

論文 鉛直接合筋比をパラメータとした片側袖壁補強柱の耐震性能に関する実験的研究

中村 聡宏*¹・勅使川原 正臣*²・荻前 圭介*³

要旨：集合住宅の隅柱への袖壁補強を想定した，片側袖壁補強柱の水平加力実験を行った。試験体パラメータは鉛直接合部の接合筋比とし，試験体数は2体である。試験体はいずれも，袖壁端部の圧壊により最大耐力を迎えた。鉛直接合筋比が高いほど最大耐力が高いことが確認された。袖壁補強柱として終局強度を評価した場合には大幅に過小評価となるが，一体打ちの袖壁付き柱として評価した場合には，安全側の評価となる。鉛直接合面のずれ変形や開き変形は，接合筋の少ない試験体の方が大きく，鉛直接合筋の軸応力やせん断応力に関しても同様の傾向が確認された。

キーワード：袖壁補強工法，片側袖壁補強柱，せん断破壊，終局強度，鉛直接合部

1. はじめに

袖壁補強工法¹⁾は，既存柱に袖壁を増設し部材の強度を向上させる強度抵抗型の耐震補強工法である。住戸空間の改造や資材の搬入路の確保の必要がなく，短工期，低コストであるため，中高層集合住宅に適した耐震補強工法である。しかし，袖壁補強工法に関する研究例や実施例は他の補強工法に比べて少なく，性能が充分明らかにはされていないと言いがたい。

袖壁補強工法を適用する場合，図-1に示すように中柱には両側袖壁補強，隅柱には片側袖壁補強工法が適用されると想定される。筆者ら²⁾³⁾は，柱の両側に袖壁を補強した柱（以後，両側袖壁補強柱）に関する実験を数々行い，性能を実験的に明らかにしてきた。

本研究では，集合住宅の基準階隅柱への袖壁補強を想定した，片側袖壁補強柱の水平加力実験を行い，耐震性能を実験的に明らかにすることを目的とする。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

対象部材は，中高層集合住宅の基準階の隅柱である。

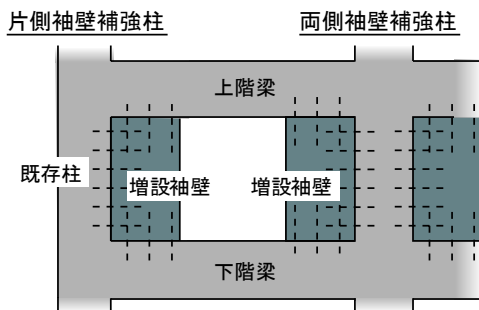
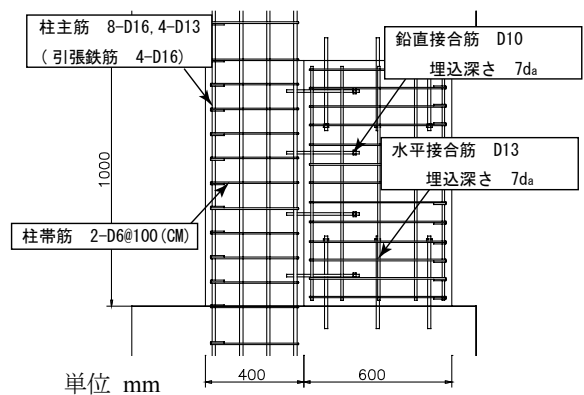
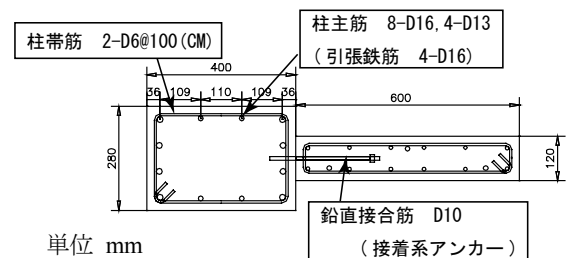


図-1 袖壁補強対象建物

試験体は，既存柱の加力方向片側に袖壁を増設した，片側袖壁補強柱とした。試験体数は2体である。試験体の配筋一覧を表-1に，試験体の配筋図を図-2に示す。また，使用鉄筋の材料特性を表-2に，使用コンクリートの材料特性を表-3に示す。試験体のパラメータは，柱と袖壁を接合する鉛直接合筋の接合筋比（=鉛直接合筋総断面積/接合面面積）とし，0.23%,0.59%の2水準とした。試験体は，既存柱部及びスタブ部にコンクリートを打



(a) 立面図 (OW-CM-1.5-J04)



