

論文 鉄筋コンクリート造そで壁付き柱のせん断性状に関する実験的研究

田尻 清太郎^{*1}・澤井 謙彰^{*2}・磯 雅人^{*3}

要旨：本研究では鉄筋コンクリート造そで壁付き柱のせん断性状を把握するため、せん断破壊先行型の縮小試験体 6 体について正負交番繰返し載荷実験を行った。主要な実験変数はそで壁の厚さ・横筋量、柱の帯筋量である。実験の結果、いずれの試験体もせん断破壊となったが、そで壁の厚さに応じて最終的に柱とそで壁の一体性が異なる破壊モードが見られた。また、柱の帯筋量が小さい試験体では最大耐力以降急激に耐力が低下する脆性的な挙動が見られた。さらに、既往のせん断耐力式、日本建築学会で検討されている許容せん断力式についての検討を行った。

キーワード：そで壁付き柱、破壊モード、せん断耐力、許容せん断力

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建築物において、そで壁の取り付け柱（以下、「そで壁付き柱」とする。）は多数存在するものの、そで壁付き柱の地震時における力学特性に関する知見は、柱、梁、耐震壁といった構造部材に比べて極端に少なく、設計法も完全には確立されていないのが現状である。そのため、実際の構造設計においては、そで壁に構造スリットを設けることが多く、それが故に、建築物全体の相対的な強度低下を招くことも多い。

このような状況を鑑み、筆者らはそで壁付き柱の設計法確立に資する力学特性の把握のための構造実験を行っている¹⁾が、このたび新たにそで壁の壁厚、横補強筋量を変数とし、異なる破壊形式を目指したそで壁付き柱の構造実験を行ったので、その結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

対象とした試験体は、開口脇に位置するそで壁付き柱を想定した縮尺約 1/2 の両側そで壁付き柱である。試験体の形状は、内法高さが 900mm、柱断面が 300mmx300mm、

そで壁の張り出し長さが両そで壁とも 300mm で、全試験体で共通である。そで壁の壁厚は実験変数であり、50、75、100mm の 3 種類である。配筋は、柱主筋が 12-D16(SD685)で、全試験体で共通である。そで壁の縦筋は端部に 2-D10(SD685)を、その内側に 2-D6(SD685)をそれぞれダブルで配している。なお、壁厚が 50mm の試験体 No.2-1、No.2-2 については、端部、内側の縦筋ともそれぞれシングルで配筋している。帯筋は SD295A を用い、□D10@70 と □D6@100 の 2 種類としている。そで壁横筋はいずれも D6(SD295A)であるが、間隔を 50、100、200mm の 3 種類としている。これらの配筋は一部一般的でない量となっているが、実験結果の差異が大きくなることを優先して決定した。

なお、全試験体について柱主筋及びそで壁縦筋の全てに高強度鉄筋 SD685 を用い、いずれの縦筋も曲げ降伏することなく、部材がせん断破壊に至るよう設計している。

主要な実験変数は、そで壁の壁厚・横筋量、帯筋量であり、各試験体の諸元を表-1 に示す。また、試験体の詳細図を図-1 に、使用したコンクリート及び鉄筋の特性をそれぞれ表-2、表-3 に示す。

表-1 試験体諸元

試験体名	壁厚[mm]	帯筋 (帯筋比)	そで壁横筋 (横筋比)	そで壁縦筋 (内側)	そで壁縦筋 (端部)
No.2-1	50	□D6@100(0.21%)	D6@50 シングル(1.28%)	2-D6 シングル	2-D10 シングル
No.2-2		□D10@70(0.68%)			
No.2-3	75	□D10@70(0.68%)	D6@100 ダブル(0.85%)	2-D6 ダブル	2-D10 ダブル
No.2-4	100	□D6@100(0.21%)	D6@200 ダブル(0.32%)		
No.2-5			D6@100 ダブル(0.64%)		
No.2-6				□D10@70(0.68%)	

*1 独立行政法人建築研究所 構造研究グループ 研究員 博士 (工学) (正会員)

*2 井口インターナショナル (株) 修士 (工学) (正会員)

