

論文 厚い袖壁を有する RC 造柱の曲げ強度と靱性に関する実験的研究

佐藤 充晴^{*1}・壁谷澤 寿海^{*2}・金 裕錫^{*3}・Hwang Hyun Seong^{*1}

要旨：比較的厚い袖壁を有する鉄筋コンクリート造袖壁付き柱の静的載荷実験を行った。反曲点高さおよび袖壁端部の拘束状態が曲げ強度と靱性に与える影響を検討した。試験体は曲げ降伏するよう計画し、曲げ終局強度、靱性、残存軸耐力、破壊と変形の関係を実験的に検証した。最大耐力を既往の設計式、略算式、完全塑性理論による式と比較し、これらの妥当性を検証した。

キーワード：袖壁付き柱、曲げ強度、靱性、せん断余裕度、配筋詳細

1. はじめに

袖壁付き柱は、建造物の主要構造物として、軸力を負担し、水平力にも抵抗する。単純な形状の柱に比べ、負荷された袖壁によって柱の剛性および耐力は上昇し、変形を抑えられる。せん断耐力が曲げ終局時のせん断力を上回るように設計すれば曲げ降伏先行型に設計することは可能であるが、通常の壁厚さの場合、一般には袖壁が圧縮破壊して、比較的小さい変形で最大耐力以降の強度低下が生じるのは避けられない。

本研究では、比較的壁厚さが厚い袖壁がつく場合について、実大部材の2分の1程度の部材試験体を作成して静的加力実験を行い、曲げ降伏後の靱性に影響する要因を検討した。とくに、反曲点高さおよび袖壁端部の拘束状態に着目して、曲げ終局強度および曲げ降伏後の耐力劣化性能を実験的に検証した。

2. 実験概要

2.1 試験体

本研究の試験体は、端部拘束筋が無く同型で配筋詳細が全く同じな試験体2体と、端部拘束筋を有する試験体1体の計3体である。同型で同じ配筋詳細の2体は、載荷時の制御方法によって反曲点高さを変化させている。すべての試験体は形状が共通で、スパン長さ1800mm、内法高さ1400mmの1層1スパン鉄筋コンクリート造袖壁付き柱である。柱断面は400mm×300mm、袖壁水平長さは400mm、袖壁の厚みは150mmで、袖壁張り出し比

$\beta=1$ である。これは、実大スケールの1/2程度を想定している。柱の配筋はすべての試験体で共通しており、主筋は10-D16 ($P_s=1.66\%$)、帯筋はD6@40 ($P_w=0.4\%$)とした。袖壁の配筋は、壁端部に拘束筋を有するSWF5にのみ柱の帯筋と同じ間隔となるようにD6@40で拘束筋を配した。袖壁の縦横筋はD6@100 ($P_{sh}=0.43\%$)、壁端部の縦筋は6-D13とした。壁横筋はすべて柱の内部まで引き込んで配した。表-1および図-1に試験体の詳細を示す。また、使用した材料の特性を表-2、表-3に示す。

2.2 計測計画

載荷試験によって生じる試験体の変位を図-2に示すような区間で計測した。試験体背面にアンカーを埋め込み、そこにボルトを挿入し、固定した。このボルトに

表-2 コンクリート強度

| 試験体 | SWF3 | SWF4 | SWF5 |
|-----------------------------|------|------|------|
| 圧縮強度 (N/mm ²) | 26.1 | 28.3 | 28.5 |
| 引張割裂強度 (N/mm ²) | 2.31 | 2.30 | 2.33 |

表-3 鉄筋強度

| 種類 | D6 | D10 | D16 |
|---|------|------|------|
| 降伏点強度 (N/mm ²) | 349 | 342 | 351 |
| ヤング係数 ($\times 10^4$ N/mm ²) | 17.0 | 18.4 | 18.4 |
| 破断強度 (N/mm ²) | 489 | 499 | 517 |

表-1 試験体一覧

| 試験体 | 柱 | | | 壁 | | | | | 定軸力 (kN) | 反曲点高さ M/Q (mm) |
|------|-------------|----------------|-----------------|--------|---------|----------------------|-------|---------|----------|----------------|
| | 断面 B×D (mm) | 主筋 Ps | 帯筋 Pw | 幅 (mm) | 厚さ (mm) | 縦横筋 | 端部縦筋 | 端部拘束筋 | | |
| SWF3 | 300×400 | 10-D16 (1.66%) | 2-D6@40 (0.40%) | 400 | 150 | D6@100double (0.43%) | 6-D13 | - | 800 | 2400 |
| SWF4 | | | | | | | | | | 1800 |
| SWF5 | 300×400 | 10-D16 (1.66%) | 2-D6@40 (0.40%) | 400 | 150 | D6@100double (0.43%) | 6-D13 | 2-D6@40 | 800 | 2400 |