(b) 水平断面図

図-2 試験体配筋図

*1 名古屋大学大学院 環境学研究科 大学院生 修士 (工学) (正会員)

*2 名古屋大学大学院 環境学研究科 教授 工博 (正会員)
(独立行政法人建築研究所 客員研究員)

*3 名古屋大学 工学部 学生 (正会員)

表-1 試験体配筋一覧

試験体名	内法高さ h [mm]	反曲点高さ h_0 [mm]	柱断面 $b \times D$ [mm]	柱引張鉄筋 (引張鉄筋比 ρ_t)	柱帯筋 (柱帯筋比 ρ_{wc})	鉛直接合筋 (鉛直接合筋比 ρ_a)	水平接合筋
OW-CM-1.5-J04	1000	800	280 × 400	4-D16 (0.71%)	2D6@100 (0.23%)	4-D10 (0.23%)	3-D13
OW-CM-1.5-J10						10-D10 (0.59%)	

[共通要因] 袖壁断面 $t \times L_w = 120 \times 600$ mm 袖壁縦筋 2-D10@100 袖壁横筋 2-D6@80 横筋比 $\rho_w = 0.67\%$
 [試験体名] (試験体種類) - (柱帯筋比) - (張出比) - (鉛直接合筋)
 柱帯筋比 CM: 0.23% 張出比(=袖壁長さ/柱せい) 1.5 鉛直接合筋 J04: 0.24% J10: 0.59%

表-2 使用鉄筋の材料特性

鉄筋種類	弾性係数 [N/mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	降伏歪 [μ]	引張強度 [N/mm ²]
D6 (SD295A)	1.82×10^5	400	4225	518
D10 (SD345)	1.78×10^5	377	2630	572
D13 (SD345)	1.82×10^5	403	2387	580
D16 (SD345)	1.86×10^5	385	2391	588

表-3 使用コンクリートの材料特性

使用部位	弾性係数 [N/mm ²]	圧縮強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]
既存柱	2.64×10^4	25.2	2.4
増設袖壁	2.69×10^4	24.2	2.3

表-4 接合筋の計算強度

	鉄筋種類	Q_a [kN]	T_a [kN]
鉛直接合筋	D10 (SD345)	18.7 (Q_{a1})	15.8 (T_{a2})
水平接合筋	D13 (SD345)	35.8 (Q_{a1})	34.3 (T_{a2})

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \quad (1)$$

$$Q_{a1} = 0.7a_e \cdot \sigma_{ay} \quad Q_{a2} = 0.4\sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot a_e$$

$$T_a = \min(T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}) \quad (2)$$

$$T_{a1} = a_e \cdot \sigma_{ay} \quad T_{a2} = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c$$

$$T_{a3} = 10\sqrt{\sigma_B} / 21 \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e$$

A_c : 接合筋断面積, σ_{ay} : 接合筋降伏強度, E_c : コンクリートの弾性係数, σ_B : コンクリート強度, A_c : コーン面積, l_e : 埋込み深さ, d_a : 鉄筋径

設後、接合面に目荒らしを施した上で接合筋を施工し、新設袖壁部のコンクリートを打設した。接合筋には接着系アンカーを用いた。接合筋の埋込長さは、既存柱側で $7d_a$ (d_a : 接合筋径)、袖壁側で $20d_a$ (頭付き) とした。接合筋の配置は、耐震改修指針¹⁾に示される構造規定を満たすものとしている。鉛直接合筋の計算強度の一覧を表-4に示す。

2.2 加力方法

試験体の加力装置へのセットアップ図を図-3に示す。以降は、ジャッキの引張側を正、圧縮側を負とする。

反曲点高さは、スタブから 800mm の位置 (反曲点高さ比 $y_0=0.8$) とした。また、軸力に関しては、地震時の転倒モーメントによる軸力の変動を考慮して、正方向加力時は $N=0$ kN、負方向加力時は $N=704$ kN (柱断面での軸力比 $\eta_c=0.3$) とした。