*3 福井大学大学院 工学研究科建築建設工学専攻 講師 博士 (工学) (正会員)

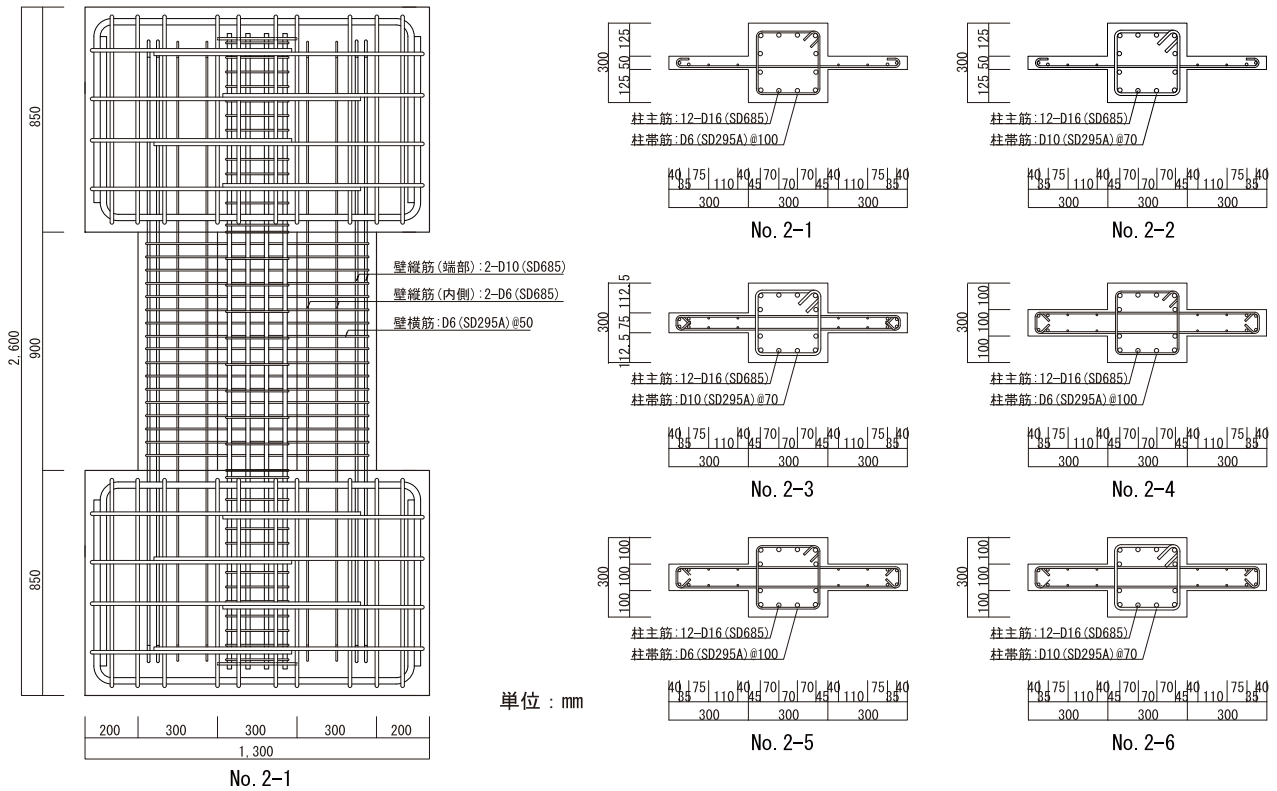


図-1 試験体詳細図

表-2 コンクリート材料特性

試験体	圧縮強度 [MPa]	引張強度 [MPa]	弾性係数 [GPa]
No.2-1,2	28.0	1.99	29.2
No.2-3,4	32.0	2.42	30.3
No.2-5,6	32.4	2.39	30.8

※水セメント比 58.5%, スランプ 18cm, 粗骨材の最大寸法 20mm のコンクリートを使用した。

表-3 鉄筋材料特性

種類	使用箇所	降伏強度 [MPa]	降伏歪 [x10 ⁻⁶]	引張強度 [MPa]	弾性係数 [GPa]
D16(SD685)	主筋	707	3924	922	192
D10(SD685)	そで壁縦筋	737	4201	900	183
D6(SD685)	そで壁縦筋	704	5805	925	187
D10(SD295A)	帯筋	355	1904	490	185
D6(SD295A)	帯筋 そで壁横筋	333	3826	512	177

