

論文 ポリマーセメントモルタルを用いて耐震補強を行った低強度コンクリートそで壁付き柱の構造性能に関する実験的研究

高島 正樹^{*1}・徳重 充^{*2}・中野 克彦^{*3}・NGUYEN TUAN TU^{*4}

要旨：本耐震補強工法は既存の鉄筋コンクリート造そで壁付き柱に対し、高い接着性能を持つポリマーセメントモルタル (PCM) を塗り付けることで補強用鉄筋を配筋し、非構造壁であるそで壁を耐震的に活用することを意図したものである。本論文はコンクリート強度の低い建物を対象に本補強工法の適用範囲の拡大を目的として、低強度コンクリート ($\sigma_B=15\text{N/mm}^2$ 相当) のそで壁付き柱に本補強を施した部材の構造実験を行い、その結果、せん断補強効果が十分に得られることを示し、普通強度のコンクリート ($\sigma_B=27\text{N/mm}^2$ 相当) の場合と同程度の補強効果が期待できることを示した。

キーワード：そで壁付き柱, 耐震補強, ポリマーセメントモルタル, 組立鉄筋, 低強度コンクリート

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物では開口などの存在によって柱梁架構内に腰壁, 垂れ壁, そで壁などの非構造壁が存在する。過去の地震ではこれら非構造壁を起因とする柱部材のせん断破壊が多く報告されている¹⁾。これは柱に剛接合された非構造壁が柱の変形を拘束しているためである。このような被害はせん断補強筋量の少ない旧耐震基準の建物に多く見られ, 新耐震基準以降の建物には柱と非構造壁との間にスリットなどを設けることで双方を切り離すといった対策が推奨されている。しかし, 壁が接合しない純ラーメン架構の被害が大きい傾向にあることや, 非構造壁の破壊が先行することで躯体の損傷が軽微で済んだ事例も報告されていることから一概に非構造壁の存在が躯体に悪影響を与えるとは言い難く, 非構造壁が接合する部材の取り扱いに関して不明瞭な点が多く残されたままである。以上より, 非構造壁が数多く内在する建物の代表例である集合住宅では有効な耐震補強法が十分に示されておらず, 耐震診断・耐震補強が進められていないのが現状である。また, 一般的な耐震補強工法では居室内の施工や騒音, 粉塵などの問題から居住者が住まいながらの施工が困難であるのも理由のひとつである。

この様な中, 柱に接合するそで壁を耐震的に活用した新たな耐震補強工法が提案されている^{2) 3)}。本補強工法はポリマーセメントモルタル (以下 PCM) を塗り付けることで補強用鉄筋を既存そで壁付き柱に配筋するせん断補強工法である。

本論文は耐震補強の需要が多い, コンクリート強度の低い建物に対して本補強工法の適用範囲を拡大するため,

PCM を用いてせん断補強された低強度コンクリートのそで壁付き柱部材の構造実験を行い, せん断補強効果に対する検討を行う。

2. 補強工法概要および PCM の材料特性

2.1 補強工法

図-1 に補強概要を示す。補強用鉄筋を既存そで壁付き柱表面に配筋し, PCM を塗り付けることでせん断補強を行う本補強工法は非構造壁であるそで壁を耐震的に活用することを目的としたものである。

既存部と PCM で増厚した補強部との間にはあと施工アンカーなどを用いず, 双方の応力伝達は PCM の高い接着力によって確保される。使用する補強用鉄筋は軸方向鉄筋とせん断補強筋をスポット溶接した組み立て鉄筋である。この組立鉄筋は, 溶接点はせん断補強筋の規格降伏点を確保し, 軸方向鉄筋は規格降伏点および規格伸びを確保している。せん断補強筋端部の定着は溶接されている軸方向鉄筋によって確保されるため, 壁横筋端部には 180° フックを設けていない。

補強部の施工手順は 1) 既存部コンクリート表面のケレン処理, 2) 下地用 PCM の吹き付け, 3) 補強鉄筋の取り付け, 4) PCM をコテ塗り増厚の順としている。PCM の増厚は一度に所定の厚さにするのではなく数回に渡って手順 2), 4) を交互に繰り返し施工する。本研究では固定金具で補強用鉄筋を既存躯体表面に固定し, PCM の増厚を 40mm とし, 10mm ずつ 4 層にわたって施工した。

2.2 PCM の材料特性

本論文で用いる PCM は製造会社の異なる 3 種類 (A, B, C) とし, 圧縮強度試験および接着力試験を行った。

*1 千葉工業大学大学院 工学研究科建築都市環境学専攻 (学生会員)