軸力を維持したまま、水平ジャッキにより正負交番載荷を行う。加力サイクルは試験体の水平変形角 R (=水

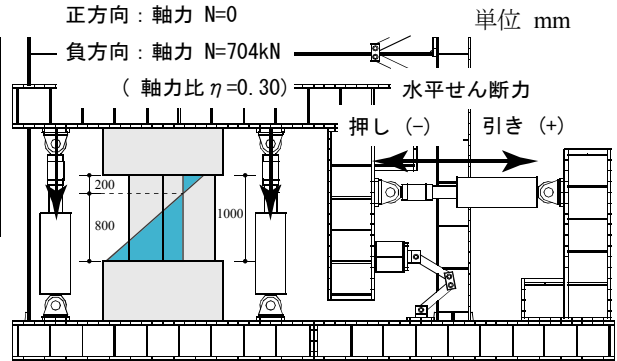


図-3 試験体セットアップ図

表-5 既存柱の計算強度

加力方向	正方向 (N=0kN)		負方向 (N=704kN)	
	cQ_{mu} [kN]	cQ_{su} [kN]	cQ_{mu} [kN]	cQ_{su} [kN]
柱頭部	490	242	1019	298
柱脚部	123	162	255	218

$$cQ_{mu} = cM_u / h_0 \quad cM_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bD\sigma_B}\right) \quad (3)$$

$$cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(\sigma_B + 18)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (4)$$

h_0 : 内法高さ, a_t : 引張鉄筋断面積, p_t : 引張鉄筋比, σ_y : 引張鉄筋の降伏強度, N : 軸力, b : 柱幅, D : 柱せい, d : 柱有効せい, j : 応力中心距離(=7/8d), p_w : 帯筋比, σ_{wy} : 帯筋の降伏強度, σ_0 : 軸応力度

平変位/内法高さ) 制御とし、 $R=1/800, 1/400, 1/200(2), 1/100(2), 1/50(2), 1/33, 1/25$ の各サイクルを行った。ここで、()は加力サイクルの繰り返し回数を表す。

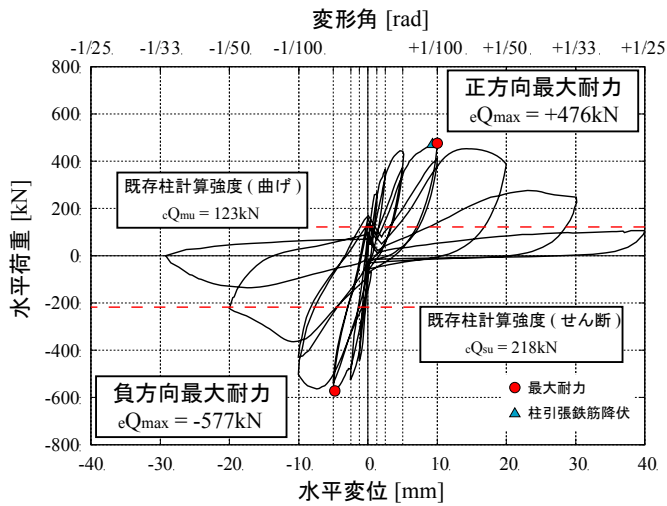
既存柱の終局強度を計算した結果を表-5に示す。反曲点位置で柱頭部側、柱脚部側に分割し、それぞれの終局強度を計算した。既存柱は正方向では曲げ破壊型、負方向ではせん断破壊型と判定される。

3. 実験結果

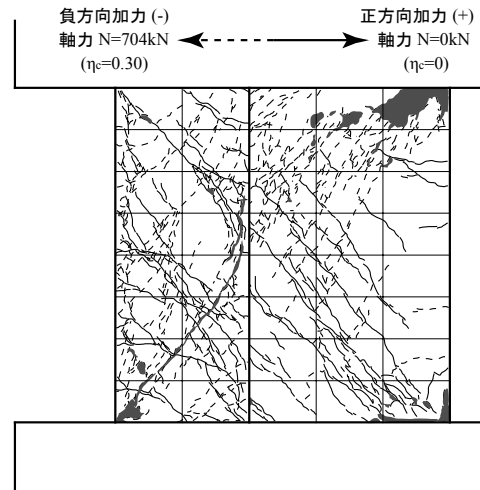
各試験体の荷重変形関係及び $R=1/50$ サイクル終了時のひび割れ状況を図-4及び図-5に示す。

3.1 破壊性状

試験体OW-CM-1.5-J04は、正方向では $R=+1/100$ で柱引張主筋の降伏、圧縮袖壁端部の圧壊が確認され、正方向最大耐力 $cQ_{max}=+476$ kNとなった。最大耐力以降は袖壁圧縮側端部のコンクリートが剥落し、耐力が徐々に低下していった。一方、負方向では柱引張主筋の降伏は確認さ

