論文　袖壁付き柱部材及び長方形断面壁部材における端部拘束が靭性能に与える影響に関する実験研究

工藤　陸*1・向井　智久*2・渡邊　秀和*2・衣笠　秀行*3

要旨：壁厚および壁端部拘束筋をパラメータとした袖壁付き柱 3 体と壁端部が拘束された長方形断面壁 1 体に対して静的載荷実験を行った。試験体は全て曲げ破壊型となるよう計画し，端部拘束が靭性能に与える影響について検証した。袖壁付き柱については最大耐力到達後の変形性能を保有水平耐力計算規準に基づく方法を用いて靭性評価に関する検討を実施し，端部拘束域における拘束筋間隔が与える影響について確認した。また長方形断面壁試験体の降伏時剛性について，柱部材を対象とした既往の評価式を用いる方法を検討した。

キーワード：袖壁付き柱，長方形断面壁，端部拘束，靭性能，剛性低下

1.　はじめに

鉄筋コンクリート構造における袖壁付き柱は，柱の剛性，耐力を向上させる構造部材であるが，最大耐力到達後の耐力低下が急激なことから，壁端部拘束域の確保が極めて重要となる。一方，長方形断面壁試験体は国内で構造部材として用いられる例は少ないため，構造特性評価に関する検討が十分な状況とは言えない。

以上のことから，本論では壁厚および端部拘束の程度をパラメータとした曲げ破壊を想定した袖壁付き柱を対象に載荷実験を行い，主に拘束領域の違いが靭性能に与える影響を実験的に確認し，袖壁付き柱の靭性確保に必要な項目について検討する。

また，長方形断面壁においても同様の実験を行い，前述の端部拘束が靭性能に与える影響に加え，降伏時剛性について検討した。

2.　実験概要

2.1　試験体概要

試験体概要を**表－1** に，使用した鉄筋とコンクリートの材料特性を**表－2, 3** に，試験体一覧を図－1 に示す。全試験体共通因子は柱壁内法長さ h=1700mm，シアスパン M/Q=2400mm，袖壁付き柱試験体 3 体の共通因子は柱断面 B×D=450×450mm, 袖壁を含めた全せい D'=1350mm である。変動因子として，CW3-D，CW3-DC については袖壁端部拘束筋の程度が異なり，この違いが靭性能に与える影響を検討することを目的としている。また壁厚が薄くシングル配筋である CW3-S は，ダブル配筋の袖壁付き柱と耐力を同程度となるよう，壁端部補強筋に高強度鉄筋として SD785 を使用している。一方，MW-DC は配筋を袖壁付き柱に見立てた長方形断面壁試験体で，長方形断面壁の端部拘束が靭性能に与える影響を検討する。

2.2　加力計画

図－2 に示す載荷装置を用いて水平方向に変位制御で正負交番繰り返し載荷を行い, 柱断面に対して軸力比 0.1 の一定軸力を与える。載荷履歴は，変位制御により部材角(=柱頂部変形/柱内法高さ)を 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50，1/33(rad)と漸増させ，繰り返し回数として 1/800 を 1 サイクル，1/400 以降は 2 サイクルずつ行い，最終的に 1/20(rad)まで押し切る。なお MW-DC に関しては，1/20(rad)でも最大耐力の 80%まで耐力が低下していなかったため 1/15(rad)まで載荷を行った。

表－1 試験体概要

<table>
<tr><th>試験体名</th><th>柱断面
(mm×mm)</th><th>壁厚
(mm)</th><th>壁長さ
(mm)</th><th>柱帯筋</th><th>柱主筋</th><th>壁縦筋</th><th>壁端部筋</th><th>壁横筋</th><th>端部拘束筋</th><th>軸力比</th></tr>
<tr><td>CW3-S</td><td rowspan="3">450×450</td><td>80</td><td rowspan="3">1350</td><td rowspan="3">D10(SD295)
@60</td><td rowspan="3">D19(SD345)
@80</td><td>2-D6(SD785)
@200</td><td>2-D16(SD785)
@50</td><td>8-D6(SD785)
@200</td><td rowspan="2">無</td><td rowspan="4">0.1</td></tr>
<tr><td>CW3-D</td><td rowspan="2">150</td><td>3-D6(SD295)
@125</td><td>3-D10(SD295)
@40</td><td>13-D6(SD295)
@125</td></tr>
<tr><td>CW3-DC</td><td>D6(SD295)@125</td></tr>
<tr><td>MW-DC</td><td>無</td><td>250</td><td>1150</td><td>無</td><td>無</td><td colspan="2">D13-SD345
@55</td><td>18-D6(SD295)
@90</td><td>18-D6(SD295)
@90</td></tr>
</table>

