

# 論文 側柱が伸びた柱補強筋比の小さい鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす壁筋の影響

森 貴規\*1・溝口 光男\*2・荒井 康幸\*2・金谷 修平\*1

**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、柱補強筋比を小さくして壁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、柱補強筋比の小さい場合では圧縮側柱脚部の伸びが大きくなると、伸びのない圧縮軸力試験体に比べて、せん断耐力の低下が壁筋比の大きいときには小さく、壁筋比の小さいときには大きいことを示した。

**キーワード**：鉄筋コンクリート、耐震壁、せん断耐力、伸び、壁筋比

## 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、側柱脚部の伸びが大きくなるとせん断耐力は低下することを示した<sup>2),3),4),5),6),7),8)</sup>。

本研究では、柱補強筋比の小さい耐震壁について加力実験を行い、圧縮側柱脚部の伸びが大きい場合のせん断耐力に及ぼす壁筋比の影響について検討した。

## 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。試験体の一覧を表-1に示す。

試験体の寸法は全試験体共通とし、壁全長 1300mm、壁内法高さ 1500mm、柱断面 150mm 角である。壁厚は 50mm を目標としたが、製作した各試験体の壁厚(実測値 28 点の平均値)は表-1に示す値となった。側柱の配筋は全試験体共通として、軸鉄筋に 8-D13 (軸筋比  $p_g=4.50\%$ ) を使用し、柱補強筋に 2-4  $\phi@50$  (柱補強筋比  $p_w=0.33\%$ ) を用いた。壁筋は縦横とも 4  $\phi@30$  (壁筋比  $p_s=0.84\%$ ) とした試験体(図-1 左半分)と、縦横とも 4  $\phi@80$  ( $p_s=0.32\%$ ) とした試験体(図-1 右半分)の2種がある。

IH-H85C と IH-L85C の2体は、軸圧縮応力度  $\sigma_0$  (=壁

の全軸力  $N$ /壁全断面積) を  $2N/mm^2$  として圧縮力を加えた比較のための試験体である。IH-H85T4 と IH-L85T4 の2体は、正加力時の軸方向応力度  $\sigma_0$  を  $-1.5N/mm^2$  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 4mm と設定した。

試験体名は、IH で I 形断面、壁内法高さ 1500mm であることを示し、ハイフンの後の文字と数字で、壁筋比の大きさ(文字 L: 小, 文字 H: 大)、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 5: 5cm)、壁全体の軸力の向き(文字 C: 圧縮, 文字 T: 引張)、与

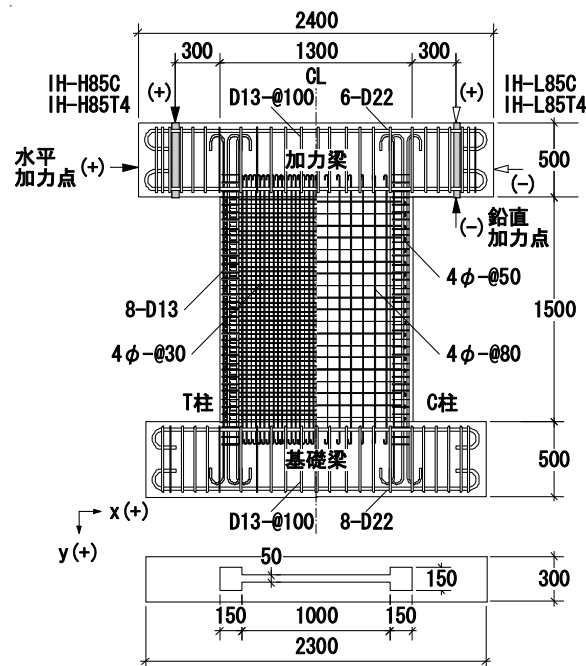


図-1 試験体形状と配筋 (単位: mm)

\*1 室蘭工業大学大学院 工学研究科建築社会基盤系専攻 (正会員)

\*2 室蘭工業大学大学院 工学研究科くらし環境系領域教授 博士(工学) (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体	壁厚 (mm)	柱配筋		壁筋	加力 方向	v (mm)	軸応力度 $\sigma_0^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	軸力N* (kN)	設計時強度計算値 (kN)			
		軸筋	補筋筋						P <sub>1</sub> **	P <sub>2</sub> **	cQbu	cQsu
IH-H85C	46	8-D13 pg=4.50%	2-4 $\phi$ @50 pw=0.33%	4 $\phi$ @30 ps=0.84%	±	-	2.0	190	95	95	386	272
IH-H85T4	45				+	-	-1.5	-143	119	-262	473	267
IH-L85C	44				-	4.0	-1.0	-95	79	-174	138	198
IH-L85T4	46				±	-	2.0	190	95	95	366	242
					+	-	-1.5	-143	110	-253	443	237
					-	4.0	-1.0	-95	73	-168	125	166

