

論文 セン断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究

壁谷澤 寿成^{*1}・壁谷澤 寿海^{*2}・東條有希子^{*1}・壁谷澤 寿一^{*1}

要旨：本研究ではそで壁付き柱の力学性状の把握、耐震診断基準における終局強度式の修正案の提案およびその妥当性の検討を目的として、そで壁の配筋の異なる4体のそで壁付き柱の破壊試験を行った。本試験での実験結果と既往のそで壁付き柱の実験結果を用いて既往式と分割累加による修正式を比較したところ、修正式は既往式と比べて実験値と良い対応を示していることが確認できた。

キーワード：そで壁付き柱、セン断終局強度、耐震診断基準、荒川式、

1. はじめに

現在の鉄筋コンクリート造建物において、そで壁は耐震要素として有効に働くにもかかわらず、耐震スリットなどにより構造部材と切り離して設計されることが多い。これはそで壁付き柱の耐力、靱性および損傷レベルの評価法が不明確であるためである。柱自体の耐力はそで壁によって向上するので、スリットを設けるのは多くの場合合理的とはいえない。現在、日本建築センターの構造関係技術解説書¹⁾(以下構造技術指針)や日本建築防災協会の耐震診断基準²⁾に示されているそで壁のセン断終局強度の評価式はそで壁付き柱のモデル化という点において力学的な根拠があいまいである。さらに片側そで壁付き柱においては、耐震診断基準では柱のみの終局強度との平均値としているが、構造技術指針ではその評価法が明確になっていない。本研究はそで壁付き柱のセン断強度に関して実用的な評価式を提案し、本実験結果および過去に行われた既往の実験結果と比較することにより提案式の妥当性を検証したものである。

2. 実験の概要

2.1 試験体の概要

実験対象とした試験体4体のうち、配筋詳細図の一例を図-1に、断面および配筋の詳細を表-1に示す。また表-2に各試験体のコンクリート及び鉄筋の材料特性

を示す。試験体は試験体SWを標準試験体とした計4体である。試験体の形状は全て共通でスパン長1800mm、壁内法高さ1400mmの1層1スパン鉄筋コンクリート造

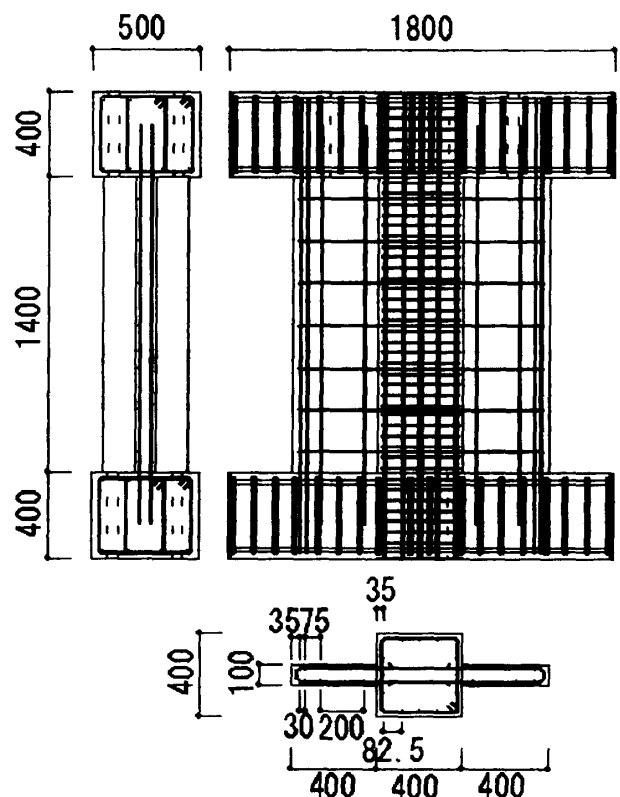


図-1 試験体配筋詳細図の一例(試験体SW)

