

論文 ポリマーセメントモルタルを用いて耐震補強された RC 造そで壁付柱の構造性能に関する実験的研究

杉山 智昭^{*1}・松崎 育弘^{*2}・鶴田 敦士^{*3}・間所 大介^{*3}

要旨：本研究は、ポリマーセメントモルタル（PCM）を用いた既存 RC 造そで壁付柱に対する耐震補強工法の確立を目指している。その補強工法は、PCM を用いて鉄筋を塗り付ける手法であり、補強工法の補強効果を明らかにするため、片側にそで壁が接合する柱およびそで壁が柱せいと同じ長さの両そで壁付柱に対して構造実験を行った。本補強工法によってせん断耐力の向上が得られ、壁が短い場合においては曲げ降伏型へ特性を改善でき、さらに、柱補強筋量を選択する事で耐力低下状況を制御できることを示した。そして、本補強工法のせん断抵抗機構について検討を行い、曲げ耐力およびせん断耐力の評価について示した。

キーワード：耐震補強，そで壁付柱，ポリマーセメントモルタル，せん断耐力，靱性能

1. はじめに

過去、地震が発生する度に、そで壁・垂れ壁・腰壁などの非構造壁に起因する柱部材のせん断破壊が報告¹⁾され、非構造壁の存在が架構の構造性能へ悪影響を与えるとみなされる傾向が強くなっている。一方、非構造壁が先行して破壊することで架構の損傷が軽微になった被害も報告されており、筆者らは、この様な非構造壁を耐震性能に取り込んだ架構の構造性能評価法を確立するため研究を進めてきている^{2) 3)}。

2001年には既存建物の耐震診断基準⁴⁾が改訂されたものの、そで壁等が接合する部材のせん断耐力・軸力保持能力の評価については、不明点が未だ残されている。さらに、現状ではそで壁付柱に対する明確な耐震補強手法が示されておらず、この事が、そで壁付柱部材の多い既存集合住宅において、耐震診断・耐震補強が進められていない要因の一つにもなっている。

そこで本研究は、柱に接合するそで壁を耐震的に活用し、ポリマーセメントモルタル(PCM)を使用して既存部と補強部を一体化させる新たな RC 造そで壁付柱の耐震補強工法の確立を目

指している。ここでは、PCM を用いてせん断補強した RC 造そで壁付柱に対する構造実験を行うことで、耐震補強効果について明らかにし、耐力評価法について示すことを目的としている。

2. 実験概要

2.1 試験体

本工法の補強効果に関しては、壁補強筋を塗り付ける『壁補強』ではせん断耐力の上昇が得られ、柱せん断補強筋を塗り付ける『柱補強』では最大耐力以降に独立柱の挙動へ移行し、靱性能が得られることを示している⁵⁾。ここでは、1)片側そで壁付柱の補強効果について検証し、2)壁が短い場合(そで壁長さ比 $\beta = lw/D = 1.0$)において、破壊モードを曲げ降伏先行型へ移行させ、耐力を維持し、その後の耐力低下が緩やかな性能を得ることを目指して試験体計画を行った。

図-1に試験体形状・配筋図、表-1に試験体要因一覧を示す。試験体は、実大の約 1/2~1/3 程度の大きさで、既存部は、1971 年以前のいわゆる I 期の建築物を想定して設定をしている。

既存部の柱断面 $B \times D$ は $300 \times 300\text{mm}$ 、主筋は

*1 東京理科大学 工学部建築学科 助教 博(工) (正会員)

*2 東京理科大学 工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

*3 東京理科大学大学院 工学研究科建築学専攻 修士課程

12-D13 とし、せん断補強筋は D6@200(せん断補強筋比 $p_w=0.11\%$)とし、独立柱の場合でも柱せん断破壊が先行する配筋とした。柱に剛接合するそで壁は、主として集合住宅を想定しており、そで壁厚 t は 60mm(壁厚さ比 $\alpha=t/B=1/5$)とした。