\* 圧縮を正とする \*\*符号は図-1の座標に従う

える柱脚の伸び (Tに続く数字4:4mm) 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 (-1.0N/mm<sup>2</sup>)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>9)</sup>の値と仮定し、加力梁に加えた鉛直力P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>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<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>の値は、図-2のように正加力の壁頂モーメントM<sub>T</sub>が、式(2)<sup>9)</sup>の曲げ降伏強度略算値Myと等しくなるように定めた。

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

$$M_y = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.2a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{B_c \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (2)$$

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,  $N$  : 軸方向力,  $B_c$  : 側柱幅,  $F_c$  : コンクリート圧縮強度

cQsuは下に示す式(3)<sup>9)</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。

$$cQ_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 17.7)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.846 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e \cdot j \quad (3)$$

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,  $\sigma_0$  : 平均軸方向応力度,  $b_e$  : 等価壁厚,  $j = 7/8 \times d$ ,  $d = D - D_c/2$ ,  $D_c$  : 側柱せい

なお、式(1)、式(2)および式(3)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、引張軸力の場合にはNと $\sigma_0$

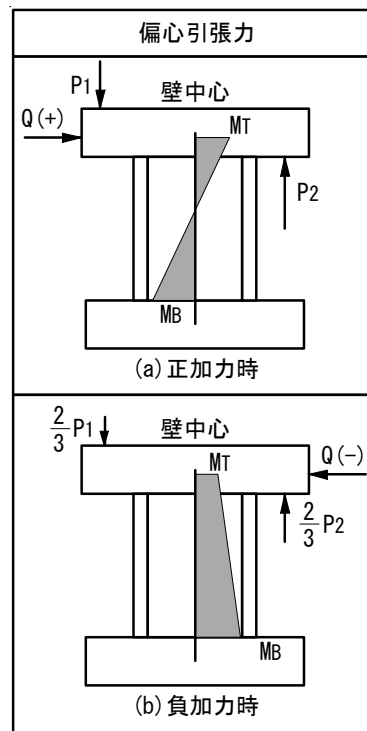


図-2 モーメント分布

表-2 コンクリート性状

試験体	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> )
IH-H85C	26.5	2.14	21700
IH-H85T4	25.6	1.85	23800
IH-L85C	27.1	2.32	25100
IH-L85T4	27.1	2.20	23500

\* 1/3 割線弾性係数

表-3 鉄筋性状

名称	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*	393	540	22.2	梁主筋
D13	126.7*	408	568	25.3	柱主筋・梁筋筋
4 $\phi$	12.3	252**	325	49.2	壁筋・柱帯筋

\* 公称断面積 \*\* 0.2% 耐力

には負の値を代入した。

コンクリートは、普通コンクリート (粗骨材の最大寸法: 13mm) を使用し、設計基準強度は21N/mm<sup>2</sup>とした。コンクリートと鉄筋の性状は表-2、表-3にそれぞれ示す。