*2 千葉工業大学大学院 工学専攻 修士 (学生会員)

*3 千葉工業大学 工学部建築都市環境学科教授 博士(工学) (正会員)

*4 千葉工業大学大学院 工学研究科建築都市環境学専攻

文献 2), 3)では C の PCM を用いて実験を行っている。本補強工法に使用可能な PCM の種類の拡大を目的とし、3 種類の PCM について試験を行った。使用する PCM は全て、プレミックスされた無機質主材と水の一部をポリマーで代替したエマルジョンを現場で調合して用いるものである。図-2 に圧縮強度試験における PCM およびコンクリートの応力度-ひずみ度関係を示す。図中のグラフは 3 体ずつ行った試験の内の 1 体だけの値である。PCM は設計基準強度 27N/mm^2 および設計基準強度 15N/mm^2 のコンクリート (以降では F_c27 , F_c15 と記す) と比べ、ヤング係数が同程度 ($1.8 \times 10^4 \sim 2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$) であり、圧縮強度は種類によって差がでたもののコンクリートよりも高い値である。また、圧縮強度時のひずみは 4000μ 程度であった。

図-3 に PCM の接着力試験結果を示す。接着力試験は図-4 に示す建研式接着力試験器を用いてコンクリートおよび鋼板に塗りつけた PCM を引っ張ることで接着力を確認した。図-3 の縦軸の接着力は最大引張力を試験面の断面積で除した値であり、色つきのグラフはコンクリートに対する接着力、白抜きのグラフは鋼板に対する接着力である。コンクリートに対する接着力試験は 1~4 層に対して行ったため、色つきのグラフを 4 本示した。また、各層につき 5 回試験を行い、値はその平均である。色つきグラフ上の数字は層を示している。B および C の PCM ではコンクリートに対する接着力がコンクリートの割裂引張強度に対し同程度以下であったが、コンクリートを母材とした試験での破壊面はほとんどが母材面であった。これに対し A の PCM は接着力がコンクリートの割裂強度を下回り、いくつかの試験片では PCM 表層部での破壊が見られた。図-5 に破壊状況例を示す。

接着力は試験の特性上げらつきが大きくなるが、今回使用した 3 種類の PCM は、ほぼ全ての試験片でコンクリートに対する接着力がコンクリートの割裂引張強度を下回る結果となった。しかし、B, C では鋼板に対する接着力はコンクリートの割裂引張強度の値と同程度以上の結果となり、試験結果の 8 割以上がコンクリート母材の破断であったことから、コンクリートに接着ができていたと考えられる。

3. 構造実験概要

3.1 試験体概要

図-6 に試験体形状・配筋図を、表-1 に試験体要因一覧を示す。試験体の大きさは実大の約 1/2~1/3 倍程度であり、そで壁が柱の両側に偏心して接合する形状とした。既存部に用いるコンクリートは普通強度コンクリート F_c27 および低強度コンクリート F_c15 の 2 種類とし、壁補強型 2 体、柱・壁補強型 3 体、無補強型 2 体の計 7 体