表-1 各試験体の一覧

試験体名	柱			壁				
	断面 (mm×mm)	主筋(Ps)	帯筋(Pw)	幅 (mm)	厚さ (mm)	縦横筋	端部鉄筋	斜め筋
SW	400×400	16-D16 (2.0%)	D6@50 (0.32%)	400	100	D6@200double (0.32%)	4-D10	-
SWS						D6@100single (0.32%)	2-D10	-
SWW			4-D6@50 (0.64%)			D6@100double (0.64%)	4-D10	-
SWX			D6@50 (0.32%)			D6@200double (0.32%)		4-D13

*1 東京大学大学院 工学系研究科 建築学専攻 (正会員)

*2 東京大学 地震研究所 教授 (正会員)

そで壁付き柱4体である。柱の断面は400mm×400mm, そで壁の水平長さは柱のせいと同じ400mm, 厚さは100mmとし, 実大スケールの約1/2を想定した。柱の配筋は主筋が全て共通で16-D16($P_s=2.0\%$)とし, 帯筋は試験体SW, SWS, SWXがD6@50($P_w=0.32\%$), SWWは4-D6@50($P_w=0.64\%$)とした。そで壁の配筋は試験体によりそれぞれ異なり, 試験体SWおよび試験体SWXの壁縦横筋はD6@200ダブル($P_{sh}=0.32\%$), 縦筋端部4-D10とし, 試験体SWSはD6@100シングル($P_{sh}=0.32\%$), 縦筋端部2-D10で, 試験体SWWはD6@100ダブル($P_{sh}=0.32\%$)とした。壁横筋は全て柱の内部を通して。また試験体SWXはそで壁全体の両方向に4-D13(傾斜角 $\theta=55^\circ$)の斜め筋を施した。

表—2 各試験体の材料特性

(a) コンクリート

試験体名	圧縮強度 (N/mm^2)
SW	27.8
SWS	24.6
SWW	25.1
SWX	25.4

(b) 鉄筋

種類	配筋	降伏強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($10^4 N/mm^2$)	引張強さ (N/mm^2)
D6	柱帯筋 壁縦横筋	405.0	17.71	556.8
D10	壁縦筋端部	385.3	17.96	517.8
D13	壁斜め筋	381.2	18.41	526.1
D16	柱主筋	365.2	18.64	522.2

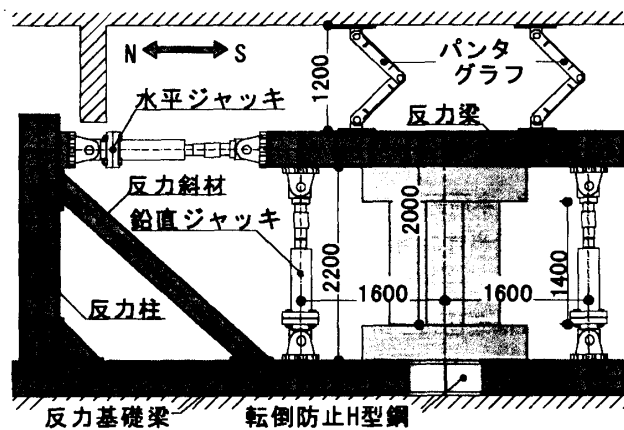
2.2 載荷装置及び加力計画

図—2 に載荷装置図, 図—3 に加力サイクルを示す。加力には容量1000kN, ストローク ± 200 mmの油圧式ジャッキを水平方向に1台, 鉛直方向に2台使用した。水平方向には変位制御で正負繰り返し載荷を行い, 鉛直方向には試験体両端部に400kNずつ, 計800kN(柱の断面積に対する軸力比0.2)の軸力を加えた。また $M/(Q \cdot l_w)=0.58$ [l_w :そで壁全体長さ(1200mm)]を維持し, なおかつ試験体の両端部の鉛直変形を維持しながら水平力に比例させてモーメントを制御した。載荷履歴は部材変形角 $\pm 1/400, \pm 1/300, \pm 1/200, \pm 1/150, \pm 1/100, \pm 1/75, \pm 1/50, \pm 1/37.5, \pm 1/25$ の順で各1回である。変形角は試験体頂部で計測した変位に柱の内法高さ(1400mm)を除いた値とした。またせん断破壊後に鉛直ジャッキ2台を用いて軸耐力の圧縮試験を行った。