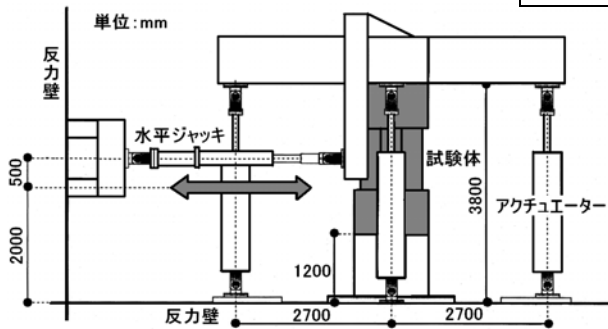


図-2 加力装置

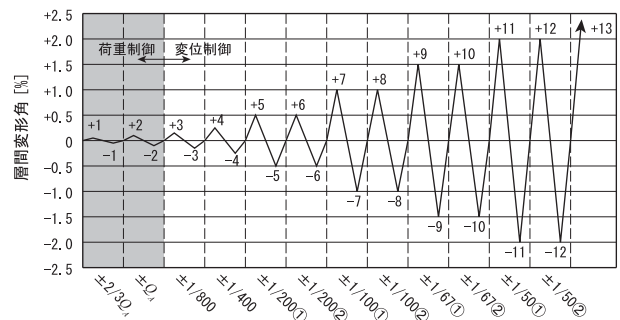


図-3 加力サイクル

2.2 加力計画

加力は図-2 に示す加力装置を用い、鉛直方向のアクチュエーターを制御し、試験体に一定の圧縮力 360kN (柱断面に対する軸力比は約 1/6) を加えながら加力梁を水平に保った状態で、水平ジャッキにより水平方向に押し引きを繰り返す建研式逆対称加力を行った。加力サイク

ルは図-3 に示すように正負交番の漸増載荷としており、初めの 2 サイクルは文献²⁾により算出したそで壁付き柱の許容せん断力 Q_A (No.2-1~No.2-6 試験体について、それぞれ 183, 228, 227, 167, 184, 228kN) の 2/3 倍, 1 倍を目標に荷重制御で載荷を行い, 3 サイクル目以降は部材角が 0.125%, 0.25%, 0.5%, 1.0%, 1.5%, 2.0% (0.5%

以降は2回繰返し)となる点を目標に変位制御で载荷を行った。

3. 実験結果及び考察

3.1 破壊性状

以下に、実験時の各試験体の破壊性状を示す。なお、各試験体の最終破壊状況の写真を写真-1に、せん断力部材角関係を図-4に示す。

(1) No. 2-1

+1 サイクル、水平力+86kN時にそで壁端部に初曲げひび割れが、+3 サイクル、水平力+200kN時に柱端部に初曲げひび割れ及びそで壁に初せん断ひび割れが、-4 サイクル、水平力-300kN時に柱に初せん断ひび割れが発生した。さらに、-5 サイクルで部材角-0.49%時に負側の最大耐力466kNに達し、+7 サイクルで部材角+0.71%時に正側の最大耐力+433kNに達した。その後、-7 サイクル载荷時に急激な耐力低下、変形増大が生じたため、そのまま部材角-2.5%まで押し切って加力を終了した。

(2) No. 2-2

+1 サイクル、水平力+86kN時にそで壁端部に初曲げひび割れが、+2 サイクル、水平力+211kN時に柱端部に初曲げひび割れが、-2 サイクル、水平力-228kN時にそで壁に初せん断ひび割れが、-3 サイクル、水平力-299kN時に柱に初せん断ひび割れが発生した。さらに、-5 サイクルで部材角-0.50%時に負側の最大耐力-504kNに達し、+7 サイクルで部材角+1.00%時に正側の最大耐力+480kNに

達した。その後も繰返し载荷による緩やかな耐力劣化は見られたが、柱帯筋が少ないNo.2-1試験体のような急激な耐力低下は生じず、最終サイクルで押し切って加力を終了した。