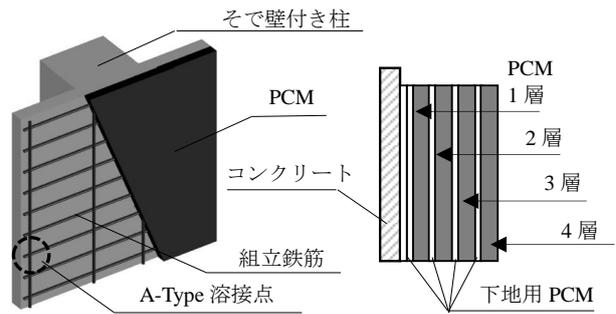


図-1 補強概要

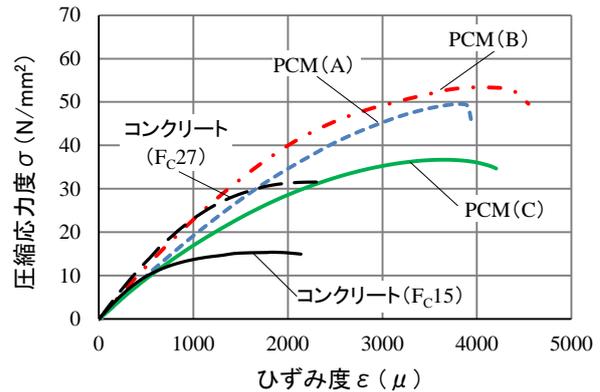


図-2 圧縮応力度-ひずみ度関係

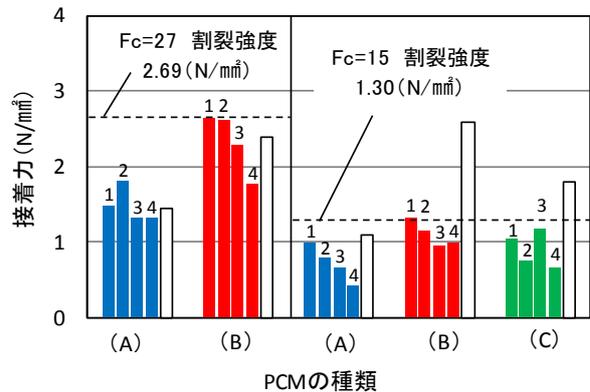


図-3 PCM の接着力試験結果

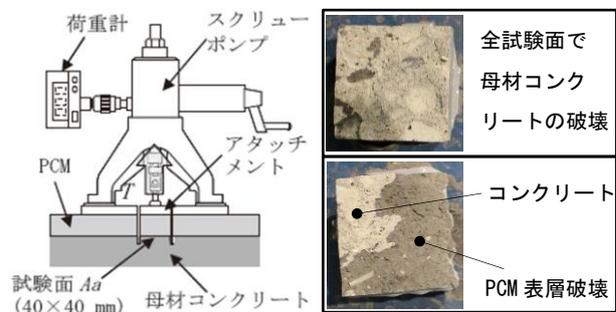


図-4 接着力試験器

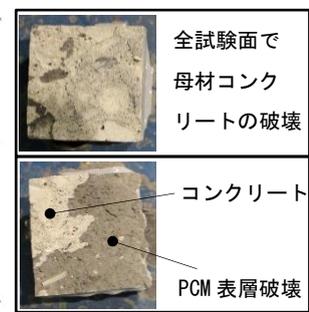


図-5 破壊状況例

で実験を行った。既存柱の断面 $B_c \times D_c$ を 300×300 [mm], 配筋は 1971 年以前の建物を想定して主筋を 12-D13(SD345), せん断補強筋を $D_6 @ 200$ (SD295A), せん断補強筋比 $p_w = 0.11\%$ とした。そで壁は壁厚 60mm, 長さ

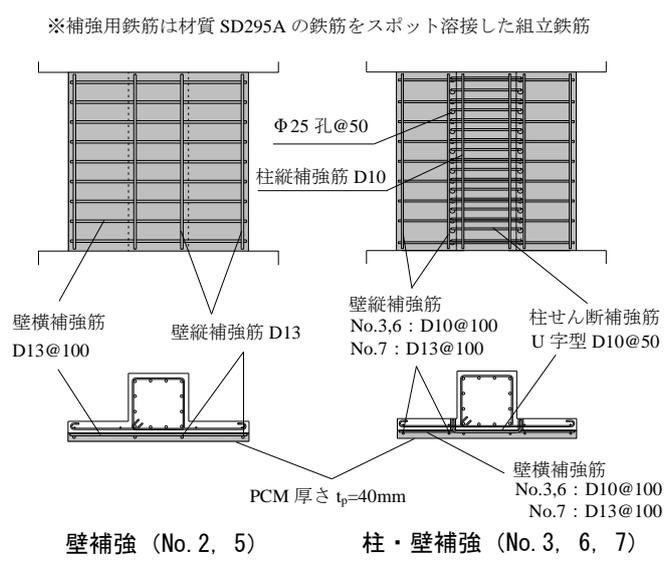
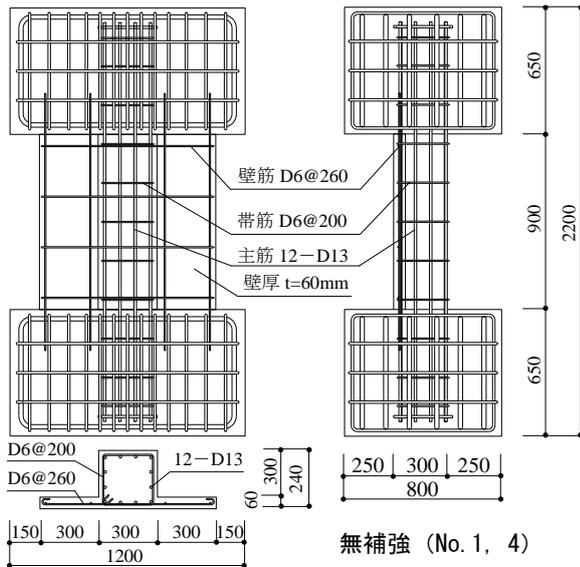