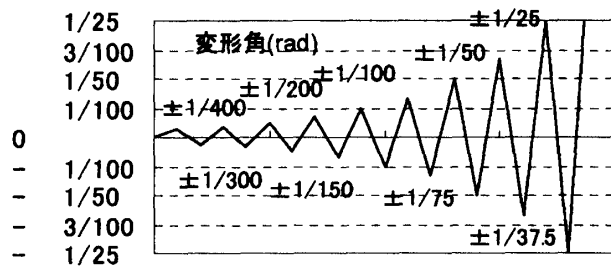
3. 実験結果

3.1 破壊状況

各試験体の最終破壊状況を写真—1に, 水平荷重—水



図—2 載荷装置



図—3 加力サイクル図

平変形の関係を図—4 示す。図—4 には耐震診断基準に示される略算式による曲げ終局強度 Q_{mu} , 既往式によるせん断終局強度 Q_{su} , 次節で示す修正式によるせん断終局強度 Q_{su} , RC造計算規準改訂案³⁾による許容せん断力 Q_{sa} , せん断ひび割れ発生時の強度を示している。

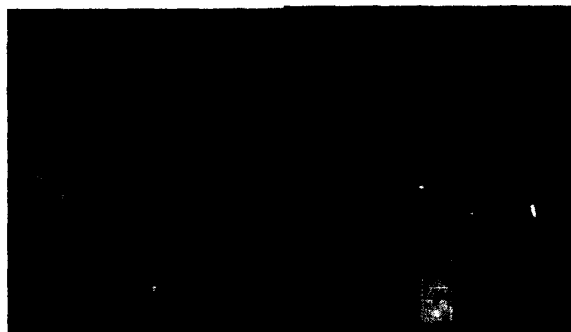
SWは $+1/400$ radの加力中にそで壁部分に曲げひび割れおよびせん断ひび割れが生じた。 $\pm 1/300$ radでそで壁の上端部の左右にコンクリートの圧壊が生じた。 $+1/200$ radの加力中に柱に曲げひび割れおよびせん断ひび割れが生じた。 $+1/150$ radの加力中に変形9.35mm($1/150$ rad)で最大耐力652kNに達した。 $-1/25$ radの加力中に耐力が緩やかに低下し崩壊に至った。崩壊後に圧縮試験を行ったが, 軸力は802kN(軸力比0.2)以降柱帯筋や主筋の破断が進行し軸力を維持できなくなったため, 試験を終了した。

SWSは $+1/400$ radの加力中にそで壁部分に曲げひび割れおよびせん断ひび割れが生じた。 $\pm 1/100$ radの加力中にそで壁の上端部の左右にコンクリートの圧壊が生じ, 柱に曲げひび割れおよびせん断ひび割れが生じた。 $+1/100$ radの加力中に変形14.02mm($1/100$ rad)で最大耐力636kNに達した。 $+1/50$ rad加力中に急激に耐力が低下し, $-1/37.5$ radの加力中に崩壊に至った。SWSはSWと同じ壁筋比ではあるが, 最大耐力や変形が低い結果となった。これはSWに比べ端部の鉄筋が少ないためと考えられる。崩壊後に圧縮試験では, 軸力は535kN(軸力比0.14)以降柱帯筋や主筋の破断が進行し軸力を維持できなくなっ

