論文 既存両袖壁付 SRC 柱部材の耐震補強に関する実験的研究

芥川 豪^{*1}·立花 正彦^{*2}

要旨:既存 RC および SRC 造の集合住宅の耐震診断の結果,構造耐震指標(Is 値)が構造耐震判定指標(Iso 値) をわずかに下回る建物において,居ながらかつ補強負担を各個公平にして耐震補強する必要がある。本研究 では,廊下側又はベランダ側からモルタル増し打ち補強ができる両袖壁 SRC 柱部材の補強を袖壁の両袖壁・ 両面 4 面,両袖壁・片面 2 面,片袖壁・片面 1 面の補強位置を実験変数として実験を実施し,袖壁位置による 補強効果を確認し,モルタル増し打ちによる耐震補強設計の基礎資料を得た。

キーワード: SRC 構造, 耐震補強, 袖壁付き SRC 部材, 袖壁補強

1. はじめに

昭和40年代に施工された既存 RC 及び SRC 造の集合 住宅における耐震診断の結果,構造耐震指標(Is 値)が構 造耐震判定指標(Iso 値)をわずかに下回り,耐震補強が必 要となる建物が存在する。このような集合住宅の耐震補 強をする際,住みながらかつ,各個における補強分担の 分散性への配慮が重要と考えられる。

本研究では,診断結果の Is 値が Iso 値をわずかに下回 る集合住宅建築物に着目し,廊下側,ベランダ側から補 強可能な袖壁付き SRC 柱部材に着目する。しかし,SRC 耐震改修設計指針同解説^{1),2)}においては,袖壁部分の補 強は対称形で行うことを原則するとされている。

この論文では,住みながら補強することを目的とし, 袖壁に非対称にモルタル増し打ち補強した場合の補強部 を実験的に検討するなどで,袖壁の補強位置を実験変数 とした。

2. 実験計画と試験体の設計

2.1 実験計画

実験計画は表-1に示す通りで、実験変数は補強箇所 とその形状する。表-1の形状の項に示すように無補強

試験体番号		No.1	No.2	No.3	No.4	
形 状 (補強部:灰色)						
補強箇所		無補強	両袖壁·両面	両袖壁・片面	片袖壁·片面	
鉄 骨		BH-160×55×3.2×6				
鉄筋	主筋	4-D22(,pt=1.24%)				
	帯筋	D6@180(,p _w =0.14%)				
	壁筋	縱筋•横筋共D6@100(p _{sh} =0.64%)				
	補強筋		4φ @100	4φ @100	4φ, 5φ@100	
$\sigma_{\rm b}[\rm N/mm^2]$		14.76	14.76	14.76	17.87	
モルタル[N/mm ²]			46.76	40.59	37.42	
全圧縮耐力N ₀ [kN]		1680	1680	1680	1788	
導入軸力N[kN]		336	336	336	358	
N/N ₀		0.2	0.2	0.2	0.2	

表-1	各試験体の実験変数の組み合わせ
-----	-----------------

*1 東京電機大学 未来科学研究科建築学専攻 (学生会員)

*2 東京電機大学 未来科学部建築学科教授 工博 (正会員)



使用	材料	降伏点	引張強さ	伸び率
鋼材	材質	$\sigma y(N/mm^2)$	$\sigma \ u(N/mm^2)$	ε (%)
PL3.2	55400	283	447	20.8
PL6	33400	290	431	21.8
D6	SD295A	335	500	16.8
D22	SD345	376	555	16.2
4Φ	SwM_D	477	553	8.9
5Φ		504	528	7.1

表-2 使用材料の機械的性質 (N/mm²)

試験体 (No.1),両袖壁・両面の4面の対称補強の試験体 (No.2),両袖壁・片面の2面の非対称補強の試験体 (No.3),片袖壁・片面の1面の非対称補強の試験体 (No.4)の合計4体である。