*1 東京大学大学院 工学系研究科 建築学専攻 大学院生 (正会員)

*2 東京大学 地震研究所 教授 (正会員)

*3 東京大学 地震研究所 助教 (正会員)

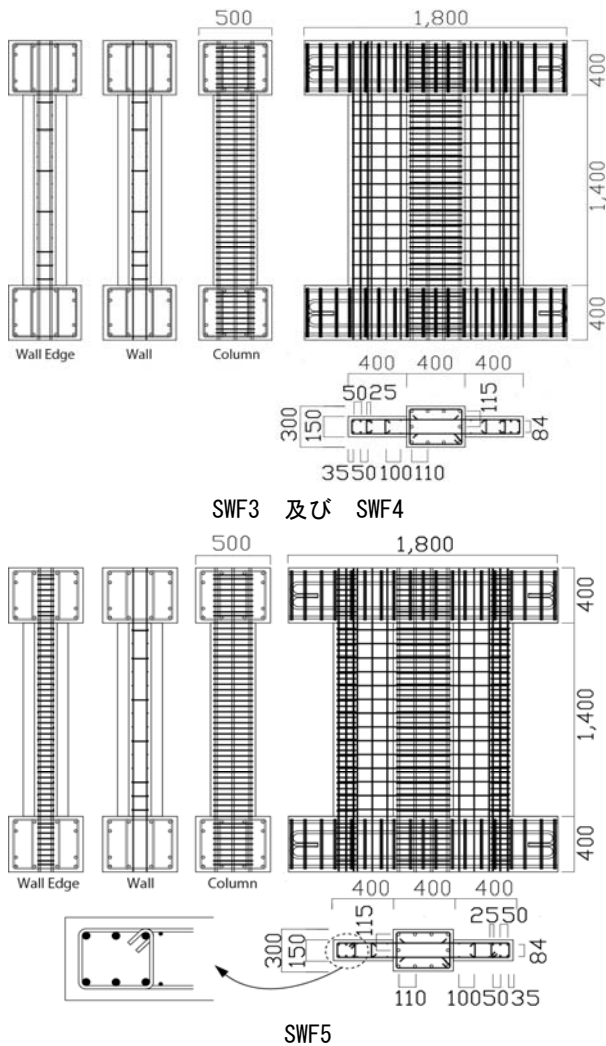


図-1 試験体配筋詳細

ピストン式の変位計の両端を固定した。また、試験体に配した鉄筋の歪度を計測した位置を図-3に示す。変位測定区間及び歪度測定位置は、全試験体で共通である。

2.3 荷重方法

図-4に示す荷重装置を用いて鉛直方向には一定の軸力を維持し水平方向に正負交番繰り返し荷重を行った。鉛直方向の定軸力は、合計で800kNとなるように左右の

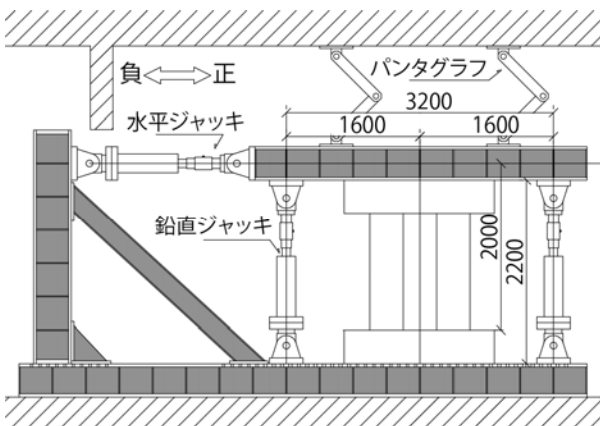


図-4 加力装置

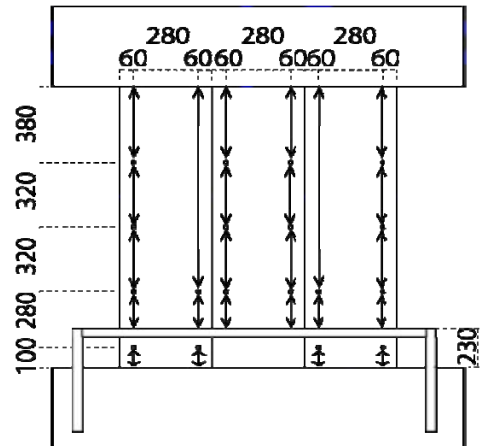


図-2 変位測定区間

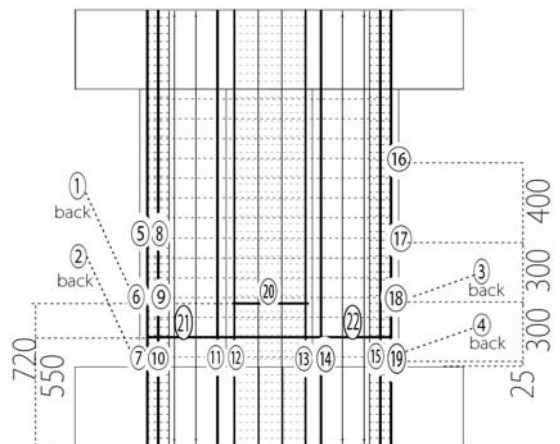


図-3 鉄筋の歪度測定位置

鉛直ジャッキで与えた。このとき、試験体ごとに決められたシアスパン長さ M/Q になるような応力状態を維持するため、2つのジャッキによって水平ジャッキが与える水平力に応じた付加モーメントを与えた。荷重履歴は、変位制御により部材変形角（柱頭での変位/柱内法高さ） $1/400, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/37.5, 1/25$ を正負交番で1サイクルずつ行い、最後は $+1/12.5$ radまで荷重した。水平荷重を終了した後、水平変位を0に戻し、その状態を維持しながら鉛直方向に左右合計で2000kNを目標に加力し、軸圧縮試験を行った。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

各試験体の水平加力終了時の破壊状況を写真-1に、鉄筋の降伏状況を図-5に、水平荷重-水平変位関係と強度計算結果を併せて図-6に示す。

鉄筋の降伏状況について、柱脚部においてSWF4の13番を除くすべての歪みを測定した鉄筋が $1/150$ radサイクルまでに降伏している。また、脚部から離れた位置など一部を除き、どの試験体も $1/100$ radサイクルまでにすべての縦鉄筋が降伏している。5番8番16番といった柱脚部から離れた鉄筋にばらつきがあるものの、3体の試験

