

論文 張出比の大きい両側袖壁補強柱の終局強度に関する実験的研究

荅前 圭介*1・中村 聡宏*2・勅使川原 正臣*3

要旨：集合住宅の基準階中柱への比較的長い袖壁補強を想定した両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・既存柱の帯筋比とし、試験体数は4体である。鉛直接合筋比が大きい試験体では柱帯筋比の小さい場合は全体がせん断破壊し、柱帯筋比の大きい場合は曲げ破壊した。鉛直接合筋比が小さい試験体では柱帯筋比に関わらず柱と袖壁が分離破壊した。鉛直接合筋比が大きいほど最大耐力が大きい、最大耐力以降の耐力低下は大きくなることが確認された。また、提案式を用いて、両側袖壁補強柱の終局強度を適切に評価できることを明らかにした。

キーワード：袖壁補強工法，両側袖壁補強柱，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⁾は既存柱の袖壁を新設することで既存柱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を確保する必要がなく、短工期、低コストであるため、特に中高層鉄筋コンクリート集合住宅に適した補強工法である。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いため、耐震性能が十分に明らかになっていないとは言い難い。

筆者らは両側に袖壁補強工法を施した柱(以下、両側袖壁補強柱とする)の強度や変形性能といった耐震性能を明らかにすることを目的とした実験^{2),3)}を行い、柱と袖壁の接合部(鉛直接合部)に十分な接合筋を配することで一体打ちの袖壁付き柱と同等の性能を有することを明らかにしてきた。しかし、上記の両側袖壁補強柱は張出比が比較的小さい0.7の両側袖壁補強柱であった。

そこで本研究では張出比(=片側袖壁長さ/柱せい)が1.5と比較的大きい場合を対象とした両側袖壁補強柱の水平加力実験を行い、終局強度に対する鉛直接合筋比の影響を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

15階建SRC造集合住宅の12階中柱(RC柱)を対象とした両側袖壁補強柱試験体を4体製作した。試験体の配筋一覧を表-1に、配筋図を図-1に示す。使用コンクリート及び使用鉄筋の材料特性を表-2及び表-3に示す。

試験体のパラメータは既存柱の帯筋比 p_{wc} 及び鉛直接合筋比(鉛直接合筋総断面積/鉛直接合面断面積) p_a とした。柱帯筋比 p_{wc} は既存柱の破壊形式を考慮して0.11%、0.57%の2水準とした。既存柱の強度の計算結果を表-4

に示す。既存柱の曲げ強度(cQ_{mu})及びせん断強度(cQ_{su})は耐震診断基準⁵⁾に示される以下の式により算出している(式(1)及び式(2))。

$$cQ_{mu} = c M_u / h', c M_u = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad (1)$$

$$cQ_{su, min} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / Qd + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b j \quad (2)$$

記号は文献5)を参照
柱帯筋比 p_{wc} が0.11%の場合はせん断破壊先行型であり、0.57%の場合は曲げ破壊先行型である。鉛直接合筋比 p_a は0.24%、0.59%の2水準とした。

試験体は既存柱部およびスタブ部にコンクリートを打設後、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。接合筋にはエポキシ樹脂系の接着系アンカーを用いた。アンカー筋の先端は寸切とし、接合筋の先端までを有効埋込深さとする。接合筋の有効埋込深さは既存柱側で7dとし、袖壁側で20d(頭付き)とした。鉛直接合筋の計算強度の一覧を表-5に示す。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、強度は以下の式により算出している。

$$T_a = \min \left(\sigma_{ay} \cdot a_e, 0.23 \sqrt{\sigma_B} \cdot A_c, 10 \sqrt{\sigma_B / 21} \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \right) \quad (3)$$

$$Q_a = \min \left(0.7 \sigma_{ay} \cdot a_e, 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot a_e \right) \quad (4)$$

記号は文献1)を参照

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-2に示す。ジャッキの引張側を正とし、圧縮側を負とする。

加力方法は逆対称形式の正負交番載荷とする。鉛直ジャッキにより所定の軸力を導入後、水平ジャッキにより

*1 名古屋大学 工学部 学生 (正会員)

*2 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)

*3 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)