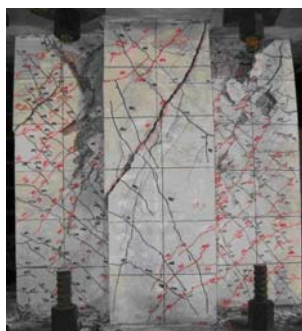
(3) No. 2-3

+1 サイクル、水平力+150kN時にそで壁端部に初曲げひび割れが、+2 サイクル、水平力+203kN時にそで壁に初せん断ひび割れが、+3 サイクル、水平力+270kN時に柱に初曲げひび割れが、水平力+316kN時に柱に初せん断ひび割れが発生した。さらに、+7 サイクルで部材角+0.80%時に正側の最大耐力+590kNに達し、-7 サイクルで部材角-1.01%時に負側の最大耐力-546kNに達した。その後も試験体No.2-2と同様に、繰返し载荷による緩やかな耐力劣化は見られたが、急激な耐力低下は生じず、最終サイクルで押し切って加力を終了した。

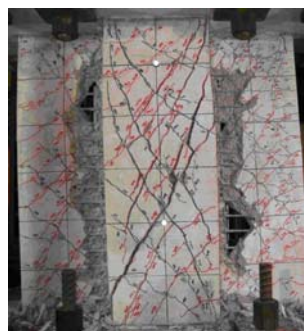
(4) No. 2-4

+2 サイクル、水平力+148kN時にそで壁に初曲げひび割れが、+3 サイクル、水平力+250kN時にそで壁に初せん断ひび割れが、水平力+274kN時に柱に初曲げひび割れが、水平力+370kN時に柱に初せん断ひび割れが発生した。さらに、+5 サイクルで部材角+0.41%時に正側の最大耐力+541kNに達し、その後、-5 サイクルで部材角-0.43%時に負側の最大耐力-546kNに達すると同時に、試験体No.2-1と同様な急激な耐力低下、変形増大が生じたため、そのまま部材角-1.5%まで押し切り加力を終了した。