体において降伏状況に際立った差は見られない。

強度は耐震診断基準¹⁾にある既往の袖壁付き柱の曲げ終局算定式である式、同基準にある完全塑性理論による曲げ強度、式(2)に示す略算曲げ終局強度、文献²⁾にある分割累加によるせん断強度式に拠った。残留変形は水平力を負荷する油圧ジャッキの圧力をすべて開放した時点の変形で、必ずしも水平力0kN時の変形ではない。

(1) SWF3

+1/400 rad (水平変形 3.5mm) サイクル加力中、袖壁端脚部に曲げひび割れが発生した。+1/200 rad (水平変形 7.0mm) サイクル加力中に圧縮側の袖壁部分端部の脚部に圧壊が生じた。+1/100 rad (水平変形 14mm) サイクル加力中、+1/102 rad で正側最大耐力 409kN に、-1/100 rad サイクル加力中、-1/96 rad で負側最大耐力-422kN に達した。+1/37.5 rad サイクル加力中、柱脚部の圧縮側の端部に圧壊が生じた。-1/37.5 rad サイクル加力中、引張側の壁端部の鉄筋が引張破断した。+1/12.5 rad サイクル除荷時の残留変形は 89.43mm であった。

(2) SWF4

+1/400 rad (水平変形 3.5mm) サイクル加力中、袖壁端脚部に曲げひび割れが発生した。+1/150 rad (水平変形 9.3mm) サイクルで圧縮側の袖壁部分端部の脚部に圧壊が生じた。+1/100 rad (水平変形 14mm) サイクル加力中、+1/102 rad で正側最大耐力 535kN、-1/100 rad サイクル加力中、-1/98 rad で負側最大耐力-564kN に達した。+1/37.5 rad サイクル加力中、柱脚部圧縮側の端部に圧壊が生じた。-1/37.5 rad サイクル加力中、引張側の壁端部の鉄筋が引張破断した。+1/12.5 rad サイクル除荷時の残留変形は 80.3mm であった。

(3) SWF5

+1/400 rad (水平変形 3.5mm) サイクル加力中、袖壁端脚部に曲げひび割れが発生した。+1/200 rad (水平変形 7.0mm) サイクル中に圧縮側の袖壁部分端部の脚部に圧壊が生じた。+1/50 rad (水平変形 28mm) サイクル加力中、+1/53 rad で正側最大耐力 427kN に、-1/50 rad サイクル加力中、-1/51 rad で負側最大耐力-427kN に達した。+1/25 rad サイクル加力中、柱脚部の圧縮側の端部に圧壊