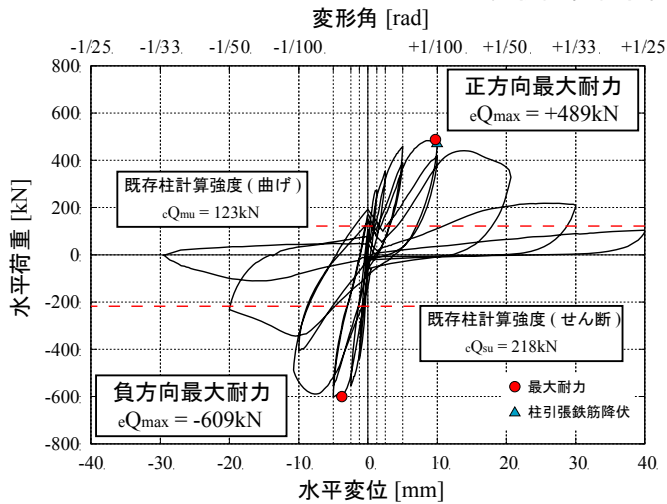


(a) 荷重変形関係

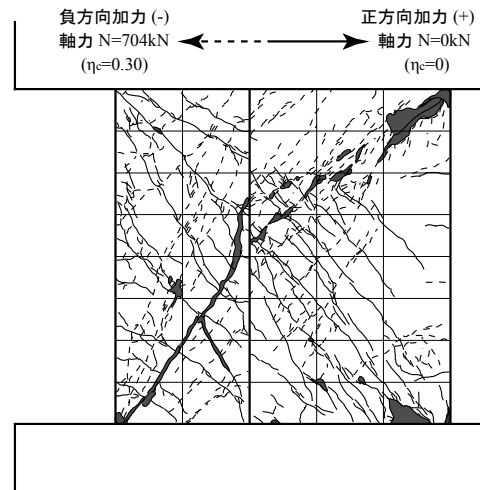


(b) ひび割れ図 R=1/50 終了時

図-4 実験結果 試験体 OW-CM-1.5-J04



(a) 荷重変形関係



(b) ひび割れ図 R=1/50 終了時

図-5 実験結果 試験体 OW-CM-1.5-J10

れず、R=-1/200で柱のせん断ひび割れの拡大、袖壁端部の圧壊が確認され、負方向最大耐力 $eQ_{max}=-577\text{kN}$ を記録した。最大耐力以降は柱せん断ひび割れ周辺のコンクリートが剥落し、耐力が著しく低下していった。

試験体OW-CM-1.5-J10は、正方向ではR=+1/100で柱引張主筋の降伏、圧縮袖壁端部の圧壊が確認され、正方向最大耐力 $eQ_{max}=+489\text{kN}$ となった。最大耐力以降は袖壁圧縮側端部のコンクリートが剥落し、耐力が徐々に低下していった。一方、負方向では柱引張主筋の降伏は確認されず、R=-1/200で柱のせん断ひび割れ、袖壁せん断ひび割れの拡大、袖壁端部の圧壊が確認され、負方向最大耐力 $eQ_{max}=-609\text{kN}$ を記録した。最大耐力以降は柱せん断ひび割れや袖壁せん断ひび割れ周辺のコンクリートが剥落し、耐力が著しく低下していった。

3.2 包絡線の比較

荷重変形関係の包絡線を比較した結果を図-6に示す。変形角R=1/200までを比較した結果も同図中に示す。初

期剛性は正負両方向ともほぼ同値であるが、正方向ではR=1/200以降、負方向でR=-1/400以降に、鉛直接合筋の多い試験体OW-CM-1.5-J10の方が剛性や耐力が高い。正負両方向とも最大耐力は既存柱の計算強度に対して、2.5倍以上となっており、大きな強度補強効果が確認で