図-6 試験体形状・配筋図

表-1 試験体要因一覧

No	補強※1 タイプ	補強筋比				軸力 N [kN]	材料特性※2	
		柱部		そで壁部			σ_B [N/mm ²] (Fc)	σ_{PB} [N/mm ²] (種類)
		補強 p_{pw} [%]	補強後 Σp_w [%]	補強 p_{ps} [%]	補強後 Σp_s [%]			
1	RC	-	0.11	-	0.21	540	29.8 (27)	-
2	W	0	0.11	1.27	1.39	550	30.6 (27)	48.4 (A)
3	WC	0.47	0.58	0.71	0.84	550	30.6 (27)	44.2 (B)
4	RC	-	0.11	-	0.21	270	15.2 (15)	-
5	W	0	0.11	1.27	1.39	270	15.2 (15)	49.6 (B)
6	WC	0.47	0.58	0.71	0.84	308	17.1 (15)	55.0 (A)
7	WC	0.47	0.58	1.27	1.39	308	17.1 (15)	39.6 (C)

※1 W:壁補強, WC:柱・壁補強, RC:無補強

※2 σ_B :既存部コンクリートの圧縮強度, σ_{PB} :補強部PCMの圧縮強度

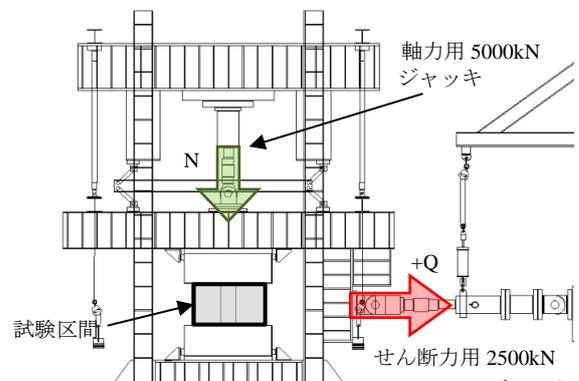


図-7 加力装置

300mm, 壁横筋を D6@260(SD295A, 壁横筋比 $p_s=0.21\%$) とした。

補強は柱およびそで壁の片面のみの補強とした。これは集合住宅などで居住者が建物の継続使用した状態で建物外部から施工を行う場合を意図している。柱補強部にはU字型のせん断補強筋の余長を既存のそで壁にあらかじめ空けておいた孔 ($\Phi 25$) に差し込む形で配筋し, そで壁補強部はメッシュ状に溶接加工された鉄筋を既存躯体表面に配筋した。壁補強の軸方向鉄筋はそで壁の縦筋位置に, 柱補強は最外柱主筋位置に配筋した。柱補強および壁補強の軸方向鉄筋と試験体上下スタブとの間には 10mm の間隔を空けた。またこの補強鉄筋の上から塗り付ける PCM の増厚は 40mm とし, 10mm ずつ 4 層に渡って施工した。PCM 補強部と上下スタブの間には間隔を設けなかった。また使用する PCM は 3 種類とした。

表-1 に示す補強後の柱部のせん断補強筋比 Σp_w は既存の柱幅 B_c に対する既存部の帯筋および U 字型のせん断補強筋を考慮して算出したせん断補強筋比(それぞれ p_w, p_{pw})を合計した値である。そで壁部では補強後の壁厚 100[mm]に対する既存部および補強部の壁横筋を考慮

した壁横筋比(それぞれ p_s, p_{ps})を合計して補強後の壁横筋比 Σp_s を算出した。

3.2 加力方法

図-7 に加力装置を示す。加力は正負交番繰り返し漸増載荷とし, 5000kN ジャッキで鉛直方向に一定の軸力(軸力比 $\eta = N/(B \times D \times \sigma_B) = 0.2$)を与え, 2500kN の水平ジャッキで逆対称モーメントを与えた。

加力は変位制御で行い, サイクルごとの目標変形角 R (rad.) は 1/1600, 1/800, 1/400, 1/200, 1/100 (2 回), 1/66, 1/50 とした。

4. 実験結果

4.1 破壊状況および変形性能

図-8 に試験体の最終破壊状況, 図-9 にせん断力 Q - 相対変形角 R 関係包絡線比較, 表-2 に実験結果一覧, 図-10 に補強部剥離状況を示す。水平力を受けた時の上下スタブの水平方向の変位差を相対変位とし, この時の柱部材の変形角を相対変形角とした。