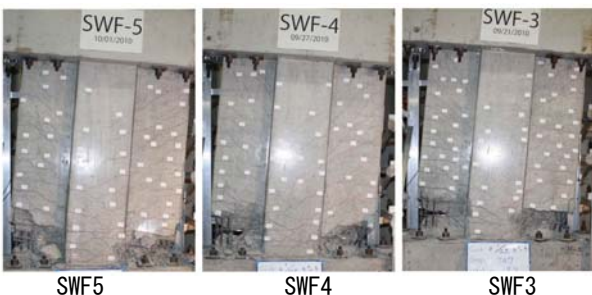


写真-1 試験体の最終破壊状況

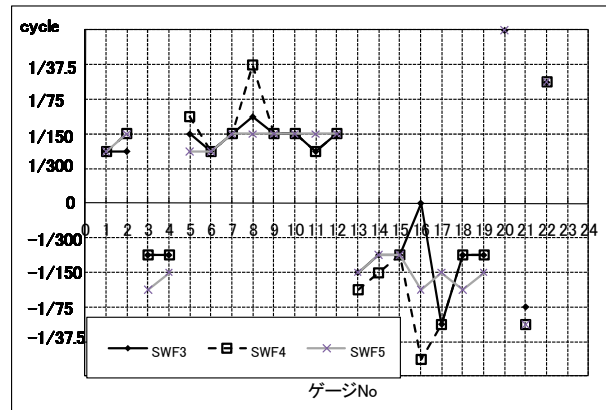
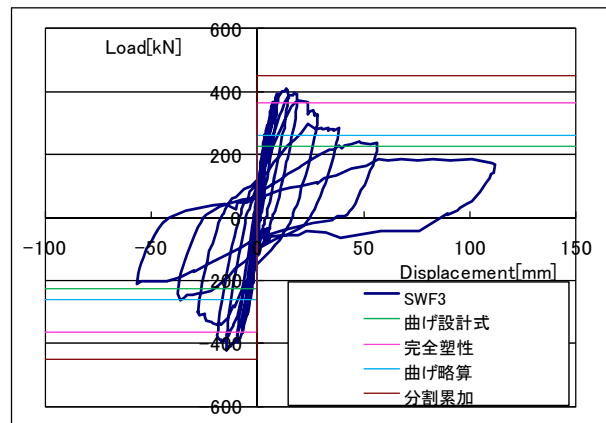
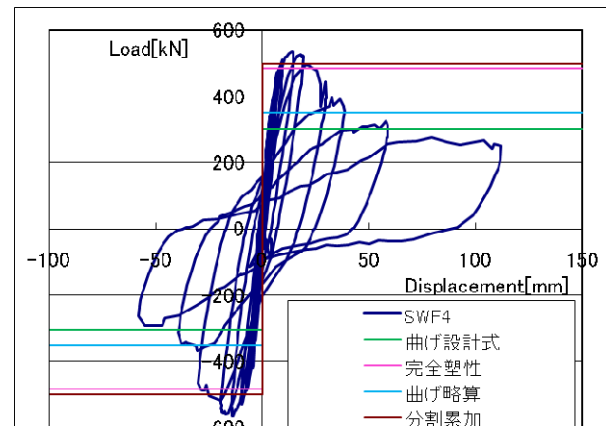


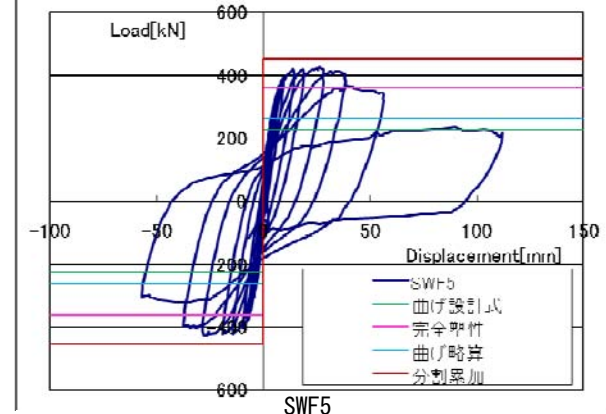
図-5 鉄筋降伏状況



SWF3



SWF4



SWF5

図-6 各試験体の復元力特性

が生じた。-1/25 rad サイクル加力中、引張側の壁端部の鉄筋が引張破断した。+1/12.5 rad サイクル除荷時残留変形は 94.05mm であった。

3.2 最大耐力

表-4 に実験結果および強度計算結果を示す。算出された強度は前頁に記載の 4 つの方法による。完全塑性理論による曲げ強度は、図-8 に示すように断面を 7 つのピースに分け、鉄筋はピース内に等分布に存在するものと仮定し、柱中央部の鉄筋は考慮しない。まず、中立軸距離を仮定し、式(6)により中立軸距離を決定する。この後、式(7)により曲げ終局時のモーメントが算定される。これをシアスパン長さで除し、曲げ終局強度とした。分割累加によるせん断強度式は、図-9 及び式(8)(9)(10)に示すように、壁と柱の断面を壁長さ方向に分割して、それぞれのせん断耐力を算出し、それらを累加するものである。せん断余裕度は、分割累加式のせん断耐力と完全塑性理論による曲げ強度式を用いて算出した。

