

論文 壁筋比の異なる鉄筋コンクリート造袖壁付き柱の静的加力実験

江野 雄大*1・曾根 瑠人*2・松井 智哉*3

要旨: 本研究では、壁筋比を変数とした 2 体の RC 造袖壁付き柱の静的加力実験を実施し、構造特性を把握するとともに、復元力特性のモデル化手法、特に降伏時変形の評価法に着目して精度検証と考察を行った。どちらの試験体においても菅野式を準用した評価法では降伏時変形を大きく評価する結果となり、耐震壁のモデル化手法を準用した評価法では実験結果と概ね一致した。既往の実験を対象に、引張鉄筋比および壁筋比が降伏時剛性低下率に及ぼす影響について検討を行い、引張鉄筋比および壁筋比が小さくなるほど既存の評価式では剛性低下率を過小評価する傾向にあることが確認された。

キーワード: 袖壁付き柱, 静的加力実験, 復元力特性, 降伏時剛性低下率

1. はじめに

RC 造建築物においては、柱や梁に腰壁、垂れ壁、袖壁などの非構造壁が取り付くことが多い。これらの壁は、スリットを設けることで主要部材から切り離し、構造部材として耐力などを設計上考慮しないが、これらの部材を有効に活用し建築物の耐震性を向上させるための研究が行われている¹⁾。袖壁付き柱の復元力特性のモデル化手法については技術解説書²⁾において菅野式を袖壁付き柱に拡張した評価法が示されているが精度のばらつきが大きいなど課題が見受けられる³⁾。

そのようなことから、文献 4), 5) では袖壁付き柱の静的加力実験を実施し、復元力特性の評価を行うとともに既往の実験データを基に降伏時剛性低下率に及ぼす構造因子について検討を行っており、引張鉄筋比が大きくなると降伏時剛性低下率は小さくなることを報告している。そこで本研究では、壁筋比が異なる袖壁付き柱を対象に静的加力実験を実施し、耐力および変形挙動を把握する。さらに、既往の復元力特性モデルの適用性について検討を行う。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1 に試験体概要、図-1 に試験体の寸法および配筋図を示す。試験体は壁縦横補強筋比が異なる曲げ破壊先行型の袖壁付き柱の 2 体である。また、試験体は 5 階建て共同住宅の外構面に配置された部材を想定しており、約 1/2 スケールである。

試験体の柱断面は 420×480mm、柱内法高さは 1700mm、袖壁長さは 480mm、壁厚は 120mm、反曲点高さを内法高さとし、シアスパン比 $M/(Q \cdot L)$ は 1.18 となる (L は部材の全せい = 1440mm)。実験変数である壁筋比は、試験体 CW3f は 0.41%、試験体 CW4f は 0.81% である。表-2 にコンクリートの材料特性、表-3 に鉄筋の機械的性質を示す。

表-1 試験体概要

試験体		CW3f	CW4f
柱	柱断面(mm)	$b \times D = 420 \times 480$	
	柱全長 (mm)	1700	
	主筋	12-D19 (SD345) $p_t = 0.64\%$	
	帯筋	3-D6@75 (SD295) $p_w = 0.32\%$	
壁	長さ(mm)	480(両側共通)	
	厚さ t_w (mm)	120	
	縦横筋	D6@130 チドリ (SD295) $p_s = 0.41\%$	D6@130 ダブル (SD295) $p_s = 0.81\%$
	端部縦筋	2-D10	
軸力比 $N/bD\sigma_B$		0.1	
軸力(kN)		639	665
シアスパン(mm)		1700	
シアスパン比		1.18	

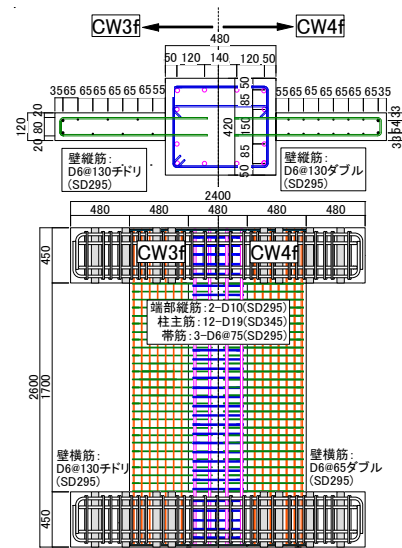


図-1 試験体寸法および配筋図
(左: CW3f, 右: CW4f)