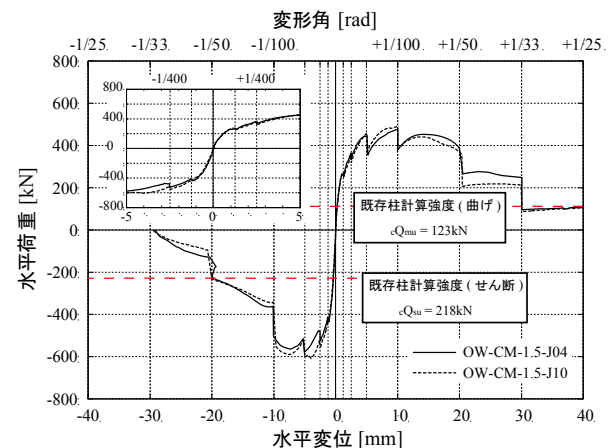


図-6 包絡線の比較

表-6 終局強度計算結果の一覧

加力方向		正方向 (N=0kN)				負方向 (N=704kN)					
試験体名	位置	袖壁補強柱		袖壁付柱		実験値 eQ _{max} [kN]	袖壁補強柱		袖壁付柱		実験値 eQ _{max} [kN]
		rQ _{mu} *1 [kN]	rQ _{su} *2 [kN]	Q _{mu} *3 [kN]	Q _{su} *4 [kN]		rQ _{mu} *1 [kN]	rQ _{su} *2 [kN]	Q _{mu} *3 [kN]	Q _{su} *4 [kN]	
OW-CM-1.5-J04	柱頭部	1177	157	2303	389(Q _{SU2})	476	1177	417	4283	459(Q _{SU2})	577
	柱脚部	294	361	691	389(Q _{SU2})		294	161	1159	459(Q _{SU2})	
OW-CM-1.5-J10	柱頭部	1177	168	2303	426(Q _{SU2})	489	1177	449	4283	496(Q _{SU2})	609
	柱脚部	294	392	691	426(Q _{SU2})		294	173	1159	496(Q _{SU2})	

*1 袖壁補強柱の曲げ終局強度時せん断力¹⁾

$$rQ_{mu} = \phi \frac{M_u}{h_0} \quad M_u = (0.9 + \beta) a_s \sigma_s D + 0.5ND \left\{ 1 + 2\beta \frac{N}{b_e D F_c} \left(1 + \frac{a_s \sigma_s}{N} \right)^2 \right\} \quad (5)$$

*2 袖壁補強柱のせん断終局強度¹⁾

$$rQ_{su} = \phi \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M / Qd_e + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} b_e j_e \quad (6)$$

h₀:反曲点高さ, β:張出比(=袖壁長さL_w/柱せいD), N:軸力, a_s:引張鉄筋断面積, σ_s:引張鉄筋の降伏強度, b_e:等価幅, F_c:コンクリート強度, p_{te}:等価引張鉄筋比, d_e:袖壁圧縮線から柱引張鉄筋位置までの距離, j_e=7/8d_e, φ:低減係数(=0.8)

きる。最大耐力以降の耐力低下は、どちらの試験体もほぼ同様の傾向を示している。

3.3 終局強度評価

既往の終局強度評価式を用いて片側袖壁補強柱の終局強度を評価する。袖壁補強柱の終局強度評価式として、耐震改修指針¹⁾に示される曲げ終局強度評価式(式(5)), せん断終局強度評価式(式(6))を用いる。また、一体打ちの袖壁付柱の終局強度評価式として、耐震診断指針⁵⁾に示される、完全塑性理論に基づく曲げ終局強度評価式、せん断終局強度評価式(式(7))を用いる。ただし、本実験における片側袖壁補強柱試験体は、袖壁横筋よりも鉛直接合筋の方が少ないため、各式における袖壁横筋比の項を鉛直接合筋比に読み替えるものとした。

終局強度を計算した結果を表-6に示す。袖壁補強柱として評価した場合は、いずれも計算値は200kN以下となるため、大幅に過小評価となる。一方、一体打ちの袖壁付柱として評価した場合には、正負両方向とも、耐震壁として評価したせん断終局強度(Q_{SU2})で決定される。実験時最大耐力と袖壁付き柱として評価したせん断終局強度を比較した結果を図-7に示す。評価精度(実験値/計算値)は1.15~1.26となっており、安全側の評価となる。本

*3 完全塑性理論に基づく曲げ終局強度時せん断力

*4 袖壁付柱のせん断終局強度

$$Q_{su} = \max \{ Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{su3}, Q_{su4} \}$$

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M / Qd_e + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} b_e j_e \quad (7)$$

Q_{SU2}:等価な長方形断面の耐震壁として算定

Q_{SU3}:独立柱として算定 Q_{SU4}:雑壁として算定

論文における片側袖壁補強柱試験体では、接合筋比の大小に関わらず一体打ちの袖壁付き柱として評価できる。

3.4 接合面の変形と鉛直接合筋の応力

鉛直接合部接合面の変位計測位置図を図-8に示す。本実験では、接合面の開き変形(柱と袖壁の離れ変位)、接合面のずれ変形をそれぞれ高さ方向2点で計測した。また、鉛直接合筋の歪計測位置図を図-9に示す。鉛直接