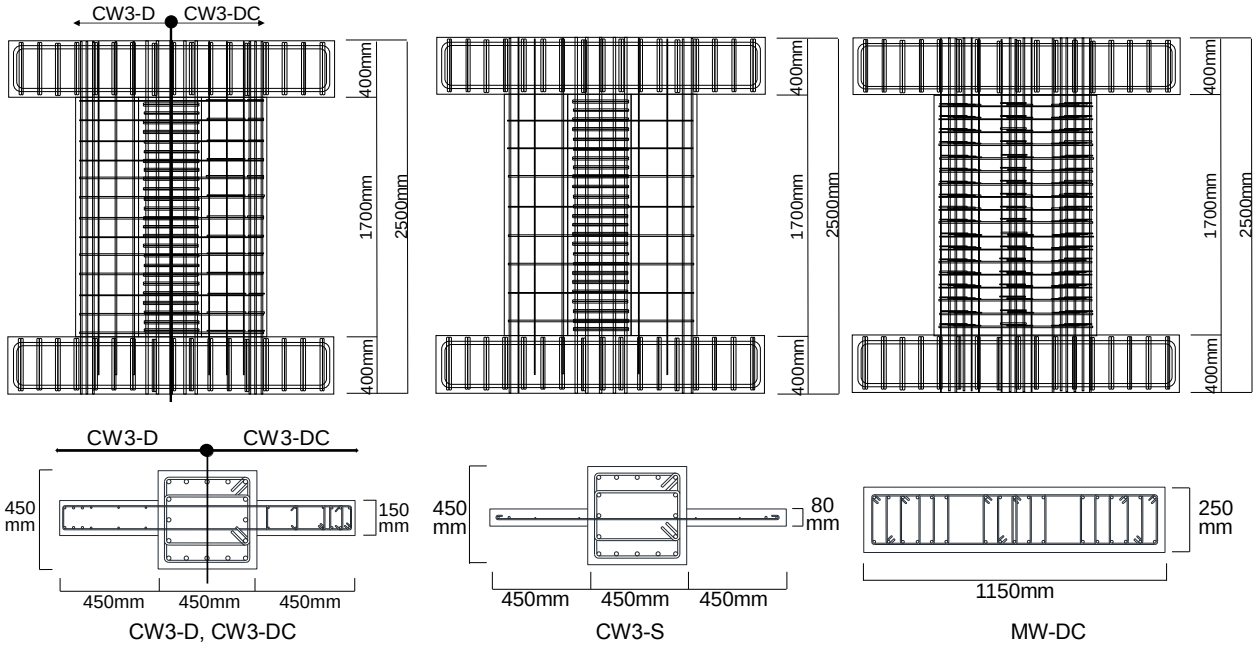
*1 東京理科大学大学院　理工学研究科建築学専攻　(学生会員)
*2 国立研究開発法人建築研究所　構造研究グループ　博士(工学)　(正会員)
*3 東京理科大学　理工学部建築学科　工博　(正会員)

表－2　コンクリート材料特性

試験体名	圧縮強度 (N/mm²)	ヤング係数 (Gpa)	圧縮強度時歪 (%)
CW3-S	33.7	28.0	0.205
CW3-D	30.0	28.4	0.212
CW3-DC	33.8	28.8	0.218
MW-DC	34.1	30.0	0.201

表－3　鉄筋材料特性

鉄筋種類	引張強度 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	ヤング係数 $\times 10^4$ (N/mm^2)
D19(SD345)	562.6	375.3	19.1
S16(KSS785)	1043.1	855.8	18.9
D13(SD345)	544.2	368.8	19.4
D10(SD295)	520.7	375.0	19.6
S6(KSS785)	1167.5	925.0	19.2
D6(SD295)	571.5	450.2	20.5