*1 豊橋技術科学大学大学院 建築・都市システム学専攻 大学院生 (学生会員)

*2 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学課程 大学生

*3 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学系 准教授 博士(工学) (正会員)

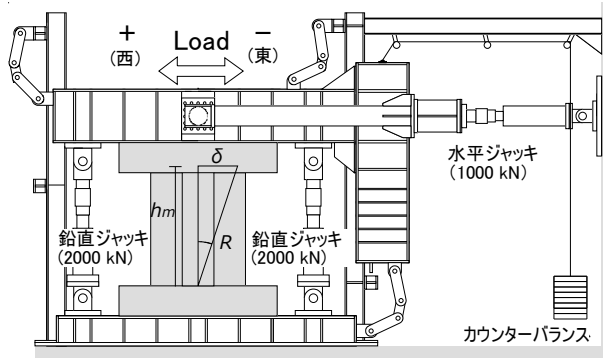


図-2 荷重装置

表-2 コンクリートの材料特性

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	圧縮強度時ひずみ(μ)	割裂強度 (N/mm ²)
CW3f	31.7	24700	2270	2.4
CW4f	33.0	25200	2390	2.3

表-3 鉄筋の機械的性質

試験体	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
D6	355	200000	485	1773
D10	337	182000	463	1852
D19	371	181000	558	2051

2.2 荷重計画

試験体は図-2 に示す荷重装置に設置し、静的漸増繰り返し水平荷重を行った。また、荷重装置に取り付けた2台の鉛直油圧ジャッキによって柱軸力比 $N / (bD\sigma_c)$ を0.1として算出した一定軸力 (CW3f: 639kN, CW4f: 665kN) を試験体に作用させると同時にシアスパン比が1.18となるように作用せん断力に対応させて当該鉛直ジャッキにより試験体頂部に付加モーメントを作用させた。

水平力荷重は変形制御とし、上下スタブの相対変位 δ を壁脚部からの水平変位計測高さ h_m ($=1700\text{mm}$) で除した制御部材角 R ($=\delta / h_m$) として、 $R=1/1600$, $1/800\text{rad}$. を1サイクル、 $R=1/400$, $1/200$, $1/133$, $1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33$ および $1/25\text{rad}$. を2サイクルずつ繰り返した後、 $1/20\text{rad}$. を正荷重のみ行い、実験を終了した。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形角関係および破壊性状

図-3 に各試験体の $R=1/133\text{rad}$. における損傷状況を示す。壁筋量が多い試験体 CW4f のひび割れの本数が多く、壁筋量の違いが現れていることが確認できる。図-4 に各試験体の水平荷重-変形角関係を示す。図中の破線は3.2節で示す終局曲げモーメントによる曲げ耐力の計算値である。試験体 CW3f は $R=1/1600\text{rad}$. のサイクルで袖壁脚部において最初の曲げひび割れが発生した。 $R=1/800\text{rad}$. のサイクルで柱に曲げひび割れが発生した。 $R=1/400\text{rad}$. のサイクルで壁端部縦筋および壁縦筋の降伏が確認された。 $R=1/133\text{rad}$. のサイクルで最大耐力 515kN