強度算定に拘束筋の有無は考慮されておらず、SWF3 と SWF5 はコンクリート強度の差のみが反映されている。実験値と比較すると、すべての試験体で共通して、完全塑性理論は安全側の評価で 9~17% 程度の余裕があり程度よく評価できているが、設計式および略算式は明らかに過小評価となっている。分割累加によるせん断強度式では、せん断余裕度の小さい SWF4 のみ実験値が一割程度上回った。SWF3, SWF5 はせん断耐力の計算結果と比べて実験値のほうが 7~10% 程度下回った。最大耐力実験値において、端部の拘束筋を配した SWF5 は、端部に拘束筋のない SWF3 とかなり近い値を示している。若干 SWF5 の方が値は大きいものの、コンクリート強度にも若干の差があり、拘束筋を配することによる最大耐力の向上は認められない。また、最大耐力を示した変形角は、SWF3, SWF4 の 2 体は 1/102rad であったが、SWF5 は 1/53rad と、拘束筋の有無で明らかな差が確認された。どの試験体も最大耐力に達する以前にすべての鉄筋が降伏しているが、拘束筋のない試験体は降伏の直後のサイクルで最大耐力となるのに対し、拘束筋がある試験体は鉄筋の降伏から最大耐力までにも変形能をもつ。

表-4 実験値と計算値の比較

| 試験体 | | SWF3 | SWF4 | SWF5 |
|--------|---------|-------|-------|-------|
| 実験値 | 正側 (kN) | 409 | 535 | 427 |
| | (rad) | 1/102 | 1/102 | 1/53 |
| | 負側 (kN) | -422 | -564 | -427 |
| | (rad) | -1/96 | -1/98 | -1/51 |
| 設計式 | | 226 | 305 | 229 |
| 略算式 | | 255 | 368 | 278 |
| 完全塑性理論 | | 361 | 491 | 369 |
| 分割累加 | | 450 | 505 | 458 |
| せん断余裕度 | | 1.25 | 1.03 | 1.24 |

$$M = (0.9 + \beta) \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{b_e \cdot D \cdot F_c} \left(1 + \frac{a_t \cdot \sigma_y}{N} \right) \right\} \quad (1)$$

β : 張出比, a_t : 柱引張鉄筋断面積(mm²), σ_y : 降伏強度(N/mm²), D : 柱せい(mm), N : 軸力(N), b_e : 等価壁厚(mm), F_c : コンクリート強度(N/mm²)

$$M_u = \sum (a_{t2} \cdot \sigma_{y2} \cdot j_i) \cdot N \cdot j_N \quad (2)$$

ただし、各変数は図-8 および以下の通り。 a_{t2} : 引張鉄筋の断面積 (引張鉄筋はコンクリート圧縮域外にある壁縦筋、柱主筋をすべて考慮するが、圧縮域近傍の鉄筋は無視してよい) (mm²), σ_{y2} : 引張鉄筋 (壁縦筋、柱主筋) の降伏強度(N/mm²), j_i : 引張鉄筋 (壁縦筋、柱主筋) とコンクリート圧縮域の応力中心間距離(= $d_t - L_{cc}$) (mm), j_N : 軸力作用位置 (柱芯) とコンクリート圧縮域の応力中心間距離(mm), d_t : コンクリート圧縮縁から引張鉄筋までの距離(mm), L_{cc} : コンクリート圧縮域中心の圧縮縁からの距離(mm)で、式(4)または式(5)による, A_{cc} : コンクリート圧縮域の面積(mm²)で式(3)による, A_{wl} : 圧縮側袖壁の断面積(= $t_w \times L_{wl}$) (mm²), t_w : 袖壁厚さ(mm), L_{wl} : 圧縮側袖壁幅(mm), B_c : 柱幅(mm)

$$A_{cc} = \frac{\sum (a_t \cdot \sigma_y) + N}{0.85F_c} \quad (3)$$

$$A_{cc} \leq A_{wl} \text{ の場合, } L_{cc} = A_{cc} / (2t_w) \quad (4)$$

$A_{cc} \leq A_{wl}$ の場合,

$$L_{cc} = \frac{A_{wl}}{A_{cc}} \cdot \frac{L_{wl}}{2} + \left(1 - \frac{A_{wl}}{A_{cc}} \right) \left(L_{wl} + \frac{A_{cc} + A_{wl}}{2B_c} \right) \quad (5)$$

