

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帯筋比の影響

溝口 光男^{*1}・荒井 康幸^{*2}

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て、側柱の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、圧縮側柱脚部の伸びが大きい場合、側柱帯筋比の大小によって破壊形式は変化した。既往のせん断強度式による計算値に対する実験値の比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、この低下した比の値には帯筋比による差異がみられないことを示した。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 耐震壁, せん断耐力, 伸び, 帯筋比

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¹⁾。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²⁾⁻⁴⁾。

本研究では、既往の研究⁴⁾で見られた側柱帯筋比による差異を確認するため、側柱帯筋比を変えた耐震壁の実験を行い、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。

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平面壁模型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共通である。

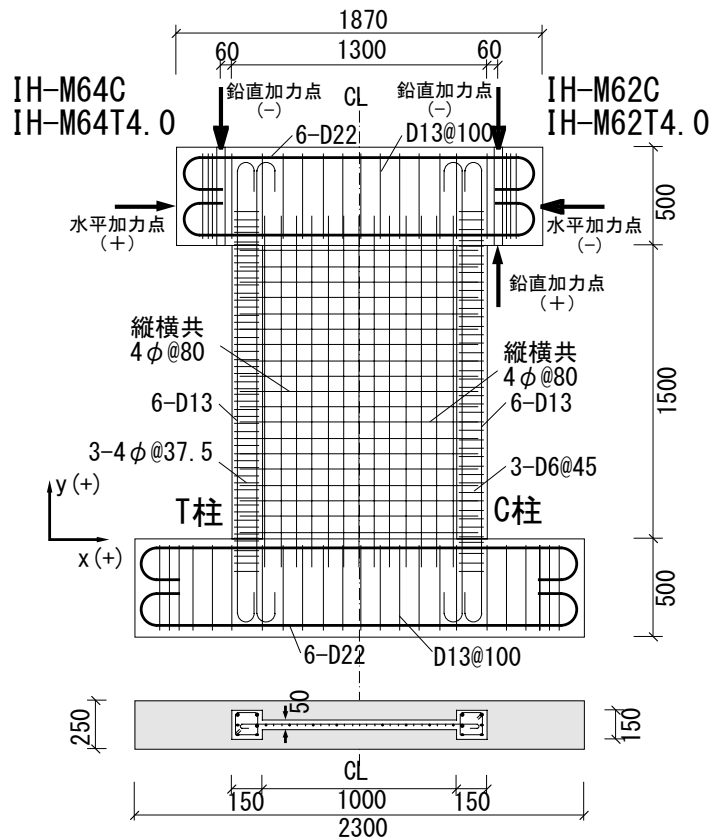


図-1 試験体形状と配筋 (単位: mm)

2. 実験概要

*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)

側柱帯筋は壁面内方向の一方向にのみ副帯筋のある日の字形配筋であり、なまし鉄線を 3-4φ@37.5 (帯筋比 $p_w=0.66\%$) とした試験体 2 体と、3-D6@45 ($p_w=1.41\%$) 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

1300mm, 壁内法高さ 1500mm, 柱断面 150mm 角であり、壁厚は 50mm を目標としたが、実寸法は表-1 に示す値となった。配筋は、壁補強筋には、縦横とも 4φ のなまし鉄線を@80 (帯筋比 $p_s=0.31\%$) として使用し、柱軸鉄筋として 6-D13 (軸筋比 $p_g=3.38\%$) 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。なお、同図の左半分には帯筋が 3-4φ@37.5 の試験体を、右半分には帯筋が 3-D6@45 の試験体を示した。IH-M64C と IH-M62C の 2 体は、比較のため軸圧縮応力度 σ_0 (=軸力/壁全断面積) を 2N/mm^2 として圧縮力を加えた試験体である。IH-M64T4.0 と IH-M62T4.0 の 2 体は、同じ偏心引張力を加えた試験体であり、正加力の軸方向応力度 σ_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²⁾を基に伸びが大きい場合として 4mm と設定した。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、負加力では曲げ破壊するように軸方向力を正加力の 2/3 とした。設計時の曲げとせん断の両強度計算値 cQ_{bu} , cQ_{su} を表-1 に示す。 cQ_{bu} は、壁脚モーメントを下に示す式(1)⁵⁾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