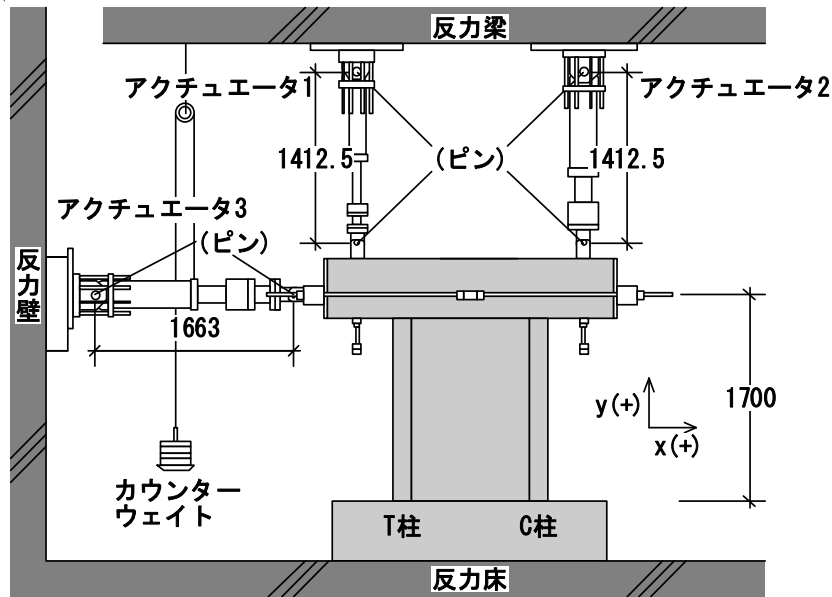


図-3 加力装置 (単位: mm)

## 2.2 加力方法及び計測方法

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IH-H85CとIH-L85C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サイクルの加力は最大荷重を確認するまでとした。C柱脚部を伸ばしてせん断破壊させるIH-H85T4とIH-L85T4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柱脚部の伸びが所定の伸び $v=4\text{mm}$ となる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。

IH-H85CとIH-L85C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。IH-H85T4とIH-L85T4の引張軸力は、負加力では曲げ破壊、正加力ではせん断破壊させるために正負加力で異なる値とし、正加力の水平力 $Q$ 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するため、表-1に示す鉛直荷重 $P_1$ ,  $P_2$ を図-4に示すように設定した。なお、正負加力の最大荷重は軸力一定となった後に得られるように考慮し、鉛直力を変化させている。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。

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。また、側柱の柱頭

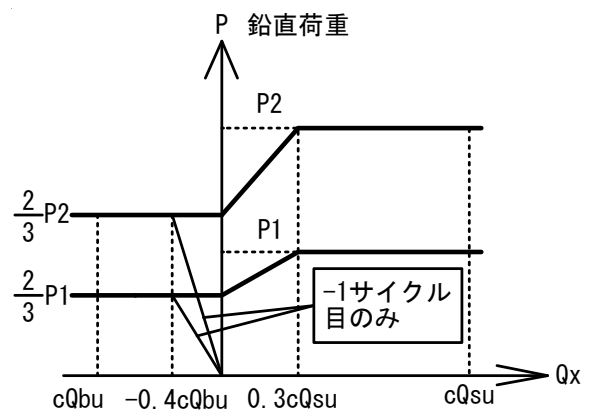


図-4 鉛直荷重設定

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 ひび割れ及び破壊状況

各試験体の実験終了時のひび割れ状況を図-5に示す。同図中の実線は正加力、破線は負加力によって発生したひび割れを示す。また、図の太線は大きく開口したひび割れを、黒塗り部はコンクリートの剥落部を示す。

圧縮軸力を加えたIH-H85CとIH-L85Cの2体では、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。壁筋比の大きいIH-H85Cでは、+4サイクルに壁板中央部の大きな斜めひび割れが徐々に開口して最大荷重時に至った。壁筋比の小さいIH-L85Cでは、T柱上部とC柱脚部に斜めひび割れが発生し、最大荷重時に至った。その後、壁板中央部の斜めひび割れが開口した。