表 - 1 試験体配筋一覧

試験体名	柱帯筋 (柱帯筋比 ρ_{wc})	鉛直接合筋 (鉛直接合筋比 ρ_p)
SW-CL-1.5-J04	2-D6@200 (0.11%)	4-D10(0.24%)
SW-CL-1.5-J10		10-D10(0.59%)
SW-CH-1.5-J04	2-D6@40 (0.57%)	4-D10(0.24%)
SW-CH-1.5-J10		10-D10(0.59%)

[共通要因]

柱断面 $b \times D = 280 \times 400\text{mm}$, 袖壁断面 $t \times L_w = 120 \times 600\text{mm}$,
内法高さ $h = 1000\text{mm}$, 柱引張主筋 2-D10, 2-D13, 引張鉄筋
比 0.35%, 袖壁縦筋 2-D10@120, 袖壁縦筋比 0.98%, 袖壁
横筋 2-D6@80, 袖壁横筋比 0.67%

[試験体名のルール]

(シリーズ) - (柱帯筋比) - (張出比) - (鉛直接合筋)

シリーズ SW: 両側袖壁補強柱

柱帯筋比 CL: 0.11% CH: 0.57%

張出比 1.5

鉛直接合筋比 J04: 0.24% J10: 0.59%

表 - 2 使用コンクリートの材料特性

使用部位	ヤング係数 [N/mm ²]	圧縮強度 [N/mm ²]	割裂強度 [N/mm ²]
既存柱・スタブ	2.87×10^4	22.2	2.06
増設袖壁	2.76×10^4	22.0	2.24

表 - 3 使用鉄筋材料特性

呼び径 (材質)	ヤング係数 [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	401	4225*	518
D10(SD345)	1.78×10^5	377	2630	572
D13(SD345)	1.82×10^5	403	2387	580

*0.2% オフセット値

表 - 4 既存柱の終局強度・破壊形式の一覧

試験体名	軸力 [kN]	終局強度		破壊形式
		Q_{mu} [kN]	Q_{su} [kN]	
SW-CL-1.5-J04	352	220	180	せん断
SW-CL-1.5-J10		220	180	せん断
SW-CH-1.5-J04		220	244	曲げ
SW-CH-1.5-J10		220	244	曲げ