表-1 試験体一覧

試験体名	壁厚 (mm)	p_w (%)	v (mm)	加力方向	σ_0^* (N/mm ²)	設計時計算値 (kN)			
						$P1^{**}$	$P2^{**}$	cQ_{bu}	cQ_{su}
IH-M64C	50	0.66	-	±	2.0	-95	-95	288	267
IH-M64T4.0	51								
								73	173
IH-M62C	52	1.41	-	±	2.0	-95	-95	288	267
IH-M62T4.0	52								
								73	173

*: 軸応力度 (圧縮を正とする)

** : 符号は図-2 の座標に従う

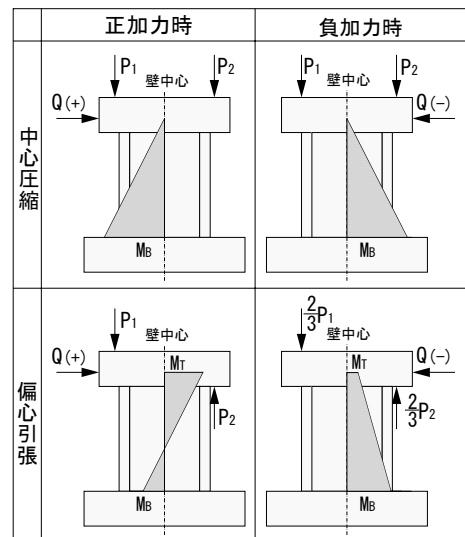


図-2 モーメント分布

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 M_{bu} と等しくなるように定めた。

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

ここに、 a_t : 側柱主筋全断面積, σ_y : 側柱主筋降伏点強度, a_w : 壁縦筋全断面積, σ_{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

cQ_{su} は下に示す式(2)⁵⁾のせん断強度計算値である。式中の $M/(Q \cdot D)$ は、 cQ_{bu} を求めたモーメント分布から計算した。

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

ここに、 p_{te} ：等価引張主筋比（ $=100a_l/(b_e \cdot d)$ ）， $M/(Q \cdot D)$ ：シアスパン比， σ_{wh} ：壁横筋降伏点強度， p_{wh} ： b_e を壁厚と考えた壁横筋比， σ_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)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み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 σ_0 には負の値を代入した。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 30N/mm^2 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。

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。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-M64C と IH-M62C 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位/壁内法高さ）を各サイクルピーク時で 1, 2, 4, 6, 10×10^{-3} ラジアンを原則として、最大荷重を確認するまで加力を行った。偏心引張力を加えた 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としたが、-3 サイクル目に

C 柱脚部（柱名称は図-3 参照）の伸び v が前述の 4mm 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-M64C と IH-M62C の圧縮軸力は、表-1 に記した均等な鉛直力 P_1 , P_2 をアクチュエータ加力点に下向きに加えた。IH-M64T4.0 と IH-M62T4.0 の偏心引張力は、正加力に圧縮側となる 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-

表-2 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)
IH-M64C	40.7	3.42	26900
IH-M64T4.0	33.4	2.86	23500
IH-M62C	35.6	2.94	24500
IH-M62T4.0	34.1	2.92	23700

*：1/3割線弾性係数

表-3 鉄筋の性状

呼び名	断面積 (mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	破断伸び (%)	備考
D22	(387.1)*	373	548	23.3	梁主筋
D13	(126.7)*	394	562	24.5	柱主筋、梁筋
D6	(31.67)*	349**	515	30	柱補強筋
4φ	12.32	234**	301	38	壁筋、柱補強筋