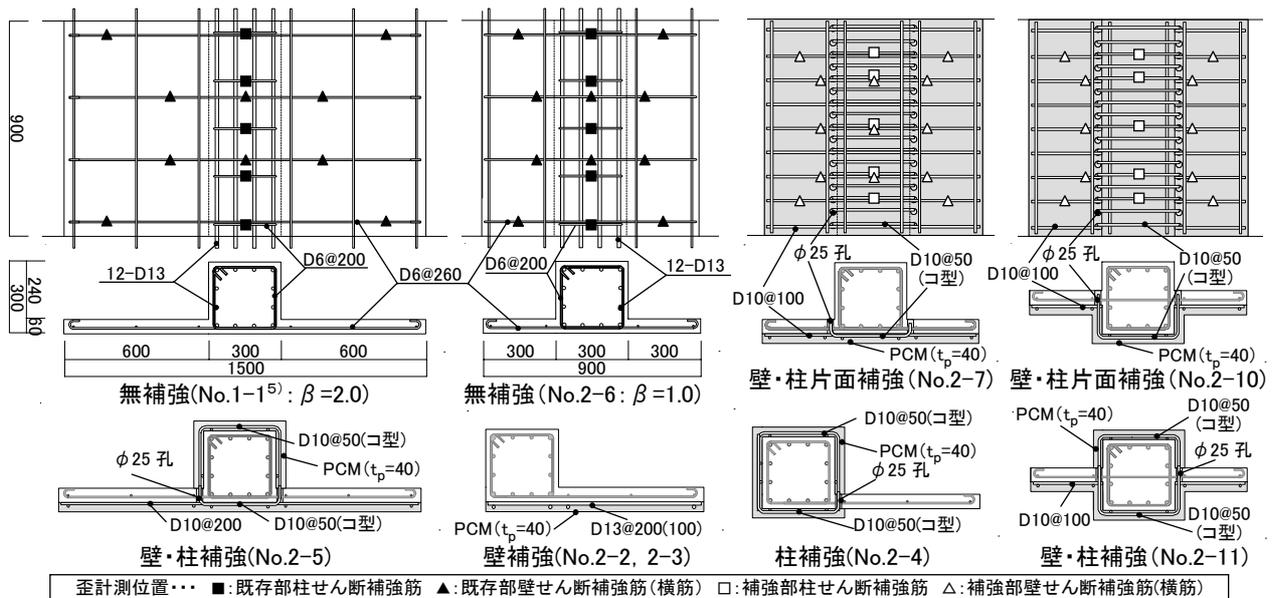
試験体の補強方法は、PCM を用いて、補強鉄筋を既存部に塗り付け補強するものである。既存部と PCM 補強部の間には、アンカー筋等を特に設置せず、両者の応力伝達は、PCM の接着力のみで行うこととした。具体的な施工は、1)既存部の下地処理(ディスクサンダーによるケレン)後、下地用 PCM 吹付け 2)補強鉄筋の配筋 3)増厚用 PCM をコテ塗り付け、の順序にて行った。

変動要因は、補強箇所と補強筋比の 2 種類とした。補強箇所は 4 水準設定し、1)壁片面のみ

2)柱両面、3)壁片面と柱片面、4)壁片面と柱両面、とした。片面補強は、集合住宅等で居住者が継続使用しながら、外部面からのみで補強を行う場合を想定している。補強部の補強筋は、柱せん断補強筋比が 0.1,0.6,1.2%程度 の 3 水準、壁補強筋比は、0.21~2.3%($t=60\text{mm}$ で計算)の 5 水準設定した。これら補強箇所と補強筋量の組合せにより、耐力および変形性能の制御を意図した。

補強鉄筋は、縦筋に壁横筋または柱せん断補強筋をスポット溶接によって接合した組立鉄筋とした。その溶接は、補強筋の規格降伏点を保証する『全強度型交差溶接』⁶⁾であり、横筋端部には 180° フック等の定着を設けていない。

柱せん断補強筋は、そで壁に設けた孔にコ型のせん断補強筋を挿入して定着し、両面補強で



図一 1 試験体形状および配筋図 (単位 : mm)