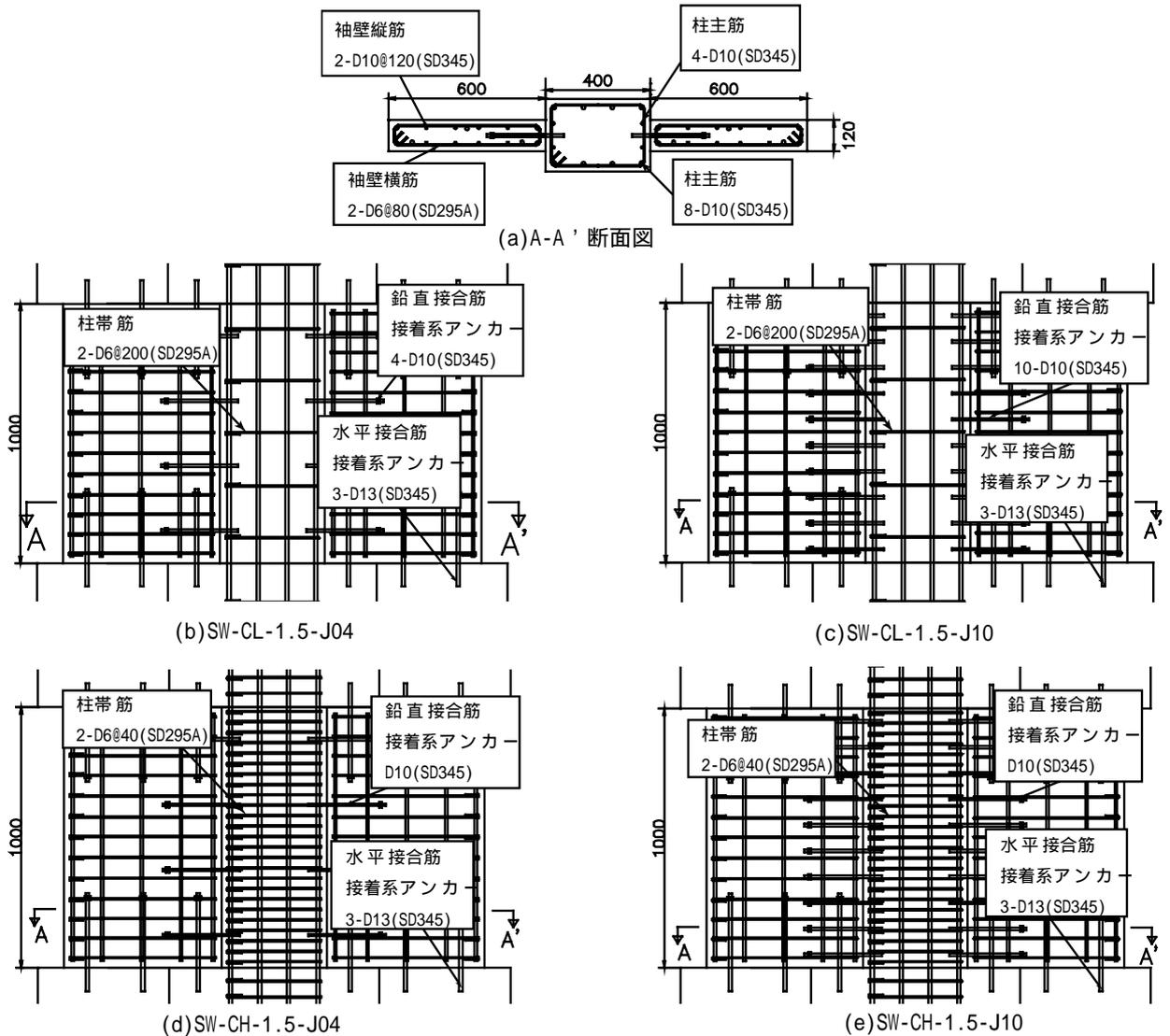


図 - 1 試験体配筋図(立断面, A-A' 断面)

表 - 5 鉛直接合筋計算強度

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

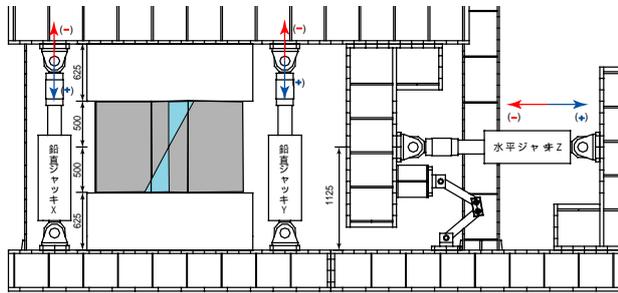


図 - 2 試験体セットアップ図 ただし、単位は mm

水平荷重を導入する。導入軸力は既存柱断面の軸力比が 0.15 となるように設定した($N=352$ kN)。加力サイクルは試験体の水平変形角 R (=水平変位/内法高さ)制御とし、 $R=1/800, 1/400, 1/200(2), 1/100(2), 1/50(2), 1/33, 1/25, 1/20, 1/17$ 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。

3. 実験結果

各試験体の水平荷重 - 水平変形角関係及び最終破壊状況を図 - 3 に示す。図中の Δ は最大耐力を示し、 \square は柱の最外縁引張主筋の降伏を示し、 \circ は袖壁端部圧壊を示している。各試験体の破壊過程を概説する。

3.1 破壊過程

(1) SW-CL-1.5-J04

正載荷では既存柱端部及び袖壁の曲げせん断ひび割れ、袖壁のせん断ひび割れ、袖壁と柱の端部を結ぶせん断ひび割れの順に発生した。変形角 $R=+1/200$ で柱最外縁引張主筋が降伏し、袖壁端部が圧壊し、最大耐力+629 kN を記録した。このとき変形角 $R=+1/800$ の時に入った柱のせん断ひび割れが大きく開いた。

負載荷では正載荷と同様の順にひび割れが発生した。変形角 $R=-1/200$ で袖壁端部が圧壊し、最大耐力-569kN を記録した。

最大耐力以降は圧縮側袖壁端部の圧壊が進行し、柱下部や袖壁上端部にはせん断ひび割れの拡大に伴うコンクリートの剥落も確認された。破壊形式は柱と袖壁の分離破壊であった。

(2) SW-CL-1.5-J10

正載荷では既存柱端部及び袖壁の曲げせん断ひび割れ、袖壁のせん断ひび割れ、袖壁補強柱全体に渡るせん断ひび割れの順に発生した。変形角 $R=+1/123$ で最大耐力+806kN を記録し、変形角 $R=+1/110$ で柱最外縁引張主筋が降伏した。その後そのサイクルのピーク時(変形角 $R=+1/100$)までにわずかに耐力が落ちた。また、変形角

