論文 曲げ降伏型そで壁付き柱に関する実験的研究

東條有希子^{*1}・壁谷澤寿成^{*1}・壁谷澤寿海^{*2}・金裕錫^{*3}

要旨:配筋詳細の異なる4体の両側そで壁付き柱について静的載荷実験を行った。試験体は曲げ降伏型にな るように計画し,曲げ終局強度および曲げ降伏後の変形能力を実験的に検証した。最大耐力を既往の設計式, 曲げ理論と比較するとともに,最大耐力以降の耐力劣化および終局限界を曲げ解析モデルにより模擬し,配 筋詳細が靭性に与える影響を検討した。

キーワード: そで壁付き柱,曲げ強度,耐力劣化, 靭性, 配筋詳細

1. はじめに

そで壁付き柱は、柱とともにせん断力、軸力を負担し、 柱の剛性、耐力を上昇させ、変形を抑える性能があると して、耐震部材として期待される。しかし、その挙動は 柱とも耐震壁とも異なり、モデル化が困難であるため耐 震要素として設計に取り入れることができず、スリット 等を設け構造部材から絶縁されているのが現状である。

そで壁付柱の強度と変形性能に関する既往の実験的 研究 1)2)3)では、上記のような設計の現状を踏まえて、む しろ既存建物の耐震診断や耐震補強を念頭において行 われている場合が多く,既存の柱にそで壁を増設した試 験体や、そで壁の壁厚さが薄い (スケールも小さい)、 そで壁がシングル配筋あるいは補強筋比も比較的少な い、などの試験体がほとんどである。また、従来の実験 では主としてせん断強度に着目して行われており、そで 壁の圧縮破壊に起因する脆性破壊以降の靭性はあまり ない試験体が多い。したがって、そで壁付き柱の靭性評 価法には定説はなく、2次設計における部材ランクの評 価法も明快な慣用規定はない。また、既往の曲げ強度略 算式は危険側の評価になる問題があること³⁾も指摘され ている。本実験では、今後新築建物の設計で積極的に構 造体として利用することを想定して、複配筋のそで壁付 き柱で曲げ降伏型の破壊モードを想定した静的加力実 験を行った。とくに配筋詳細の違いが靭性に与える影響 を検討することを目的として,曲げ終局強度および曲げ 降伏後の変形性能を実験的に検証した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は同断面寸法で配筋詳細の異なる 4 体である。 全試験体共通要因は,柱断面 B×D=400mm×400mm (B: 柱幅, D:柱せい),主筋 16-D16 (主筋比 2.0%),そで壁 断面 (片側) B×t=400mm×100mm (B:壁幅, t:壁厚), 壁厚比 α =0.25,そで壁張出比 β =1,柱内法高さ 1400mm, せん断スパン比 M/(Q・ l_w)=1.17 (l_w :そで壁全体長さ, 1200mm) である。

表-2 コンクリート強度

試験体	SW	SWB	SWW	SWX
圧縮強度 (N/mm ²)	24.8	26.7	26.8	27.3

表-3 鉄筋強度						
鉄筋	D6	D10	D13	D16		
引張強度 (N/mm ²)	405	385	381	365		
ヤング係数 (10 ⁴ N/mm ²)	17.7	18.0	18.4	18.6		
引張強さ (N/mm ²)	557	518	526	522		

柱 壁 試験体 断面 主筋 厚さ 帯筋 幅 端部縦筋 縦横筋 斜め筋 拘束筋 $(mm \times mm)$ (Ps) (Pw) (mm)(mm) SW D6@200double 2-D6@50 SWB (0.32%)(0.32%) 2-D4@50 -16-D16 4-D6@50 D6@100double SWW 400×400 400 100 4-D10 --(2.0%)(0.64%)(0.64%)D6@200double 2-D6@50 SWX 4-D13 -(0.32%)(0.32%)

表-1 試験体一覧

*1 東京大学大学院 大学院生 (正会員)

*2 東京大学地震研究所 教授 (正会員)

*3 東京大学地震研究所 助教 (正会員)





柱帯筋比は、試験体 SW, SWB, SWX は 2-D6@50(帯 筋比 0.32%)で SWW は 4-D6@50(帯筋比 0.64%)であ る。そで壁部分の配筋詳細は、基準配筋の SW, そで壁 端部に拘束筋を加えた SWB, そで壁の縦横筋を倍にした SWW, 柱とそで壁と一体で斜め筋(傾斜角 θ =55°)を 加えた SWX の 4 体で、いずれも壁筋はそで壁端部を閉 鎖型の複配筋としている。詳細を図-1,表-1に、使用 した材料特性を表-2,表-3に示す。

