論文 軸力比の相違による RC 造偏心腰壁・垂壁付柱の耐震性能に関する実 験的研究

澤口 祐樹*1・小室 達也*2・広沢 雅也*3

要旨:柱に偏心した腰壁, 垂壁が両側に付いた試験体4体に対して,柱の帯筋間隔,柱際の 部分スリットの有無を変動因子として,大変形に至るまでの一定軸力下(軸力比0.2)での繰 返し水平加力実験を行った。本論文では,昨年行った軸力比0.1の試験体4体との比較も検 討し,耐力低下率,軸力保持性能など,実験結果を中心に記す。実験により,軸力比の相違, 部分スリットの有無により,変形性能や軸力保持能力の違いが明らかになった。 キーワード:腰壁・垂壁付柱,帯筋比,部分スリット,軸力比

1. はじめに

一般の既存 RC 建築物で多く存在するにも拘 らず技術資料の少ない偏心二次壁付柱に着目し, 耐震診断・耐震補強設計への活用を目的として, (高さ/幅)比の比較的小さい両側腰壁・垂れ壁付 短柱の大変形に至るまでの水平載荷実験を行っ た。本報告では,帯筋比の違い,スリットの有 無,及び,昨年度報告された試験体¹⁾(軸力比 0.1) との比較・検討をした。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体一覧を表-1に,試験体詳細図を図-1に 示す。試験体はRC造集合住宅の1階外周架構にあ る両側腰壁・垂れ壁付柱を想定し,大きさは実 大の約1/2.5として計画した。柱及び腰壁・垂れ 壁の配筋は,柱のせん断補強筋以外は共通であ る。変動因子として.帯筋比pw,.部分スリッ トの有無で,.帯筋比(帯筋間隔xの相違)は 期 ('70年以前)を想定したpw=0.10%(x=100mm), 期('71年~'80年)を想定したpw=0.26%(x=40mm)の 2種類,..柱と壁際にスリット深さta=25mmの部 分スリットを設置したものとしないものの2種 類とした。鉄筋とコンクリートの材料特性を表 -2に示す。

2.2 加力方法

加力装置は,図-2 に示すようにパンタグラフ により上下スタブが拘束状態で水平方向の平行 移動を保持する建研式柱加力装置を用い,鉛直 アクチュエーター上部は加力フレームに対して ローラー支持とした。上下スタブの相対水平変 位を測定し柱の材長で除した値を部材角 R とし た。荷重履歴は,一定軸力下約 339.0kN(=0.2)

表-1 試験体一覧

		変動因子						
No.	試験体名	軸力比 (: ₀/ ₀)	帯筋間隔 (p _w :%)	スリット 幅(t _s)×深さ(t。				
1	01C10EW -		100mm					
2	02C10EW1/2	≐0.2	(0.1%)	15×25(mm)				
3	03C04EW -	(₀ =5.89)	40mm					
4	04C04EW1/2		(0.26%)	15×25(mm)				
5	01C10EW -		100mm					
6	02C10EW1/2	≑0.1	(0.1%)	15×25(mm)				
7	04C04EW -	(₀ =2.94)	40mm					
8	05C04EW1/2		(0.26%	15×25(mm)				

【共通因子】柱断面: $b_e \times D_e=240mm \times 240mm(b_e: 柱幅, D_e: 柱せい)$ 柱主筋比: $p_g=1.24\%(10 - D10)$, 柱引張鉄筋比: $p_t=0.49\%(4 - D10)$ 壁厚: $t_w=50mm$,二次壁付柱全長: $L'_w=1200mm$ 柱の内法高さ: $h_0=360mm$, $h_0/D=1.5$ 腰壁高さ: $H_{SW}=400mm$,たれ壁高さ: $H_{hW}=240mm$ 二次壁縦横筋比:4 @100シングル(縦筋,補強筋比: $p_s=0.26\%)$ 軸方向応力度 $_0=N/(b_e \cdot D_e)$ N/mm² 対し思途:Lは、つたかいつたが計除した。二す

注)黒塗潰しは,文献1)の比較試験体を示す。

*1 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 東京理科大学 理工学部建築学科助手 博士(工学) (正会員)

*3 工学院大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)