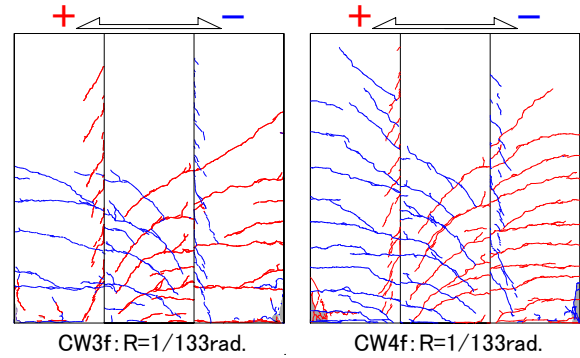


図-3 ±R=1/133rad. サイクル変形ピーク時の損傷状況

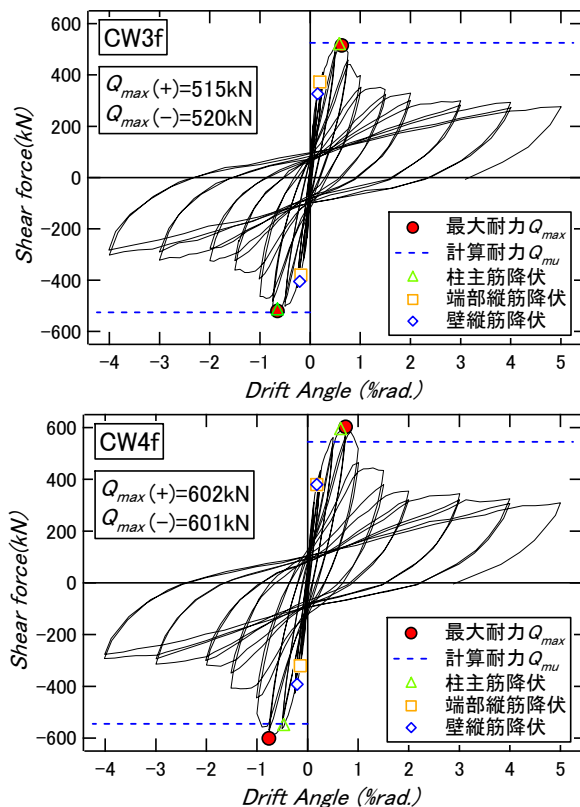


図-4 水平荷重-変形角関係

に達し、試験体全体において曲げせん断ひび割れへの進展、柱主筋の降伏、袖壁コンクリートの圧壊がみられた。最終サイクルでは袖壁脚部において高さ 300mm 程度の範囲でコンクリートの剥落が確認された。

試験体 CW4f は $R=1/1600\text{rad}$. のサイクルで袖壁脚部において最初の曲げひび割れが発生した。 $R=1/400\text{rad}$. のサイクルで柱に曲げひび割れが発生し、壁端部縦筋および壁縦筋の降伏が確認された。 $R=1/200\text{rad}$. のサイクルで試験体全体の曲げせん断ひび割れの進展、柱主筋の降伏が確認された。 $R=1/133\text{rad}$. のサイクルで最大耐力 602kN に達し、袖壁コンクリートの圧壊がみられた。最終サイクルでは袖壁脚部において高さ 300mm 程度の範囲でコンクリートの剥落が確認された。

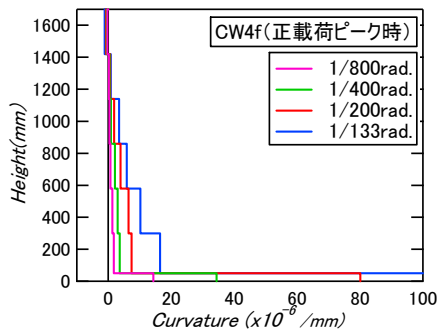
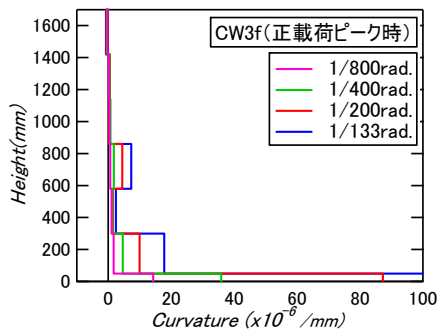


図-5 曲率分布

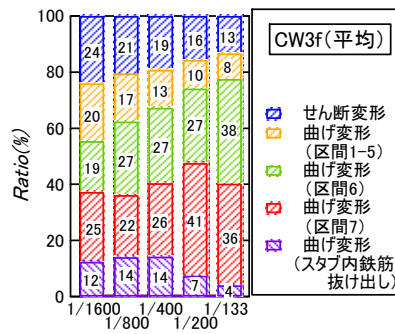
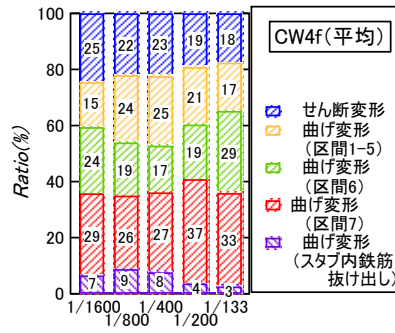