表一 1 試験体要因一覧

No.	試験体名 (種別-壁形状-柱 pw-壁 ps)	既存部		補強部																	
		長さ β = l/w/D	位置	柱部 せん断 補強筋 SD295A (ps [%])	壁部 横・縦 補強筋 SD295A (ps [%])	柱部(柱補強)		補強後 Σp_w	配筋 SD295A	そで壁部(そで壁)											
						表側(壁偏心側) 補強筋配筋 SD295A (ppw1 [%])	裏側(柱型側) 補強筋配筋 SD295A (ppw2 [%])			補強筋比											
										補強 pps	補強後 Σps	補強 pps	補強後 Σps								
2-1	RC-OS20-011-021	2.0 /w: 600mm	片側 偏心	□ D6@200 (0.11)	縦・横 D6@260 (0.21)	—	—	0.11	—	—	0.21	—	—								
2-2	PCM-OS20-011-126					—	—	0.11	D13@200	1.05	1.26	0.64	0.76								
2-3	PCM-OS20-011-232					—	—	0.11	D13@100	2.12	2.32	1.27	1.39								
2-4	PCM-OS20-106-021					—	—	1.06	—	—	0.21	—	—								
2-5	PCM-S20-106-080					—	—	1.06	D10@200	0.59	0.80	0.36	0.48								
2-6	RC-S10-011-021					1.0 /w: 300mm	両側 偏心	□ D6@200 (0.11)	縦・横 D6@260 (0.21)	—	—	0.11	—	—	0.21	—	—				
2-7	PCM-S10-058-139									—	—	0.58	D10@100	1.18	1.39	0.71	0.83				
2-8	PCM-S10-106-139									—	—	1.06	D10@100	1.18	1.39	0.71	0.83				
2-9	RC-C10-011-021									両側 中央	—	—	—	—	—	0.11	—	—	0.21	—	—
2-10	PCM-C10-058-139													—	—	0.58	D10@100	1.18	1.39	0.71	0.83
2-11	PCM-C10-106-139													—	—	1.06	D10@100	1.18	1.39	0.71	0.83

柱断面 ($B \times D = 300 \times 300$ [mm]), そで壁厚 ($t = 60$ [mm]) ($\alpha = t/B = 1/5$), 柱主筋: 12-D13 (SD345)

補強後の柱総補強筋比 $\Sigma p_w = p_w + ppw1 + ppw2$, 補強後の壁総補強筋比 $\Sigma ps = ps + pps$, ポリマーセメントモルタル補強厚さ $t_p = 40$ [mm]

※柱部の『表側』は、そで壁偏心側より配筋している補強筋とし、『裏側』は、そで壁が柱型の側から配筋している補強筋とした。

補強筋の対象は、閉鎖型(コ型)に配筋されている補強筋である。

表-2 使用材料試験結果一覧

鉄筋降伏強度 σ_y [N/mm ²]				
試験体	主筋 (SD345)	せん断補強筋・壁筋 (SD295A)	PCM 部壁筋 (SD295A)	PCM 部柱せん断補強筋 (SD295A)
2-1~4	393 (D13)	354 (D6)	353 (D13)	364 (D10)
2-5~11	366 (D13)	317 (D6)	376 (D10)	381 (D10)
コンクリート				
試験体	圧縮強度 σ_B [N/mm ²]	引張割裂強度 σ_t [N/mm ²]	圧縮応力 σ [N/mm ²]	
2-1~4	29.5	2.61	普通コンクリート	
2-6~8	29.8	2.68	ポリマーセメントモルタル (PCM)	
2-5, 9~11	29.5	2.36	PCM σ - ϵ 関係	
ポリマーセメントモルタル (PCM)				
試験体	圧縮強度 σ_{pB} [N/mm ²]	引張割裂強度 σ_{pt} [N/mm ²]	接着力 [N/mm ²]	
2-2~4	36.6	2.83	1.78~2.96	
2-7, 8	28.7	2.36	2.61~3.55	
2-5, 10, 11	29.7	2.23	2.75~3.57	