図－1　試験体一覧

3.　実験結果

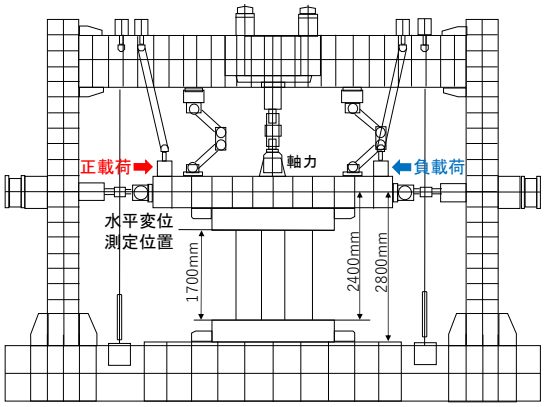
3.1　破壊経過

CW3-S は正載荷時 Q=82.2(kN)，負載荷時 Q=－50.0(kN)で袖壁部分に曲げひび割れが発生し，R=0.71(%)で最大耐力 Q=407.8(kN)を迎えた。端部筋の座屈は最終変形角 1/20(rad)になっても確認されず，袖壁小口面に端部補強筋に沿った大きな亀裂が生じたことから，最終的な破壊性状は付着割裂破壊と判断した。

CW3-D は正載荷時 Q=113.2(kN)，負載荷時 Q=－115.7(kN)で袖壁部分に曲げひび割れが発生し，R=0.68(%)で最大耐力 Q=476.1(kN)を迎えた。袖壁脚部の圧壊から，最終的な破壊性状は曲げ圧縮破壊と判断した。

CW3-DC は正載荷時 Q=160.0(kN)，負載荷時 Q=－50.1(kN)で袖壁部分に曲げひび割れが発生し，　R=0.80(%)で最大耐力 Q=504.0(kN)を迎えた。袖壁脚部の圧壊から，最終的な破壊性状は曲げ圧縮破壊と判断した。

MW-DC は正載荷時 Q=144.0(kN)，負載荷時 Q=－99.7(kN)で壁部分に曲げひび割れが発生し，R=1.86(%)で最大耐力 Q=469.6(kN)を迎えた。壁脚部の圧壊から，最終的な破壊性状は曲げ圧縮破壊型と判断した。



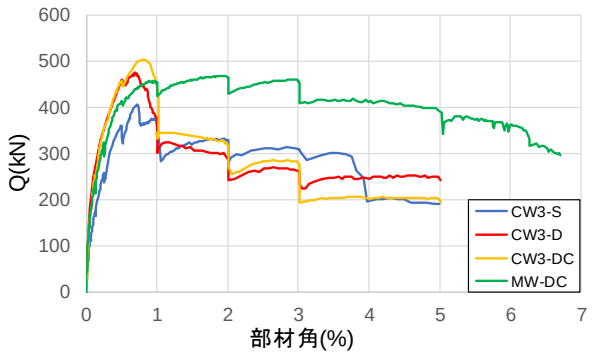
図－2　載荷装置

3.2　変形性状

図－3 に試験体 4 体の荷重変形関係の包絡線の比較と，**表－4** に最大耐力時の変形角と終局変形角を示す。ここでは，包絡線により最大耐力の 8 割まで耐力が劣化した時点での変形角を終局変形角と定義するが，包絡線がその後再び 8 割以上に耐力が復元した場合は，耐力が 8 割まで低下した変形角のうち最大の変形角を終局変形角とする。CW3-DC は CW3-D と比較して，靭性向上のために袖壁端部に拘束筋が配されていたが，終局変形角に

大きな違いが見られていない。また CW3-S は壁厚の大きい袖壁付き柱試験体の 2 倍近い終局変形角となり，結果としてダブル配筋の試験体よりも高い靭性能が確認された。また MW-DC は終局変形角が 5.6(%)と大きくかつ耐力の低下が緩やかで，他と比べても高い靭性能が確認された。

また，**図－4** に試験体 4 体の荷重変形関係と主要鉄筋の降伏状況，最終的な破壊経過の写真を示す。CW3-S は袖壁部分のコンクリートが広範囲で剥落しているものの，袖壁端部に配した太径の壁端部補強筋座屈が確認されていないことから，靭性が確保されたものと考えられる。



図－3　包絡線比較

表－4　最大耐力時変形角と終局変形角

試験体名		CW3-S	CW3-D	CW3-DC	MW-DC
最大耐力時	耐力(kN)	407.8	476.1	504.0	469.6
	変形角(%)	0.71	0.68	0.80	1.86
終局変形時	耐力(kN)	326.2	380.9	403.2	375.7
	変形角(%)	2.01	0.99	1.01	5.61