試験体の形状及び寸法は図-1に示す通りで、袖壁が 柱中央に設置された約 $1/3 \sim 1/4$ モデルである。柱部分の コンクリート断面は $B \times D = 250 \times 250$ mm,内法高さは 900mm (せん断スパン比:M/Qd = 1.02),主筋 4 - D22 ($_{rPt}$ = 1.24%),帯筋 D6@180 ($_{rPw} = 0.14\%$)である。鉄骨断 面は H 形断面とし、 $BH - 160 \times 55 \times 3.2 \times 6$ で柱中央に配 置されている。袖壁部分のコンクリート断面は $t \times l_c = 50$ × 250 mm (t:袖壁厚さ, l_c :袖壁長さ),壁筋は縦筋, 横筋共に D6@100 (壁筋比: $p_{sh} = 0.64\%$)である。

補強方法は,高強度無収縮モルタル材と溶接金網鉄筋 (4 Φ 又は 5 Φ の @ 100)を用い,補強モルタル量(厚さ 100mm)及び補強鉄筋比を同量として,これらを4面,2 面及び1面に補強する。無収縮モルタル材などを用いて 増し打ち補強する場合は,既存部と補強部を一体化させ るために既存部増し打ち表面を 1/3 (33%)程度目荒ら しした。50mm角の交点(68箇所)を中心とした半径20mm の円とし,目荒らしの深さは3~5mm程度とした。目荒 らし面積はおよそ,38%である。また,既存柱及び梁(ス タブ)部材にはネジ径 6mm のあと施工アンカーを@100 で設置し,溶接金網鉄筋と結束した。

なお使用鋼材の機械的性質を表-2に示す。

3. 実験方法と測定項目

3.1 実験方法

実験方法は、図-2 に示す通りで、柱頭、柱脚の回転 を拘束した加力装置を用いて行い、ローラー支持された オイルジャッキにて一定軸力 N (=0.2N₀, N₀=_c γ_u ・bD・ F_c+_sA・_s σ_y +_rA・_r σ_y , (SRC 柱のみの軸圧縮耐力)_c γ_u : コ ンクリートの F_cに対する低減係数, F_c: コンクリート設 計基準強度, bD: コンクリート断面積, _s σ_y : 鉄骨降伏 強度, _sA: 鉄骨部分の断面積, _rA: 鉄筋断面積, _r σ_y : 鉄 筋降伏強度) を作用させた後, アクチュエータにより逆 対称モーメントが生じるように静的に正負水平力を作用 させる。

載荷条件は漸増正負繰り返し載荷とし、部材の水平変



位量±4.5, 9, 18, 27mm(部材角 R=±0.5, 1.0, 2.0, 3.0%)を各2サイクルずつ載荷させ,その後正加力で R=4.0%まで一方向載荷する。

3.2 測定項目

測定項目は、袖壁付き柱の水平変位及び軸変位とし、 ひび割れ、破壊状況、各部歪性状である。

測定方法は,各部の変位はスタブ部分に不動点を設け, これに測定用治具を取り付け,試験体の曲げせん断変形 及び軸変形を,各部の歪性状はワイヤーストレインゲー ジ(W.S.G.)にて測定する。

4. 実験結果と考察

4.1 破壊性状

主な初期ひび割れの概略を図-3 に、各試験体の実験 終了時の破壊性状を図-4 にそれぞれ示す。

無補強 No.1 試験体では,袖壁の曲げひび割れ(a)が R=0.01~0.02%, Q=31~50kN で発生し,袖壁のせん断ひ び割れ(d)が R=0.48%, Q=93kN で柱の曲げひび割れ(c) が R=0.19%, Q=49kN,柱のせん断ひび割れ(f),(g)が R=0.18~0.50%, Q=170~241kN で発生した。R=0.5%時



では、柱主筋に沿った付着割裂ひび割れ(i)及び柱と袖 壁の境界部分に細かいせん断ひび割れ(h)が材軸に沿 って発生する。その後 R=1.0%には、せん断ひび割れ(d) が圧縮側に進展して、せん断圧壊(e)すると共に、(d)、 (h), (i)のひび割れ幅が増大する。最大耐力以後はこれ らせん断ひび割れ(e), (d), (h), (i)がずれ, さらにコン クリートがせん断剥落する。