PCMの試験片は、直径φ50mm、高さh100mm。PCMの接着力は対コンクリート

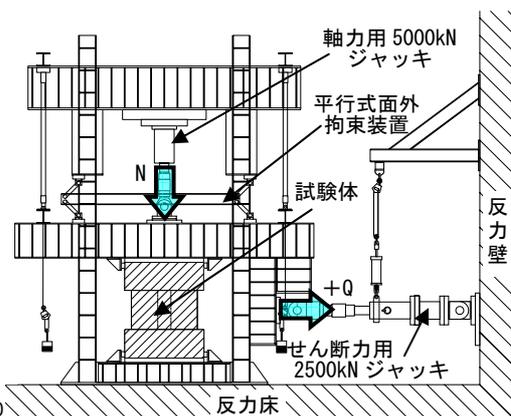


図-2 加力装置図

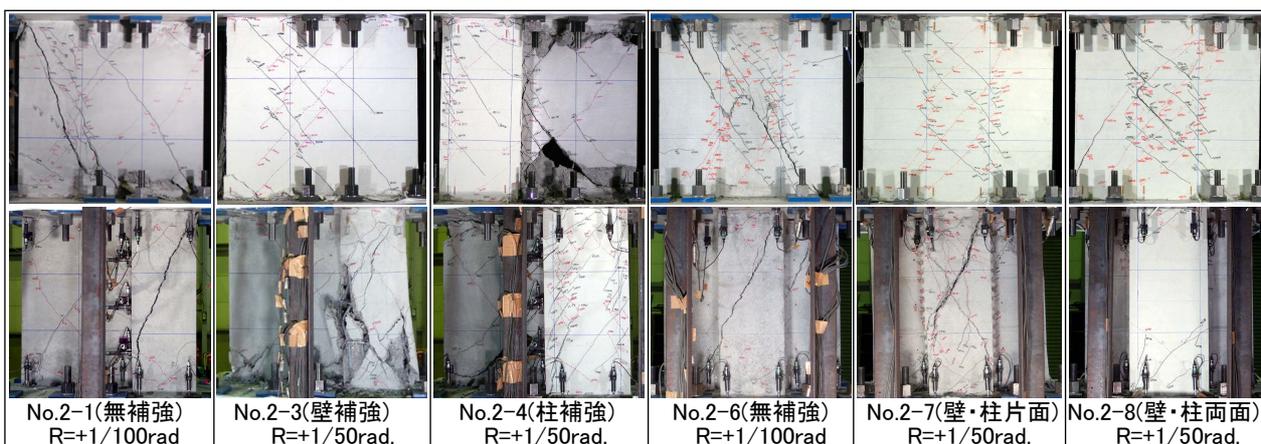


図-3 破壊状況図 上段：表側(壁偏心側)，下段(柱型側)

は、そで壁部で重ね継手(長さ:8d)とすることで擬似閉鎖型とした。なお、そで壁の孔は、試験体製作上、既存部コンクリート打設時に設けた。

表-2に使用材料の機械的特性を示す。PCMの材料特性は、普通コンクリートと比べて、圧縮強度および引張割裂強度がほぼ同程度であり、ヤング係数は0.6~0.7倍程度である。なお、PCMのコンクリートに対する接着力(引張力)は、建研式接着力試験器を用いて試験した。試験は、各試験3体実施し、その結果は試験毎にバラつきがあるものの平均で2.96N/mm²であった。

2.2 加力方法

加力形式は、図-2に示すように、一定軸力 N ($=540\text{kN}$, 軸力比 $\eta = N/BD \sigma_B = 0.2$) を保持したまま、せん断力 Q を建研式の正負交番繰り返しで載荷する方法とした。加力の制御は変位で行い、目標相対変形角 R は、1/1600, 1/800, 1/400, 1/200, 1/100(2回), 1/66, 1/50(2回), 1/33, 1/20 とした。なお、実験結果の図・表中の荷重 Q は、すべて軸力の $P-\delta$ 効果を考慮して示している。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊性状

図-3に試験体破壊性状を、表-3に実験結果一覧を示す。全ての試験体において、頭部・脚部の引張側端部に曲げひび割れが発生し、その後、対角線状にせん断ひび割れが発生する性状であった。無補強の試験体は、そのせん断ひび割れが大きく口開き、そで壁端部のコンクリート圧壊を伴ってせん断破壊している。なお、補強試験体では、PCMは大きく剥離せず、既存部と補強部が良好に一体化する性状であった。

片側そで壁試験体の壁補強試験体(No.2-2, 3)は、対角線状のせん断ひび割れの口開きを補強によって抑え、最終的には、そで壁端部のコンクリート圧壊を伴うせん断破壊に至った。柱補強試験体(No.2-4)では、そで壁部分のせん断破壊が発生したが、柱部分では、そのせん断ひび割れの進展を防いでいる。最大耐力以降、そで壁部の破壊が著しくなり、柱部に曲げせん断ひび割れが発生するなど独立柱の挙動へ移行し、最