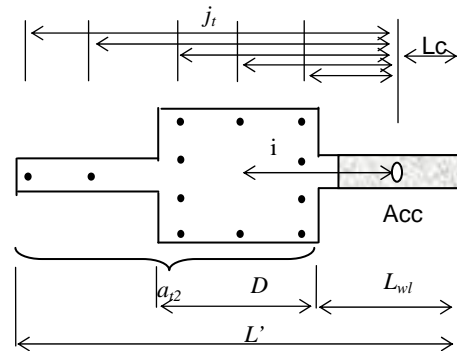


図-7 曲げ強度の算定

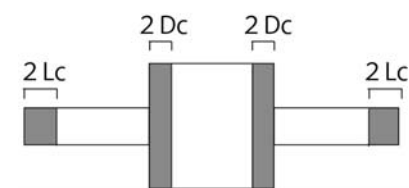


図-8 完全塑性理論

L_c : 壁端部補強鉄筋中心からコンクリート縁までの距離, D_c : 柱引張鉄筋中心よりコンクリート縁までの距離

中立軸距離決定式(j 番目のピースに中立軸がある場合)

$$\sum_{i=1}^K A(i) \cdot D(i) \cdot \sigma_y(i) \cdot m + \sum_{i=1}^K B(i) \cdot D(i) \cdot F_c \cdot n + N + \left\{ 2_s A(j) \cdot \sigma_y(j) + B(j) \cdot F_c \right\} \times \left\{ \sum_{i=1}^j D(i) - Z \right\} = 0 \quad (6)$$

曲げ終局モーメント決定式

$$M_u = \sum_{i=1}^K A(i) \cdot D(i) \cdot \sigma_y(i) \cdot L(i) \cdot m + \sum_{i=1}^K B(i) \cdot D(i) \cdot F_c \cdot L(i) \cdot n + N \cdot L_N + \left\{ 2_s A(j) \cdot \sigma_y(j) + B(j) \cdot F_c \right\} \times \left\{ \sum_{i=1}^j D(i) - Z \right\} \times \left\{ \sum_{i=1}^j D(i) + Z \right\} \times \frac{1}{2} \quad (7)$$

K: 断面ピースの数, D(i): i 番目のピースのせい(mm), B(i): i 番目のピースの幅(mm), $A(i)$: i 番目のピース内の鉄筋断面積を D(i) で除した値(mm), L(i): 圧縮縁から i 番目のピースの重心までの距離(mm), L_N : 圧縮縁から軸力の作用位置までの距離, $\sigma_y(i)$: i 番目のピースに含まれる鉄筋の降伏強度(N/mm²), Z: 中立軸距離(mm), $i \leq j$ の場合 $m=1, n=1$, $i > j$ の場合 $m=1, n=0$

$$Q_{su} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \quad (8)$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{nve}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd_w} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{why}} \right\} t_w j_w \quad (9)$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd_{ce}} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{cve} \sigma_{cwy}} \right\} b_{ce} j_{ce} \quad (10)$$

$$p_{nve} = \frac{a_{nw}}{t_w d_w} \quad (a_{nw}: \text{引張鉄筋, 所で壁縦筋 2 段目まで})$$

$\frac{M}{Q}$: せん断スパン、ただし、 $0.5 \leq \frac{M}{Qd_w} \leq 2$ とする

$$d_w = 0.95(D + l_1 + l_2), \quad p_{wh} = a_{wh} / t_w s_w: \text{所で壁横筋比}$$

$$\sigma_{why}: \text{壁筋降伏強度}, \quad j_w = \frac{7}{8} d_w$$

$$p_{tce} = \frac{a_{tc}}{(B - t_w) d_{ce}}$$

(a_{tc} : 柱引張側主筋 1 段目まで)

$$p_{cve} = \frac{a_{tc} - a_{nw}}{(B - t_w) d_{ce}}$$

(片側所で壁柱の場合、 a_{nw} : 引張側壁縦筋 2 段目まで)