図-7 変形成分

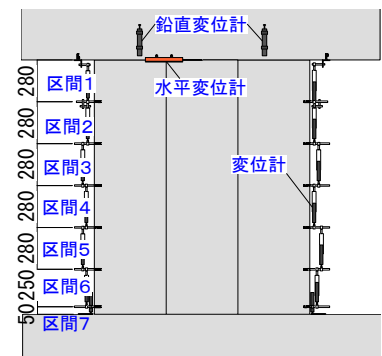


図-6 変位計計測位置

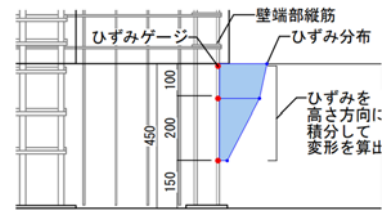


図-8 スタブ内の鉄筋による
抜け出し変位の算出

表-4 計算耐力と実験時の最大耐力の比較

試験体	CW3f	CW4f
曲げ終局耐力 Q_{mu} (kN)	531	571
せん断終局耐力 Q_{su} (kN)	571	610
せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu}	1.08	1.07
実験値 Q_{max}	515	602
実験値/計算値 $\min(Q_{mu}, Q_{su})$	0.97	1.05

3.2 計算耐力との比較

各試験体の計算耐力と実験時の最大耐力を比較したものを表-4に示す。曲げ終局耐力は平面保持を仮定した断面解析に準じた終局曲げモーメントより算出し、せん断耐力は分割累加式を用いた²⁾。計算耐力に対する実験の最大耐力の比はCW3fで0.97, CW4fで1.05となり、実験値とよい対応を示した。

3.3 変形状

図-5に各試験体における加力サイクル正載荷ピーク時の曲率分布を示す。曲率は図-6に示すように袖壁側面に高さ方向に7分割して取り付けられた変位計より計測される鉛直変位を用いて、平面保持を仮定して各計測区間での平均曲率を算出した。両試験体において荷を進めるほどに曲率は増加しており、下部に变形が集中しているのがわかる。

図-7は加力サイクルピーク時の曲げ変形とせん断変形の比率である。数値は正載荷時と負載荷時の各変形成分の比率を平均して算出している。曲げ変形は前述の曲率により生じる水平変位の和として算出した。また最下区間(区間7)の変位計には下スタブ内の鉄筋の抜け出しによる変形も含まれる。鉄筋の抜け出しによる変形は、

図-8に示す壁端部縦筋に取り付けたひずみゲージにより計測されたひずみ量を用いて高さ方向に積分して算出し、その回転による水平変位を曲げ変形とした。せん断変形については、全体の变形量から曲げ変形を引いたものとして算出した。

両試験体とも荷サイクルの進行とともに曲げ変形の割合が増加している。また、曲げ変形は全体の8割前後であるが、試験体CW3fの曲げ変形が試験体CW4fよりもわずかに小さい。試験体CW3fの方が、壁縦筋が少ないため曲げ変形が生じやすかったと考えられる。

図-9に正載荷ピーク時の脚部の鉛直方向変位を示す。鉛直変位は、モーションキャプチャー計測⁶⁾を用いて得られた脚部の高さ300mmの位置の鉛直変位である。変位の計測位置を図-10に示す。最大耐力に達する $R=1/133rad$ のサイクルまで、平面保持の仮定が概ね成立していることがわかる。

図-11は図-10に示すように、正載荷時に鉛直方向に圧縮ひずみを受ける西側袖壁の端部の高さ300mmの計測マーカについて、鉛直ひずみを横軸にとって水平荷重を縦軸にとったグラフである。試験体CW3fの最大耐力時の鉛直ひずみは、 4196μ であるのに対してCW4fのひずみは耐力低下のない状態で 8752μ まで達している。図-12に変形角と壁横筋のひずみの関係を示す。ゲージによるひずみの計測位置を図-13に示す。 $R=1/133rad$ の变形ピーク時を見ると試験体CW4fの壁横筋のひずみはCW3fの半分程度と小さい。試験体CW4fは壁筋がCW3fよりも多いため壁板の横方向の変形を拘束する効