たため、試験を終了した。

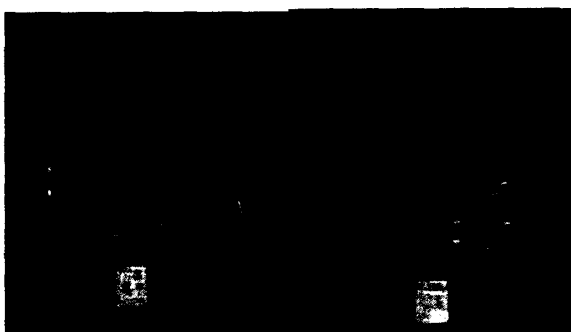
SWW は+1/400rad の加力中にそで壁部分に曲げひび割れおよびせん断ひび割れが生じた。+1/200rad の加力中にそで壁上端部の左右にコンクリートの圧壊が生じた、柱に曲げひび割れおよびせん断ひび割れが生じた。+1/50rad の加力中に変形 28.05mm(1/50rad)で最大耐力 748kN に達した。その後耐力はサイクルごとに低下したが-1/25rad の加力後も崩壊に至らず安定していたので、崩壊に至るまで正方向に押しきった。+1/20rad の時に耐力が急激に低下し、そで壁と梁の境界面でスリップが生じ崩壊に至った。SWW は SW に比べ強度、靱性ともに増大することが確認できた。これは SWW の柱帯筋量および壁筋量が SW より多かったためと考えられる。崩壊後の圧縮試験では、軸力は 1402kN(軸力比 0.35)まで加力したが試験体が安定していたため、試験を終了した。

試験体 SWX は+1/400rad の加力中にそで壁部分に曲げひび割れおよびせん断ひび割れが生じた。+1/200rad の加力中に柱に曲げひび割れおよびせん断ひび割れが生じ、そで壁上端部の左右にコンクリートの圧壊が生じた。+1/100rad の加力中に変形 13.55mm(1/103rad)で最大耐力 779N に達した。-1/75rad 加力中に急激に変形が進行し、+1/50rad の加力中に耐力が低下し崩壊に至った。崩壊後の圧縮試験では、軸力 780kN(軸力比 0.19)以降柱帯筋や主筋の破断が進行し軸力を維持できなくなったため、試験を終了した。