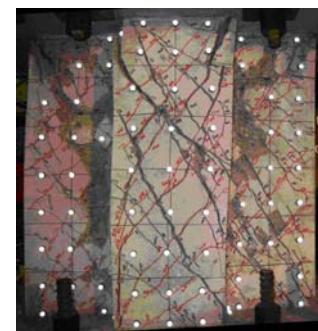
(5) No. 2-5



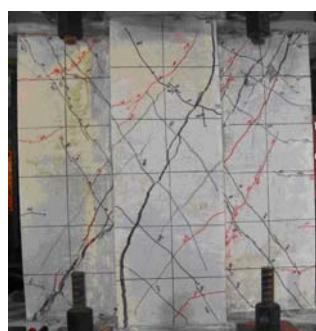
No.2-1



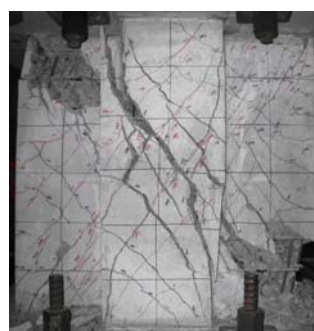
No.2-2



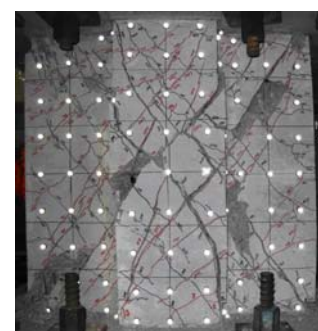
No.2-3



No.2-4



No.2-5



No.2-6

写真-1 最終破壊状況

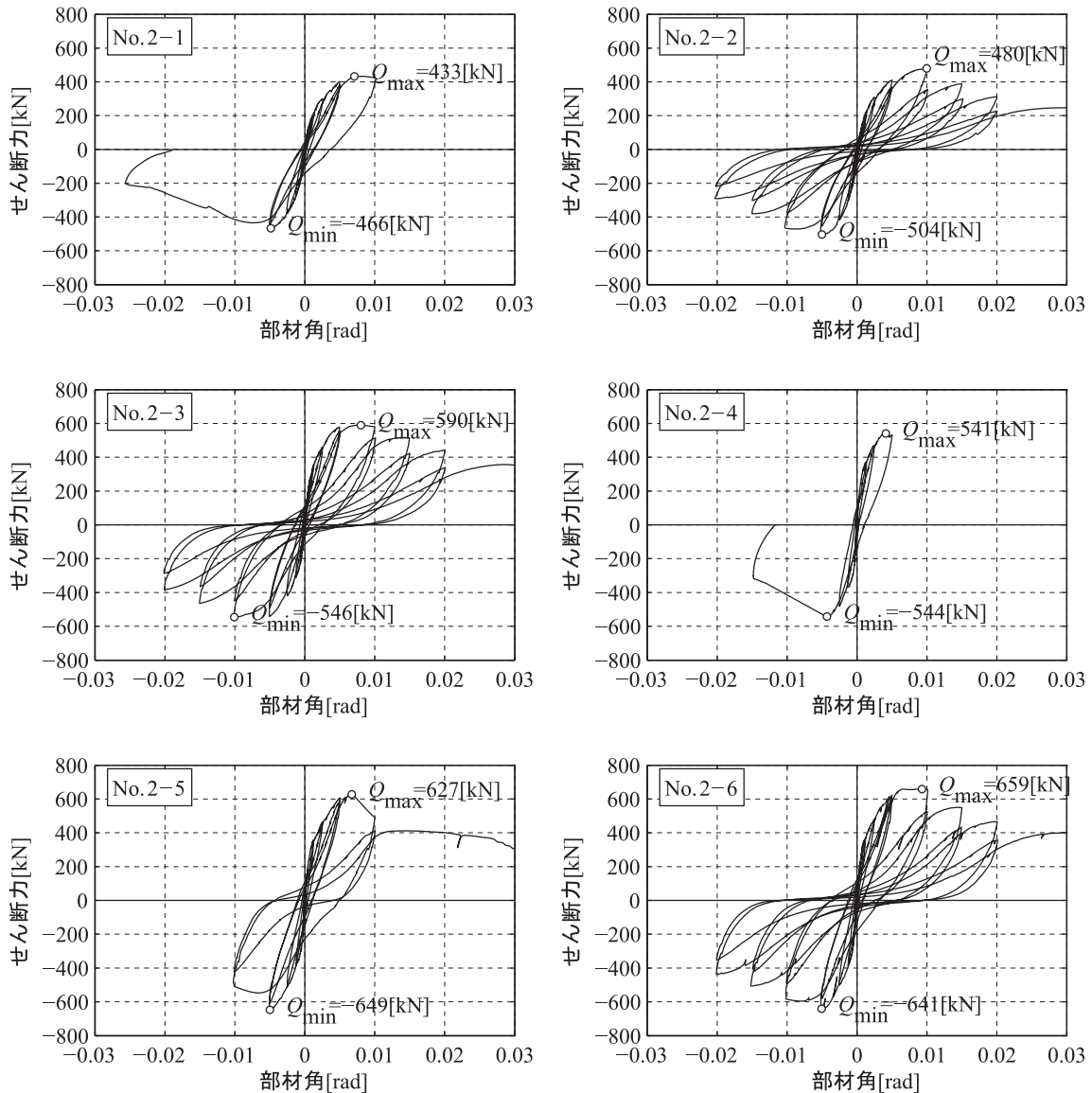


図-4 せん断力部材角関係

+1 サイクル、水平力+99kN 時にそで壁に初曲げひび割れが、+3 サイクル、水平力+238kN 時に柱に初曲げひび割れが、水平力+306kN 時にそで壁に初せん断ひび割れが、-3 サイクル、水平力-368kN 時に柱に初せん断ひび割れが発生した。さらに、-5 サイクルで部材角-0.50%時に負側の最大耐力-649kN に達し、+7 サイクルで部材角+0.67%時に正側の最大耐力+627kN に達すると同時に大きく耐力低下を生じたが、その後-8 サイクルまで繰り返した後に押し切り加力を行ったところ、部材角+2.0%以上の変形まで一定の耐力を保持し続けた。