$R=+1/200$ で袖壁端部が圧壊し、変形角 $R=+1/50$ のサイクルの途中で変形角 $R=+1/200$ の時発生した袖壁補強柱全体に渡るせん断ひび割れが大きく開いた。

負載荷では正載荷と同様の順にひび割れが発生した。変形角 $R=-1/200$ の時に袖壁端部が圧壊し、最大耐力-753 kN を記録した。

最大耐力以降は変形角 $R=+1/50$ のサイクル途中で急激に耐力が低下し、脆性的な破壊となった。また、SW-CL-1.5-J04 と同様のコンクリート剥落も確認された。破壊形式は袖壁補強柱全体のせん断破壊であった。

(3) SW-CH-1.5-J04

正載荷では既存柱端部及び袖壁の曲げせん断ひび割れ、袖壁のせん断ひび割れ、袖壁端部の曲げひび割れ、袖壁と柱の端部を結ぶせん断ひび割れの順に発生した。変形角 $R=+1/200$ で袖壁端部が圧壊し、最大耐力+701kN を記録した。また、変形角 $R=+1/50$ で変形角 $R=+1/400$ の時発生した柱の曲げひび割れが大きく開いた。

負載荷では正載荷と同様の順にひび割れが発生した。変形角 $R=-1/200$ で柱最外縁引張主筋が降伏し、袖壁が圧壊し、最大耐力-609kN を記録した。

最大耐力以降は耐力が緩やかに低下していき、袖壁端部でコンクリートの剥落も見られた。破壊形式は柱と袖壁の分離破壊であった。

(4) SW-CH-1.5-J10

正載荷では既存柱端部及び袖壁の曲げせん断ひび割れ、袖壁のせん断ひび割れ、袖壁端部の曲げひび割れ、袖壁補強柱全体に渡るせん断ひび割れの順に発生した。変形角 $R=+1/200$ で柱主筋が降伏し、袖壁端部が圧壊した。変形角 $R=+1/127$ で最大耐力+816kN を記録し、その後そのサイクルのピーク時まで若干耐力が落ちた。また、変形角 $R=+1/50$ で変形角 $R=+1/400$ のとき発生した柱の曲げひび割れが大きく開いた。

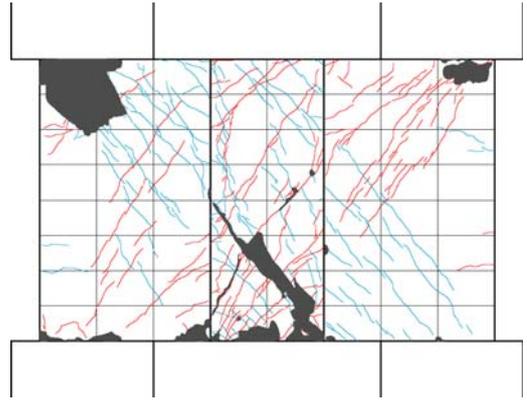
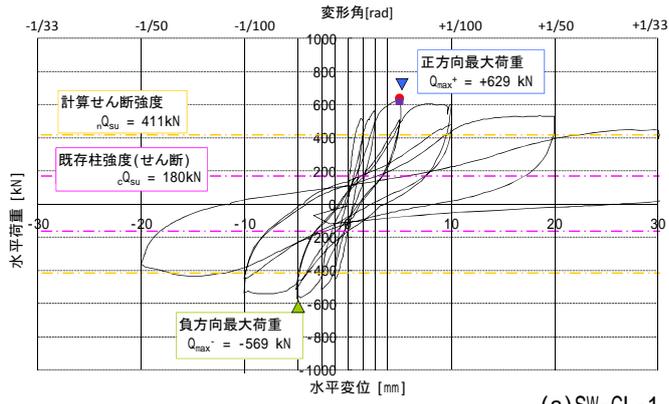
負載荷では正載荷と同様の順にひび割れが発生した。変形角 $R=-1/200$ で袖壁端部が圧壊し、最大耐力-809kN を記録した。