表-2 材料特性

において,水平アクチュエーターで多数回正負 繰返し水平静加力を行った。独立柱(h₀=1000)の 曲げ終局強度の約 70%(約 80.0kN)を目安に正負 方向に 1 サイクル行ない,それ以降は変位制御 に切り替え,部材角 R=1/400~1/50 では,繰返し 加力(各 3 サイクル)とし,R=1/33 以降は各 1 サ イクルとし加力した。最終的には柱が鉛直方向 に 30mm 以上潰れるまで水平加力を続け,その 時点で強制終了するようにした。

3. 実験結果

図-4に各試験体のせん断力(Q)-部材角(R)の関 係と水平加力終了後軸方向力を除荷した最終破 壊状況のひび割れ図を示す。ひび割れ図は上図 が北面(偏心側),下図が南面(非偏心側)から観 測したものである。また,図-5に代表的な試験 体 No.1, No.2の主筋や帯筋の歪性状を示す。

3.1 破壊経過

1) <u>せん断破壊した試験体(No.1,3)</u>

せん断破壊した No.1,3 では,初期段階で引 張側の二次壁に,南面の二次壁フェイス位置か ら,上端また下端へと二次壁との境界面に引張 ひび割れが発生した。しかし,壁と柱は分離し



ていないため,圧縮側の二次壁によって,壁せ ん断ひび割れが順に発生する。北面では,柱頭 柱脚で曲げひび割れが発生する。その後,両面 でほぼ同時にせん断ひび割れが発生し,最大耐 力に達した。最大耐力時には柱主筋の降伏は起 こらず,コンクリートのせん断破壊が先行して いる。

せん断ひび割れの発生と同時に帯筋が降伏し, 急激にせん断耐力が低下した。しかし、この時 点では軸方向の崩壊まで至らず,繰り返し載荷 中に,せん断ひび割れ部分の変形及び損傷が集 中し,急激に鉛直変位が縮み崩壊に至った。

南面では,柱中央部の主筋の座屈,帯筋の破 断が見られた。北面では,垂れ壁のフェイス位 置での,主筋の座屈,帯筋のフックの外れが見 られた。北面と南面では,ひび割れの発生時の 部材角に差は無いものの,二次壁によりひび割 れ状況に顕著な違いが見られた。pw=0.26%では, pw=0.10%より,コンクリートと主筋の拘束効果 の影響が強いため,柱圧潰が見られ限界時部材 角も大きいものとなった。



凶ち 正別と世里と正

2) <u>曲げ降伏後せん断破壊した試験体(No.2,4)</u>

曲げ降伏後せん断破壊した No.2,4 では,初 期段階でスリット部分にひび割れが発生し,そ の後,スリット部が圧潰をする。柱端部に曲げ ひび割れ,曲げせん断ひび割れと順に発生し, 最大耐力に達した。最大耐力時に柱頭・柱脚の 主筋降伏が見られた。以後,緩やかに耐力低下 し,鉛直変位も除々に縮んだ。そして,曲げせ ん断ひび割れ部分に変形及び損傷が集中し柱頭 で滑るようにして崩壊に至った。

スリットを設けることで,二次壁と柱が分離

し,短柱としてのせん断破壊が回避され,変形 性能が改善されて靭性に富む挙動を示した。北 面と南面では,ひび割れ状況に差はなく,やや 南面ではコンクリートの剥落が多かった。また, 主筋の座屈,帯筋の破断・フックの外れが見ら れた。pw=0.26%では,pw=0.10%よりもさらに耐 力低下,鉛直変位の増加は緩やかであった。 3.3 耐力と変形性能

軸力比 0.1 の試験体を含め,図-6 に耐力低下 率を,図-7 に正加力時の包絡線の比較を示す。 この図に示すように,実験から以下の事項が明 らかになった。

- 軸力比 0.2 の場合,最大耐力に及ぼすスリットの有無の影響は小さいが変形性能に大きな違いが見られる。スリットが無い場合(No.1,3)には,R=1/400~1/200 で最大耐力となり pw=0.10%で最大耐力以降の繰返しによる耐力低下が大きく,R=1/200 で約 20%以下に低下し,pw=0.26%でも R= 1/100 で約 40%以下に低下している。一方,スリットが有る場合(No.2 A)にはその傾向が小さく R=1/100で最大耐力に達し,直後の R=1/67 では約80%以上の耐力を保持している。
- 2) 帯筋比の違いによる最大耐力への影響は小 さい。しかし,耐力低下後への影響は大きく, pw=0.10%の No.1 では R=1/200 で約 20%以下 に低下していたが, pw=0.26%の No.3 では約 80%以上を維持している。また、スリット有 の pw=0.10%の No.02 では R=1/67 で崩壊に至 ったが, pw=0.26%では R=1/67 以降も約 80% 以上を維持している。
- 3) 軸力比の違いによる最大耐力への影響は,