(6) No. 2-6

+1 サイクル、水平力+128kN 時にそで壁に初曲げひび割れが、+2 サイクル、水平力+218kN 時に柱に初曲げひび割れが、+3 サイクル、水平力+274kN 時にそで壁に初せん断ひび割れが、-3 サイクル、水平力-370kN 時に柱に初せん断ひび割れが生じた。さらに、-5 サイクルで部材

角-0.51%時に負側の最大耐力-641kN に達し、+7 サイクルで部材角+0.93%時に正側の最大耐力+659kN に達した。その後、試験体 No.2-2, No.2-3 と同様に、繰り返し载荷による緩やかな耐力劣化は見られるものの、急激な耐力低下を生じることなく、最終サイクルで押し切って加力を終了した。

以上が各試験体の破壊状況である。なお、全試験体とも最大耐力時に柱主筋、そで壁縦筋は降伏しておらず、また、最大耐力に到達する前後で大部分のそで壁横筋と一部の帯筋が降伏し始めていることから、いずれの試験体も当初予定していた通り、せん断破壊に至ったと判断される。

ただし、写真-1 に示した各試験体の最終破壊状況から判断すると、No.2-1~No.2-3 試験体は柱とそで壁の鉛直接合部に沿って損傷が集中しており、柱とそで壁で損傷状況が大きく異なるのに対して、No.2-4~No.2-6 試験

体では柱とそで壁の鉛直接合部付近に目立った損傷は見受けられず、また、柱とそで壁の損傷状況も一枚の耐力壁のごとく連続していることから、最終的に両者は異なるタイプのせん断破壊を生じたものと推測される。そこで、No.2-2, No.2-6 試験体について、最大耐力に達したサイクルピーク時の損傷状況（写真-2 参照）を比較してみると、最終破壊状況で顕著に見られた柱とそで壁の鉛直接合部に沿った損傷は見られないものの、最終破壊状況と同様に、No.2-2 試験体では柱とそで壁の損傷状況が大きく異なり、No.2-6 試験体では柱とそで壁で連続した損傷が見られる。なお、No.2-1, No.2-5 試験体の間でもこれと同様の傾向が見られる。

ここで、これらの破壊モードの決定要因としては、柱とそで壁の鉛直接合部におけるコンクリートのせん断伝達能力と柱に定着されるそで壁の横筋によるダウエル効果が考えられる。No.2-2, No.2-3, No.2-6 試験体を比較すると、柱に定着されるそで壁の横筋量は同一であり、そで壁の厚さが 50, 75, 100mm と異なるが、No.2-2, No.2-3 試験体では鉛直接合部に沿った損傷が見られ、No.2-6 試験体ではそのような損傷が見られない。また、No.2-4, No.2-6 試験体を比較すると、そで壁の厚さは同一であり、柱に定着されるそで壁の横筋量が 1:2 の割合で配筋されているが、No.2-4, No.2-6 試験体とも柱とそで壁の鉛直接合部には大きな損傷は見られない。これらのことから、柱とそで壁が鉛直接合部で分離するような破壊モードとなるか否かは柱に定着されるそで壁の横筋のダウエル効果よりもコンクリートのせん断伝達能力に大きく影響を受けると考えられる。

3.2 せん断耐力

文献³⁾に示された下式（記号の凡例は文献を参照のこと）により算出したせん断耐力と実験で得られた最大耐力との比較を表-4 に示す。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q d_e) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j_e + 0.1N \quad (1)$$