最大耐力以降は SW-CH-1.5-J04 と同様となった。破壊形式は曲げ破壊であった。

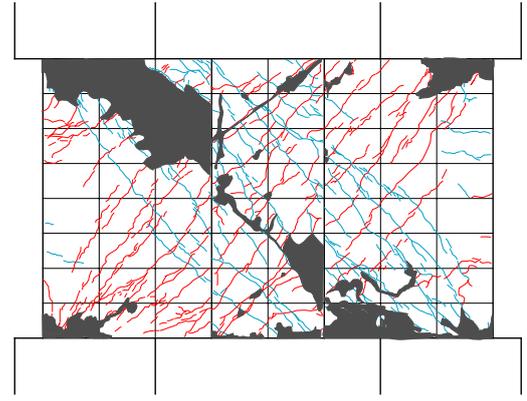
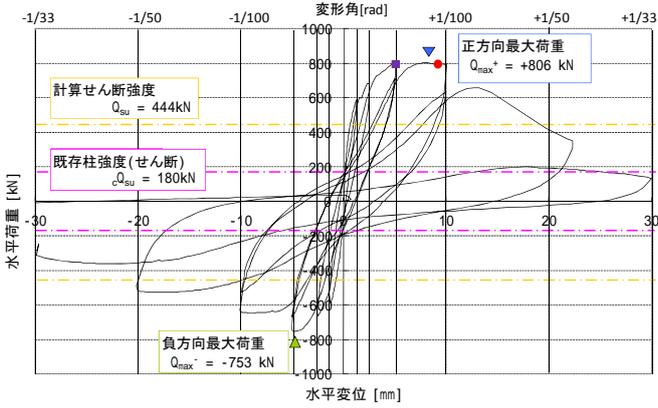
3.2 接合面(鉛直方向)の変形

既存柱部分と袖壁部分の鉛直方向のずれ変形と変形角との関係を図 - 4 に示す。計測高さはスタブから 320 mm の位置と 680mm の位置である。ただし、実線は正方向、破線は負方向載荷時を示す。

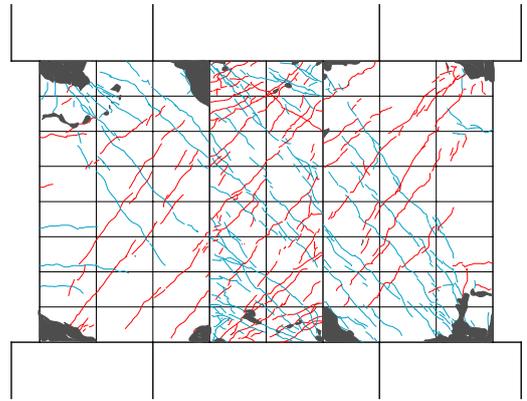
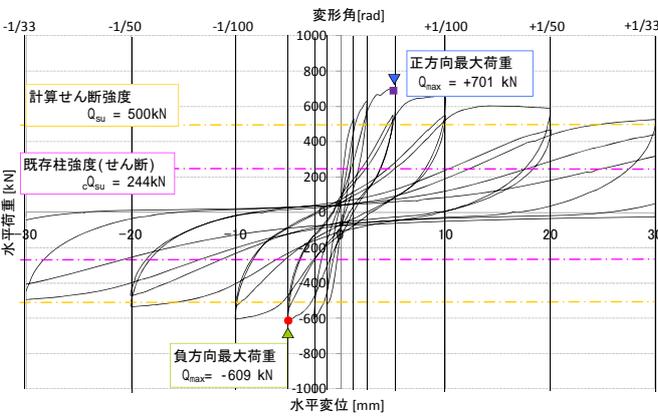
変形角 $R=1/800$ では、鉛直接合筋比が大きい試験体はほとんどずれ変形が生じていないが、鉛直接合筋比が小さい試験体では 0.7mm 程度のずれ変形が確認された。変形角 $R=1/400$ 以降は顕著にずれ変形が生じており、試験体による差異が確認される。変形角 $R=1/400$ でのずれ変