両袖壁両面補強した No.2 試験体では,ほぼ No.1 試 験体と同様のひび割れ発生性状であるが、発生荷重が No.1 試験体と比べてほぼ 1.5 倍程度高くなる傾向がみ られた。最大耐力 R=1.0%程度では袖壁のせん断圧壊 が著しくなるとともに、境界部分に生じているひび割 れ(h)よりも主筋に沿った付着割裂ひび割れ(i)の破壊 が著しくなる。これは柱部材と増し打ちモルタルとの 間のあと施工アンカーにより,境界部分のひび割れの 進展が抑制されたためと考えられる。R=1.5%以後には, 袖壁既存部コンクリートと増し打ちモルタルとの境界 面にひび割れ(k)が生じ、以後このひび割れが進展し、 既存部と補強モルタルが分離する。

両袖壁片面補強した No.3 試験体の破壊性状は, 無補 強側と補強側で相違し, 無補強側は No.1 試験体とほぼ 同様のひび割れ発生性状を示すが、発生荷重は、ほぼ 2倍程度高くなる。一方,補強側では No.2 試験体と比 べるとひび割れ発生性状はほぼ同様であるが、破壊性 状はモルタル部の圧壊及び柱部材の付着割裂の破壊が 著しくなる。また、既存袖壁と増し打ちモルタルとの 境界面でのひび割れは、部材角1.7%程度で生じている。 境界部でこれは一ヶ所の補強モルタル量が No.2 試験 体と比べて2倍となったためあと施工アンカーも一ヶ 所に集中し,既存部とモルタルとの境界部分の破壊が 抑制されたためと考えられる。

片袖壁片面補強した No.4 試験体では, 無補強側の袖壁 は No.1 試験体とほぼ同様のひび割れ及び破壊性状を示 すが、補強した側の袖壁は、補強モルタルには大きく損 傷するせん断ひび割れ等は生じていないが、柱の付着割 裂ひび割れが影響して,柱と袖壁の境界部分の袖壁側の 表面が剥がれるように少しモルタルが剥落している。ま た, No.1~3 試験体は柱と袖壁の境界部分のひび割れは 左右共ほぼ同じ時期に発生し、ほぼ同じ性状で進展して いったのに対し, No.4 試験体は無補強側の袖壁がせん断 破壊し、その後この袖壁の破壊が著しくなると共に、補 強側の既存袖壁,補強袖壁が変形の増大と共に順次破壊 していく傾向がみとめられる。さらに、補強した袖壁の 無補強側は No.1 試験体と比べ, 袖壁隅部のコンクリート の圧壊が抑制されている。

以上より、増し打ち補強することにより柱と袖壁の境 界部分のひび割れが抑制された。また、増し打ち補強を



(a) No.1 試験体



(d) No. 3 試験体・補強側





(f) No. 4 試験体・補強側 (e) No. 4 試験体・無補強側 図-4 加力終了時の破壊状況

片面に集中させた場合,無補強側は無補強試験体とほぼ 同様の挙動を示し柱部材の破壊状況としては、袖壁部分 が徐々に破壊しているものと考えられる。

4.2 履歴性状

各試験体の部材角 R=0.5%までの初期の剛性及び履歴 曲線を図-5及び図-6にそれぞれ示す。これら図中の縦 軸は作用せん断力(Q)を、横軸は部材角(R)を示す。

初期の剛性は、袖壁に曲げひび割れやせん断ひび割れ が発生するまではほぼ直線的であり、無補強試験体では R=0.03%, Q=60kN 程度でこれらのひび割れが発生して, 剛性が2割程度低下し、また補強試験体は補強箇所に関 わらず,ほぼ R=0.05%, Q=100kN 程度でひび割れが発生 し、その後剛性が3割程度低下する。さらに、実験変数 に関わらず柱部材にひび割れ(a),(b),(c)が R=0.15~0.2% で発生し、剛性が低下する。R=0.2%以後の剛性は実験変 数に関わらずほぼ同じであり、その耐力も補強の形状に