*：公称断面積 **：0.2%オフセット耐力

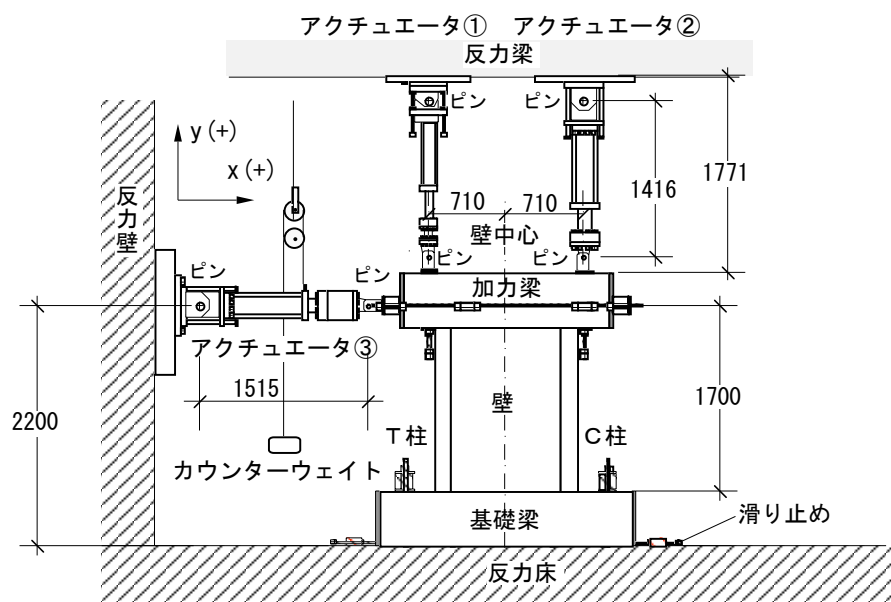


図-3 加力装置（単位：mm）

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。変位の計測は、壁頂の加力梁下端の水平変位と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。

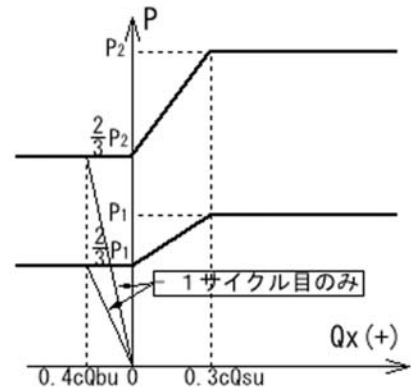


図-4 鉛直荷重の設定

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-5に示す。図中の実線は正加力に、破線は負加力に発生したひび割れをそれぞれ示す。圧縮軸力を受けた IH-M64C と IH-M62C では、正負両加力ともに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 IH-M64T4.0 と IH-M62T4.0 では、負加力には角度の緩やかな斜めひび割れが、正加力には圧縮軸力の試験体とほぼ同様の斜めひび割れが壁板に発生した。破壊状況については、圧縮軸力を受けた2体では、IH-M64C ($p_w=0.66\%$) は、負加力にC柱脚部の軸筋降伏後、C柱頭部に斜めひび割れが急激に開口して破壊した。IH-M62C ($p_w=1.41\%$) は、正加力でT柱脚部の軸筋降伏後にC柱に近接した壁板下部のコンクリートが剥落しはじめ、同時に壁板の斜めひび割れが徐々に開口した。偏心引張力を受けた2体では、IH-M64T4.0 ($p_w=0.66\%$) は、C柱脚部の斜めひび割れが開口すると同時に壁板の斜めひび割れも徐々に開口した。IH-M62T4.0 ($p_w=1.41\%$) は、C柱において基礎梁から柱成の2-4倍程度の高さに水平ひび割れが多数発生し、C柱に近接する壁板下部のコンクリートが剥落しはじめると同時に、壁板の斜めひび割れが徐々に開口した。なお、偏心引張力を受けた2体では、正加力に引張側となる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_x -部材角 R_x 曲線を図-6に示す。圧縮軸力を受けた2体では、IH-M64C