帯筋量、そで壁横筋量が等しい No.2-2, No.2-3, No.2-6 試験体を比較すると、そで壁の厚さが大きくなるにつれて最大耐力も大きくなっている（図-5(a)参照）。これは No.2-1, No.2-5 試験体でも同様である。なお、そで壁の厚さが 50mm の No.2-1, No.2-2 試験体に対して、100mm の No.2-5, No.2-6 試験体ではせん断耐力の計算値に対する最大耐力の比が大きくなっている（図-5(b)参照）。これは式(1)においてコンクリート断面積がせん断耐力に及ぼす影響を過小評価しているということも考えられるが、前述のように破壊モードが異なることも一因ではないかと考えられる。つまり、そで壁の厚さが大きい方は柱とそで壁が一体となって挙動するのに対し、そで壁の厚さが小さい方は柱とそで壁がそれぞれ独立に挙動する傾向が強くなり、そのため相対的にせん断耐力が小さくなると考えられる。この場合、そで壁付き柱のせん断耐力を精度良く求めるためには、これらの破壊モードに応じた耐力式と部材諸元に応じた破壊モードの判別法が必要となる。

そで壁の厚さ・横筋量が等しく、柱の帯筋量のみが異なる No.2-1, No.2-2 試験体を比較すると帯筋量の増大により最大耐力も大きくなっている。この傾向は No.2-5,

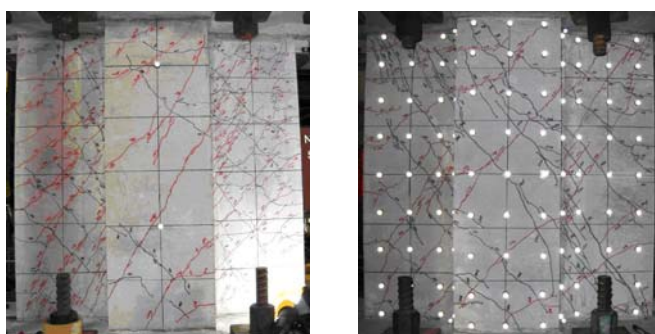


写真-2 最大耐力到達サイクルピーク時損傷状況

表-4 せん断耐力計算値および最大耐力一覧

試験体	せん断耐力計算値[kN] (式(1))	最大耐力[kN] (最大耐力/ せん断耐力計算値)	
		正側	負側
No.2-1	299	433 (1.45)	-466 (1.56)
No.2-2	348	480 (1.38)	-504 (1.45)
No.2-3	393	590 (1.50)	-546 (1.39)
No.2-4	355	541 (1.53)	-544 (1.53)
No.2-5	371	627 (1.69)	-649 (1.75)
No.2-6	426	659 (1.55)	-641 (1.51)

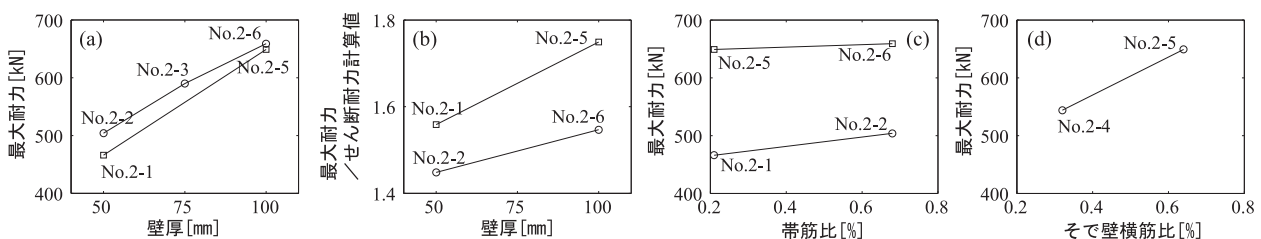


図-5 各種変数と最大耐力の比較

No.2-6 試験体でも同様であるが、No.2-1 と No.2-2 の間の耐力増大値に比べれば、その増大値は小さくなっている（図-5(c)参照）。

そで壁の厚さ、柱の帯筋量が等しく、そで壁の横筋量のみが異なる No.2-4、No.2-5 試験体を比較すると、そで壁の横筋量の増大により最大耐力が増大している（図-5(d)参照）。

式(1)のせん断耐力の計算値に対する本実験の最大耐力の比の平均は 1.52、標準偏差は 0.10 となっている。これは、文献⁴⁾の検討において式(1)による平均は 1.07、標準偏差は 0.178 となっていることを勘案すると、安全側の評価ではあるもののせん断耐力の平均値を求める式としては過大な評価となっており、今後の検討を要する。