関わらずほぼ同じで,無補強に比べて3割程度上昇して いる。

図-5 中には,鉄骨及び鉄筋を考慮して求めた無補強 No.1 試験体の初期剛性(点線)を,さらに補強試験体で は既存コンクリートと補強モルタルのヤング係数を等価 して求めた初期剛性(一点鎖線)を示す。これらより, ひび割れ発生前の初期剛性はほぼ計算値と一致している と考えられる。

以上より、袖壁を増し打ち補強することにより、 R=0.5%まで耐力が無補強に対して約1.3倍増大している。

No.1 の履歴曲線は, R=0.5%程度で最大せん断耐力 241kN に達し, その後 R=1.0%まではほとんどが耐力低 下は認められず, R=1.0%以後はほぼ直線的に耐力低下を 示し, R=3.0%での耐力は最大耐力の約 65%となる(図 -6中(a)参照)。

o.2 は、R=0.5%程度から剛性低下を示すが、R=1.0%までは荷重が増大し、この時点で最大耐力を示す。その後、R=1.5%までは緩やかに耐力が低下し、R=1.5%以後急激な耐力低下を示す。そして、R=3.0%では無補強 No.1 試験体と同等の性状を示す。これは、破壊性状で述べたように既存袖壁と補強モルタル部分が分離したためと考えられる(図-6中(b)参照)。

No.3 は, No.2 とほぼ同じ性状で,最大せん断耐力もほ ぼ等しい。しかし, R=2.0~3.0%の耐力は No.2 に比べて 35%程度高くなっている。これは,補強モルタルの厚み が No.2 と比べて 2 倍となったため,補強モルタルの破壊 が抑制されたためと考えられる。(図-6 中(c)参照)

No.4 は, R=0.5%までは No.2,3 とほぼ同様の性状であ るが,その後 R=2.0%までは R=0.5%の耐力をほぼ保持し, R=3.0%でも約 240kN の耐力を保持している。この耐力 は無補強 No.1 と比べて約 1.5 倍である(図-6中(d)参照)。 これは破壊性状の項で述べたように,袖壁の破壊が無補 強側そして,補強側へと順次進展していったため,急激 な耐力低下を生じなかったためと考えられる。以上より, 袖壁に非対称の補強を施しても補強効果が認められ,ま た同一の補強量でも一部分にまとめることにより,大変 形時の耐力低下が少なくなる傾向を示すことが明らかに





図-7 試験体の各部歪性状

表-3 最大耐力の実験値と計算値の比較

\geq	eQsu(kN)	cQsu1(kN)	cQsu2(kN)	eQsu/cQsu1	eQsu/cQsu2
No.1	241	244	-	0.99	-
No.2	358	1	360	-	0.99
No.3	349	-	342	-	1.02
No.4	294	-	293	-	0.99

なった。(図-6中(e)参照)

4.3 歪性状

各試験体の各部の歪性状を図-7 に示す。鉄骨フラン ジの歪性状から各試験体共鉄骨が曲げ降伏しているので, 耐力式では。My/hoを採用するものと考えられる。また, 主筋,帯筋及び袖壁筋はそれぞれせん断ひび割れの発生 と同じ時期に降伏し始めている。以上より今回の試験体 は全て,鉄骨部分は曲げ降伏先行型で,鉄筋コンクリー ト部分はせん断破壊したものと考えられる。