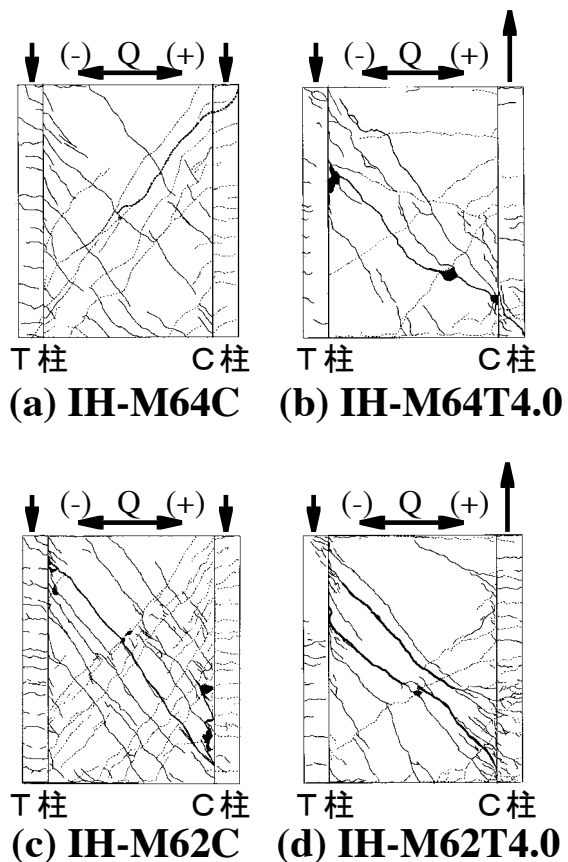


図-5 ひび割れ状況

($p_w=0.66\%$) は、-5サイクル目にC柱脚部の軸筋が引張降伏して最大荷重を示した後、荷重が急激に低下した。IH-M62C ($p_w=1.41\%$) は、+4サイクル目でT柱脚部の軸筋が引張降伏後に最大荷重を示し、その後、+5サイクル目は+4サイクル目よりも荷重が上がらず、最終時まで荷重が徐々に低下している。負加力では、C柱脚部の軸筋が引張降伏後、荷重がほぼ一定の

曲線となっている。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いる。正加力では、C柱脚部の伸び v を4mmとした+3サイクルに、IH-M64T4.0 ($p_w=0.66\%$) は、C柱脚部と壁板の斜めひび割れが同時に開口したため最大荷重を示し、その後荷重が徐々に低下する曲線となっている。IH-M62T4.0 ($p_w=1.41\%$) は、C柱中

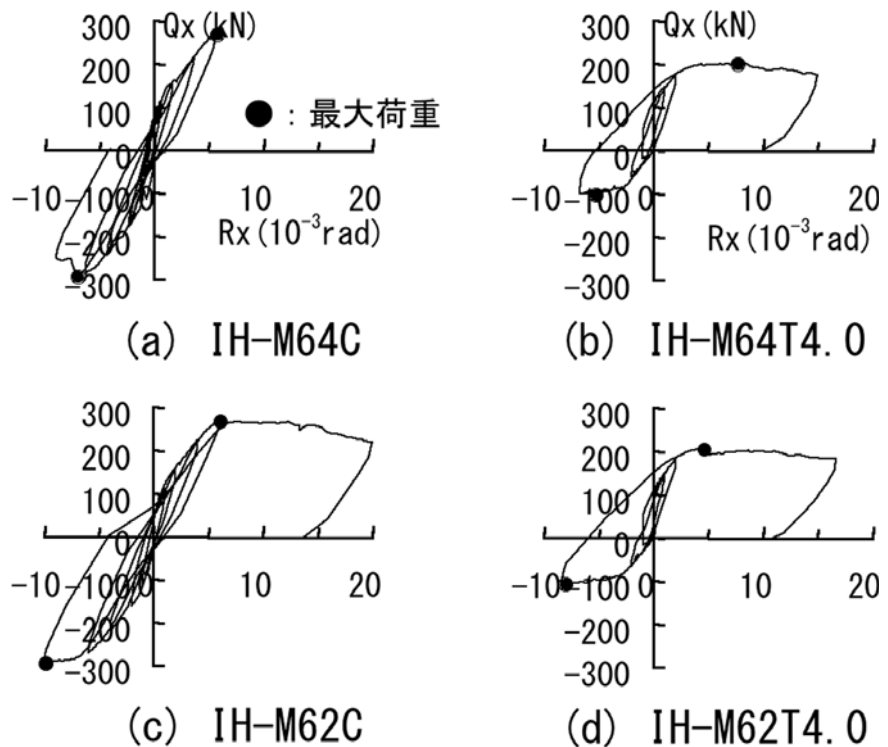


図-6 荷重-変形曲線

央に多数の水平ひび割れが発生し、C柱に近接する壁板コンクリートが剥落したため最大荷重を示した。最大荷重後、コンクリートの剥落が徐々に進むものの荷重低下は少ない曲線となっている。

3.3 せん断耐力

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 、水平部材角 $R_{x,max}$ 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 v_{max} も示した。計算値 cQ_{bu} と

cQ_{su} は前述の式(1)、式(2)の計算値、 V_u は下式¹⁾の計算値である。

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

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、 σ_{sy} ：壁横筋降伏点強度、 $\cot \phi = 1.0$ 、