=0.1 に対し =0.2 では,1.06~1.19 倍となり 多少大きくなっている。また, が大きくな ると最大耐力以降の耐力低下への影響は著 しい。しかし,スリット有の場合は,同様な 耐力低下の傾向が見られるものの, の大小 により,軸力支持限界時部材角に違いが見ら れた。

3.4 軸力支持能力

柱の崩壊が生じた時点(鉛直変位が 30mm 以上 に達した直前)までに経験した最大変形角を軸 力支持限界時部材角 R_u,その時のせん断力を Q_u と定義し,図-8 に R_u,Q_uの関係を示す。せん断 力は,絶対値で表している。また,図-9 に水平 変位(h)-鉛直変位(y)関係を示す。図中の丸 印は軸力支持限界を示す。これらの図から,以 下の事項が明らかになった。

 =0.1 に対し =0.2 で, R_uはスリット無で 1/2 程度になった。一方,スリット有の柱で は, R_uは, =0.1 に対し =0.2 では 0.75~ 0.8 倍となり,スリット無の場合に比べ軸力 比による影響が小さくなる。



- 2) =0.1 と =0.2 ともにスリットを設けることで, R_uは, スリット無に比べ 2~4 倍程度となった。また, =0.2 の方が改善の割合が大きい。
- 3) =0.1 では,軸方向崩壊は新たに経験する大 きな変形下で生じることが多かったが,
 =0.2 では既に経験ずみの変形下での繰返し 載荷中に生じる場合が多い。軸力が大きいた めに,繰り返し加力の中でのコンクリート破 壊が進行するためと考えられる。
- 3.5 エネルギー吸収性能

図-10に各試験体の繰返し載荷時の履歴ルー プの面積の総和(W)を示す。軸力支持限界ま での履歴ループの面積を単純に比較すると以 下の事項が明らかになった。

- 帯筋比の違いによる差異が顕著に見られ、 期(pw=0.26%)の柱の Wの平均値は 期 (pw=0.10%)の柱に対して約 2.47 倍であり、 期の柱の靭性能が高いことが分かる。
- 部分スリットを設けることで,エネルギー 吸収量は確実に増加し,=0.2では,No.1 に対してNo.2は4.48倍,No.3に対してNo.4 は 6.15 倍となった。部分スリットを設けた 場合,=0.1に比べ,=0.2の方が,エネル ギー吸収量の増加割合が大きい。
- 3) =0.1 に対し =0.2 で,スリット無では,0.5 倍程度となった。スリット有では,p_w=0.10% で 0.67 倍, p_w=0.26%で 1.04 倍となった。

3.6 計算値との比較検討

表 - 3 に終局強度の実験値と計算値の比較,目 地強度式との比較を示す。終局強度は,耐力決 定要因により,スリット無の場合,せん断終局 強度を,スリット有の場合,曲げ終局強度とし た。また,腰壁・垂れ壁が取り付いた柱の曲げ やせん断強度は,柱の有効な内法高さh_{0e}(柱の 曲げ降伏長(可撓み長さ))の設定により評価で きると思われるため,柱の有効な内法高さh_{0e}と して種々の値を考えた。これらの表から以下の 事が明らかになった。

1) スリット無試験体は,剛域を考えると偏心の



影響による捩り応力によるせん断耐力低下 率を考慮した :h_{oe}=520mm のときが,実験値 と計算値が概ね一致している。計算値から推 測される破壊モードと実験結果も同様であ る。

- スリット有試験体は、:h_{0e}=680mm で 0.70 ~0.80、:h_{0e}=1000mm で 1.04~1.17 となっ ており、部分スリットを設けることで、独立 柱に近い挙動をしている。
- 3) 目地強度式は,両式ともに実験値と概ね一致している。平石式では,柱の耐力が目地強度を上回るとしているため,計算値の方が小さくなっている。また,塩屋式では,柱頭・柱脚の曲げ降伏と目地部の破壊以外の破壊が生じない場合の最大荷重の計算値としており実験値と近い値を示している。