全ての試験体で初期剛性に変化はなく (F_c27 は 405~411kN/mm, F_c15 は 230~268kN/mm), そで壁上下端の

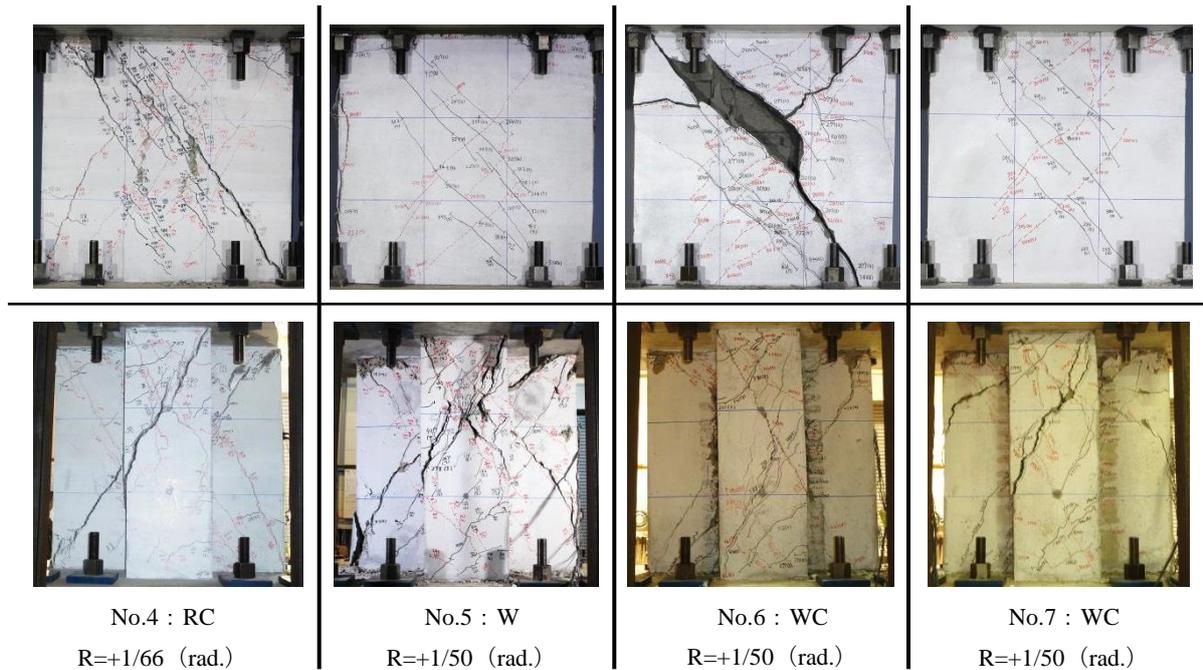


図-8 最終破壊状況（上段：補強面，下段：柱側）

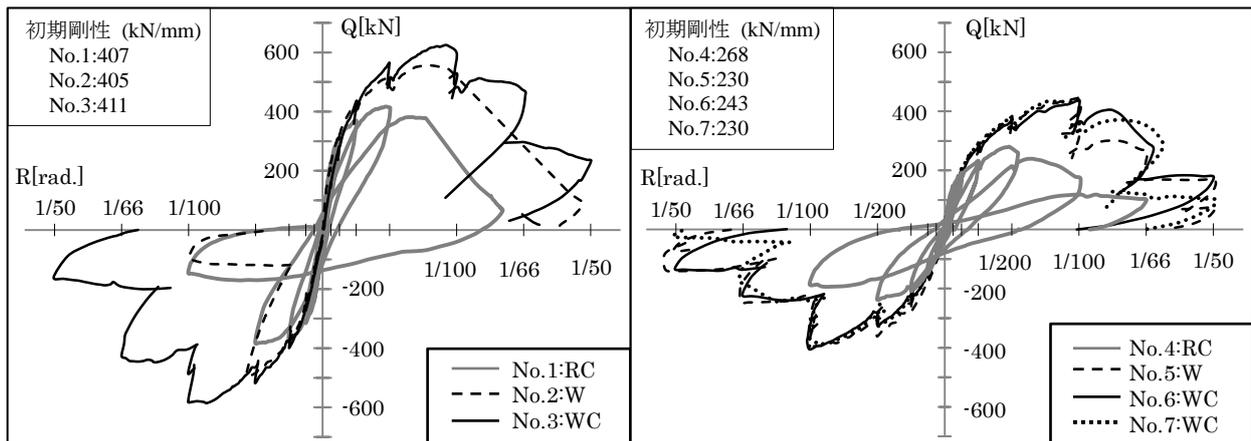


図-9 せん断力 Q-相対変形角 R 関係包絡線比較（左：Fc27，右：Fc15）

表-2 実験結果一覧

No.	補強タイプ	最大耐力 ^{※1}				破壊モード
		正載荷		負載荷		
		Q _{max} [kN]	δ [mm]	Q _{max} [kN]	δ [mm]	
1	RC	417	4.50	-383	-4.52	そで壁付き柱せん断破壊先行
2	W	557	7.00	-491	-5.12	そで壁付き柱せん断破壊先行
3	WC	625	8.23	-586	-8.80	そで壁付き柱曲げ降伏先行
4	RC	280	4.35	-237	-4.52	そで壁付き柱せん断破壊先行
5	W	443	9.03	-390	-9.07	そで壁付き柱曲げ降伏先行
6	WC	436	9.05	-406	-9.06	そで壁付き柱曲げ降伏先行
7	WC	433	9.06	-393	-9.09	そで壁付き柱曲げ降伏先行

※1 Q_{max}:最大耐力, δ:相対変位



図-10 補強部剥離状況 (No. 2:W)

曲げひび割れ，柱の曲げひび割れ，そで壁のせん断ひび割れ，柱のせん断ひび割れの順にひび割れが発生し，これによって剛性が徐々に低下していった。

せん断ひび割れが発生し，1/400rad.～1/200rad.の間でそで壁圧壊，壁横筋の降伏およびそで壁のせん断ひび割れの増幅と共に最大耐力に至った。その後，せん断力が

低下しながら 1/200rad.~1/100rad.間で帯筋の降伏と共に柱のせん断ひび割れが口開いた。

