論文 壁が偏心接合する腰壁・たれ壁・袖壁付RC柱のせん断特性に関 する実験的研究

谷川正明^{*1}·塩屋晋一^{*2}·塩見涼子^{*3}

要旨:鉄筋コンクリート造袖壁付柱において,腰壁とたれ壁を設けることや壁の中心接合と偏心接 合の接合位置などが、そのせん断耐力や変形特性に及ぼす影響を加力実験により明らかにしている。 腰壁・たれ壁・袖壁付柱のせん断耐力は,壁が偏心接合すると,中心接合する場合に較べて約20%低 下した。せん断耐力時の変形角は、同じ開口内法の袖壁付柱では、腰壁とたれ壁が設けられると、ス タブで上下が支持されている袖壁付柱に較べて変形が増大し,約1/300rad.になった。これらのせん断 耐力や変形角の違いは、現行の耐震診断基準で評価するのであれば、問題にならない範囲であった。 キーワード:鉄筋コンクリート造,せん断耐力,袖壁,腰壁,偏心接合

1.はじめに

鉄筋コンクリート造(以後,RC)の袖壁付柱の弾塑性性 状については東・大久保らの研究¹⁾をはじめとし、最近、 建物の耐震診断や耐震補強の観点から多くの研究がなさ れている。しかし,それらの研究では柱幅に対して壁が偏 心接合する構造因子や、上下に腰壁とたれ壁が設けられ る構造因子の影響についてはまだ明らかにされていない。

本研究では、それらの構造因子が袖壁付柱のせん断耐 力やその変形特性に及ぼす影響を明らかにする目的で加 力実験を行った。本論文では実験概要と実験結果および せん断耐力と終局変形について検討した結果を述べる。

加力実験では定性的な傾向を把握することを狙いとし、 多くの試験体の実験を遂行するため、約1/10の縮尺の小 型の試験体を用いた。試験体を小型にすると小径の異形 鉄筋が必要になる。本研究では独自の小径の異形鉄筋の 加工工程を確立して写真 - 1 に示すように D1 と D3 を製 作した。



写真 - 1 加工した鉄筋



*1 鹿児島大学 大学院理工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 鹿児島大学 工学部建築学科准教授 博士(工学)(正会員)

*3 エス・バイ・エル・カバヤ 元鹿児島大学工学部建築学科 学部生



図 - 3 加力状況と変形の測定状況

2. 実験概要

表 - 1

2.1 試験体

図-1に試験体の形状・寸法・配筋状況を示し,図-2 に柱断面を示す。縮尺は約1/10とした。試験体数は4体 である。変数は、柱に対する壁の接合位置と、腰壁とたれ 壁の有無である。表-1に試験体の一覧と特徴および施工 寸法を示す。No.1, No.3 は袖壁付柱の上下が直接スタブ で支持され, No.2, No.4 は腰壁とたれ壁が設けられて いる。また No.1, No.2 は柱幅に対して壁が中心接合し, No.3, No.4は偏心接合している。柱断面は壁の影響が明確 になるように柱せいDに対して柱幅Bが大きい長方形と した。柱断面の配筋は1種類である。試験体はせん断破壊 するように計画した。

写真 - 1 に鉄筋を示す。帯筋と壁筋には D1 を用い, 柱 主筋にはD3を用いた。形状は竹節型のもので縦リブはな い。節の寸法は鉄筋の直径に対する比を一般の異形鉄筋 のものに合わせた。表-2に使用材料の機械的特性を示 す。コンクリートの粗骨材には5mm以下の砕石を用いた。 鉄筋の断面積は試験による荷重 - ひずみ関係からヤング 係数が2.0 × 10⁵N/mm²になるように設定した。

2.2 加力方法と測定方法

図-3に加力状況と変形の測定状況を示す。二台の水平 ジャッキにより上下のスタブが水平に平行移動するよう に制御し、一定軸力で水平力による繰り返しの逆対称曲 げせん断加力を行った。軸力は21.2kNで,柱断面に対す る軸力比で0.142とした。水平変形の漸増は層間変形角R で1/6000,1/1200,1/600,1/300,1/200rad.,1/100rad.とした。 図-4にこれらの載荷のサイクル番号と目標層間変形