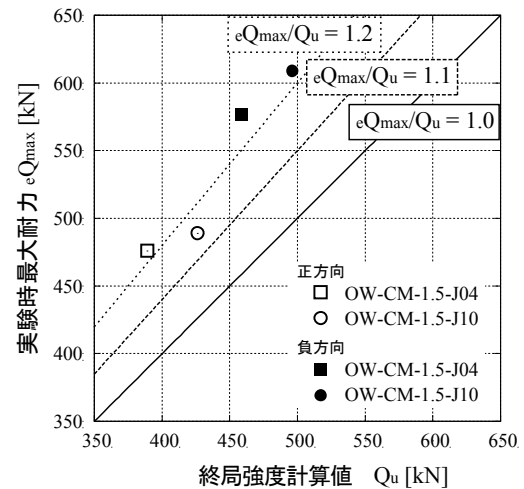


図-7 終局強度計算値と実験値の比較

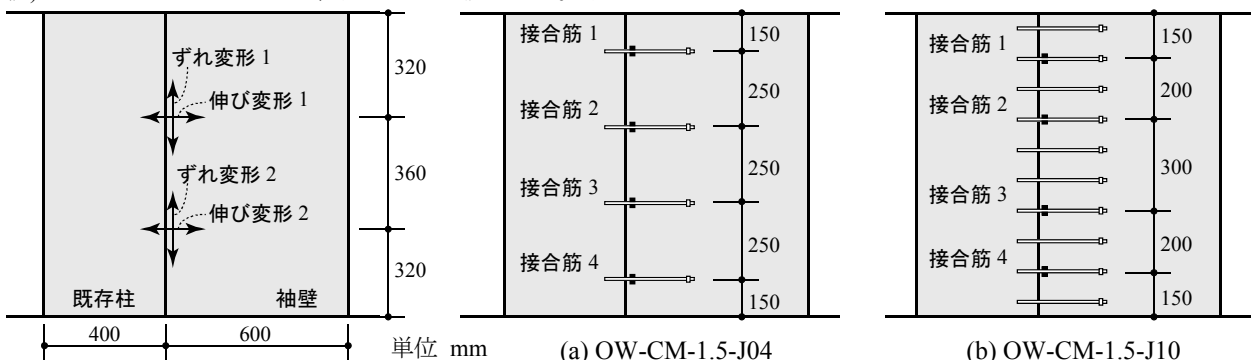


図-8 変位計測位置図

図-9 接合筋の歪計測位置図

合筋の歪は高さ方向で4ヶ所計測しており、各接合筋上下2枚の歪ゲージにより歪を計測した。

R=1/800,1/400,1/200,1/100 の各サイクルピーク時の開き変形及びずれ変形の高さ方向の分布を、試験体ごとに図-10 及び図-11 に示す。開き変形は正方向ではR=+1/800以降、負方向ではR=-1/200以降で試験体による差が確認でき、鉛直接合筋の少ない試験体 OW-CM-1.5-J04の方が開き変形が大きい。荷重変形関係において差が生じ始めたサイクルと開き変形に差が生じ始めたサイクルが類似しており、開き変形が片側袖壁補強柱の挙動に影響していると考えられる。一方、接合面のずれ変形は、正方向ではR=+1/800以降で鉛直接合筋の少ない試験体 OW-CM-1.5-J04の方がずれ変形が大きい、負方向ではほとんど差が確認されない。

続いて、鉛直接合筋の応力を比較する。まず、鉄筋の弾性係数を $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とし、応力歪関係をバイリニア型と仮定して、歪計測値から応力を算定する。接合筋の軸応力は上下2点の応力の平均値として次式で算出する。

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \quad (8)$$

一方、図-12 に示すような応力分布を仮定し、上下2点の応力から曲げモーメントを算出し、曲げモーメント分布が接合面を反曲点とした逆三角形分布と仮定し、次式によりせん断応力を算出する。

$$\sigma_s = \frac{1}{A_s} \cdot \frac{1}{2d_a} \cdot \frac{\pi d_a^3}{32} \cdot \frac{|\sigma_1 - \sigma_2|}{2} \quad (9)$$