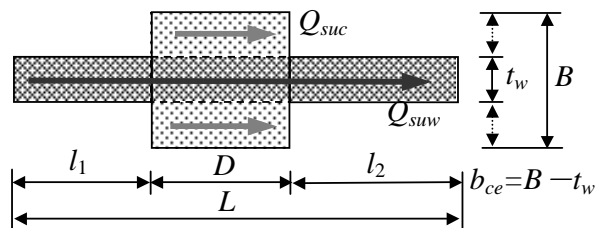


図-9 分割累加モデルの概念図

$\frac{M}{Q}$: せん断力スパン、ただし、 $1 \leq \frac{M}{Qd_{ce}} \leq 3$ とする

$d_{ce} = 0.95D$, a_w : 柱帯筋 1 組の断面積,

$$p_{cve} = \frac{a_w - p_{wh} t_w s}{b_{ce} s} :$$

柱等価帯筋比(壁横筋が柱に定着されている場合)

$$p_{cve} = \frac{a_w}{b_{ce} s} :$$

柱等価帯筋比(壁横筋が柱を通して配筋されている場合)

s: 柱帯筋間隔, p_{wh} : 所で壁横筋比

$$\sigma_{cwy}: \text{帯筋降伏強度}, B: \text{柱幅}, j_c = \frac{7}{8} d_{ce}, b_{ce} = B - t_w$$

3.3 最大変形

表-5 に各試験体の最大変形角と、その時点での耐力、終局変形時の変形角・耐力を示す。すべての試験体が、載荷装置の能力に応じて計画された本研究の載荷計画における最大の変形である 1/12.5 rad まで変形しており、1/12.5 rad が最大変形角となる。しかし、どの試験体も破壊の状況を見ると必ずしも最大変形角の時点で耐力を失っていたとはいえず、もし実際に耐力喪失まで載荷できれば、最大変形はこれよりも大きいものになると予想される。最大耐力の 8 割まで耐力が劣化したときの変形角を終局変形角と定義すると、SWF3 は 1/53rad(-1/70 rad), SWF4 は 1/53rad(-1/49rad)で終局変形となった。SWF5 は 1/26rad(-1/39rad)で終局変形となった。SWF3 は

表-5 最大変形および終局変形

| 試験体 | | SWF3 | SWF4 | SWF5 | |
|-------------|----|--------------|--------------|--------------|-------|
| 最大変形(rad) | | 1/12.5 | 1/12.5 | 1/12.5 | |
| 最大変形時耐力(kN) | | 169 (40%) | 250 (44%) | 218 (51%) | |
| 終局 | 正側 | (kN) | 328 | 435 | 343 |
| | | (%) | 80.2 | 81.3 | 80.3 |
| | | (rad) | 1/53 | 1/53 | 1/26 |
| | 負側 | (kN) | -339 | -464 | -391 |
| | | (%) | 80.3 | 82.3 | 91.6 |
| | | (rad) | -1/70 | -1/49 | -1/39 |

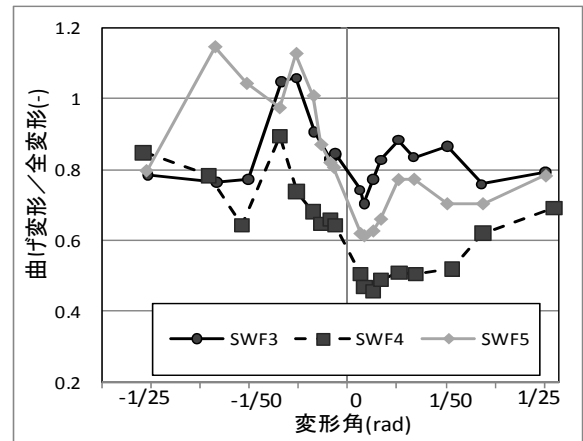


図-10 全変形に対する曲げ成分の割合

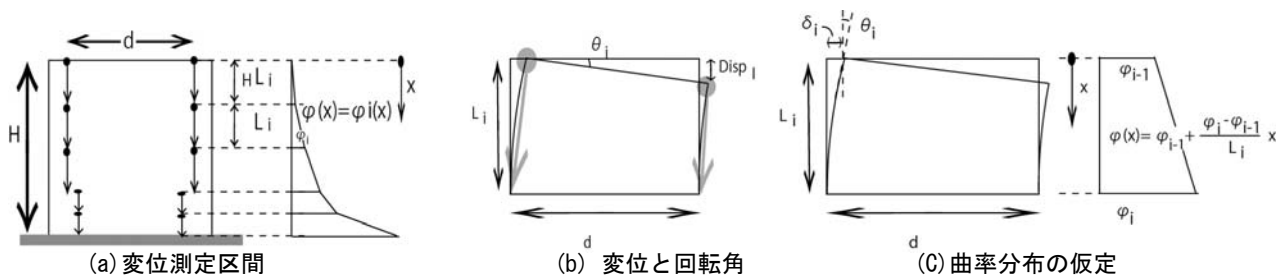


図-11 曲げ変形成分導出の仮定

SWF4 に比べせん断余裕度が大きいものの、変形性能において優位とはなっていない。これは、曲げ破壊の場合、せん断余裕度が一定以上大きくなっても変形能が向上しない可能性を示唆している。SWF3 と SWF5 はせん断余裕度がほぼ等しいが、変形能は SWF5 が優れており、これは袖壁端部の拘束によるものと考えられる。