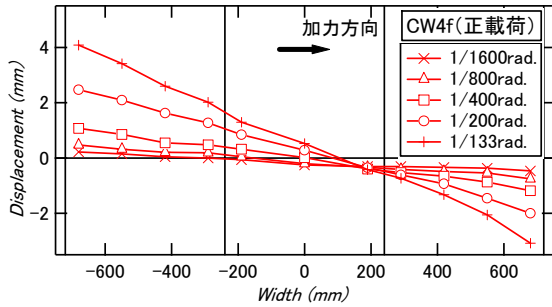
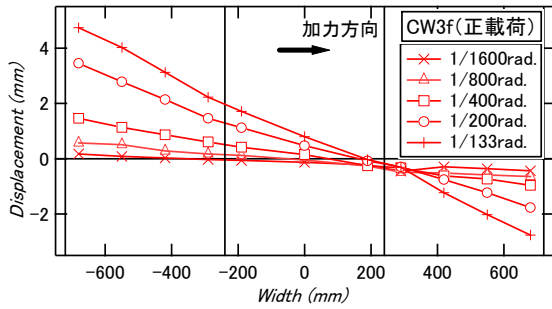


図-9 脚部の鉛直方向の変形

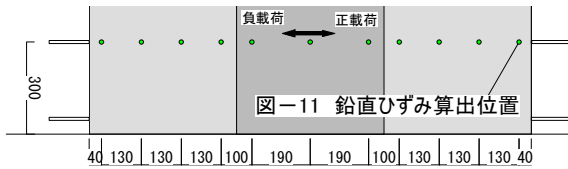


図-10 変位の計測位置

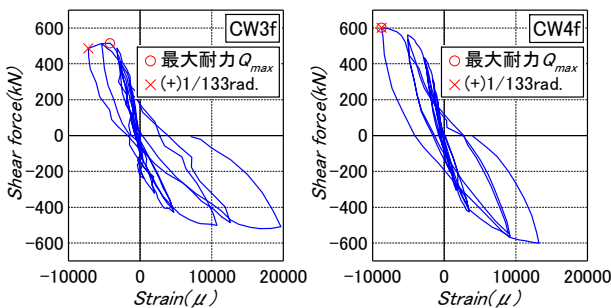


図-11 鉛直ひずみ

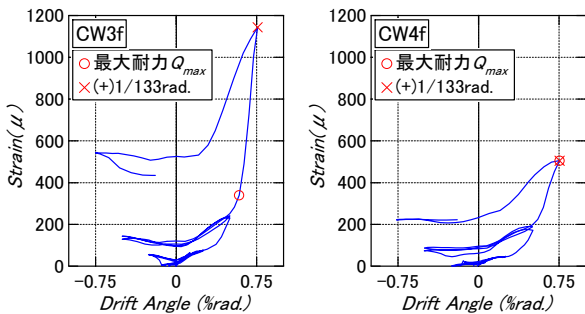


図-12 袖壁横筋のひずみ

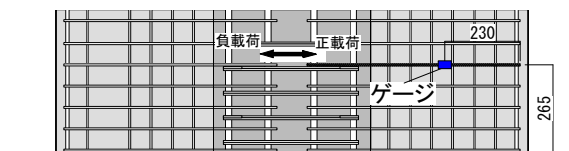


図-13 壁横筋のひずみの計測位置

果などにより、最大耐力時の変形が試験体 CW3f よりも大きくなったと考えられる。

4. 復元力特性の評価

静的荷重増分解析に用いる袖壁付柱の復元力特性の評価法として、次に示す2つのモデル化手法による復元力特性と実験値との比較を行い、適用性を検討する。

4.1 評価法 1

1つ目の評価法は、技術解説書²⁾で示されている袖壁付き柱の評価法を用いる。復元力特性は曲げひび割れ耐力 Q_{mc} と曲げ終局耐力 Q_{mu} を折れ点としたトリリニアでモデル化する。降伏時の変形は、剛性低下率によって評価する。

剛性低下率 a_y は袖壁付き柱の引張鉄筋比 p_t と有効せい d を定義することにより柱および梁の剛性低下率の算定式である菅野式⁷⁾を準用する方法を用いる ((1)式)。引張鉄筋比 p_t は中立軸より引張側に位置する鉄筋の断面積の部材全断面積に対する比で、有効せい d は引張鉄筋群の重心から圧縮縁までの距離である。

$$a_y = \left(0.043 + 1.64np_t + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33\eta_0\right) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (1)$$