ここで、 A_s :接合筋の断面積、 d_a :接合筋径である。このとき、軸応力と曲げモーメントの関係

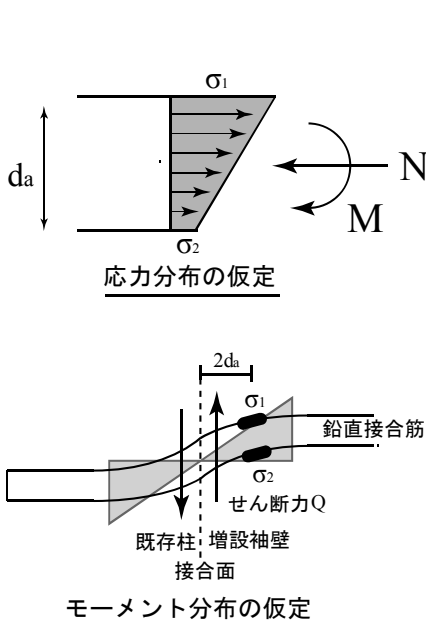


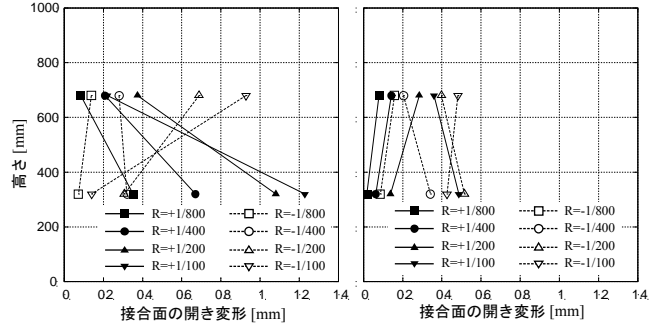
図-12 接合筋の応力の仮定

から、降伏時せん断応力と軸応力の関係（降伏線）は次式で表される。

$$\sigma_{s,y} = \frac{1}{A_s} \cdot \frac{1}{2d_a} \cdot \frac{\pi d_a^3}{32} \cdot |\sigma_y - \sigma_n| \quad (10)$$

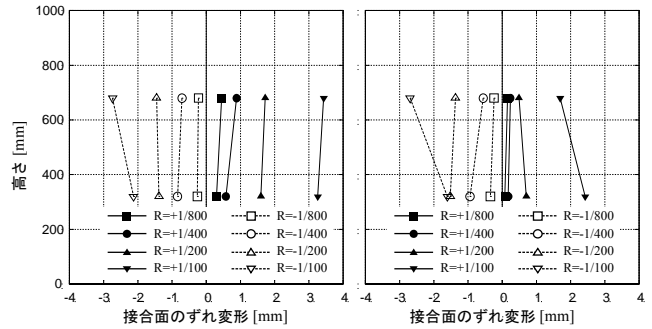
R=1/800,1/400,1/200,1/100 の各サイクルピーク時の鉛直接合筋の軸応力、せん断応力の高さ方向の分布を図-13 に示す。

いずれの試験体も、端部近傍の接合筋(1,4)より中央



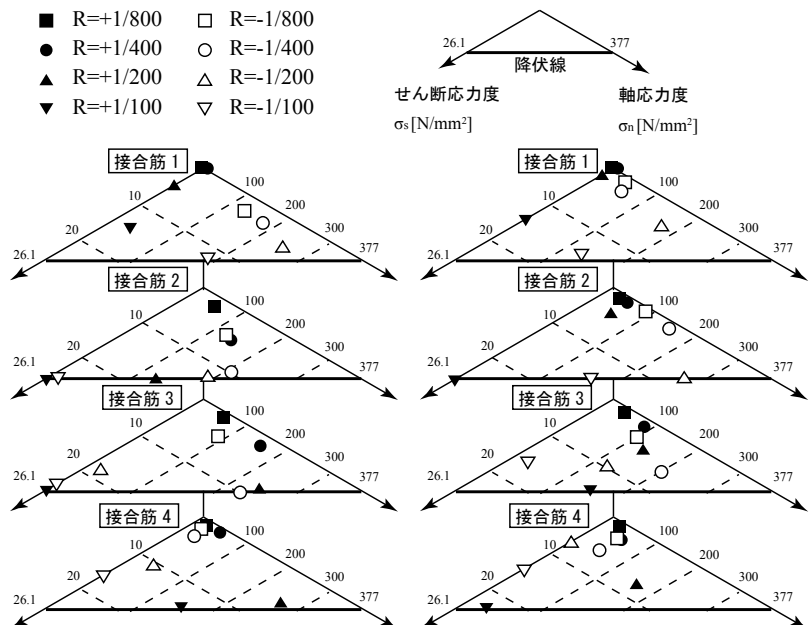
(a) OW-CM-1.5-J04 (b) OW-CM-1.5-J10

図-10 接合面の開き変形の高さ方向分布



(a) OW-CM-1.5-J04 (b) OW-CM-1.5-J10

図-11 接合面のずれ変形の高さ方向分布



(a) OW-CM-1.5-J04

(b) OW-CM-1.5-J10

図-13 鉛直接合筋の応力の高さ方向分布

部近傍の接合筋 (2,3) の方が応力が大きく、接合筋の多い試験体 OW-CM-1.5-J10 よりも接合筋の少ない試験体 OW-CM-1.5-J04 の方が応力が大きい。また、接合筋の少ない試験体 OW-CM-1.5-J04 では、 $R=1/200$ サイクルピーク時に、中央部近傍の接合筋 2 が降伏線に達しており、 $R=1/100$ では中央部近傍の接合筋が全て降伏している。一方、接合筋の多い試験体 OW-CM-1.5-J10 は $R=1/200$ サイクルまで、応力が降伏線に達していないが、 $R=1/100$ では中央部近傍の接合筋の応力が降伏線に達していることが確認できる。よって、いずれの試験体も最大耐力時に中央部近傍の接合筋の応力が降伏線に達している。