3.3 靱性能

各試験体について、最大耐力の 80%まで耐力が低下した部材角を求めると、No.2-1～No.2-6 試験体のそれぞれについて、-1.21%、+1.50%、+1.50%、-0.91%、+0.99%、+1.50%となり、1.5%に達したのはいずれも柱の帯筋が多い試験体である。一方、帯筋が少ない No.2-1、No.2-4、No.2-5 試験体は 1%程度に留まり、帯筋量がそで壁付き柱の最大耐力後の靱性能に大きな影響を及ぼすことがわかる。

3.4 損傷限界状態

本実験では各加力サイクルのピーク時及び除荷時にひび割れの幅を計測している。ここでは、文献²⁾で次の式(2)～(6)（記号の凡例は文献を参照のこと）のように提案されているそで壁付き柱の許容せん断力 Q_A に相当するせん断力を載荷した 2 サイクル目までのせん断ひび割れ性状について述べる。

$$Q_A = \max(Q_1, Q_2) \quad (2)$$

$$Q_1 = (\sum t l' + \sum bD) f_s \quad (3)$$

$$Q_2 = \sum Q_w + \sum Q_c \quad (4)$$

$$Q_w = p_s t l' f_t \quad (5)$$

$$Q_c = bj \{ \alpha f_s + 0.5 w f_t (p_w - 0.002) \} \quad (6)$$

No.2-1、No.2-4～No.2-6 試験体では曲げひび割れのみが発生し、せん断ひび割れは発生しなかった。また、No.2-2、No.2-3 試験体ではそで壁にせん断ひび割れが 1 本発生したが、サイクルピーク時、除荷時ともひび割れ幅 0.05mm 未満の軽微なひび割れであった。

4. まとめ

本論文ではそで壁の厚さ・横筋量、柱の帯筋量を変数とした鉄筋コンクリート造そで壁付き柱の実験概要及び結果・考察について報告した。本論で得られた結論を以下に示す。

(1) そで壁付き柱のせん断性状は柱とそで壁の一体性の程度により異なり、これを考慮に入れたせん断性状

の評価法及び一体性の程度の評価法が必要といえる。なお、柱とそで壁の一体性については、接合部を貫通する鉄筋量よりそで壁の厚さといったコンクリートのせん断伝達能力に影響を及ぼす因子の方に大きく支配されると考えられる。

- (2) そで壁付き柱のせん断耐力は、そで壁の厚さ・横筋量、柱の帯筋量が増大するにつれて増大する傾向にあるが、それらの変数の組合せによって柱とそで壁の一体性も変化する場合には、変化しない場合と同等の増大効果とはならないと考えられる。
- (3) 文献³⁾で示されているそで壁付き柱のせん断強度式は本実験の範囲においていずれも安全側であったが、平均値算定の観点からは過大評価となり十分な精度を有していない。
- (4) 柱の帯筋比が小さな試験体 (No.2-1, No.2-4, No.2-5) は最大耐力に達すると大きな耐力低下を生じ脆性的な挙動を示したが、柱の帯筋比が大きな試験体 (No.2-2, No.2-3, No.2-6) は最大耐力に達した後も大きな耐力低下を生じることなく一定の靱性を有したことから、柱の帯筋比はそで壁付き柱の靱性能に大きな影響を及ぼすと考えられる。
- (5) 文献²⁾で提案されている許容せん断力に相当するせん断力作用時には No.2-2、No.2-3 試験体のみでせん断ひび割れが観察されたが、いずれも幅 0.05mm 未満の軽微なものであった。

謝辞

本研究の実施にあたり、福井大学今井一翔氏、木下策貴氏、独立行政法人建築研究所福山洋氏、向井智久氏、諏訪田晴彦氏の多大なるご協力を頂いた。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) 澤井謙彰、磯 雅人、田尻清太郎：破壊モードを変化させた場合の袖壁付 RC 柱の曲げせん断性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.30, No.3, pp.133-138, 2008
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準の改定について、2008 年度日本建築学会大会（中国）構造部門（RC 構造）パネルディスカッション資料、p.25, 2008.9
- 3) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書、全国官報販売協同組合、pp.644-646, 2007.8
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、pp.59-61, 1987