4.　考察

4.1　骨格曲線評価

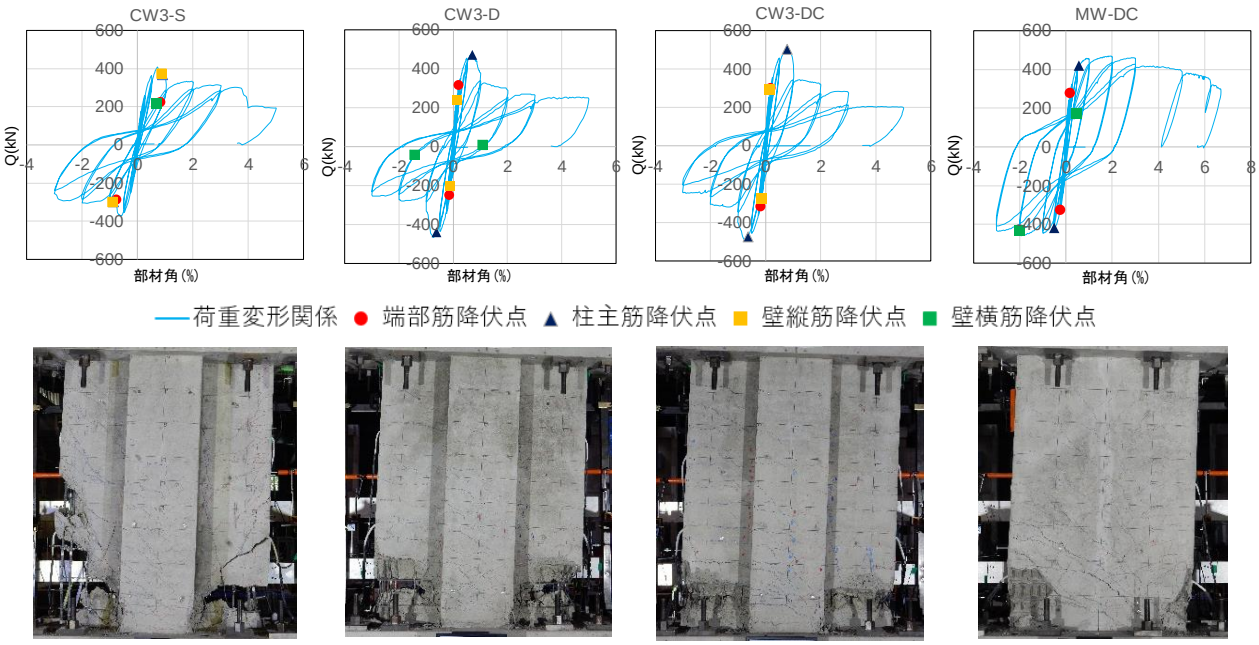
試験体 4 体における変形性状を算定するために骨格曲線による算定を行った。袖壁付き柱試験体 3 体の骨格曲線には，曲げ塑性理論に基づき圧縮縁のコンクリートひずみ度ε_cが 0.003 となると仮定した際の中立軸位置から引張鉄筋量およびそれらの引張合力を決定し，終局モーメントM_uを算出することで曲げ終局強度を求め，初期剛性，曲げひび割れ強度，剛性低下率においては，文献 1)袖壁付き柱部材を引用した。

文献 2)では柱型のない長方形断面壁であっても，端部拘束域に柱部材に相当する部材があれば耐力壁と見なすことが可能とされており，MW-DC 試験体は耐力壁部材として算定できると判断した。これにより骨格曲線としては，袖壁付き柱と同様に曲げ塑性理論に基づく曲げ終局強度を求め，文献 1)耐力壁部材における初期剛性，曲げひび割れ強度，剛性低下率を評価する式を使用した。なお曲げ剛性低下率を式(1)に，せん断剛性低下率を式(2)に示す。

$$\alpha_{y1} = \frac{wM_y c_n}{E l_w \varepsilon_y} \tag{1}$$

$$\beta_u = 0.46 p_w \sigma_y / F_c + 0.14 \tag{2}$$

ここで，α_{y1}:曲げ剛性低下率，wM_y:耐力壁の曲げ終局強度(N/mm), c_n:弾性時中立軸から引張側柱中心までの距離(mm)，E:コンクリートのヤング係数(N/mm^2)，l_w:耐力壁の断面二次モーメント(mm^4)，ε_y:側柱主筋の降伏ひず