4. 実構造物への適用性

片側袖壁補強を施した実構造物骨組で想定される応力伝達機構概要図を図-14 に示す。

片側袖壁補強を実構造物へ適用する場合、袖壁端部からの圧縮力 N_1 、鉛直接合面のずれ変形を拘束する圧縮力 N_2 が上下階の梁に作用する。袖壁端部からの圧縮力 N_1 は梁中央部のせん断力を増加させるが、柱梁接合部のモーメントを低減させる効果があり、 N_1 作用位置から柱梁接合部までの梁部材の性能を確保できる。一方、ずれ変形を拘束する圧縮力 N_2 は梁端部に作用するが、袖壁端部からの圧縮力 N_1 の影響で梁端部に余裕が生まれており、実験時の梁スタブと同様に梁がずれ変形を拘束する効果が期待できると考えられる。

また、ずれ変形が梁により拘束される場合、実験時の接合面の開き変形 (図-10) から確認できるように、袖壁中央が開いてしまい、柱と袖壁が分離することが懸念される。よって、開きを抑制するだけの鉛直接合筋が必要であると考えられる。

5. まとめ

集合住宅隅柱への耐震補強を想定した、片側袖壁補強柱試験体の水平加力実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) 軸力 $N=0\text{kN}$ とした正方向加力では、いずれの試験体も柱引張主筋が降伏し、袖壁端部が圧壊し最大耐力となった。一方、軸力 $N=704\text{kN}$ (柱断面の軸力比 0.30) とした負方向加力では、柱主筋の降伏が確認されず、袖壁端部が圧壊し最大耐力となった。本実験では、最大耐力は鉛直接合筋の多い試験体の方が高かった。
- 2) 既往の袖壁補強柱の終局強度評価式を用いて終局強度を評価した場合、大幅に過小評価となった。また、既往の袖壁付柱の終局強度評価式を用いて終局強度を評価した場合には、評価精度(実験値/計算値)は 1.1 ~ 1.2 倍程度となった。
- 3) 接合筋の少ない試験体 OW-CM-1.5-J04 の方が、鉛直接合面のずれ変形や開き変形が大きい。また、鉛直

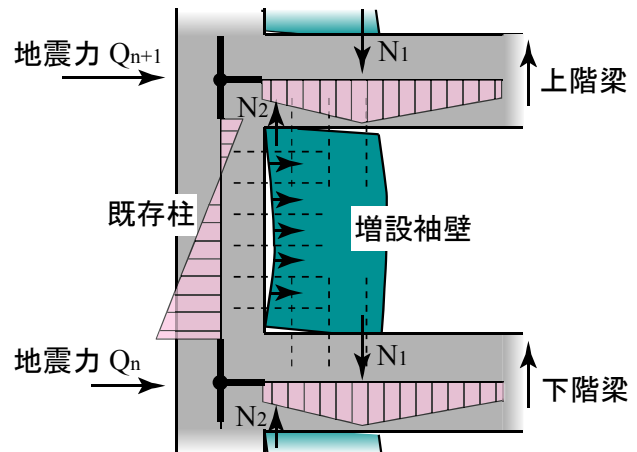


図-14 片側袖壁補強を施した骨組の応力伝達機構

接合筋の歪計測値から算定した接合筋の応力を比較すると、端部近傍の接合筋 (1,4) より中央部近傍の接合筋 (2,3) の方が応力が大きく、接合筋の多い試験体 OW-CM-1.5-J10 よりも接合筋の少ない試験体 OW-CM-1.5-J04 の方が応力が大きい。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金 (基盤研究 B, 課題番号 21360266, 既存鉄筋コンクリート造柱の袖壁補強による連成抵抗機構の評価に関する研究, 代表 勅使川原正臣) の補助を受けた。また、実験に際し、矢作建設工業地震工学技術研究所の方々の御協力を賜った。記してここに謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会: 2001 年度改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2001
- 2) 中村聡宏, 勅使川原正臣ほか: 袖壁補強柱の耐震性能評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol.56B, pp.7-14, 2010.3
- 3) 中村聡宏, 勅使川原正臣, 井上芳生, 太田勤: 鉛直接合筋の少ない袖壁補強柱の終局強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1033-1038, 2010.7
- 4) 日本建築センター: 2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007
- 5) 日本建築防災協会: 2001 年度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, 2001