角を示す。

壁が偏心接合した試験体ではねじれ変形が予想された ため、加力フレームに面外ふれ止めを設置した。変形は 図-3に示すように試験体の表面と裏面のそれぞれ3箇所 で層間変形を測定した。壁が中心接合された試験体では 表面と裏面の変形に差はほとんど生じなかったが,偏心接 合された試験体では多少差が生じた。

3.実験結果

3.1 破壊状況と荷重 - 変形関係

図-5に最大荷重でのひび割れ状況を示す。図中にひ び割れを番号で示している。図-6に荷重-層間変形角関 係を示す。写真 - 2 は最終破壊状況を示す。R は層間変 形を柱全長h(360mm)で除したもので,Roは開口内法高さ ho(120mm)で除している。

以下では水平荷重を開口区間の袖壁付柱の水平断面積 で除したせん断応力度を平均のせん断応力 とし,コンク リート圧縮強度を。 ょとしている。また壁が偏心接合し ている試験体では,壁が取り付く側の柱せいの面側を裏面,





cwSC,b: 柱壁裏面 せん断ひび割れ

図-6 荷重-層間変形角関係

それの反対側を表面と呼ぶ。中心接合している試験体 でも,加力方向に合わせて同じ方向から見た面を便宜上, 裏面,表面と呼ぶ。

(1) No.1 : CWO-C

正加力側では, /。 в=0.08で左側袖壁の表面と裏面 でせん断ひび割れ(図-5(a)の1)が発生したが、これ では剛性低下はあまり生じなかった。 / 。 B=0.132 で

右側袖壁の表面と裏面でせん断ひび割れ2が発生して剛 性低下が生じた。+3サイクルの / 。 B=0.165 で変形角 R=0.18×10⁻²rad.(Ro=0.53×10⁻²rad.)では柱中央高さに表 裏面ともほぼ同時にせん断ひび割れ3が発生して最大荷 重を示した。

負加力側では-3サイクルの / 。 B=0.076で両側の袖 壁にほぼ同時にせん断ひび割れ4が発生して剛性低下が生



(b) No.2

写真-2 最終破壊状況

(e) No.4

じたが、このサイクルでは最大荷重に達しなかった。+4サ イクルでは最大荷重とほぼ同じ荷重まで増大するが,前サ イクルで発生した壁と柱のせん断ひび割れの幅の拡大や長 さの進展が見られ、R=0.38×10⁻²rad.(Ro=1.13×10⁻²rad.) で写真 - 2 (a)のようにせん断破壊した。

(2)No.2 : CWS-C

正加力側では /。 _B=0.077で開口隅角部に斜張力によ る斜めひび割れ(図-5(b)の1)が発生し, /。 B=0.148 で袖壁にせん断ひび割れ2が発生してそれぞれの時点 で剛性低下が顕著になっている。その後+4サイクルの

/_{c B}=0.168で変形角R=0.29×10⁻²rad.(Ro=0.86×10⁻²rad.) では柱中央高さに表面と裏面でほぼ同時にせん断ひび割 れ3が発生して最大荷重を示した。負加力側では袖壁に せん断ひび割れ4は生じたが,No.1と同様に最大荷重に達 しなかった。

+5 サイクルでは,耐力がほぼ一定で,4 サイクルまでに 生じていたせん断ひび割れが拡大し,+6 サイクルの R=0.80×10⁻²rad.(Ro=2.4×10⁻²rad.)でせん断破壊した。 写真 - 2(b)で観られるように最終のせん断破壊面 は腰壁側の隅角部から柱の中央高さを貫通してたれ 壁部分に及んだ。たれ壁部分にせん断破壊面が形成 された点はNo.1と異なる。

(3) No.3 : CWO-E

正加力側では、/。B=0.130で左側袖壁の表面と裏面でせ ん断ひび割れ(図-5(c)の1)が発生し,その後 /。 B=0.146 で変形角R=0.078×10⁻²rad.(Ro=0.234×10⁻²rad.)では右側 袖壁にもせん断ひび割れが発生した。それとほぼ同時に 裏面だけに柱中央高さにせん断ひび割れ2が発生して剛性 低下が生じ最大荷重を示した。