図—4　荷重変形関係と鉄筋降伏位置

み度，β_u:せん断剛性低下率，p_w:壁筋比，σ_y:壁筋の降伏強度(kgf/cm^2)，F_c:コンクリート圧縮強度(kgf/cm^2)とする。

上記の評価方法を用いて，袖壁付き柱試験体である CW3-S，CW3-D，CW3-DC の 3 体において，骨格曲線を算定した結果を**図－5** に示す。**図－5** より計算結果は概ね実験から得られる骨格曲線を捉えているが，長方形断面壁試験体 MW-DC の第一折れ点後の剛性が高く算定されており，剛性低下率の評価の精度に改善の余地があることを確認した。そのためここでは，長方形断面壁部材における剛性低下率の評価として，文献 1)の柱部材の降伏時剛性低下率を評価する式を使用した。その剛性低下率を式(3)に示す。

$$\alpha_{y2} = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\,a/D + 0.33\eta_o)(d/D)^2 \qquad (3)$$

ここでα_{y2}：剛性低下率，n：ヤング係数比，p_t：引張鉄筋比，a/D：シアスパン比，η_o：軸力比，d：有効せい(mm)，D：部材全せい(mm)とする。

なお文献 1)の式(3)は柱の有効せいを使用しているが，長方形断面壁部材における有効せいは文献 1)の耐力壁部材のせん断終局強度式における長方形断面の有効せい d の定義である d=0.95Dを使用した。また引張鉄筋比p_tにおいては，文献 3)により平面保持仮定に基づきシングル配筋の場合壁断面積の 40%，ダブル配筋の場合 25%のコンクリート断面が縦筋の降伏ひずみに達した時点の中立軸位置から引張鉄筋を求め，この引張鉄筋の全断面積α_tと有効せい d と壁厚 t から引張鉄筋比 $p_t = at/td$として算定する。

袖壁付き柱試験体である CW3-S，CW3-D，CW3-DC の骨格曲線と荷重変形関係の比較，長方形断面壁試験体 MW-DC における式(3)により剛性低下率を算定した骨格曲線と式(1)(2)により剛性低下率を算定した骨格曲線の比較と，式(3)の精度を検証するために文献 4)や 5)の長方形断面壁試験体 3 体（MW2-S，MW2-D，MW4-D）を加えて評価した結果を**図－5** に示す。

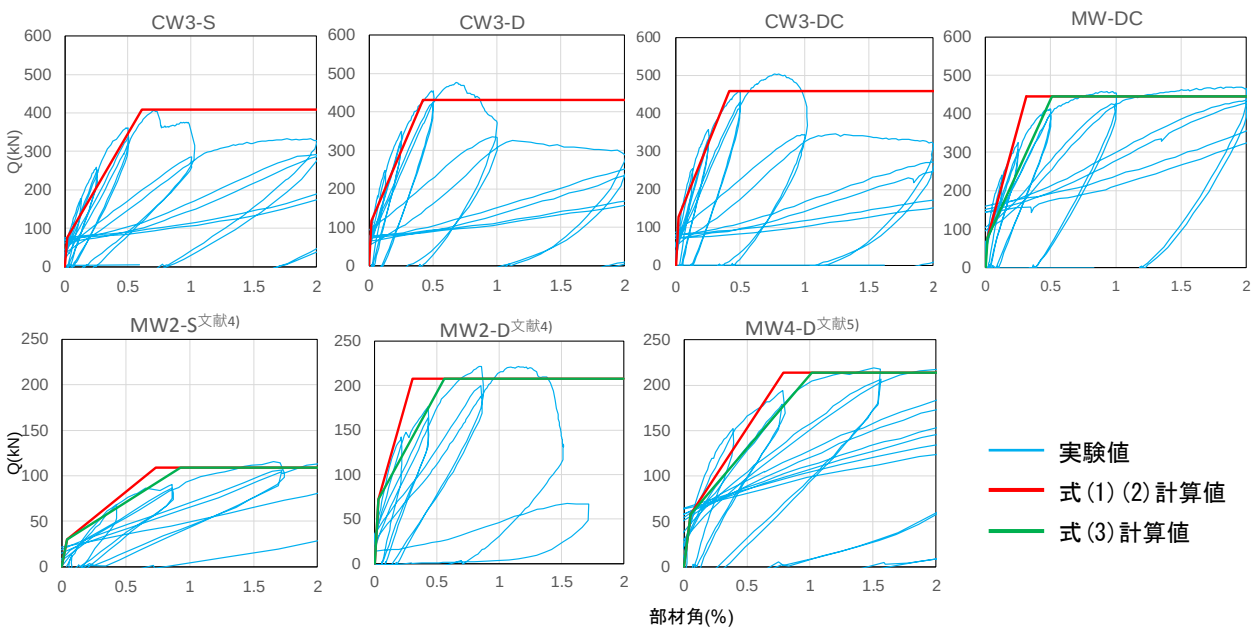
図－5 より，長方形断面壁試験体 MW-DC においては，式(1)(2)の剛性低下率において算定した骨格曲線よりも式(3) の剛性低下率において算定した骨格曲線がより正確に荷重変形関係を捉えている。