C柱脚部を伸ばしたIH-H85T4とIH-L85T4の2体では、

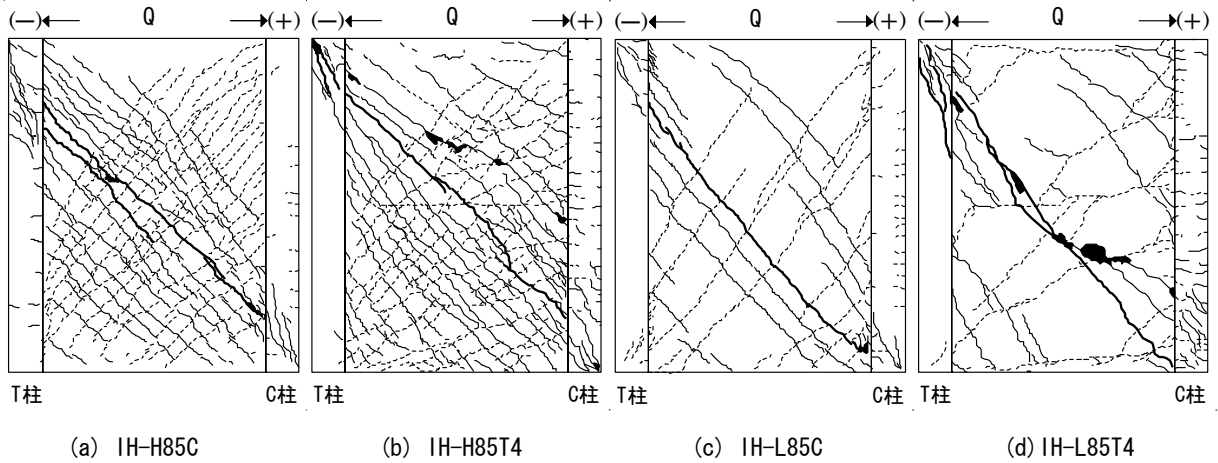


図-5 ひび割れ図

負加力で発生した斜めひび割れの角度が、正加力に比べ緩やかとなっている。破壊状況を見ると、壁筋比の大きいIH-H85T4では、+3サイクルで壁板中央部に大きな斜めひび割れが発生し、最大荷重時に至った。その後、この大きな斜めひび割れが開口した。壁筋比の小さいIH-L85T4は、+3サイクルに壁板中央部の大きな斜めひび割れが開口し、壁板中央部でコンクリートが剥落した。

### 3.2 荷重-変形曲線

各試験体の水平荷重と水平部材角の関係を図-6に示す。図中の黒丸は正負両加力時の最大荷重を示している。なお、IH-L85T4の正加力では、C柱を伸ばす前の加力で最大荷重を示したので、C柱を伸ばした後の最大荷重を○印で示した。

圧縮軸力を加えたIH-H85CとIH-L85Cの2体では正加

力の最大荷重時まで正負加力ともに部材角の増大に伴って荷重が大きくなり、大差のない荷重-変形曲線となっている。最大荷重後は、IH-H85CではT柱上部とC柱脚部に斜めひび割れが多数発生し、荷重が低下している。また、IH-L85Cでは、壁板中央部の斜めひび割れが開口し、IH-H85Cよりも大きな荷重の低下がみられた。

C柱脚部を伸ばしたIH-H85T4とIH-L85T4の2体では、-3サイクルで最大の部材角は異なるものの荷重がほぼ一定となり、+3サイクルで荷重が正加力の最大荷重時までにはほぼ同様の曲線となっている。最大荷重後、IH-H85T4では、壁板中央部の大きな斜めひび割れが開口して、徐々に荷重が低下した。IH-L85T4では、壁板中央部の大きな斜めひび割れの開口とコンクリートの剥落に伴って荷重が徐々に低下した。