Fc15 壁補強試験体 No.5 は既存部そで壁、柱の順にせん断ひび割れが対角線状に発生し、そで壁の圧壊、壁横筋降伏および柱主筋の降伏を伴いながら 1/100rad.で最大耐力に至った。1/100~1/66rad.間で既存柱およびそで壁がせん断破壊し、せん断力が低下しながら 1/66rad.に至った。さらに変形を進めると、そで壁の補強部と既存部の界面のひび割れが開き 1/50rad.で軸力保持不能に至った。

Fc27 の壁補強試験体 No.2 は柱のせん断破壊とそで壁上下端の圧壊により最大耐力に達し、その直後 PCM のかぶりが、座屈した補強鉄筋に押されるようにして剥離した。これにより最大耐力後には急激なせん断力の低下がみられ軸力保持不能に至った。しかし最大耐力は他の PCM を使用した試験体と同程度以上を得ており、最大耐力に至ったときの相対変位は無補強試験体よりも大きい値であった。PCM の剥離は同種類の PCM を用いた No.6 でも見られた。Fc15 柱・壁補強試験体 No.6 は 1/400rad.で柱に沿うように分散したせん断ひび割れが既存そで壁に発生した。既存柱主筋および壁横筋の降伏を伴いながら 1/100rad.で最大耐力に至った。1/100~1/66rad.間で補強部が剥離したためせん断力が急激に低下した。

柱に沿うように分散したせん断ひび割れは、柱・壁補強試験体 No.3, 6, 7 に共通してそで壁部に発生した。No.3 はそで壁端部の圧壊を伴いながら No.2 に比べ高い強度で最大耐力に至り、その後緩やかにせん断力が低下し、R=1/66rad.で柱がせん断破壊をした。

Fc15 の No.5, 6, 7 では無補強の No.4 に対する強度、靱性の向上が同様のものであり(最大耐力は1.5倍程度、最大耐力時の相対変形角は 1/100rad.まで向上)、せん断補強による耐力の増加には頭打ちが見られた。またこれらの試験体には最大耐力後のせん断力の低下に違いが見られた。補強した各試験体のそで壁の圧壊は補強部よ