最終的にはコ型柱せん断補強筋の定着部が大きく損傷することで柱部のせん断破壊に至っている。

$\beta (lw/D)=1.0$ の補強試験体(No.2-7,8,10,11)は、 $R=1/150\text{rad.}$ で柱主筋が引張降伏し、そで壁端部コンクリート圧壊を伴う曲げ降伏に至った。その後、そで壁部のコンクリート圧壊およびせん断ひび割れの進展が顕著となり、徐々に独立柱の挙動へ移行した。片面柱補強の No.2-7,10 試験体では、 $R=1/100\text{rad.}$ 前後において、補強されていない側の柱型にせん断ひび割れが発生するものの、 $R=1/66\sim 1/50\text{rad.}$ のせん断破壊までひび割れが大きく口開くことを抑制している。また、両面柱補強試験体(No.2-8,11)では、大きな柱せん断ひび割れが PCM 表面で確認できず、そで壁の破壊に伴って、コ型柱せん断補強筋定着部の損傷が大きくなり、柱部のせん断破壊に至った。

3.2 変形状

図-4～図-6に荷重 Q -変位 δ 関係を示す。

片側そで壁試験体(図-4)では、補強によりせん断耐力が上昇しており、壁補強では、無補強の2倍近い耐力を有している。柱補強では、そで壁部分のせん断破壊により最大耐力に至り、その後、柱補強の効果により緩やかに耐力低下し、相対変形角 $R=1/33\text{rad.}$ 程度まで矩形柱の曲げ耐力を維持する良好な靱性能を示している。

$\beta=1.0$ では、そで壁が偏心して接合する場合(図-5)、壁が中央に接合する場合(図-6)共に最大耐力まで同様な性状を示し、無補強よりも高い耐力の $Q=600\text{kN}$ 程度($R=1/200\sim 1/150\text{rad.}$)で想定どおり曲げ降伏に至り、最大耐力以降緩やかに耐力低下する性状が得られた。その低下状況は、せん断補強筋比を増加させる程、より緩やかである。そで壁が偏心して接合する試験体(図-5)では、柱片面補強の $pw=0.58\%$ でも $R=1/66\text{rad.}$ 程度、柱両面柱補強 $pw=1.06\%$ では $R=1/33\text{rad.}$ 程度まで矩形柱の曲げ耐力を維持する性状である。両試験体とも、その後、そで壁部が柱から面外方向に分離する性状が大きくなり、柱のせん断破壊が生じることで、軸力保持が不可能となっている。そで壁が中央に接合す

表-3 実験結果一覧(耐力・破壊モード)

No.	最大耐力				破壊モード (そで壁付柱: 最大耐力 →独立柱の挙動)
	正載荷		負載荷		
	Q[kN]	δ [mm]	Q[kN]	δ [mm]	
2-1	316	2.23	-314	-2.75	そで壁付柱S
2-2	551	6.33	-525	-4.55	そで壁付柱S
2-3	551	4.47	-513	-4.48	そで壁付柱S
2-4	445	4.11	-412	-4.51	そで壁付柱S→柱FS
2-5	905	4.55	-880	-4.53	そで壁付柱S→柱FS
2-6	417	4.22	-383	-4.52	そで壁付柱S
2-7	605	6.62	-556	-8.07	そで壁付柱F→柱FS
2-8	656	7.21	-638	-8.24	そで壁付柱F→柱FS
2-9	408	3.88	-422	-4.26	そで壁付柱S
2-10	561	6.75	-543	-4.53	そで壁付柱F→柱FS
2-11	590	7.48	-586	-4.50	そで壁付柱F→柱FS

S: せん断破壊, F: 曲げ降伏, FS: 曲げ降伏後せん断破壊

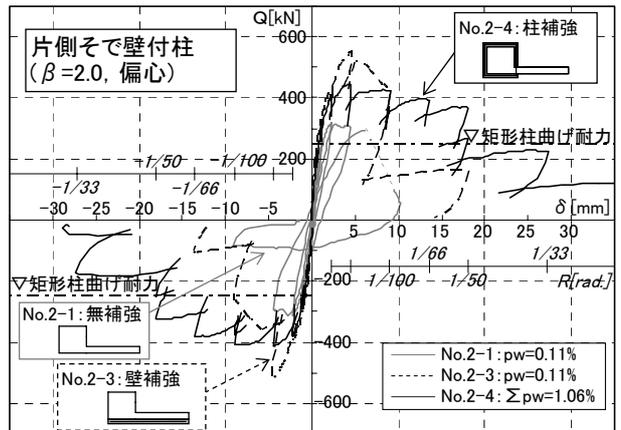


図-4 荷重 Q -変位 δ 関係($\beta=2.0$, 片そで)