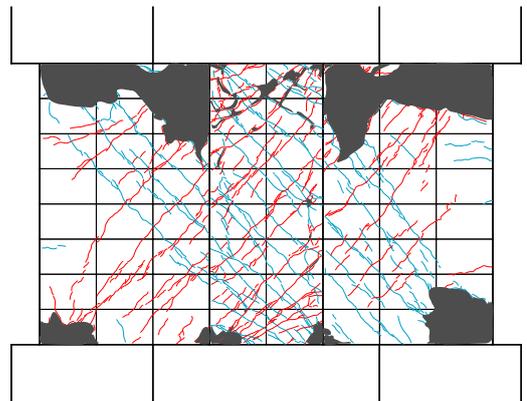
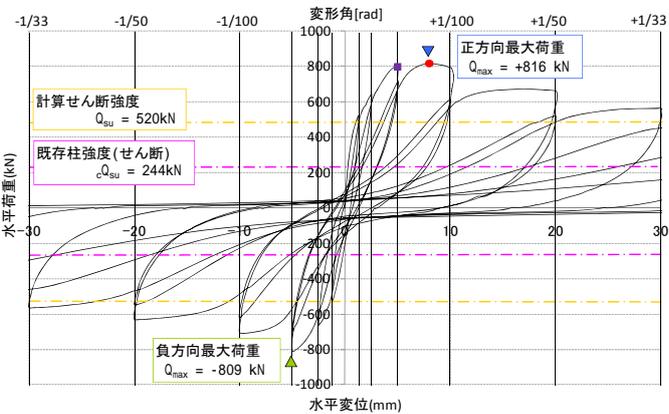
(a)SW-CL-1.5-J04



(b)SW-CL-1.5-J10



(c)SW-CH-1.5-J04



(d)SW-CH-1.5-J10

図 - 3 実験結果一覧 (水平荷重 - 水平変形角関係, 最終破壊状況)

形の最大値はSW-CL-1.5-J04で1.7mm程度、SW-CL-1.5-J10で1.2mm程度、SW-CH-1.5-J04で1.7mm程度、SW-CH-1.5-J10で1.3mm程度である。変形角 $R=1/200$ でのずれ変形の最大値はSW-CL-1.5-J04で4mm程度、SW-CL-1.5-J10で2.2mm程度、SW-CH-1.5-J04で3.6mm程度、SW-CH-1.5-J10で2.5mm程度であり、鉛直接合筋比が大きいほどずれ変形が小さいことが確認できる。最大耐力を経験する変形角 $R=1/100$ では、ずれ変形が大きく(7~8mm程度)試験体による差異は確認されない。これは鉛直接合筋が降伏しているためであると考えられる。

3.3 最大耐力・破壊性状

最大耐力は柱帯筋比が大きく、鉛直接合筋比が大きいほど大きい。最大耐力以降は試験体全体でせん断破壊した試験体(SW-CL-1.5-J10)は耐力低下が著しいが、その他の試験体は比較的耐力低下は緩やかである。

柱帯筋比が小さい試験体(SW-CL-1.5-J04とSW-CL-1.5-J10)を比較すると、鉛直接合筋比が大きいほど最大耐力は大きい。破壊形式が脆性的なため耐力低下が著しい。鉛直接合筋比が小さいと、柱部分と袖壁部分が分離したように挙動するのでどちらか一方が破壊して耐力を発揮できなくなったとしても他方が完全に破壊していないため耐力低下が緩やかになったと考えられる。どちらも既存柱の計算強度に比べて強度の向上効果は大きい。

柱帯筋比が大きい試験体(SW-CH-1.5-J04とSW-CH-1.5-J10)を比較すると、鉛直接合筋比が大きいほど最大耐力は大きい。これは鉛直接合筋比が大きいほど柱と袖壁が一体となって挙動する傾向が大きいと考えられる。

鉛直接合筋比が小さい試験体(SW-CL-1.5-J04とSW-CH-1.5-J04)を比較すると、柱帯筋比が大きいほど最大耐力も大きい。変形角 $R=1/100$ 以降の耐力低下はどちらも緩やかである。

鉛直接合筋比が大きい試験体(SW-CL-1.5-J10とSW-CH-1.5-J10)を比較すると、最大耐力は同程度だが、変形角 $R=1/100$ 以降の耐力低下は柱帯筋比の大きい方が緩やかである。

4. 終局強度の考察

各試験体の終局強度を計算した結果を表-6に示す。袖壁補強柱の終局強度評価式(曲げ、せん断)としては、耐震改修指針¹⁾に示される強度評価式(以後、耐震改修式、表-6中の*1、*2)がある。一方、表-6中の*3はプレキャスト袖壁の場合に適用される式であり、袖壁をブレース材に置換したトラスモデルから強度を算出している。

筆者らは先の実験^{2),3)}で鉛直接合筋を十分に配した袖壁補強柱は袖壁付き柱と同等の強度を有することを明らかにしている。本論文でも既往の袖壁付き柱の終局強度式の適用を試みる。適用する評価式としては、耐震診断基準⁶⁾に示される評価式(以後、耐震診断式、表-6中