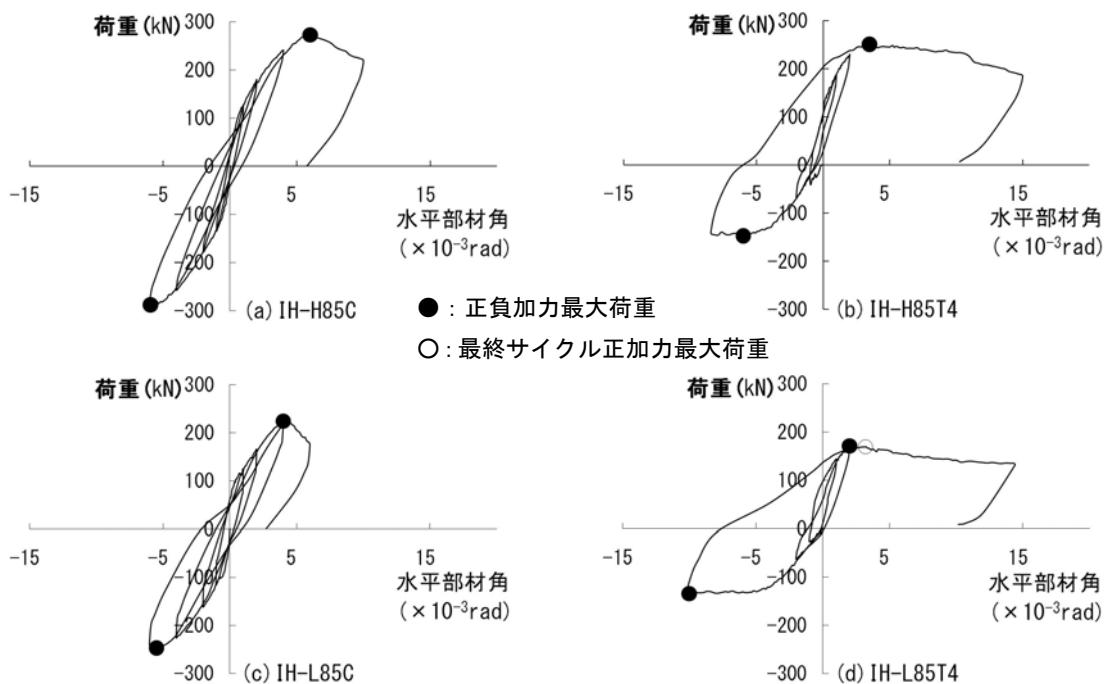


図-6 荷重-変形曲線

表-4 最大耐力

	試験体	最大荷重時実験値				計算値			比率			破壊形式
		tQmax (kN)	Rx max ( $\times 10^{-3}$ rad)	v max (mm)	N* (kN)	cQbu (kN)	cQsu (kN)	Vu (kN)	$\frac{tQmax}{cQbu}$	$\frac{tQmax}{cQsu}$	$\frac{tQmax}{Vu}$	
正 加 力 時	IH-H85C	273	6.00	-0.16	191	387	289	246	0.71	0.94	1.11	せん断
	IH-H85T4	251	3.48	3.10	-142	475	282	242	0.53	0.89	1.04	せん断
	IH-L85C	224	4.00	-0.02	191	368	259	189	0.61	0.87	1.18	せん断
	IH-L85T4	169	3.22	4.39	-128	457	263	199	0.37	0.64	0.85	せん断
負 加 力 時	IH-H85C	-288	-5.96	0.61	191	387	289	246	0.74	0.99	1.17	-
	IH-H85T4	-147	-6.01	2.37	-96	138	207	242	1.07	0.71	0.61	曲げ
	IH-L85C	-247	-5.48	0.58	190	367	259	189	0.67	0.95	1.31	-
	IH-L85T4	-134	-10.02	4.29	-96	124	181	199	1.09	0.74	0.67	曲げ

tQmax:最大実験値, Rx max:水平部材角, v max:C柱脚部の伸び, N:軸力 \* 圧縮を正とする  
cQbu:式(1)式と(2)の計算値, cQsu:式(3)の計算値, Vu :式(4)の計算値

### 3.3 最大耐力

最大耐力実験値 tQmax と強度計算値を表-4 に示す。表には最大荷重時の軸力 N, 水平部材角 Rxmax, および C 柱脚部 (基礎梁から高さ 200mm までの柱心区間) の伸び vmax も示した。なお, 表中の (d) IH-L85T4 の値は, 図-6 で○印で示した最終サイクルの最大耐力実験値を記載している。計算値 cQbu と cQsu は前述の式(1), 式(2), 式(3)の計算値であり, M/Q には最大荷重時の値を用いている。Vu は式(4)<sup>1)</sup>によるせん断強度計算値である。

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

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,  $\cot \phi = 1.0$ ,

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

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

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

$$\sigma_B : \text{コンクリート圧縮強度}$$

図-7 に, 正加力時の最大荷重実験値 tQmax をせん断強度計算値 Vu で除した比率と圧縮側柱脚部の伸び v との関係を示す。図には比較のため, 本論と同一の試験体寸法で, コンクリート強度が同程度の試験体についての実験結果<sup>5),6),7)</sup>とも合わせて示した。同図をみると, 圧縮側柱脚部の伸びが大きくなると伸びがない場合と比較して, tQmax/Vu は最大で 43%減少しているものの, C 柱脚部の伸びによる耐力の低下割合には, 大きなばらつきがみられる。

壁筋の影響について検討する。図-8 に, 正加力時の最大荷重実験値 tQmax をせん断強度計算値 Vu で除した比率と  $p_s \cdot \sigma_{sy} / v \cdot \sigma_B$  の関係を示す。図をみると,  $p_s \cdot \sigma_{sy} / v \cdot \sigma_B$  が 0.15 前後の範囲では, tQmax/Vu は C 柱脚部を伸ばした試験体 (白抜き記号) と圧縮軸力を加えた試験体 (黒塗り記号) で大きな差がみられない。また,  $p_s \cdot \sigma_{sy} / v \cdot \sigma_B$  が