ここで、 n : ヤング係数比、 a : シアスパン、 η_0 : 軸力比、 D : 部材の全せいである。

4.2 評価法 2

2つ目の評価法は、曲げ変形およびせん断変形に対する復元力特性をどちらも非線形としてトリリニアでモデル化し、足し合わせたものを全体の復元力特性とする。降伏時の剛性低下率は、技術解説書²⁾で示されている耐震壁を対象とした算定方法に準ずる。

曲げ変形の第1折れ点および第2折れ点は、それぞれ曲げひび割れ耐力 Q_{mc} と曲げ終局耐力 Q_{mu} とする。曲げ変形の降伏剛性低下率は(2)式で算出する。

$$a_y = \frac{M_u c_n}{E_c I_e \varepsilon_y} \quad (2)$$

CW3f, CW4fとも最大耐力時付近で柱主筋が降伏していることから、引張側の柱主筋が降伏ひずみに達した時の状態を曲げ降伏として算出するとして、 ε_y は柱主筋の降伏ひずみとする。また、 c_n は中立軸位置から柱の引張側主筋までの距離とする。中立軸位置は終局曲げモーメント算出時の中立軸位置を用いることとし、 L_{cc} (圧縮縁から圧縮コンクリート領域の図心位置までの距離)の2倍である。

