 溝口光男，荒井康幸：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす側柱の伸びと帯筋比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.361-366，2007.7
- 6) 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），p.401，1990