(a) 試験体 SW

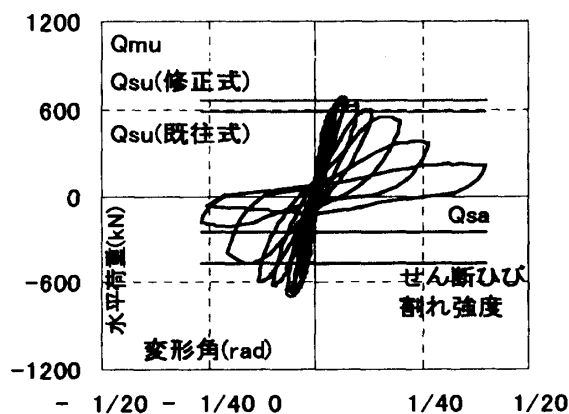
(b) 試験体 SWS



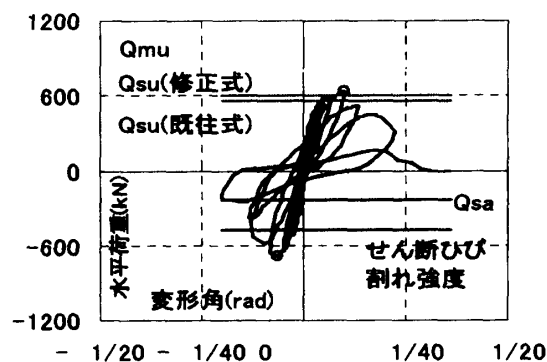
(c) 試験体 SWW

(d) 試験体 SWX

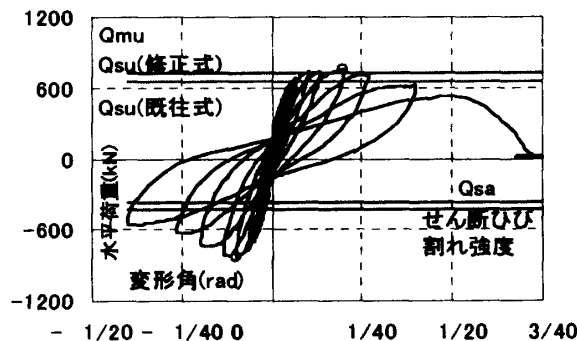
写真—1 最終破壊状況



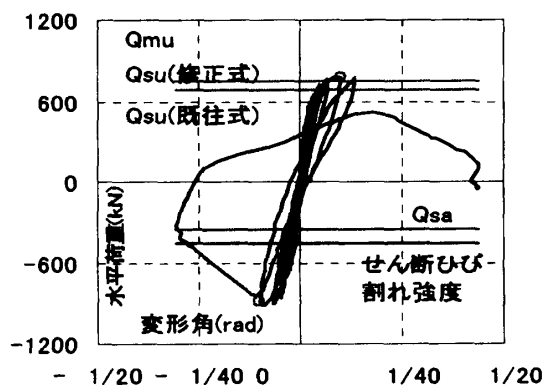
(a) 試験体 SW



(b) 試験体 SWS



(c) 試験体 SWW



(d) 試験体 SWX

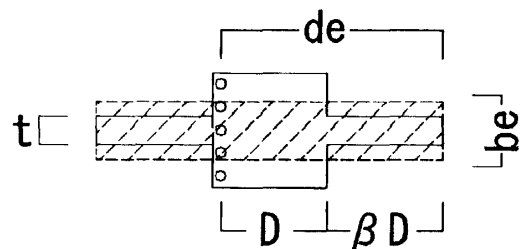
図—4 各試験体の復元力特性

4. 分割累加によるせん断終局強度評価式の提案

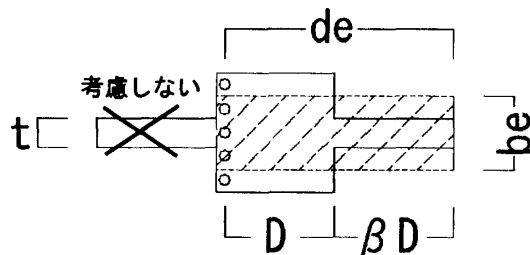
4.1 既往のせん断終局強度式

耐震診断基準および構造技術指針に示されているそで壁付き柱の既往の設計式(式(1), 式(2))は, 耐震壁と同様にそで壁を含む柱断面積を等価な壁厚に置換する考え方に基づいている。しかしながら, 実際は①コンクリートの応力度負担が過大になる端部の断面幅が等価壁厚より小さい, ②一般に端部が拘束されていない, ので既往式をそのまま用いると算定値は危険側の評価になる。さらに, これまで用いられてきた等価補強筋効果の算定式(式(2))は, 帯筋を等価壁厚の補強筋比(長方形の長辺)に置換すること, それを壁筋と足すこと, 2重の意味で明らかな過大評価となっている。

そこで, 耐震診断基準に示される, 別の算定方法では, 図—5(b)のように壁長さは引張側壁を無視して評価することになっている(この点は構造技術基準も同様)。ただし, 両側そで付き壁の場合は左右の壁長さが異なる場合は適用できず, 片側のみにそで壁がつく場合には安全側に評価する方法は不明である。また, 2つの方法では d_e の長さが同じでありながら等価壁厚 b_e への置換方法が異なっているが, その根拠あるいは背景が不明である。さらに, せん断補強筋が多い場合や壁長さが長い場合などに補強筋の効果が累加する評価式ほどの効果があるかどうか不明である。



(a) 構造技術指針



(b) 耐震診断基準

図—5 既往式のモデル概念図

$$Q_{sw} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Q d_e} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j_e \quad (1)$$

$$p_{we} = p_w \left(\frac{b}{b_e} \right) + p_s \left(\frac{t}{b_e} \right) \quad (2)$$

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

σ_{wy} : せん断補強筋の材料強度 (N/mm^2)