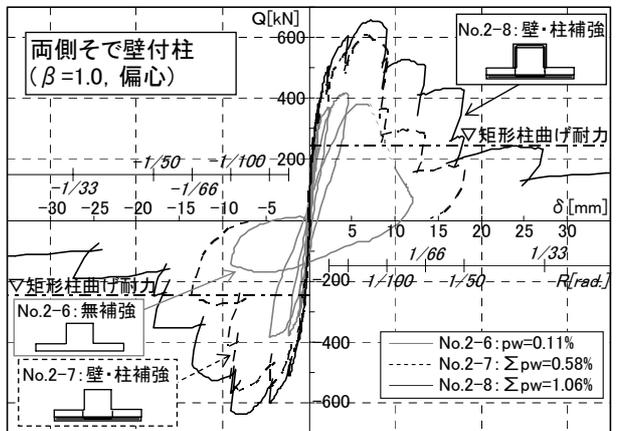


図-5 荷重 Q -変位 δ 関係($\beta=1.0$, 壁偏心)

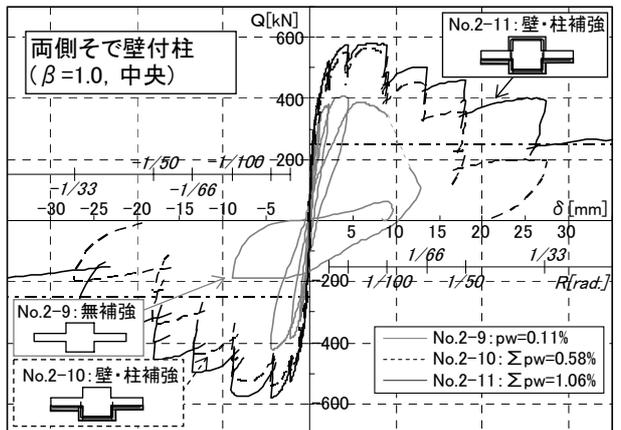


図-6 荷重 Q -変位 δ 関係($\beta=1.0$, 壁中央)

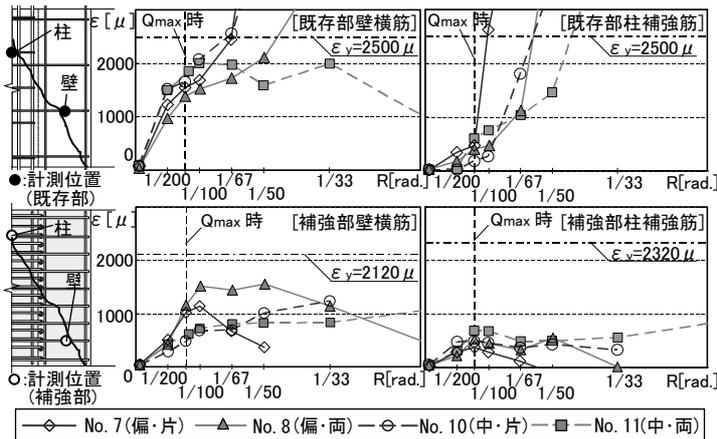


図-7 壁横筋・柱せん断補強筋歪み(ε)-変形角(R) 関係

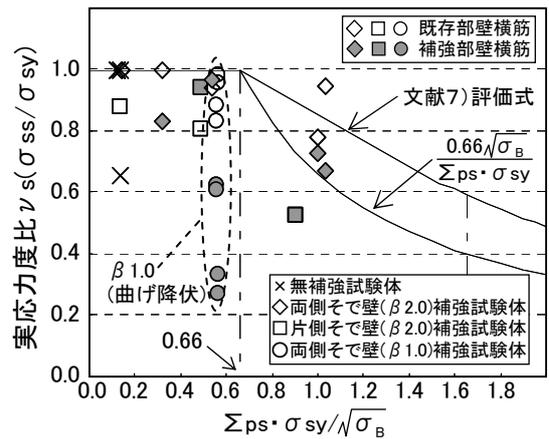


図-8 実応力度比-補強量関係

る試験体の場合(図-6), 耐力の低下は, そで壁が偏心する場合よりもさらに緩やかな性状である。これは, 柱とそで壁の接合部付近のせん断ひび割れが著しくなることで柱とそで壁がずれる性状が見受けられること, さらに, コ型柱せん断補強筋定着部がそで壁偏心の場合(壁偏心側せん断補強筋)よりも長く, 定着性能が良好であるためといえる。最終的には, 矩形柱の曲げ耐力を下回るサイクルにおいて, そで壁の損傷が顕著となり, 柱せん断補強筋の拘束効果が失われ, 軸力保持が不可能となっている。