負加力側では-3サイクルの / 。 B=0.119で裏面の柱

中央高さにせん断ひび割れ3が発生して剛性低下が生 じた。最大荷重時に柱の表面にせん断ひび割れが生じな かった原因は裏面側にせん断応力が偏ったためと考えら れる。その結果,最大荷重が中心接合されたNo.1 に較べ て約10%低下したと考えられる。最大荷重以降はNo.1 と同様に前サイクルで生じた壁と柱のせん断ひび割れが拡 大し,-4サイクルのR=0.27×10⁻²rad.(Ro=0.81×10⁻²rad.) でせん断破壊した。写真 - 2(c)で観られるように最終 の柱のせん断破壊面は,裏面は柱中央高さを貫通するのに 対して表面では柱脚側に形成されており,裏面側の柱内の 領域は壁と一体として抵抗し,表面側の柱の領域は柱とし て抵抗していたものと考えられる。

(4) No.4 : CWS-E

負加力側では, / 。 _B=0.089で開口隅角部に斜張力に よる斜めひび割れ(図-5(d)の1)が発生し,剛性低下が顕著 になっている。その後+4サイクルの /。 B=0.131 で変形 角R=0.31×10⁻²rad.(Ro=0.92×10⁻²rad.)では, 腰壁・たれ 壁・袖壁にほぼ連続したせん断ひび割れ2が同時に発生し て最大荷重を示した。-4サイクルでも /。 в=0.129で 変形角R=0.24×10⁻²rad. (Ro=0.71×10⁻²rad.)では,同様に せん断ひび割れ3が生じて最大荷重を示した。

しかし、正負とも柱の表面側にはせん断ひび割れは生じな かった。これはNo.3と異なる点である。5サイクル以降では, ほぼ耐力が一定で、4サイクルまでに生じていたせん断ひび割れが 拡大し,+7 サイクルのR=1.05×10⁻²rad.(Ro=3.14×10⁻²rad.) でせん断破壊した。写真 - 2(e)に柱のせん断破壊面の 状況を示す。No.1~No.3ではせん断破壊面は柱全面に形 成されているのに対してNo.4のせん断破壊面は柱の表面 は全く形成されず,柱幅の途中にとどまっていた。このこ とは,柱内の壁が裏面側領域ではせん断破壊するせん



断応力度が生じる状態に対して,表面側領域ではせん 断破壊するせん断応力度が生じない状態であることを 意味する。この破壊状況から腰壁とたれ壁が設けられて 壁が偏心接合する場合には柱の全断面が一様にせん断抵 抗できないものと考えられる。

3.2 せん断耐力の検討

(1) せん断耐力およびせん断ひび割れ荷重の低下割合

表-3にはせん断耐力とその時の変形角の実験値を 示す。図-7には_{su/c B}の値の分布を示す。 はせん 断耐力時である。No.1とNo.2の比較より,壁を中心接合 させた場合,ho/hが1/3となる腰壁とたれ壁が設けられて も,袖壁付柱のせん断耐力は低下しないことが分かる。 No.1とNo.3の比較より,袖壁付柱では壁を中心接合させ た場合のせん断耐力に対して偏心接合させた場合のせん 断耐力は約90%になっている。No.1とNo.4の比較より, 腰壁とたれ壁を設けて壁を偏心接合させる場合とせん断 耐力が最も低下して約80%になっている。 は柱のせん 断ひび割れ発生時の /_{c B}で は袖壁のせん断ひび割れ 発生時の /_{c B}である。No.1の袖壁のひび割れ発生時 を除くと,前述のせん断耐力の低下と同様な傾向がある。