$j_e = \frac{7}{8} d_e (mm)$

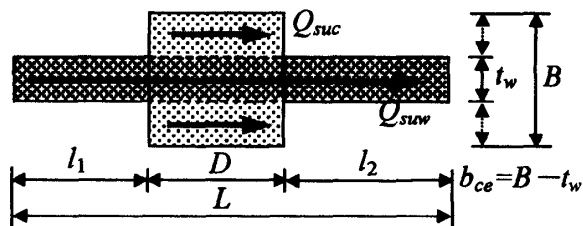
p_s : 壁の横筋比

$p_t = 100 a_t / (b \cdot D) (\%)$

4.2 分割累加によるせん断終局強度式

図—6のように, 壁と柱の断面を縦(壁長さ)方向に分割してそれぞれせん断強度を算出し, 累加してせん断強度を算出する。式(3)に示すように式(4)の壁部分の評価式, 式(5)が柱部分の評価式に軸力によるせん断力を足し合わせる。アーチ機構, トラス機構の累加などで試みられてきた考え方と同様であり, 柱と壁の実用せん断設計式に対しても同様に応用することが可能である。それぞれ矩形に置換した柱, 壁でそれぞれ主筋比, せん断補強筋比を定義して, 独立にせん断抵抗機構を設定して累加することにより, 断面形状によらず物理的に安全側の評価になるものと想定される。そのために, 主筋, 補強筋比などは累加の際に重複して評価しないように以下のように算出する。

柱帯筋比は, 壁横筋が貫通していない場合は, その分だけ帯筋から壁筋として必要な断面を除き, 残りで柱の残余断面に対する帯筋比を定義する。同様に主筋比も柱残余断面に対して定義する。壁筋の引張側主筋は2段目まで考慮してよいものとする。シアスパン比は, 壁には全せい L , 柱には柱せい D に対応する有効せいをを用いて, 柱には壁による断面欠損を考慮することにより, 既往のような一体化による評価式より工学的な機構を考慮した評価になると考えられる。左右で壁厚さ, 壁筋比などが異なる場合は実験結果もないので小さい方で評価する。この修正式は片側そで壁でも壁長さが異なる場合でも同様に適用可能である。



図—6 分割累加モデルの概念図

$$Q_{su} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \quad (3)$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{twe}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd_w} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{why}} \right\} t_w j_w \quad (4)$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd_{ce}} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{cwe} \sigma_{cwy}} \right\} b_{ce} j_{ce} \quad (5)$$

$$p_{twe} = \frac{a_{tw}}{t_w d_w} \quad (a_{tw}: \text{引張鉄筋、そで壁縦筋 2 段目まで})$$

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

$$d_w = 0.95(D + l_1 + l_2)$$

$p_{wh} = a_{wh} / t_w s_w$: そで壁横筋比

σ_{why} : 壁筋降伏強度、 t_w : そで壁厚さ、 $j_w = \frac{7}{8} d_w$

$$p_{tw} = \frac{a_{tw}}{(B - t_w) d_{tw}} \quad (a_{tw}: \text{柱引張側主筋 1 段目まで})$$

$$p_{tw} = \frac{a_{tw} - a_{tw}}{(B - t_w) d_{tw}} \quad (\text{片側そで壁柱の場合、} a_{tw}: \text{引張側壁縦筋 2 段目まで})$$

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

$$d_{tw} = 0.95D$$

$$p_{cwe} = \frac{a_{tw} - p_{tw} t_w s}{b_{ce} s} \quad (\text{柱等価帯筋比(壁横筋が柱に定着されている場合)})$$