の*6、*7) 構造関係技術基準書⁷⁾に示される評価式(以後、構造技術式、表-6中の*8)とする。

また、式(5)は中村らによる提案式²⁾である。提案式(5)は水平断面のモーメントの釣合式(6)に基づいている。本論文では水平断面のモーメントの釣合式(6)の一部を修正した式(7)を提案する。仮定した水平断面の応力図を図-5に示す。修正式(7)では中間筋によるモーメントの負担を考慮し、圧縮反力 N_d の力の作用位置を圧縮側最外縁水平接合筋位置とした。

ただし、本実験の試験体は鉛直接合筋比が袖壁横筋比よりも小さいため、袖壁補強柱や袖壁付き柱の終局強度評価式において、袖壁横筋比の項は鉛直接合筋比に読み替えるものとした。また、各せん断終局強度評価式による計算値と実験値を比較した結果を図-6に示す。

袖壁補強柱として評価した場合は実験値/計算値が1.4~1.8程度となり、大幅に過小評価となる。一方、耐震診断式を適用した場合は実験値/計算値は1.0~1.3、構造技術式を適用した場合は実験値/計算値は1.1~1.4程度となった。また、中村らによる提案式(5)(6)を適用した場合は実験値/計算値は1.1~1.4となったが、本論文の修正式(7)を適用すると、実験値/計算値は0.9~1.1程度となり、適切な評価となった。

5. まとめ

集合住宅の中柱を想定した両側袖壁補強柱の水平加力実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 柱帯筋比が小さい試験体では鉛直接合筋比の小さい場合は柱と袖壁が分離破壊し、鉛直接合筋比が大きい場合は全体がせん断破壊した。柱帯筋比が大きい試験体では鉛直接合筋比に関わらず曲げ破壊した。鉛直接合筋比が大きいほど最大耐力が大きい。最大耐力以降の耐力低下も大きいことが確認された。
- (2) 鉛直接合筋比が小さいほど、鉛直接合面のずれ変形が大きい。
- (3) せん断終局強度は袖壁補強柱の強度評価式を用いると大幅に過小評価となるが、既往の袖壁付き柱の強度評価式を用いると袖壁補強柱に比べて適切な評価となる。また、今回提案した式を用いると精度良く評価でき、妥当な評価式と言える。

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、矢作建設株式会社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る。

表 - 6 計算終局強度一覧

試験体名	実験値 eQ_{max} [kN]	袖壁補強柱					袖壁付き柱			
		曲げ rQ_{mu} [kN]	せん断		提案式		耐震診断		構造技術	
			rQ_{su} [kN]	$rQ_{su,t}$ [kN]	nQ_{su} [kN]	Q_{su} [kN]	Q_{mu} [kN]	$Q_{su,t}$ [kN]	$Q_{su,e}$ [kN]	
SW-CL-1.5-J04	629	630	411	379	567	690	787	563	514	
SW-CL-1.5-J10	806	630	444	473	579	718	787	607	555	
SW-CH-1.5-J04	701	630	500	379	572	701	787	681	625	
SW-CH-1.5-J10	816	630	520	473	583	729	787	708	650	

*1 袖壁補強柱の曲げ終局強度時せん断力

*4, *5 提案せん断終局強度式

*2 袖壁補強柱のせん断終局強度(等価断面)

$$nQ_{su} = Q_c + Q_w \quad (5)$$

*3 袖壁補強柱のせん断終局強度(トラスモデル)

$$Q_{\frac{h}{2}} = N_a \cdot \frac{2}{3} \left(\frac{D}{2} + L_w \right) + N_r \cdot \left(\frac{D}{2} - d_c \right) + T_c \cdot \left(\frac{D}{2} - d_c \right) + T_w \cdot \left(\frac{D}{2} + \frac{L_w}{2} \right) \quad (6)$$

*1, *2, *3 の式及び記号は文献 1) を参照

$$Q_{\frac{h}{2}} = N_a \cdot \left(\frac{D}{2} + L_w - d_h \right) + N_r \cdot \left(\frac{D}{2} - d_c \right) \quad (7)$$