2.2 載荷方法

図-2 に示す載荷装置で水平方向に変位制御で正負繰 り返し載荷を行った。鉛直方向には合計 800kN(軸力比 0.2)の一定軸力を与え, M/(Q・1w)=1.17(1w:そで壁全 体長さ(1200mm)),すなわち,反曲高さ点を梁下まで の1400mmとして,この応力状態を維持するため,両端 の鉛直ジャッキによる付加モーメントを計測される水 平力に比例させて各荷重ステップごとに制御した。載荷 履歴は、変位制御により部材変形角(=柱頂部変形/柱内 法高さ)1/400,1/300,1/200,1/150,1/100,1/75,1/50, 1/37.5,1/25を正負交番繰り返し載荷で各1サイクルず つ行い、最後に+1/11radまで押し切った。本実験の曲げ 降伏型試験体では実験終了後に定軸力が維持可能であ ったため、各試験体の残存軸耐力および軸力保持能力を 調べる目的で付加的に軸圧縮試験を行った。圧縮試験で は必ずしも同じ条件での比較を目的にはせず、試験体ご とに条件が異なることは許容して、水平荷重0の場合と 残留変位0の場合とをそれぞれ試みた。試験体SWSWW は水平荷重を0に戻してから、試験体SWB・SWX は水 平変位を0に戻してから、軸圧縮試験を行った。



3. 実験結果

3.1 破壊経過

(a)試験体[SW]: +1/400rad サイクル加力中,ひび割れ が発生した。+1/150rad サイクルでそで壁部分右下端部に コンクリートの圧壊が生じた。+1/100rad サイクル加力中, +1/123rad で最大耐力 459.0kN に達した。-1/100rad サイ クルでは-1/123rad で負側最大耐力 502.5kN に達し,そで 壁部分左下端部にコンクリートの圧壊が生じた。 +1/11rad サイクルでは、1/12rad に達したところで,それ 以上変形が進まず耐力も急激に低下した。除荷時の残留 変形は 1/21rad であった。

(b)試験体[SWB]: +1/400rad サイクル加力中, ひび割れ が発生した。そで壁部分右下端部のコンクリートが +1/100rad で圧壊した。このとき最大耐力 464.0kN に達し た。そで壁部分左下端部のコンクリートが+1/75rad サイ クル加力中に欠落し, +1/75rad に達したところで圧壊し た。1/37.5rad サイクル加力中にそで壁部分右下端部の縦 筋が座屈した。1/12.5rad サイクルで右下端部の破壊が進 み, 左側の縦筋が破断した。+1/11rad 除荷時の残留変形 は 1/13rad だった。

(c)試験体[SWW]: +1/400rad の加力中にそで壁部分に 曲げひび割れが生じた。1/100rad サイクル加力中に、 +1/116rad で最大耐力 487.5kN に達し、そで壁部分の右下 端部が徐々に圧壊し始めた。負側でも-1/107rad で最大耐 力-532.5kN に達し、そで壁左下端部が圧壊した。1/25rad サイクル加力中にそで壁左側の縦筋 2 本と右側の縦筋 3 本が引張により下端で破断した。1/12.5rad サイクルで左 下端部で縦筋 1 本が破断し、左側のそで壁端部縦筋は 4 本とも破断した。+1/11rad 除荷時の残留変形は 1/14rad だった。

(d)試験体[SWX]: +1/400rad の加力中にそで壁部分に曲 げひび割れが生じた。-1/150rad サイクルで-1/150rad で負 側最大耐力-586.6kN に達し,そで壁部分右下端部のコン クリートに圧壊が生じた。+1/100rad サイクルの加力中に +1/123rad で最大耐力 562.6kN に達した。-1/25rad サイク ルでそで壁の右側の縦筋が下端で破断した。+1/12.5rad サイクルでそで壁左側の縦筋が下端で破断し,柱の帯筋 が破断した。+1/11 サイクル除荷時の残留変形は 1/12.5rad だった。

各試験体の最大変形時の状態を写真-1 に示す。どの 試験体も壁脚の損傷は大きいが,試験体 SW, SWX は柱 脚の損傷も大きい。試験体 SWW は柱脚の損傷は小さく, SWX は柱部分の損傷が一番大きくなった。



(c)試験体 SWW(d)試験体 SWX写真-1 試験体の最終破壊状況

3.2 最大耐力

表-4 に実験結果および耐震診断基準⁴⁾に記載されて いる既往のそで壁付き柱の曲げ終局強度算定式である 式(1),曲げ理論による曲げ終局強度,診断基準⁴⁾に記載 してある完全塑性理論による曲げ強度を示す。