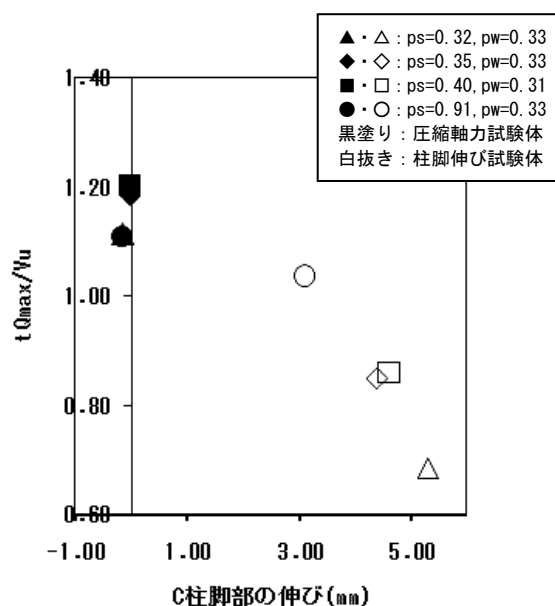


図-7 正加力最大荷重実験値/計算値と伸び

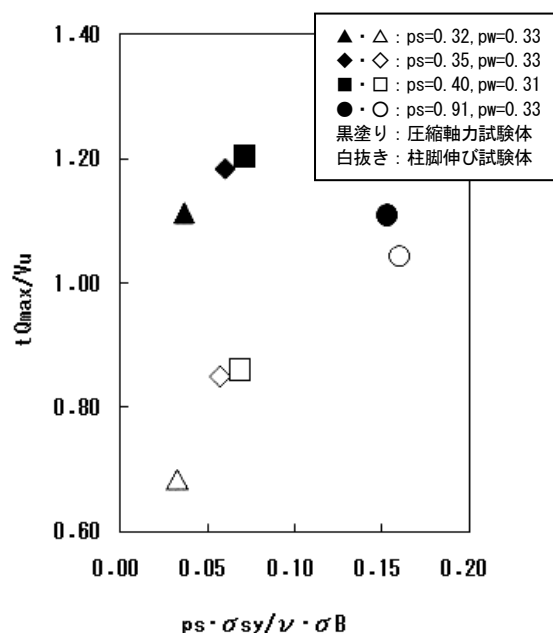


図-8 実験値/計算値と  $p_s \cdot \sigma_{sy} / v \cdot \sigma_B$  の関係

0.03～0.08 の範囲では、比率  $tQ_{max}/V_u$  は圧縮軸力を加えた試験体で 1.11～1.20(平均 1.14), C 柱脚部を伸ばした試験体で 0.68～0.86(平均 0.82)であり, C 柱脚部を伸ばした試験体の方が比率のばらつきが大きく, 圧縮軸力を加えた試験体より平均で 0.37 低くなっている。 $p_s \cdot \sigma_{sy}/v \cdot \sigma_B$  が小さい場合には, アーチ機構によるせん断力はトラス機構によるせん断力よりも大きいので,  $p_s \cdot \sigma_{sy}/v \cdot \sigma_B$  が小さい場合の C 柱脚部を伸ばした試験体の比率の低下は, アーチ機構によるせん断力の低下も一因と考えられるため, この点については今後さらに検討したい。

#### 4. まとめ

柱補強筋比の小さい耐震壁について加力実験を行い, 圧縮側柱脚部の伸びが大きい場合のせん断耐力に及ぼす壁筋比の影響について検討した。その結果, 柱補強筋比の小さい場合では圧縮側柱脚部の伸びが大きくなると, 伸びのない圧縮軸力試験体に比べて, せん断耐力の低下が壁筋比の大きいときには小さく, 壁筋比の小さいときには大きいことを示した。壁筋比が小さい範囲でのせん断耐力の低下は, アーチ機構によるせん断力の低下も一因と考えられるものの, 今後はこの点について柱補強筋の影響などを含めて更に検討したい。

#### 謝辞

本研究は平成 21 年度日本学術振興会科学研究費補助金(基盤研究(C);代表者 溝口光男)により行われたものである。

#### 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.
- 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) 溝口光男, 荒井康幸, 安達清人: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, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.427-432, 2008.7
- 7) 溝口光男, 荒井康之, 安達清人, 栗田卓:側柱が伸びた柱補強筋比の大きな鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす壁筋の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.445-450, 2009.7
- 8) 金谷修平, 溝口光男, 荒井康之, 栗田卓:側柱が伸びた柱補強筋比の大きな鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす壁筋の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.391-396, 2010.7
- 9) 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