$$p_{cwe} = \frac{a_{tw}}{b_{ce} s} \quad (\text{柱等価帯筋比(壁横筋が柱を通して配筋されている場合)})$$

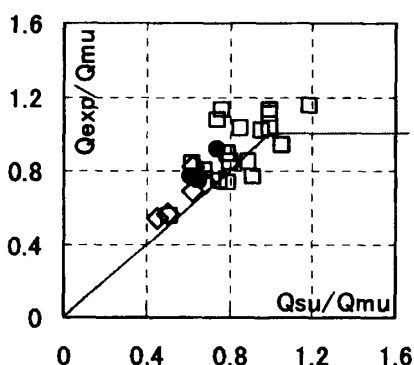
$$b_{ce} = B - t_w$$

a_{tw} : 柱帯筋 1 組の断面積、 s : 柱帯筋間隔、 p_{tw} : そで壁横筋比

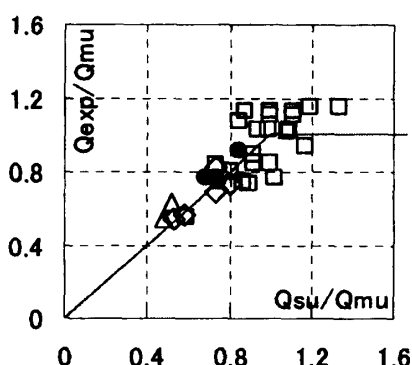
σ_{cwy} : 帯筋降伏強度、 B : 柱幅、 t_w : そで壁厚さ、 $j_c = \frac{7}{8} d_{tw}$

5. 既往式と既往式による計算値と実験値の比較

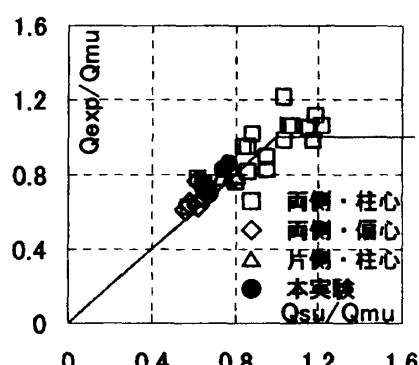
修正式の妥当性を検討するため、本試験および既往の試験結果(文献[4~9])での実験値と計算値との比較をした。各計算値と実験値の比較を図—7 および図—8 に示す。検討の対象とした試験体は計 26 体で、図中には両側そで壁付き柱・片側そで壁付き柱、柱心が壁心と一致しているか、偏心しているかを場合分けして示している。



(a) 構造技術指針による評価式

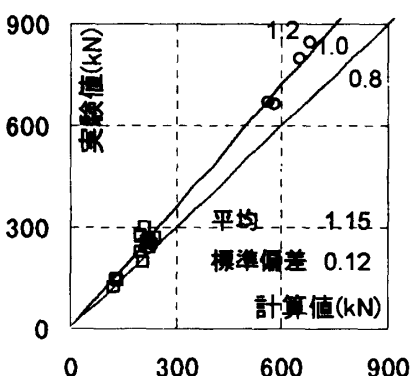


(b) 耐震診断基準による評価式

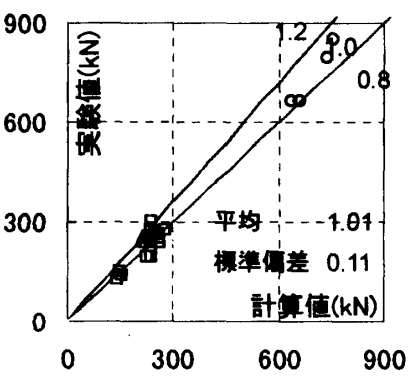


(c) 分割累加式

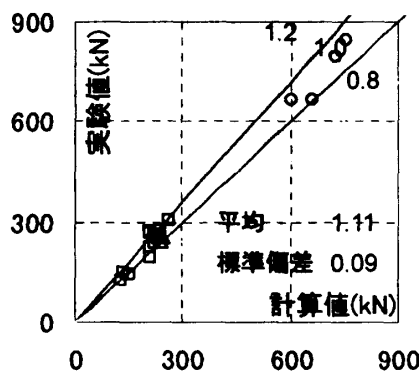
図—7 実験値と理論値の比較



(a) 構造技術指針による評価式



(b) 耐震診断基準による評価式



(c) 分割累加式

図—8 せん断終局強度実験値と理論値の比較

表-3 実験結果一覧

試験体名	許容せん断力(kN)			終局強度(kN)				
					せん断		曲げ	
					既往式	修正式	既往式	曲げ解析
	実験値	計算値(Qsa)	実/計	実験値	実/計	実/計	実/計	実/計
SW-S	470	246	1.91	652	1.12	0.99	0.73	0.68
SWS-S	480	239	2.00	637	1.13	1.06	0.73	0.79
SWW-S	425	376	1.13	748	1.15	1.03	0.85	0.80
SWX-S	450	352	1.28	780	1.15	1.04	0.71	0.68