曲げ理論による強度は、コンクリートと鉄筋と軸力の 釣り合いから中立軸を決定し、コンクリート応力は 0.8A_c·F_c(A_c: 圧縮コンクリート面積,F_c: コンクリー ト圧縮強度)で近似して曲げモーメントを計算し、せん 断スパンで除したものとした。完全塑性理論による曲げ 強度は、図-3に示すように断面を7つのピースに分け、 柱中央部の鉄筋は無視する。左から2番目のピースに中 立軸位置を仮定し、式(2)により中立軸を決定する。式(3) により算出した曲げモーメントをせん断スパンで除し た値を完全塑性理論による曲げ終局強度とする。式(3) は、曲げモーメントが左右両方向から別々に作用した場 合の終局曲げモーメントの平均値である。

試験体 SWX は試験体 SW に斜め筋を配筋したもので あるので,斜め筋のみの引張強度を算定し鉛直方向と水 平方向に分解して sin55°による鉛直成分のみを試験体 SWの計算強度値に付加した。

式(1)による曲げ終局強度は柱の引張側主筋しか考慮 していないため,そで壁部分の配筋が異なる SW, SWB, SWW の3体はコンクリート強度による違いしか表れな いが,実験結果を見るとSWWはSWよりも最大耐力が 若干向上している。そで壁部分の縦筋が強度に寄与して おり,それを無視すると過小評価となる。また,完全塑 性理論による曲げ終局強度では,柱の中央を除く全鉄筋 を考慮しているが,これは過大評価となっている。

			SW	SWB	SWW	SWX
実験	正側	(kN) (rad)	459.0 (1/123)	464.0 (1/100)	487.5 (1/116)	562.6 (1/123)
顾值	負側	(kN) (rad)	-502.5 (-1/123)	-535.5 (-1/100)	-532.5 (-1/107)	-586.6 (-1/150)
	式(1)	437.0	443.7	444.1	559.0
曲げ理論		454.3	471.3	481.9	589.4	
式(3)		498.5	511.9	525.4	601.9	

表-4 実験値と計算値の比較

$$Mw = (0.9 + \beta) \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D$$
$$+ 0.5N \cdot D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{b_e \cdot D \cdot Fc} \left(1 + \frac{a_t \sigma_y}{N} \right)^2 \right\}$$
(1)

 β :張出比, a_t :柱引張鉄筋断面積 (mm²), σ_y :降伏強 度 (N/mm²), D:柱せい (mm), N:軸力 (N), b_e :等 価壁厚 (mm), F_c : コンクリート強度 (N/mm²)



図-3 完全塑性理論

L_c:壁端部補強筋中心よりコンクリート縁までの距離 (mm), D_c:柱引張鉄筋中心よりコンクリート縁までの 距離 (mm)

中立軸距離決定式 (j番目のピースに中立軸がある場合)

$$\sum_{i=1}^{K} {}_{S} A(i) \cdot D(i) \cdot \sigma_{y}(i) \cdot m + \sum_{i=1}^{K} B(i) \cdot D(i) \cdot Fc \cdot n + N$$
$$+ \left(2 \cdot_{S} A(j) \cdot \sigma_{y}(j) + B(j) \cdot Fc\right) \times \left(\sum_{i=1}^{j} D(i) - Z\right) = 0 \qquad (2)$$

曲げ終局モーメント決定式

$$\begin{aligned} Mu &= \sum_{i=1}^{K} {}_{S} A(i) \cdot D(i) \cdot \sigma_{y}(i) \cdot L(i) \cdot m + \sum_{i=1}^{K} B(i) \cdot D(i) \cdot Fc \cdot L(i) \cdot n + \\ &+ N \cdot L_{N} + (2 \cdot_{S} A(j) \cdot \sigma_{y}(j) + B(j) \cdot Fc) \\ &\times \left(\sum_{i=1}^{j} D(i) - Z \right) \times \left(\sum_{i=1}^{j} D(i) + Z \right) \times \frac{1}{2} \end{aligned}$$
(3)

3.3 最大変形

表-5に各試験体の最大変形角と、そのときの耐力を 示す。試験体 SW, SWX はそれ以上変形が進まず、そこ で載荷を終了し、試験体 SWB, SWW は載荷装置の限界 により載荷を終了した。最大耐力の8割まで耐力が劣化 したときの変形角を終局変形角と定義すると、試験体 SWB 以外の3体は最大耐力の次のサイクルで7.6割まで 劣化したので、終局変形は最大耐力時の変形角となった。 試験体 SWB は変形角 1/50rad で終局変形となった。

表-5 最大変形

	SW	SWB	SWW	SWX		
最大変形 (rad)	1/12.0	1/9.6	1/10.9	1/11.6		
最大変形時 耐力(kN)	123.1 (27%)	139.1 (30%)	182.2 (37%)	96.6 (17%)		