4. まとめ

柱の軸力比,帯筋比,部分スリットの有無等

の影響について実験的検討した結果,以下の事 が明らかになった。

- スリット無の場合,短柱となり脆性的なせん 断破壊となり,特に軸力比が大きく,また帯 筋比が小さい場合には急激な耐力低下をし た。スリット有の場合,部分スリットの破壊 が先行し,変形性能が大幅に改善された。
- 構造スリットを設けることで,軸力比に関係 なく水平力に対する靭性が改善されるのに 加え,軸力支持能力も大幅に改善された。
- 3) 既往の評価式により実験値と計算値の比較 をした結果, h_{0e}の設定により概ね正しく評 価できる。また,目地強度は,実験値と概ね 一致していた。

- 5. 参考文献
- 松井健太郎,澤口祐樹,瀧澤正明,小室達也,広沢雅也: RC 造腰壁・垂れ壁付短柱の耐震性能に関する大変形繰返 し加力実験 その1~4,日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2,pp381~388,2004.8
- 日本建築学会:阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計, 1998年10月
- (社)建築研究振興協会,構造調査コンサルティング協会: 既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル 2003 年 版,2003 年 8 月
- 4) 平石久廣,川島俊一,佐藤彰芳,狩野芳一:鉄筋コンクリ ート造腰壁付柱に設けたスリットの効果に関する研究,日 本建築学会構造系論文報告集,第362号,pp83-91,1986.4
- 5) 塩屋晋一:構造目地を有する鉄筋コンクリート造腰壁付き 骨組の力学的特性に関する研究 その,日本建築学会構 造系論文報告集,第449号,1993.7
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料,1987.9

(謝辞)

本研究は学術フロンティア研究の一環として、東京都立大学芳 村研究室との共同研究として実施したものである。実験では、 終始、芳村研究室の中村孝也助手のご協力を得、また広沢研究 室の卒業生他にご協力をいただいた。ここに関係者各位に厚く 御礼申し上げます。

> k_u: 断面寸法による補正係数 k_p: 引張鉄筋比による補正係数 (=0.82pt^{0.23})

p.:柱の引張鉄筋比(%)

d:引張鉄筋の中心から圧縮縁までの距離, j=7d/8

wy: せん断補強筋の降伏強度(N/mm²) _B: コンクリート圧縮強度(N/mm²), M/Q=h_{0e}/2 N:軸力(N),g: 柱主筋重心間距離(mm)

 p_w : せん断補強筋比, b_c : 柱幅(mm), D_c : 柱せい(mm)

	0		終局強度計算值 1								日地途度式			
			曲げ _c Q _{mu} (kN)			せん断 _c Q _{su} (kN)				日地强度式				
No.	tQm (kN)	R _m		2	3	4			2	3	4		平石式 6	塩屋式 7
			実/計	実/計	実/計	実/計	実/計	実/計	実/計	実/計	実/計	実/計	実/計	実/計
1	128.8	3.47	0.39		0.57		1.10	0.60 (0.95)		0.77 (1.17)		1.14 (1.67)		
2	127.1	9.96	0.39	0.53	0.56	0.74	1.08	0.60	0.73	0.76	0.90	1.13	1.15	0.97
3	123.6	4.61	0.38		0.55		1.05	0.55 (0.82)		0.69 (1.01)		0.99 (1.42)		
4	121.7	9.83	0.37	0.50	0.54	0.70	1.04	0.54	0.65	0.68	0.79	0.97	1.10	0.93
5	120.9	3.94	0.47		0.68		1.31	0.63 (0.95)		0.81 (1.18)		1.26 (1.73)		
6	106.6	4.97	0.42	0.56	0.60	0.79	1.16	0.55	0.69	0.72	0.86	1.11	1.03	1.01
7	116.7	4.44	0.46		0.66		1.27	0.57 (0.83)		0.73 (1.03)		1.08 (1.48)		
8	107.9	5.45	0.42	0.57	0.61	0.80	1.17	0.53	0.64	0.67	0.80	1.00	1.04	1.02

 h_{0e}

表-3 実験値と計算値の比較

注) 実:実験値(正加力時),実/計:実験値÷計算値(計算値と式中の記号の詳細はそれぞれの文献を参照) ₍Q_m:最大耐力実験値,Rm:最大耐力時部材角

 ~ は,内法高さを示す。(=360mm, =487mm, =520mm, =680mm, =1000mm) せん断終局強度_cQ_{st}の()内の値は,捩りを考慮したせん断終局強度_cQ_{st} ⁵を示す。
 1 終局強度 ・曲げ終局強度(_cQ_{mu}):