3.3 補強効果(補強筋歪み性状)

既報⁵⁾では, 壁補強筋(壁筋)がせん断耐力の上昇に, 柱せん断補強筋が最大耐力以降の変形能に寄与する事を示している。ここでは, 曲げ降伏型試験体(β=1.0)の内部性状をせん断補強筋歪みより検討する。図-7に補強筋歪み度ε-相対変形角R 関係を示す。図は, 上段に既存部, 下段に補強部を示しており, 最も歪み度の大きい点を示している。壁筋・柱補強筋共に, 最大耐力まで既存部と補強部がほぼ同様な値であり, 既存部と補強部が一体で挙動しているといえ, 壁筋には1000~1500μ程度の歪みが生じ, 補強効果が認められる。最大耐力以降, 既存部・補強部共に柱補強筋の歪みが若干大きくなる傾向である。その後, 補強部の柱補強筋は, 壁の剥離・分離等が発生する変形角(No.2-7:1/66rad., No.2-8:1/50rad.)で歪みが減少し, 既存部の柱補強筋降伏が生じている。この様に, 柱補強の効

果が失われるとともに柱がせん断破壊に至っている事が歪み性状からも認められる。

4. 耐力評価(せん断耐力および曲げ耐力)

そで壁付柱のせん断耐力および曲げ耐力の評価方法について検討を行う。せん断耐力に関しては, 終局強度型指針式をベースとした提案式⁷⁾では, 計算値が大きく計算される事を把握している⁵⁾。ここでは, 抵抗機構を考慮して, せん断耐力評価式について検討を行う。

図-8に壁補強筋(既存部・補強部)の実応力度比-補強筋量(Σps・σsy/√σB)関係を示す。実応力度は, 図-1中に示す歪みゲージのうち, 歪み度が大きい3点の値を用いて, 材料試験結果より応力度を算出している。また, 横軸は, PCM断面を考慮(t=100mm)した断面での補強量を示している。壁補強筋は, Σps・σsy/√σB < 0.66の範囲で降伏し, 0.66以上の範囲で降伏が認められない性状である。降伏しない範囲において, 実応力度は, 文献7)による評価式は実験よりやや大きく, 文献9)の評価式(v s=0.66 √σB/(Σps・σsy))では実験結果に良好に対応する結果である。なお, 既存部と補強部の壁筋実応力度を比較すると, 若干既存部の応力度が低い, ここではその差異を特に考慮せず, 評価を試みる。

図-9にせん断耐力計算の概要を示す。せん断耐力は, 抵抗機構より 1)壁部のみトラス機構(補強筋の抵抗)とアーチ機構が存在する, 2)柱部は, せん断補強筋の歪みが小さいので, 柱断面