既往式を適用した場合、構造技術指針の評価式は概ね安全側に評価しているが本実験においては分割累加式に比べ過小評価している。これは、既往式では鉄筋によるアーチ機構が柱の引張鉄筋のみで作用していると考えられているが、修正式では縦筋の端部を適切に考慮したためと考えられる。また、耐震診断基準による評価式は等価壁厚 b_e の値が大きいため過大評価となっているケースが多い。一方、分割累加式では多少危険側になっているケースはあるものの、図-7(c)、図-8(c)に示すとおり既往式にくらべばつきは少なく、概ね実験値に近い値を評価することができた。また RC 規準改定案による許容せん断力 Q_{sa} とせん断ひび割れ強度を比較したところ、計算値を大きく上回っていることを確認した。

6. まとめ

本論文は分割累加によるそで壁の実用せん断終局強度の評価式を提案し、配筋の異なる4体のそで壁付き柱の静的加力試験における実験結果および既往の実験結果と比較した。本論文では以下の結論が得られた。

- (1) 壁筋をダブル配筋したSWの最大耐力は652kNであったのに対し、概ね同じ鉄筋量のシングル配筋であるSWSの最大耐力は636kNであり、強度と靱性がSWを下回っていた。これはSWに比べSWSのそで壁縦筋端部の鉄筋量が少なかったためであると考えられる。
- (2) 柱帯筋量と壁筋量が試験体SWの2倍である試験体SWWは最大耐力が748kNであり、試験体SWに比べ強度、変形能力ともに上回った。
- (3) 試験体SWに斜め筋を施した試験体SWXは最大耐力が779kNになり、斜め筋の補強効果を確認した。
- (4) 各試験体のひび割れ発生時の水平荷重とRC計算規準改定案による許容せん断力 Q_{sa} を比較したところ、どの試験体もひび割れ強度が Q_{sa} を上回っていることが確認できた。
- (5) 本研究の実験結果を既往式と本論文にて提案した分割累加式で比較したところ、分割累加式のほうが

実験値に近い値であることが確認できた。これは、既往の評価式には等価壁厚置換や等価補強筋比の評価など明らかな問題点があるが、分割累加式では物理的に明かに既往式による累加を適用しているためであると考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築センター：建築物の構造関係技術基準解説書，pp.526-527，2001.3
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準，pp.229-237，2001.5
- 3) 日本建築学会鉄筋コンクリート構造運営委員会鉄筋コンクリート構造計算規準改訂小委員会：鉄筋コンクリート構造計算規準の改定案，公開小委員会資料，日本建築学会，2006.11.29
- 4) 大宮幸：袖壁付き柱の破壊形式を考慮したせん断終局強度に関する実験および考察，日本建築学会構造系論文集，pp.175-180，2002.3
- 5) 東洋一，大久保全陸：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その9 CW シリーズ：袖壁付き柱の実験)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1305-1306，1974.10
- 6) 赤井裕史ほか：RC 造そで壁付き柱の耐震性能に関する大変形加力実験(その1：実験概要と結果)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.183-184，2003.9
- 7) 小室達也ほか：RC 造そで壁付き柱の耐震性能に関する大変形加力実験(その5：軸力比の違いによる影響)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.231-232，2005.9
- 8) 加藤大介ほか：Pca 袖壁で簡略補強された既存 RC 柱に関する実験，日本コンクリート工学年次論文集，pp.253-258，2004.7
- 9) 加藤大介ほか：RC 造増設袖壁付き柱の静的加力実験，日本コンクリート工学年次論文集，pp.1471-1476，2003.7