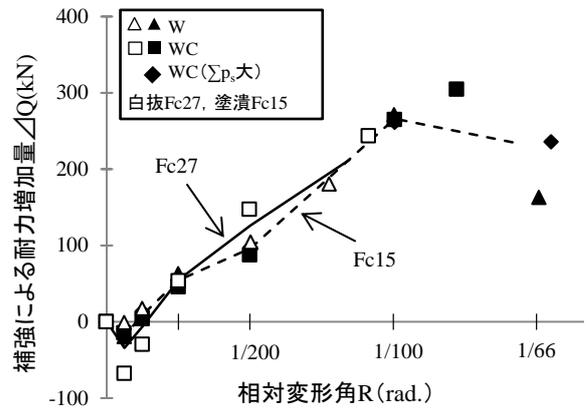


図-11 補強による耐力増加ΔQ

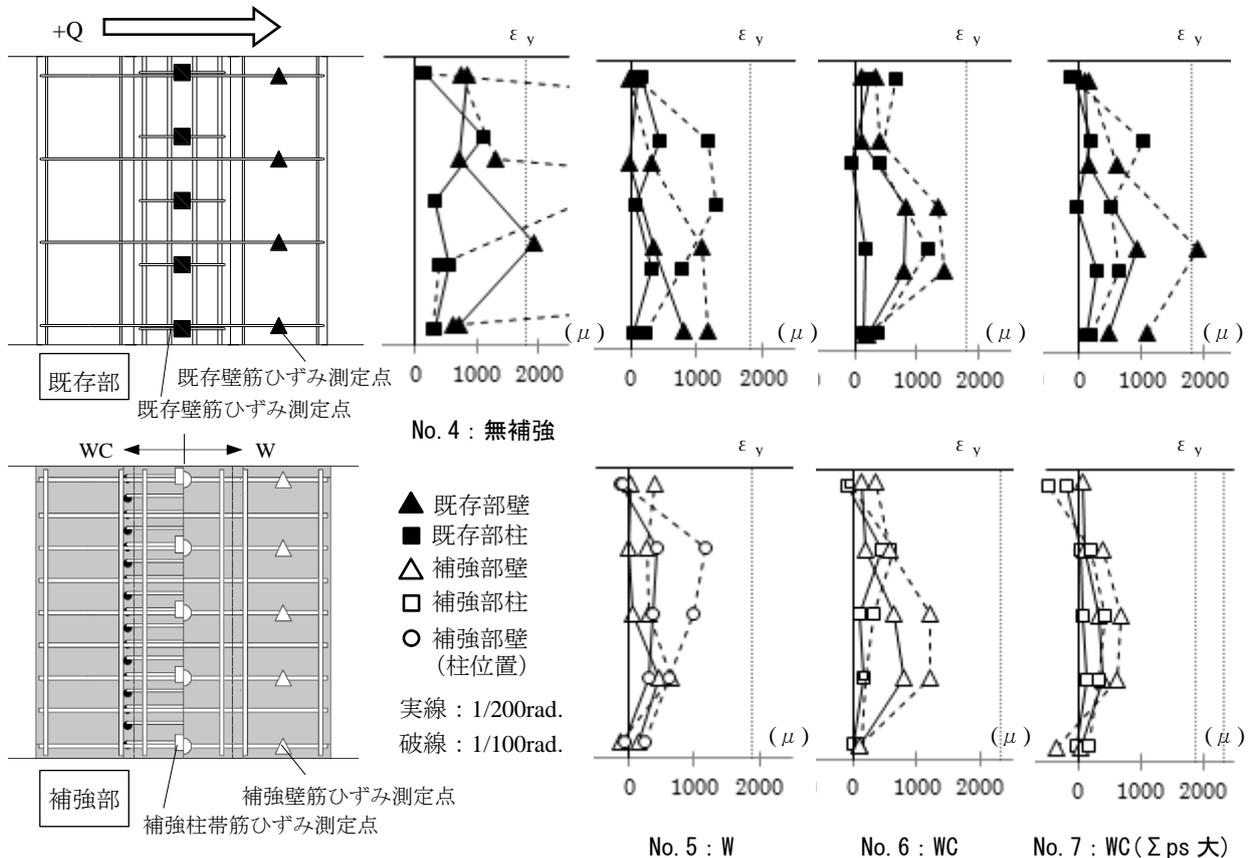


図-12 せん断補強筋のひずみ分布 (上段: 既存部, 下段: 補強部)

りも既存部に著しく現れた。

図-11 に補強によるせん断耐力の増加量の関係を示す。縦軸は各補強試験体の耐力から無補強試験体の耐力を差し引いた値である。Fc15 と Fc27 の既存部の補強では耐力の増加量に差が見られず、低強度コンクリートの既存躯体に対しても、普通強度の場合と同程度の補強効果が得られた。