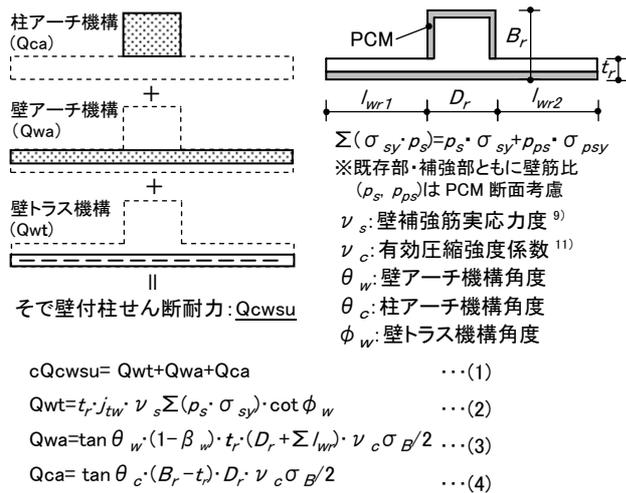


図-9 そで壁付柱せん断耐力計算概要

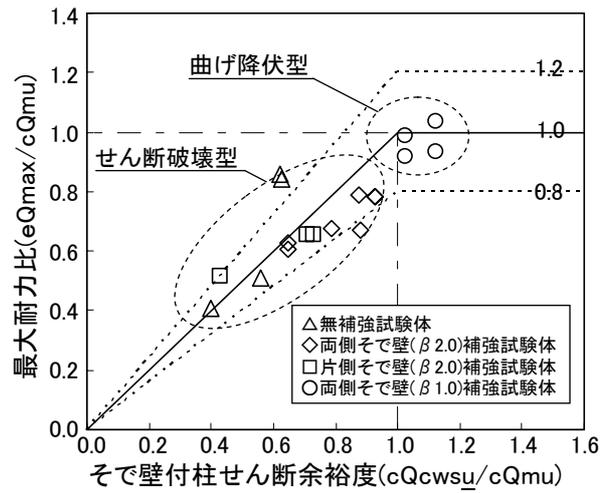


図-10 実応力度比-補強量関係

はアーチ機構のみで抵抗する、3)部材の断面はPCM断面をコンクリート断面と同等とする、4)壁補強筋は、実応力度式(ν_s)を用いる、方法で評価する。なお、壁のトラス機構の材端引張力は、既存部の壁筋および柱主筋で抵抗すると想定している。そして、トラス機構のせい j_t は、ひび割れ・歪み状況から壁全面でせん断力に抵抗すると考え、ここでは最外端壁筋距離 j_{tw} とした。図-10に最大耐力比(最大耐力 eQ_{max} /曲げ耐力計算値 Q_{mu})—せん断余裕度(せん断耐力計算値 Q_{cwsu}/Q_{mu})を示す。そで壁付き柱の曲げ耐力は、累加強度による方法³⁾を用いて、PCM断面をコンクリート断面と同様に扱い計算した。補強試験体では、若干低い領域で分布しているものの比較値は0.8~1.2程度の領域に分布している。せん断耐力および曲げ耐力は、本論文で示した手法により概ね評価可能であるといえる。

5. まとめ

- 1)柱の片側にそで壁が接合する場合にも、そで壁部の補強により耐力の上昇が、柱部の補強により靱性能の向上が得られる。
- 2)そで壁補強により、曲げ降伏先行型の破壊モードの実現が可能であり、柱補強を併用することで、高い耐力を維持し、緩やかな耐力低下となる性能が得られる。
- 3)せん断耐力は、壁のトラス・アーチ機構および柱アーチ機構を累加して概ね評価できる。

付記

本研究の実験は、国土交通省「住宅・建築関連先導技術開発助成事業補助金」により実施した。

参考文献

- 1) 日本建築学会：1968年十勝沖地震被害調査報告, 1968.12, 1995年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の地震被害調査報告書, 1997.3等
- 2) 杉山智昭, 松崎育弘, 中野克彦：非構造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第551号, pp.111~118, 2002.1
- 3) 杉山智昭, 松崎育弘, 中野克彦：そで壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第576号, pp.111~118, 2004.2
- 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
- 5) 杉山智昭, 松崎育弘, 中野克彦, 松島正樹：RC造そで壁付柱に対するポリマーセメントモルタルを用いた接着耐震補強工法に関する実験的研究, 日本コンクリート工学年次学術講演集, No.2 pp.1123~pp.1128, 2005.6
- 6) 松崎育弘, 中野克彦, 他：組立鉄筋ユニットを用いたRC造基礎梁の構造性能に関する実験的研究, C-2分冊, 日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.281-282, 2001
- 7) 磯雅人, 松崎育弘, 園部泰寿, 中村洋行：連続繊維シートによりせん断補強された袖壁付きRC柱のせん断終局耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第542号, pp.147~154, 2001.4
- 8) 益尾潔, 神野靖夫：袖壁貫通型アンカーを用いた柱のみのCFRPシート巻き付け構法による袖壁付きRC柱の補強効果, 日本建築学会構造系論文集, 第536号, pp.121~128, 2000.10
- 9) 渡辺英義, 是永健好, 松崎育弘：曲げ降伏後にせん断破壊するRC梁および柱の復元力特性モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第577号, pp.101~108, 2004.3
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990