また MW2-S，MW2-D，MW4-D の 3 体においても，式(3)における骨格曲線が式(1)(2)よりも正確に荷重変形関係を捉えていることが確認された。

4.2　部材種別

今回の実験で用いた袖壁付柱試験体 3 体において，袖壁付柱の部材種別 [2]により判定を行った。**表－5** に文献 2)における袖壁付柱の部材種別判定法を示す。文献 2)では圧縮端部から中立軸位置までの 2/3 以上の領域において横筋比 0.6%以上で拘束していれば，最終判定の FC を FB に，FB を FA として判定でき，終局変形角の目安としては FA でおよそ 2.0%以上の変形能力が期待できると記載されている。

ここで，Q_{su}/Q_{mu}:せん断余裕度，h_0:内法高さ(mm)，D:柱せい(mm)，σ_0:柱断面に対する軸応力度(N/mm^2)，F_c:コンクリート設計強度(N/mm^2)，p_g:柱断面に対する全主筋断面積比，σ_y :主筋の材料強度(N/mm^2)，σ_{0w}: 柱断面に対する軸応力度(N/mm^2) (変動軸力は袖壁が圧縮側になるときの軸力)，t_w:壁厚(mm)，A_c:柱断面積(mm^2)，τ_u:全断面に対するせん断応力度(N/mm^2)とする。



図－5　骨格曲線比較

これにより判定した袖壁付柱試験体 3 体の判定結果を以下の**表－6** に示す。3 体とも$t_w/\sqrt{A_c}$ により判定が決定しているが，CW3-DC に関して，圧縮端部から中立軸位置までの 2/3 以上を壁面内方向の横筋比 0.68%で拘束したため，最終判定を FB から FA とした。ここで記す面内・面外方向の横筋比の計算方法を以下の式(4)(5)に，使用した記号の詳細図を**図－6** に示す。

$$p_{sh1} = a_{t1}/st \tag{4}$$

$$p_{sh2} = a_{t2}/sL \tag{5}$$

ここで，p_{sh1}：面内方向横筋比，a_{t1}：袖壁端部拘束域の面内方向横筋総断面積(mm²)，s：横筋間隔(mm)，t：壁厚(mm)，p_{sh2}：圧縮縁から中立軸位置までの 2/3 の範囲内に存在する面外方向横筋比，a_{t2}：袖壁端部拘束域の面外方向横筋総断面積(mm²)，L：圧縮縁から中立軸位置までの 2/3 の長さ(mm)とする。

ここで，CW3-DC の実験値による終局変形角は 1.01%であるため，FA ほどの変形能力が確認されていない。これは，CW3-DC 壁面内方向の横筋比 0.68%で拘束していたため，判定を繰り上げているが，端部壁面外方向の横筋比は 0.47%であり，壁面内方向の端部拘束は十分だったが，壁面外方向の端部拘束が不足していたものと考えられるため，横筋比による判定の繰上げの際は面内外両方向の横筋比が 0.6%以上で拘束している場合のみ繰り上げることが妥当と考えられる

また，**表－6** において**表－4** より実験で 3 体中最も終局変形角が大きい CW3-S の判定が$t_w/\sqrt{A_c}$により決定し FD となっているが，壁端部補強筋に D16(SD785)の高強度で太径鉄筋を使用している CW3-S のような部材の種別判定は現時点では難しいと考えられる。

表－5　部材種別判定法 [2)]

判定事項	FA	FB	FC	FD
Q_{su}/Q_{mu}	1.25以上	1.1以上	1.0以上	FA,FB,FC のいずれにも該当しない場合
h_o/D	2.5以上	2.0以上	－	
σ_o/F_c	0.35以下	0.45以下	0.55以下	
$(p_g\sigma_y+\sigma_{ow})/F_c$	0.33以下	0.5以下	0.66以下	
$t_w/\sqrt{A_c}$	0.4以上	0.3以上	0.25以上	
τ_u/F_c	0.1以下	0.125以下	0.15以下	