(2) せん断耐力の評価

現行の耐震診断基準²¹(以後,基準)では袖壁付柱の断面 を4種類の水平断面にモデル化して,それぞれのモデルの せん断耐力を求め,最も大きい耐力を袖壁付柱のせん断耐 力とする。今回はせん断耐力の評価には修正広沢mean式³¹ とmin式³¹を用いた。後者のmin式は基準で示されている 設計式に対応する。いずれの式でも寸法効果を考慮する



$$Q_{su2} = \left\{ \frac{0.074 \, p_{te}^{0.23} (18 + F_c)}{M/Q^{\bullet} \, de + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we^{\bullet}} \, wy} + 0.1 \quad oe \right\} be^{\bullet} j$$

$$be = \frac{\mathbf{A}}{L} = \frac{B \times D + t_1 \times L_1 + t_2 \times L_2}{L_1 + L_2 + D}$$

$$i = 0.8 \times L$$
, $oe = \frac{N}{be \cdot i}$, $pte = \frac{At}{be \cdot L}$

 $pwe = \frac{cP_W \times B \times D + w_1 P_W \times t_1 \times L_1 + w_2 P_W \times t_2 \times L_2}{A}$

ここに,引張主筋だけを考慮した場合はAt = At1 または At = At2 とする。本研究ではAt1 = At2 である。 圧縮主筋も考慮した場合はAt = At1+At2 とする。 c^pw: 柱のせん断補強筋比

 $w_1 p_{w,w_2} p_w: 袖壁のせん断補強筋比$

図-8 袖壁付柱の等価断面

表 - 4 計算値と実験値(単位:kN)

	実験値	計算値					
		鉄筋量:引張主筋だけ			鉄筋量:圧縮鉄筋も考慮		
	eQsu	(At=35.3mm ²)			(2×At=70.7mm ²)		
		cQsuoA	cQsuA-1	cQsuA-2	cQsuoB	cQsuB-1	cQsuB-2
設計値	/	10.3	17.4	28.4	11.1	19.4	32.4
No.1	50.6	10.6	18.1	29.8	11.5	20.3	34.0
No.2	51.6	10.4	17.7	29.0	11.2	19.8	33.1
No.3	45.3	10.4	17.7	29.0	11.2	19.7	33.0
No.4	40.4	10.5	17.8	29.3	11.3	20.0	33.4

cQsuo:耐震診断基準によるせん断終局強度の計算値(M/Q・d=1.0) cQsuA-1,cQsuA-2: pte は引張鉄筋 At を At1 または At2 とした cQsuB-1,cQsuB-2: pte は柱の全主筋 2 × At を考慮した cQsuA-1,cQsuB-1: M/Q・d=0.5 とする cQsuA-2,cQsuB-2: M/Q・d=0.2 とする



係数kuを1.0とした。ただし,同式の寸法効果を考慮で きる範囲の最小寸法は柱長方形断面の一辺の寸法が約 10cmで,本実験の柱断面では6cmで,また袖壁が設け られているため、その範囲外となる。ここでの計算耐 力の議論は、現時点では参考として理解すべきである。 基準ではM/Q・deを1.0以下は1.0とすることになってい るが,部材形状や配筋,周囲の拘束状態によっては実験 結果を参考にM/Q・deを0.5まで制限を拡げられる。ここ では,それを1.0,0.5,0.2の3種類の計算を行った。0.2 は本試験体のho/2Lの値である。hoは開口内法で,Lは 左右の袖壁長さL1とL2の和に柱せいDを加算したもの である。基準の4種類の計算耐力のうち,図-8に示す ような等価断面に置換した場合のQ_{su2}の計算値が最も大 きかった。基準に従うと,等価断面の引張鉄筋比pteには 壁の端部筋の面積Awtを用いることになるが,本試験体で は設けていないので,ここでは柱の引張鉄筋の面積At1 またはAt2を用いた場合とこれに圧縮鉄筋も含めて 全主筋の面積 At1+At2 を用いた場合の2 種類について 計算を行った。表-4に計算値と実験値を示す。図-9 に実験値で計算値を除した比の分布を示す。今回の計 算では,pteを大きくし,M/Q・deを小さくして,せん断 抵抗するコンクリートの負担力を基準より大きくして せん断耐力を評価している。しかし,いずれの計算値も 実験値に対して小さくなっており,安全側の評価となっ ている。最もせん断耐力が低下したNo.4でもその比は 82.7%となっており、偏心接合や腰壁とたれ壁の低下を無 視して基準の方法によりせん断耐力を評価しても安全側 で評価できる結果になっている。金・芳村4)も指摘してい るようにM/Q・deの制限を実情に合わせてせん断耐力を 評価しても安全側で評価できる結果となっている。