図-10 は各サイクルの変位ピークにおける、曲げ変形が全体変形に占める割合をプロットしたものである。正側に着目すると、せん断余裕度の大きい SWF3 は曲げ変形成分が概ね 8 割、この小さい SWF4 は曲げ変形成分が 5 割前後である。負側は推移が安定しないが、SWF4 は SWF3 に比べて 10%~20% 程度曲げ変形成分が少く推移する。試験体によって負側では割合が 1 を超えるところがあるが、これは測定における何らかのノイズが影響しているものと思われる。破壊状況がほぼ同じであることから、この成分の差はせん断余裕度に起因すると考えられ、耐力の差に関係があると考えられる。

曲げ変形成分は袖壁両端に取り付けた変位計による変形の計測結果から、平面保持の仮定が成立しているものとして、式(11)に示す方法で導いた。図-11(a)に示すように、変位計を取り付けた位置に応じて試験体を上 5 つの区間に分け、その区間の左右で計測された変位の差から当該区間の回転角・水平変位を導き、それらを重ね合わせて全体の曲げ変形を算出する。式(12)は当該区間で生じる端部の回転角による水平移動分を表しており、端部の回転角は図-12(b)及び式(13)に示すように図形的に求められる。式(14)及び式(15)は定義より与えられる。最上端の曲率は ϕ_0 とし、反曲点高さとして試験体形状から ϕ_1 との関係を表す式(18)と仮定する。また、 i 区間における曲率分布は図-13(c)に示すように上端と下端を直線で結ぶ台形に仮定し、これを表すのが式(16)である。式(13)(15)(16)を整理すると式(17)となり、 ϕ_i が求まる。これと式(14)から、 i 区間での水平変位 δ_i が求まる。

$$\delta_b = \sum \delta_{ri} + \sum \delta_i \quad (11)$$

$$\delta_{ri} = \theta_i \times_H L_i \quad (12)$$

$$\theta_i = \frac{Disp_i}{d} \quad (13)$$

$$\delta_i = \int_0^{L_i} \theta_i(x) dx \quad (14)$$

$$\theta_i = \int_0^{L_i} \phi_i(x) dx \quad (15)$$

$$\phi_i(x) = \phi_{i-1} + \frac{\phi_i - \phi_{i-1}}{L_i} x \quad (16)$$

$$\phi_i = \frac{2Disp_i}{L_i d} - \phi_{i-1} \quad (17)$$

$$\phi_0 = \frac{M/Q - H}{M/Q - (H - L_1)} \phi_{i-1} \quad (18)$$

δ_b : 曲げ変形成分, δ_{ri} : i 区間端部の回転角によって試験体頂部に生じる水平変位(mm), δ_i : i 区間端部の水平変位(mm), θ_i : i 区間端部の回転角(rad), $H L_i$: i 区間上端から試験体頂部までの距離(mm), $Disp_i$: i 区間における左右の変位差(mm), d : 測定点間の水平距離(mm), ϕ_i : i 区間の上下端の曲率で、 ϕ_0 は式(18)による、 L_i : i 区間の測定区間長さ(mm), M/Q : 反曲点高さ(mm), H : 試験体高さ(mm)

4. まとめ

- (1) 最大耐力は完全塑性理論による曲げ強度算定で概ね評価できた。(1)式に示した設計式および(2)式の略算式では著しく過小評価となった。せん断耐力の評価はせん断余裕度の小さい SWF4 のみ実験値を若干上回ったが、せん断破壊は確認されず破壊性状は SWF3 と同様であった。
- (2) 形状・配筋詳細が同じ試験体で変形性能を比較すると、両端に厚い袖壁を有するものはせん断余裕度を大きくしても変形性能は必ずしも向上しなかった。
- (3) 端部拘束筋は、耐力の向上には寄与しないが、変形性能を確実に向上させた。
- (4) せん断余裕度と曲げ成分の関係から、せん断余裕度が小さい場合には曲げ変形以外の変形成分が含まれることが確認された。

参考文献

- 1) 財団法人日本建築防災協会：2001年改訂版，既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説，財団法人日本建築防災協会，pp229-238，2004.5
- 2) 壁谷澤寿海，壁谷澤寿成：袖壁付き柱の実用せん断強度式，地震工学会，pp115-120，2007