4.2 せん断補強筋の効果

図-12 にせん断補強筋のひずみ分布を示す。図中の実線は無補強試験体が最大耐力に至った変形角 1/200rad. 時のひずみ分布であり、破線は 1/100rad. 時のひずみ分布である。また ϵ_y は鉄筋の引張強度試験における降伏ひずみである。無補強試験体 No.4 は最大耐力時 (1/200rad.) にそで壁のせん断補強筋が降伏したことでせん断ひび割れが開き、最大耐力に達した。その後耐力の低下と共に柱へ応力が再配分され、1/100rad. までの柱帯筋が降伏した。これに対し補強した試験体は No.7 を除き、既存部および補強部のせん断補強筋のひずみが最大耐力時 (1/100rad.) でも降伏ひずみに達しなかった。このことから補強部に応力を分散することが出来ていたと考えられ、補強筋量の増加がせん断耐力の上昇および靱性の向上に効果を発揮したと考えられる。

5. せん断耐力の実験値・計算値比較

図-13 に実験最大耐力とせん断耐力計算値の関係を示す。各試験体のせん断耐力の評価は式(1)に示す耐震診断基準のそで壁柱のせん断終局強度式⁴⁾を用いた。補強を施した試験体は式(1)にせん断補強筋の効果として PCM で塗りつけた補強筋の効果を累加した。

$$cwQ_{su} = \left\{ \frac{0.053p_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d_e) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_{oe} \right\} b_e j_e \quad (1)$$

p_{te} : 引張鉄筋比, M/Qd_e : せん断スパン比, F_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²), $p_{we} \cdot \sigma_{wy}$: 柱とそで壁のせん断補強量の和(N/mm²), σ_{oe} : 軸方向応力度(N/mm²), j_e : 応力中心間距離(mm)

補強を施した試験体の計算値に対する実験値の余裕度は試験体によりばらつきがあるが、1.1~1.4 倍の範囲に収まっており、既存躯体のコンクリートが低強度の場合と普通強度の場合で同程度のせん断余裕度となった。

6. まとめ

ポリマーセメントモルタル (PCM) を塗り付けて耐震補強したそで壁付き柱の構造実験を実施し、本補強工法

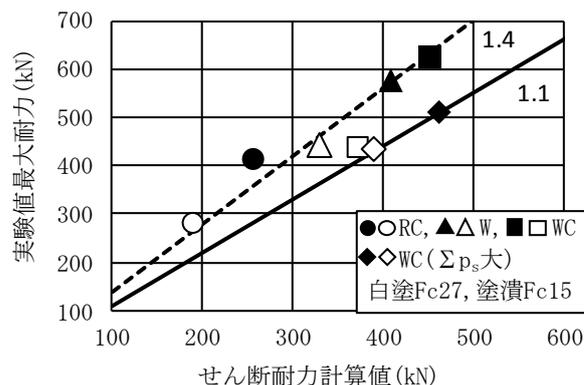


図-13 せん断耐力実験値・計算値比較

における以下の結論を得た。

- 1) 補強を行った全ての試験体において、最大耐力および靱性の向上を得ることができ、本工法は 1971 年以前の建物の耐震補強に有効である。
- 2) コンクリート強度が低い既存躯体に対しても普通強度の場合と同程度の耐力の向上 (無補強試験体の 1.5 倍程度) が見られ補強効果が期待できる。
- 3) 既存躯体が低強度コンクリートの場合、そで壁だけを補強した試験体と、そで壁と柱の両方を補強した試験体で最大耐力の差がなく、せん断補強による耐力の向上に頭打ちが見られた。
- 4) 使用する PCM によっては剥離する場合がある。これによる耐力の急激な低下が見られたが補強による耐力の増加量としては他の PCM を使用した場合と同程度以上であった。
- 5) 耐震診断基準のせん断終局強度式において計算値に対する実験値の余裕度は、既存躯体のコンクリート強度が低強度の場合 1.4~1.35 倍であり、普通強度の場合 1.1~1.4 倍であった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：1995 年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書、第 VI 編非構造部材、pp.67~76, pp.31, pp.39, pp.102~103, 1997.3
- 2) 杉山智昭, 松崎育弘：鉄筋コンクリート造そで壁付き柱のせん断耐力評価 ポリマーセメントモルタルを用いて補強したそで壁付き柱の構造性能その 1, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.680, pp.1569-1578, 2012.10
- 3) 杉山智昭, 松崎育弘：鉄筋コンクリート造そで壁付き柱の簡略的骨格曲線の評価 ポリマーセメントモルタルを用いて補強したそで壁付き柱の構造性能その 2, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.685, pp.539-548, 2013.3
- 4) 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 耐震改修設計指針・同解説 2001