4.4 最大耐力

終局せん断耐力は SRC 耐震診断基準に記載されてい る算定式を適用し検討を行った。得られた各試験体の終 局せん断耐力の実験値と計算値の比較を表-3 に、その 算定式を表-4 に示す。補強試験体の算定では、既存部 と補強部で部材の圧縮強度が異なるので、算定式に用い るコンクリート圧縮強度を無補強試験体では、①既存部 のコンクリート圧縮強度として算出 ($_{c}Q_{su}$ 1)、補強試験 体では②既存部と補強部の圧縮強度をそれぞれの断面積 比で算出 ($_{c}Q_{su}$ 2) し算定する。 表-4 終局せん断耐力の算定式

$$Q_{slu} = (\tau_{c} + \tau_{w} + 0.1 \sigma_{0c}) \times b_{e} \times i_{e} + sQ_{u}$$

$$\tau_{c} = \frac{0.092k_{u} \times k_{p} \times rpt^{0.23} \times k_{cs}(18 + Fc)}{M/Q \times d_{e} + 0.12}$$

$$\tau_{w} = 0.85 \sqrt{p_{we} \times \sigma_{wy}}$$

$$sQ_{u} = min \left\{ \frac{M_{0}}{h_{0}}, t_{w} \times h_{w} \times s\sigma_{wy}/\sqrt{3} \right\}$$

$$cQ_{u} tl o \#de; \sigma_{b} tl = \sigma_{b} 21$$

$$cQ_{u} t2 o \#de; Fc = \frac{A1}{2A} \times \sigma_{b1} + \frac{A2}{2A} \times \sigma_{b2}$$
A1: 既存部の断面積
A2: 補強部の断面積
A2: 補強部の断面積
 $r_{at} : J = J = \pm 5 \text{m} \text{m} \tan \frac{1}{2}$

$$d_{e} : $\expression = \frac{\Delta}{2A} \times \frac{1}{2} + \frac{A2}{2A} \times \frac{1}{2} + \frac{\Delta}{2} \times \frac{1}{2} + \frac$$

No.1 及び No.2,3 試験体ではこれら実験値と計算値の 比は $0.99 \sim 1.01$ の範囲にあり,ほぼ一致している。また, No.4 試験体における計算値 $_{c}Q_{sU2}$ は、逆対称モーメント が作用しているため無補強側と補強側の袖壁で抵抗して おり、そのため無補強側は、No.1 試験体と同じであり、 もう一方の補強側の袖壁は No.3 試験体と同様と見なし て、両試験体の平均値を採用することで説明できる。

5. まとめ

両袖壁付き SRC 柱部材について,補強増し打ち量を一 定として対称・非対称の補強による力学的影響を実験的 に検証した結果,以下の事が明らかとなった。

1.両袖壁・片面補強の非対称補強の試験体のでも,両袖 壁両面補強の・対称試験体と同程度,もしくはそれ以上の 補強効果を示すこと。

2.片袖壁・片面補強の非対称の試験体の補強効果は,最 大せん断耐力において両袖壁・両面補強の試験体と比べ て2割ほどせん断耐力が低下するが,その後の耐力低下 は少なく変形性が良好になること。

3.両袖壁付き SRC 柱に対称でなく非対称で補強しても 十分な補強効果が得られること。

4 非対称の補強時のせん断耐力は, SRC 耐震改修設計 指針同解説に示す基準式によって,補強位置を考慮する ことにより推定できること。ただし今後,柱と増設壁の 一体化について検討の必要がある。

謝辞

本研究を行うにあたり,試験体の作製,実験及び資料 の整理に際し,平成24年度東京電機大学大学院生,倉島 翔史,鈴木譲,中村将貴,野田亜久理,松塚尚幸,吉田 良治,郭正卿,平成24年度卒研生,遠藤未希,大島和之, 近藤雄太,鈴木拓,田畑正幸,立石匠,對馬亨,土屋沙 織,町田海都,村井良輔,各氏の協力を得ました。ここ に御礼を申し上げます。

参考文献

1) 日本建築学会,鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規 準・同解説第5版,日本建築学会,2001

2) 「既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針」改定委員会:2009 年改訂版既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準及び改修指針・同解説,日本建築防災協会,2009

 近藤龍哉,山本泰稔,加藤三晴,伴幸雄,鈴木隆史, 立川沙織:既存鉄筋コンクリート造袖壁付き柱の補強工 法の提案と検証,日本建築学会大会学術講演論文集(北陸),No.23259, pp.543-544, 2010.9