せん断変形の第1折れ点および第2折れ点は、袖壁付き柱のせん断ひび割れ耐力 Q_c 、せん断終局耐力 Q_{su} とする。

また、せん断変形の剛性低下率 β_u は(3)式で算出する。

$$\beta_u = 0.46p_w \sigma_y / F_c + 0.14 \quad (3)$$

式中の記号の詳細については文献2)を参照されたい。

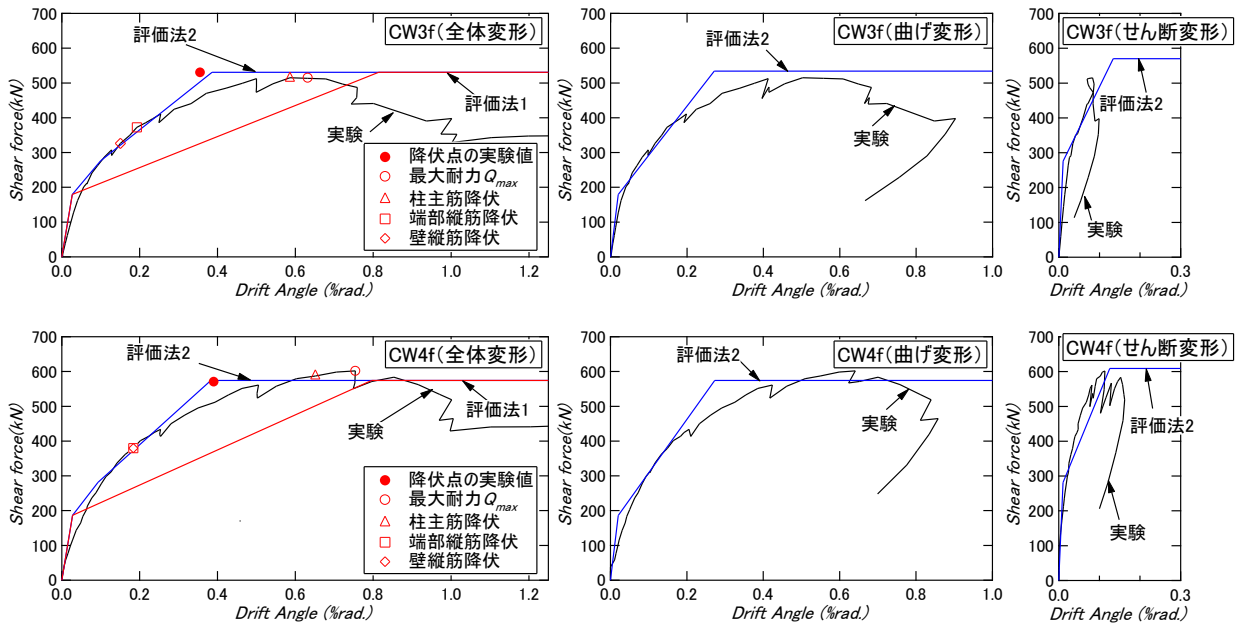


図-14 復元力特性の比較

表-5 モデル化における計算値と実験結果の比較

		初期剛性 (kN/%rad.)	剛性低下率			降伏時変形(%rad.)	
			評価法1		評価法2	評価法1	評価法2
			α_v	α_v	β_w		
試験体 CW3f	実験	3470	0.225	0.215	0.258	0.36	
	計算	6649	0.101	0.221	0.161	0.79	0.39
試験体 CW4f	実験/計算	0.52	2.22	0.97	1.61	0.45	0.92
	実験	3195	0.215	0.194	0.310	0.39	
	計算	6862	0.109	0.228	0.180	0.76	0.38
	実験/計算	0.47	1.96	0.85	1.72	0.51	1.01

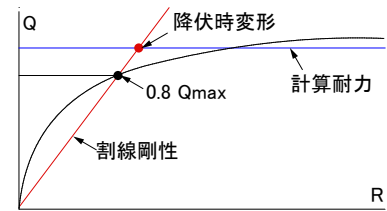


図-15 実験時による降伏時変形

4.3 初期剛性

評価法1および評価法2で用いた初期剛性の算出方法は次のとおりである。曲げ変形に対する初期剛性 K_f は、柱頂部での変形に対して算出し、(4)式で表される。

$$K_f = \left(\left(1 - 3 \frac{a}{h} + 3 \left(\frac{a}{h} \right)^2 \right) \frac{h^3}{3E_c I_e} \right)^{-1} \quad (\text{N/rad.}) \quad (4)$$

ここで、 a : シアスパン、 h : 柱高さ、 E_c : コンクリートの弾性係数、 I_e : 等価断面2次モーメントである。

せん断変形に対する初期剛性 K_s は、(5)式で表される。また、形状係数 κ は文献8)のエネルギー法に基づいて算出し、 $\kappa=1.23$ を用いた。

$$K_s = \frac{G_c A}{\kappa} \quad (\text{N/rad.}) \quad (5)$$

ここで G_c : コンクリートのせん断弾性係数、 A : 全断面積である。

部材全体の初期剛性 K は(6)式で表される。

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_f}} \quad (6)$$

4.4 復元力特性モデルの比較

図-14および表-5に復元力特性の実験値と計算値の

比較を示す。表-5に示す初期剛性の実験値は $R=1/1600\text{rad.}$ のサイクルの正負ピーク時の割線剛性である。実験による降伏時剛性低下率は図-15に示すように、最大耐力の0.8倍の点と原点を結んだ割線剛性を計算による初期剛性で除した値とし、降伏時の変形は、その割線剛性を示す直線が耐力の計算値となるときの変形角として算出した。

実験による降伏時の変形は、試験体CW3fで0.36%rad、試験体CW4fで0.39%radとなり、壁筋比が大きい試験体CW4fが大きい値となっている。ここでの降伏時変形の定義を用いた場合、壁筋が増えることによって水平耐力が大きくなると剛性低下率が大きくなると考えられるが、3.3節で述べたように壁筋比が大きくなることで最大耐力時の変形が大きくなり、剛性低下率がわずかに小さくなった結果と考えられる。

評価法1における降伏時剛性低下率は両試験体において計算値に対する実験値の比はCW3fでは2.22、CW4fでは1.96であり、実験の剛性低下率を過小に評価することとなった。実験による降伏変形は計算値の4~5割程度であり、実験の降伏時剛性低下率を過小評価することに伴い実験の降伏変形を大きめに評価している。

耐震壁のモデル化手法を準用した評価法2は降伏時変形の計算値は実験値と概ね一致しており、図-14を見ても実験の全体変形を良好に評価できている。

5. 袖壁付き柱の剛性低下率に関する考察

4章において評価法1では降伏時剛性低下率を過小評価していたことから、本章では降伏時剛性低下率（以下 α_y ）と np_t の関係、また、壁筋比（以下 p_s ）が α_y と降伏時変形に及ぼす影響について検討を行う。検討においては、既往論文の袖壁付き柱も対象として、曲げ破壊型17体、せん断破壊型15体の計32体も用いる。腰壁および垂れ壁付き柱は含まれていない。なお、文献5)の試験体CW2fは、今回の試験体と形状は同じで p_s (=0.26%)のみ異なる試験体である。既往実験として取り上げた論文については文献4)を参照されたい。