表－6　各試験体の部材種別判定結果

判定事項	CW3-S		CW3-D		CW3-DC	
	計算値	判定	計算値	判定	計算値	判定
Q_{su}/Q_{mu}	1.53	FA	1.64	FA	1.60	FA
h_o/D	3.78	FA	3.78	FA	3.78	FA
σ_o/F_c	0.10	FA	0.10	FA	0.10	FA
$(p_g\sigma_y+\sigma_{ow})/F_c$	0.10	FA	0.10	FA	0.10	FA
$t_w/\sqrt{A_c}$	0.18	FD	0.33	FB	0.33	FB
τ_u/F_c	0.043	FA	0.043	FA	0.040	FA
横筋比考慮	無		無		FB→FA	
最終判定	FD		FB		FA	

4.3　終局変形角算定法

終局変形角を算定するにあたり曲げ終局変形の算定式 (6)[2)]を用いた。

$$R_u = c \times 2t_w \times \varepsilon_{cu}/x_n \tag{6}$$

ここで，R_u：終局変形角(rad)，c:実験結果に基づく係数で$c = 6$とする，t_w：壁厚(mm)，x_n：中立軸位置(mm)とする。またひずみ度ε_{cu}は端部拘束時 0.006，端部無拘束の場合 0.003 とする。

式(6)は袖壁付き柱に用いる式だが，配筋を袖壁付き柱に見立てた MW-DC においても適用した。試験体 4 体における実験時の終局変形角と式(6)における計算値の比較を**表－7** に示す。**表－7** において，**4. 2** でも述べたとおり，CW3-S は特殊な鉄筋を使用しているため計算値の精度が悪いが，CW3-D の計算値の精度はよく，CW3-DC の計算値は大きく危険側に算定されている。これは，ひずみ度ε_{cu}が端部拘束時 0.006，端部無拘束の場合 0.003 と端部拘束筋の有無で決定されるが，CW3-DC は端部無拘束の CW3-D と同程度の変形性状であるため，4.2 で示すように壁面内方向に比べ，壁面外方向の横筋による端部拘束が不十分だったことから，靭性能が向上していないものと考えられる。そのため，端部拘束によるひずみ度ε_{cu}に条件を加えることで式(6)の精度の改善策について検討した。その条件として，ここでは ACI318（14）の耐震壁の規定に記されている拘束条件を用いる。当該 ACI 規定の拘束条件を以下に示す。

①拘束域長さ：c $-0.1l_w$と$c/2$以上である。

②壁厚：$h_w/16$以上である。

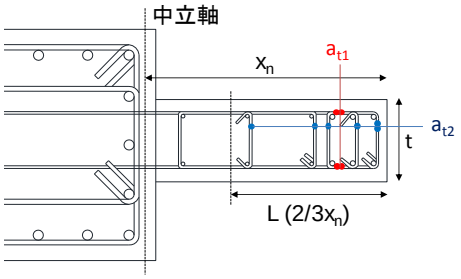
③横補強筋間隔：次の 3 つの条件を満たす。

(1) 壁厚の$1/3$以下

(2)最小縦筋径の 6 倍以下

(3)$s_o = 100 + (355 - h_x)/75$ (mm)以下

ここで，c：中立軸深さ(mm)，l_w：袖壁付き柱全体の長さ(mm)，h_w:袖壁付き柱のクリアスパン(mm)，h_x:フープ



図－6　記号詳細図

表－7　終局変形角実験値と計算値の比較

試験体名		CW3-S	CW3-D	CW3-DC	MW-DC
終局変形時	実験値(%)	2.01	0.99	1.01	5.61
	計算値(%)	0.58	1.08	2.20	6.96
	精度（実/計）	3.47	0.92	0.46	0.81

筋，中子筋の両方と接続する縦筋の最大の中心間距離(mm)とする。なおこの条件は長方形断面壁試験体に用いる条件で，袖壁付き柱試験体に適用する際は横補強筋間隔条件の(1)壁厚の1/3以下を最小柱寸法の1/6以下に変更して用いている。

以上の条件を端部拘束されている試験体 CW3-DC, MW-DC において適用した計算結果と実際の試験体寸法を以下の**表－8** に示す。**表－8** より CW3-DC，MW-DC ともに横補強筋間隔の項目が条件を満たしていない。袖壁は端部筋の影響が靭性能に与える影響が大きいと考え，ここでは 最小縦筋径の 6 倍という条件を端部補強筋径の 6 倍以下と変更した。そのように一部規定を変更した場合に判定した結果を**表－9** に示す。

次に，前述のひずみ度ε_{cu}の端部拘束条件として前述の修正した ACI 規定を用い，横補強筋間隔条件のうち一番小さい値となる横補強筋間隔を実際の横補強筋間隔で除し，その値が条件を満たしていない程度に応じて以下のようにひずみ度ε_{cu}の低減を行う。