3.3 せん断耐力時の変形角の検討

基準では袖壁付柱がせん断破壊する場合,層間変形角を 1/250~1/150rad.と想定して安全側で1/250rad.を設定し ている。また腰壁とたれ壁が設けられ,ho/hが0.75より 大きい場合も,これに準じる。しかし,ho/hが0.75より 小さい場合には靭性指標 F 値を0.8 としている。これ は層間変形角が1/500rad.に相当する。今回の試験体 はこれに該当する。図 - 6 の荷重 - 変形角関係中にそれ らの目安の変形角1/500rad.,1/250rad.,1/150rad.を縦 の一点鎖線で示す。

No.1は1/500rad.で柱にせん断ひび割れが発生し,ほぼ せん断耐力に達している。これは基準で想定している変形 角と一致する。しかしNo.2は1/500rad.でせん断耐力の 約80%となり,1/500~1/250rad.でせん断耐力に達する。 その変形角は腰壁とたれ壁の区間の変形の影響を受け, 基準より大きくなっている。No.3では1/500rad.以前に せん断耐力に達し,約1/300rad.で破壊している。偏心接 合によりせん断耐力に達する変形角が小さくなることが 確認される。No.4 は耐力がNo.2 に較べて約20% 小さく なっているが, せん断耐力に達する変形角は約1/300rad. でNo.2とほぼ同じである。このことから腰壁・たれ壁・ 袖壁付柱ではせん断耐力時の変形角は偏心接合の影響 をあまり受けないと言える。これらの変形角は基準の 1/500rad.より大きいが,基準ではせん断耐力を小さく評 価するので,そのせん断耐力を確保できる変形も小さく なる。図 - 6の(b)と(d)に前節の計算耐力を水平の破 線で示す。それらでは1/500rad.以前に基準で期待するせ ん断力を発揮することになり,その時の変形も基準より小 さくなることは問題とならないことになる。

4.まとめ

柱幅に対して壁が偏心接合する構造因子や,上下に 腰壁とたれ壁が設けられる構造因子が,袖壁付RC柱のせ ん断耐力とその変形特性に及ぼす影響を小型試験体の加 力実験で明らかにした。以下に結果をまとめる。

- 1)壁の偏心接合の影響については腰壁・たれ壁・袖壁付 柱では,偏心接合するとせん断耐力は中心接合する場 合に較べて低下し,今回の実験では約20%低下した。 腰壁とたれ壁の有無については,中心接合の場合,開口 内法が同じであればせん断耐力に影響を与えなかった。 しかし偏心接合の場合には,腰壁とたれ壁が設けられ ていると,せん断耐力が約10%低下した。これらの低 下の原因は柱のせん断破壊状況からせん断破壊時に柱 の全断面が一様にせん断抵抗しないためと推察された。
- 2) せん断耐力時の変形角については,腰壁とたれ壁が設けられると,開口内法を柱長さとする袖壁付柱に較べて 変形が増大し,約1/300rad.となった。
- 3)これらのせん断耐力や変形角の違いは,現行の耐震診断 基準で評価するのであれば,問題にならない範囲で あった。

参考文献

- 1)東 洋一,大久保全陸:鉄筋コンクリート袖壁付柱の逆対称繰返し加力実験(その1:せん断補強筋の少ない場合),日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1405-1406,1973.10
- 2)日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐 震診断基準 同解説,pp.39,pp.132-133,pp.236-237, 2001
- 3)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,pp.70-71,1997
- 4)金 紅日,芳村 学:袖壁と直交壁が付くRC柱のせん 断終局強度に関する考察,日本建築学会大会学術講演梗 概集(関東),pp.415-416,2006.9