また,各試験体の復元力包絡線を図-4 に示す。基準 配筋となる試験体 SW と比較すると,SWX は耐力は上 がっているが SW とほぼ同じ挙動を示している。斜め筋 は強度にのみ影響し,靭性には影響がなかったと思われ る。試験体 SWW も SW とほぼ同じ挙動を示すが,最大 変形角が大きくなり,最大変形時の残存耐力が大きくな った。試験体 SWB は,端部の拘束筋の効果によりそで 壁部分の破壊が他の試験体よりも遅くなるため,急激な 耐力劣化はせず,緩やかに劣化する挙動を示した。拘束 筋以外の配筋は同じなので,耐力にはほとんど差はない。



3.4 軸圧縮試験

水平載荷試験終了後に行った軸圧縮試験の結果を図 -5, 表-6に示す。図-5は軸圧縮試験開始時の軸変位 を 0, 圧縮を正側とし,軸力除荷時までを表した。試験 体 SW は軸変位が負方向(引張)という結果になったの で,正しく計測できていないと思われる。SW, SWB, SWW は軸力比 0.5 前後まであがったが, SWX は 0.36 で 最大となった。軸圧縮試験後の最終状態を写真-2 に示 す。



表-6 軸圧縮試験結果

	SW	SWB	SWW	SWX
最大軸力 (kN)	1799	1869	1946	1366
軸力比	0.47	0.49	0.51	0.36

(b) 試験体 SWB



(a) 試験体 SW



(c) 試験体 SWW(d) 試験体 SWX写真-2 軸圧縮試験後の破壊状況

4. 曲げ解析

4.1 解析モデル

3 次元非線形構造解析プログラムである CANNY を用 い,平面保持仮定の曲げ理論に基づく数値計算法である ファイバーモデルによる解析を行った。解析モデルは文 献⁵⁾により,図-6に示すような柱断面を73個のコンク リートファイバーに分割し配筋位置に鉄筋を配した断 面とした。なお,コンクリートおよび鉄筋の構成則⁵⁾を 図-7,図-8に示す。柱の帯筋に囲われた部分のコンク リートの構成則では拘束効果を考慮して負勾配は考慮 していない。各材料強度は材料試験の結果を用いた⁵⁾。



部材変形は部材長さ方向に線形曲率分布を仮定して 算出した。解析によって得られた結果と、実験による復 元力特性および計算式による曲げ強度を図-9 に示す。 ファイバーモデルによる解析では、最大耐力時の変形角 が実際よりも小さくなり、曲げ強度が若干過小評価とな るが、最大耐力以降の劣化も含めて概ね近似できている。









5. まとめ

- (1) そで壁を閉鎖型複配筋とした曲げ降伏型のそで壁付き柱では、壁板の圧縮破壊により耐力低下は生じるが、そで壁の破壊が先行するため柱の損傷は少なく、その後の挙動は一般に安定しており、十分な靭性が期待できる。定軸力(0.2)も大変形(1/11rad)まで保持可能であった。
- (2) 斜め筋により補強した試験体では、強度は向上した が、靭性改善効果はなかった。また、壁脚の損傷も 大きく、軸耐力の低下も大きい。これは引張側の斜 め筋は有効であったが、圧縮側は座屈したため効果 がなく、コンクリートの破壊がむしろ他の試験体よ りも早く進行したためである。
- (3) そで壁端部の拘束筋を入れることで、そで壁部分の コンクリートにも拘束効果が生じ、耐力劣化がやや 緩やかになり、靭性も向上した。
- (4) 柱帯筋,壁筋(縦横)を単純に2倍程度に増大した 試験体では,顕著な靭性改善効果はみられず,同様 に耐力低下が生じた。

(5) ファイバーモデルによる曲げ解析により,最大耐力 およびそれ以降の耐力劣化も概ね近似できた。従来 では過大評価になる傾向があった塑性理論や略算 式も概ね近似した。以上はそで壁が比較的厚いこと, そで壁が閉鎖型複配筋であったことによると考え られる。

参考文献

- 孫浩陽ほか,: RC 異形断面柱の変形能評価実験,コ ンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.151-156, 2001.6
- 本多良政ほか: 増設袖壁で補強された RC 造柱のせん断耐力評価法, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.199-204, 2005.6
- 大宮幸,林静雄:袖壁付き柱の曲げ終局強度に関す る考察,日本建築学会構造系論文集,第 542 号, pp.155-162,2001.4
- 財団法人日本建築防災協会:2001 年改訂版,既存 鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, 財団法人日本建築防災協会,pp.229-238,2004.5
- 5) KANGNING LI : CANNY TECHNICAL MANUAL, 2004