・端部無拘束時：$\varepsilon_{cu} = 0.003$

・端部拘束時：$\varepsilon_{cu} = 0.006 \times k$

ここで，低減係数 k＝(最小 ACI 横補強筋間隔÷試験体の横補強筋間隔)とする。(ただし，0.5 ≦ k ≦ 1.0)

この条件を式(6)に加え，**表－9** の計算値から終局変形角を算定した結果を以下の**表－10** に示す。**表－10** より CW3-DC，MW-DC ともに式(6)の精度が向上したことから，端部拘束領域における横筋間隔を考慮する必要があると言える。

表－8　ACI 規定を適用した場合の判定結果

ACI規定			計算値	条件	実寸	
CW3-DC	拘束域長さ	c-0.1lw	275	計≦実	288	mm
		c/2	205			mm
	壁厚	hw/16	106	計≦実	150	mm
	横補強筋間隔	柱せい/6	75	計≧実	125	mm
		最小縦筋×6	36			mm
		So	103			mm
MW-DC	拘束域長さ	c-0.1lw	180	計≦実	275	mm
		c/2	147			mm
	壁厚	hw/16	106	計≦実	250	mm
	横補強筋間隔	壁厚/3	83	計≧実	90	mm
		最小縦筋×6	78			mm
		So	104			mm

表－9　一部修正した ACI 規定を適用した場合の判定結果

ACI規定修正版			計算値	条件	実寸	
CW3-DC	拘束域長さ	c-0.1lw	275	計≦実	288	mm
		c/2	205			mm
	壁厚	hw/16	106	計≦実	150	mm
	横補強筋間隔	柱せい/6	75	計≧実	125	mm
		端部筋×6	60			mm
		So	103			mm
MW-DC	拘束域長さ	c-0.1lw	180	計≦実	275	mm
		c/2	147			mm
	壁厚	hw/16	106	計≦実	250	mm
	横補強筋間隔	壁厚/3	83	計≧実	90	mm
		端部筋×6	78			mm
		So	104			mm

表－10　終局変形角実験値と修正後計算値の比較

試験体名		CW3-S	CW3-D	CW3-DC	MW-DC
終局変形時	実験値(%)	2.01	0.99	1.01	5.61
	計算値(%)	0.58	1.08	1.10	6.03
	精度(実/計)	3.47	0.92	0.92	0.93

5.　まとめ

①長方形断面壁部材を式(1), (2)における耐力壁の剛性低下評価法で算定したところ，骨格曲線が正確に荷重変形関係を捉えられなかったが，式(3)の柱部材の剛性低下率評価式で算定したところ，比較的精度良く荷重変形関係を捉えることができた。

②袖壁付き柱試験体 3 体において文献 2)に記される部材種別において靭性の評価をしたところ，横筋比の条件を面内方向だけでなく面外方向も考慮することの必要性を確認した。

③文献 2)壁部材に記されている曲げ終局変形の定式(6)により試験体 4 体の終局変形角を算定したところ，端部拘束筋が十分でなかったためひずみ度ε_{cu}が正しく判定されておらず，計算値の精度が低下していた。そのため，現行の ACI 規定に基づく横補強筋間隔の条件を準用して，拘束筋の配筋程度に応じてひずみ度ε_{cu}の値を修正することで，終局変形角をより正確に算定可能となった。

参考文献

1)　国土政策技術総合研究所ほか監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，pp.649-651，661-669，672-679，2015.6

2)　日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説，pp.209-211，pp.217-219，pp.236-242，2016.4

3)　相澤勇人，向井智久，衣笠秀行，宮下卓也：鉄筋コンクリート造方立壁・袖壁付柱の骨格曲線評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp461-462，2014.9

4)　坂下雅信，向井智久，谷　昌典，石岡　拓：腰壁，垂れ壁が取り付く RC 造方立壁の構造特性に関する研究，日本コンクリート工学年次論文集，Vol38,No.2，pp.397-402，2016.7

5)　石岡　拓ほか：RC 造壁付き架構の構造特性と損傷状態に関する研究，垂れ壁・腰壁付き RC 造方立壁部材の構造特性と損傷状態に関する実験的研究，日本地震工学会論文集，pp.151-161，2016.1

謝辞：本研究は，建築研究所指定研究課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」，科学研究費補助金（基盤研究(A)，課題番号：26242035）により実施した。関係各位に謝意を表します。