聞い たいの (cQmu) ·

$$_{c}M_{u} = 0.5a_{g} \cdot \sigma_{y} \cdot g \cdot D_{c} + 0.5 \cdot N \cdot D_{c} \left[1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_{g}}\right] \rightarrow_{c}Q_{mu} =$$

せん断終局強度(cQsu) :
 $Q_{mu} = \left\{\frac{0.12k_{u}k_{p}(180 + B)}{160} + 27\sqrt{p_{u}\sigma_{w}}\right\}_{u} + 0.1N$

$$_{c}Q_{su} = \left\{ \frac{w \cdot p}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7\sqrt{p_{w} \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j + 0.1N$$

2 文献 3)により :h₀eを以下により求める場合

 $h_{0}e = h_{0} + \sum x$ ' $x = -(L - h_{s}) + \sqrt{(L - h_{s})^{2} + j/a}$

3 文献 3)により,腰壁・垂れ壁端から柱せいの 1/3 の長さを h_0 に加えて, $:h_{0,2}=h_0+2 \times D_0/3$ とする。

3 文献 5)により、波室・亜小空端から住じいの15の長さど間に加えて、 10c-10-12×10-5 とりる。
4 壁に対する部分スリットの深さを腰壁・垂れ壁の高さに対する有効内法高さの比として読み替えて

- 部分スリットの切り込む深さ $t_d=1/2t_w$ の時, $h_{0e}=h_0+h_{sw}/2+h_{hw}/2$ とする。(h_{sw} :腰壁の高さ, h_{hw} :垂れ壁の高さ)
- 5 文献 2)により,柱に梁が偏心接合した場合の捩り応力のせん断耐力低下率 。は,
 - (1)式を発展させて柱に腰壁・垂れ壁が偏心接合した場合のせん断耐力低下率 $_{\rm cl}$ は, $\left[\left(\frac{(e \cdot O_{-})^{2}}{1-5}\right)^{-0.5}$

$$\beta_{ct} = \left\{ 1 + \left(\frac{e \cdot Q_c}{Q_{cu}} \right) \right\}$$
(1) $\vec{\mathbf{x}}$
$$\beta_{ct} = \left\{ 1 + \left(e l \frac{1}{K_{cT}} \right) \right\}$$
(2) $\vec{\mathbf{x}}$

- (2)式を用いて,捩りを考慮した腰壁・垂れ壁付柱のせん断耐力 Q_{ct} は, $Q_{_{ct}}$ = $eta_{_{ct}}\cdot Q_{_{ct}}$
- 6 文献 4)により,目地強度式 $C = 0.65 \cdot t \cdot h_s \cdot F_c$
- 7 文献 5)により,目地強度式 $Q_{SLU} = \frac{(Ai \cdot_{SL} \delta_B + \delta_W)\omega + Bi \cdot m + \lambda \cdot M_{CT}}{\lambda \cdot h + Ei \cdot h_W} \quad (1) 式 Q_{SLY} = (M_{CT} + M_{CBY})/h + M_{WBY}/h \quad (2) 式 (1) d = (M_{CT} + M_{CBY})/h + M_{WBY}/h \quad (2) d = (M_{CT} + M_{CH})/h + M_{WBY}/h \quad (2) d = (M_{CT} + M_{CH})/h + M_{WBY}/h \quad (2) d = (M_{CT} + M_{CH})/h + M_{WBY}/h \quad (2) d = (M_{CT} + M_{CH})/h + M_{WBY}/h \quad (2) d = (M_{CT} + M_{CH})/h + M_{WBY}/h \quad (2) d = (M_{CT} + M_{CH})/h + M_{WBY}/h \quad (3) d = (M_{CT} + M_{CH})/h + M_{WBY}/h \quad$

(1)式,(2)式のうち,大きい値とする。