図-16に α_y の実験値と計算値の比較を示す。図-16(a)は np_t を横軸とし、図-16(b)は p_s を横軸として α_y の実験値/計算値を示している。計算値に対する実験値の比の平均値は1.46、変動係数は39%となる。また、全体的に過小評価となるが、特に np_t が小さくなるほど過小評価の傾向がある。これは図-16(b)の p_s との関係についても同様の傾向が確認された。 p_s と α_y の実験値の関係および p_s と降伏時変形の実験値との関係を図-17に示す。図には回帰直線を併せて示している。既往の実験を含めても、 p_s が大きくなると実験値の α_y は小さくなり、これに対応して実験の降伏時変形は大きくなることが確認できた。

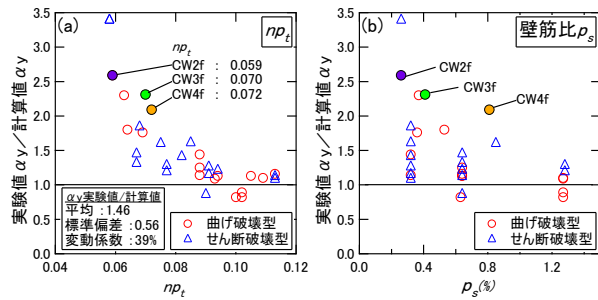


図-16 降伏時剛性低下率の実験値と計算値の比較

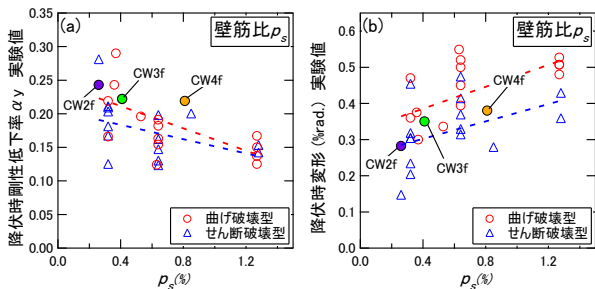


図-17 壁筋比と降伏時剛性低下率及び変形との比較

6. まとめ

壁筋比が異なる袖壁付き柱の加力実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

- ・両試験体とも $R=1/133\text{rad}$ のサイクルで袖壁コンクリートの圧壊により最大耐力に達し曲げ破壊に至った。
- ・壁筋比が大きくなるほど最大耐力時の変形角は大きくなった。
- ・菅野式を準用した手法では降伏時変形を過大評価し、耐力壁モデルを用いた手法では実験結果と概ね一致した。
- ・評価法1における np_t あるいは p_s が小さく、降伏時剛性低下率を過小評価する傾向がある。
- ・壁筋比が大きくなるほど、降伏時剛性低下率は小さく、降伏時変形は大きくなる傾向にある。

謝辞

本研究の一部は東京工業大学 科学技術創成研究院 フロンティア材料研究所共同利用研究を利用して実施されました。ここに記して敬意を表します。

参考文献

- 1) 福山洋ほか：損傷低減のために袖壁・腰壁・垂れを活用した実大5層鉄筋コンクリート造建築物の静的載荷実験（その1~その18），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.209-244, 2016.8
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所：2015年建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 3) 建築研究所：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証，建築研究資料 No.197, 2020.3
- 4) 松井智哉，佐々木菜月ほか：RC造袖壁付き柱の構造実験と降伏時変形の評価に関する考察，コンクリート工学会年次論文集，pp.337-342, 2022.7
- 5) 大勝圭輝，松井智哉ほか：破壊形式の異なる鉄筋コンクリート造袖壁付き柱の静的加力実験，コンクリート工学会年次論文集，pp.349-354, 2022.7
- 6) 松井智哉，加納拓馬ほか：鉄筋コンクリート造柱の損傷量と偏差ひずみ不変量に関する実験的研究その1：実験概要及び計測方法，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.203-204, 2021.9
- 7) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究，コンクリートジャーナル，Vol.11, No.2, 1973.2
- 8) 大久保全陸：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究（その2，剛性および終局曲げ強度に関する考察），日本建築学会論文報告集，No.207, 1973.5