*6 袖壁付き柱の曲げ終局強度時せん断力

$$+ T_{c,m} \cdot \left(\frac{D}{2} - d_{c,m} \right) + T_c \cdot \left(\frac{D}{2} - d_c \right) + T_w \cdot \left(\frac{D}{2} + \frac{L_w}{2} \right)$$

(耐震診断式)

h: 内法高さ, N_a : 圧縮力(壁), D: 柱せい, L_w : 袖壁長さ, d_c : 引張鉄筋位置

*7 袖壁付き柱のせん断終局強度(耐震診断式)

N_r : 圧縮力(柱), $T_{c,m}$: 中間筋引張力, T_c : 引張鉄筋引張力, N: 軸

*8 袖壁付き柱のせん断終局強度(構造技術式)

力, $d_{c,m}$: 中間筋位置, T_w : 水平接合筋引張力, d_h : 圧縮側最外縁水平

*6, *7, *8 の式及び記号は文献 4), 6), 7) を参照

接合筋位置, Q_c : 柱残りせん断終局強度, Q_w : 壁板せん断終局強度

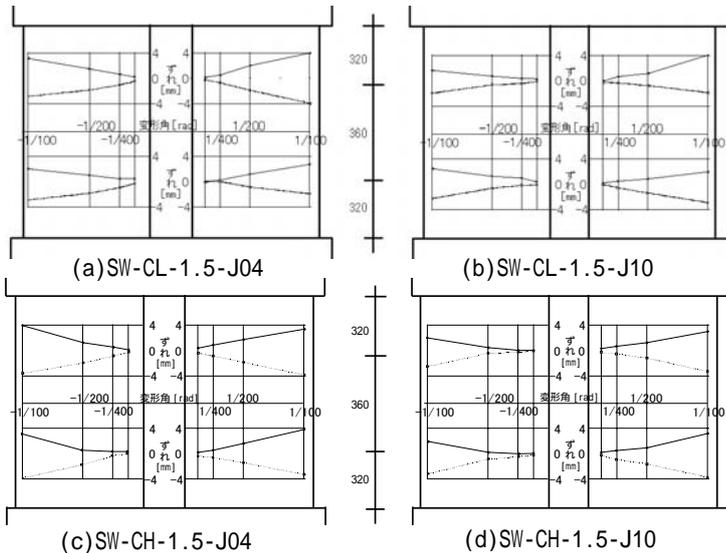


図 - 4 変形角とずれ変形の関係

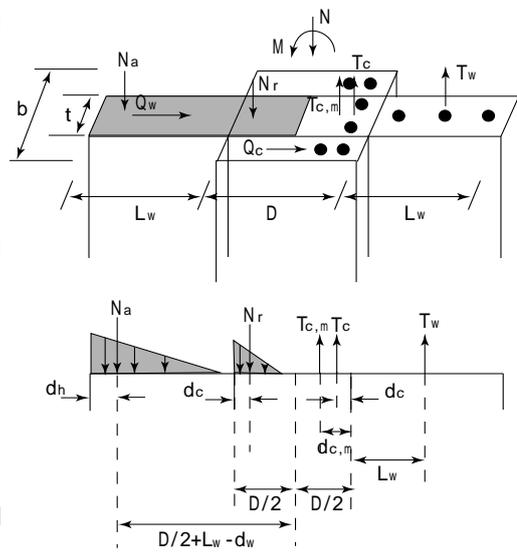


図 - 5 水平断面の応力図

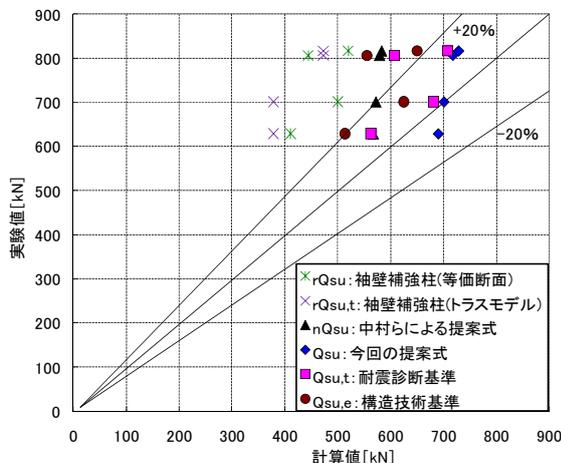


図 - 6 実験値と計算値の比較

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) 建築研究振興協会: 2003 年版既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル, 2003

5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 1999

6) 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

7) 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