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

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} (mm)	cQ_{bu} (kN)	cQ_{su} (kN)	V_u (kN)	tQ_{max} / cQ_{bu}	tQ_{max} / cQ_{su}	tQ_{max} / V_u	
正加力	IH-M64C	272	191	5.65	0.10	290	314	264	0.94	0.87	1.03	-
	IH-M64T4.0	204	-140	7.59	4.52	325	281	244	0.63	0.73	0.84	せん断
	IH-M62C	271	190	5.98	-0.13	287	295	252	0.94	0.92	1.08	曲げせん断
	IH-M62T4.0	208	-140	4.53	3.99	325	289	251	0.64	0.72	0.83	せん断
負加力	IH-M64C	-291	192	-7.12	1.27	290	314	264	1.00	0.93	1.10	曲げせん断
	IH-M64T4.0	-100	-91.8	-5.33	3.56	74	197	244	1.35	0.51	0.41	曲げ
	IH-M62C	-292	191	-9.98	2.57	290	296	252	1.01	0.99	1.16	曲げ
	IH-M62T4.0	-105	-92.6	-8.13	3.91	74	202	251	1.42	0.52	0.42	曲げ

*：圧縮を正とする

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

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

σ_B : コンクリート圧縮強度

せん断破壊した IH-M64C の負加力, その他 3 体の正加力について, 計算値 V_u に対する実験値 tQ_{\max} の比率と C 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) との関係を示す。図-7 に示す。なお, IH-M64C は正加力の v_{\max} を用いて図示した。図によれば, 本論の比率 tQ_{\max}/V_u (○印と●印) は, C 柱脚部の伸びが大きくなると既往の結果^{3,4)}とほぼ同様に低下し, 側柱帯筋比による差異はみられなかった。帯筋を増やしたことにより, 側柱のせん断破壊から壁板のコンクリートの剥落へと破壊形式が変化することも一因と考えられるが, 拙論⁴⁾の◆印のような伸び率が 2%付近での比率の上昇は見られなかった。図示していない cQ_{su} についても, 柱帯筋比による tQ_{\max}/cQ_{su} の差異はみられなかった。負加力の実験値については, 引張側となる C 柱脚部軸筋が降伏しており, IH-M64C を除けば曲げ耐力に達したと考えられる。計算値 cQ_{bu} に対する実験値の比率は, 圧縮軸力では 1.00 と 1.01, 偏心引張力では 1.35 と 1.42 であり, 偏心引張力の方が大きくなっている。

4. まとめ

側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, 実験値の計算値に対する比は帯筋比の大小にかかわらず, 圧縮側柱脚部の伸びが大きい場合には伸びのない場合に比べて大きく低下した。また, この低下した比の値は帯筋比にかかわらず同程度の値となっており, 既往の結果のような帯筋比による差異がみられなかった。帯筋比の大小で破壊形式が変化した影響も一因と考えられるので, こ

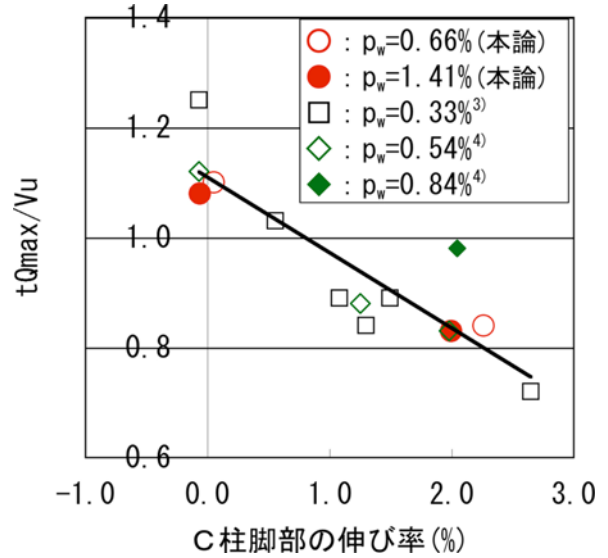


図-7 実験値の計算値に対する比率

の点は更に検討したい。

謝辞

本研究の遂行に当たり, 室蘭工業大学大学院生の高橋俊一氏には多大なご協力をいただきました。ここに, 感謝の意を表します。

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) 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