

論文 鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱の破壊形式・判別法に関する研究

史 可擎^{*1}・田尻 清太郎^{*2}・大西 直毅^{*3}・李 禹彤^{*4}

要旨：本研究では、鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱を対象とし、貫通破壊型 1 体、袖壁圧壊型 2 体を想定した壁横筋および柱帯筋の異なる試験体 3 体に対して静的加力実験を行った。実験結果から試験体のメカニズムについて検討を行ったのち、筆者らが提案した破壊形式の判別法の妥当性を検討した。その結果、正側は全て袖壁圧壊のせん断型となり、負側は壁圧壊の曲げ型となった。想定した破壊形式と異なる試験体は 1 体あり、その理由の検討を含めて全ての試験体に対して破壊性状、鉄筋の降伏状況および結果の考察を行った。

キーワード：片側袖壁付柱、破壊形式、靱性能、判別法

1. はじめに

現在、鉄筋コンクリート造建物の耐震設計において、袖壁・垂れ壁・腰壁などの雑壁は非構造要素として扱うことが多い。これは一般に雑壁付き部材の挙動が複雑で、また最大耐力後に脆性的な破壊性状を示すためである。一方、雑壁を構造要素に取り入れると部材の強度および剛性が増大するため、強度型建物に活用できるという考え方がある。強度型建物は建物全体として高い剛性を有することで損傷を抑制でき修復性に優れている。このため近年、雑壁付き部材に関する研究が行われ、強度や剛性など部材評価法がまとめられている。現行の設計規準では日本建築学会の保有水平耐力計算規準¹⁾の C・D ルートが強度型建物を対象としており、必要保有水平耐力を満足すれば脆性部材を使用できる。しかし想定以上の地震力が生じた際に十分な安全性を確保するためには、強度型建物においても部材の脆性破壊が生じないよう最大耐力後の破壊性状を考慮した設計が必要である。

筆者ら²⁾が提案した破壊形式の中で貫通破壊型は最も脆性的な破壊形式であり設計で避けることが望ましい。さらに、破壊形式の判別法では貫通破壊型となる α の閾値を 0.3 としたがこの数値に物理的な意味はなく、また試験体数も限られているため妥当性も十分に検討されているとは言えない。そこで、本研究では貫通破壊型 1 体、袖壁圧壊型 2 体を想定し、壁横筋及び柱帯筋量を変数として α の値を変化させた片側袖壁付き柱試験体 3 体の静的加力実験を行い、貫通破壊型となる α の妥当性について検討を行う。

2. 既往研究について

松本ら³⁾は、主に両側雑壁付き部材を対象に、袖壁圧壊型、一体破壊型、境界部破壊型の 3 つの破壊形式を定

義し、一体破壊型は最大耐力後急激な耐力低下を起こす危険な破壊であると指摘している。筆者ら²⁾は片側袖壁付き柱の試験体データを収集し、各試験体のひび割れ図・荷重変形関係・損傷状況より、図-1 のような貫通破壊型（対角貫通）、貫通破壊型（斜め貫通）、袖壁圧壊型（曲げ）、袖壁圧壊型（せん断）、貫通圧壊型、曲げ後壁破壊型と境界破壊型の 7 つを定義した上で、各破壊形式の特徴を大別して整理した。

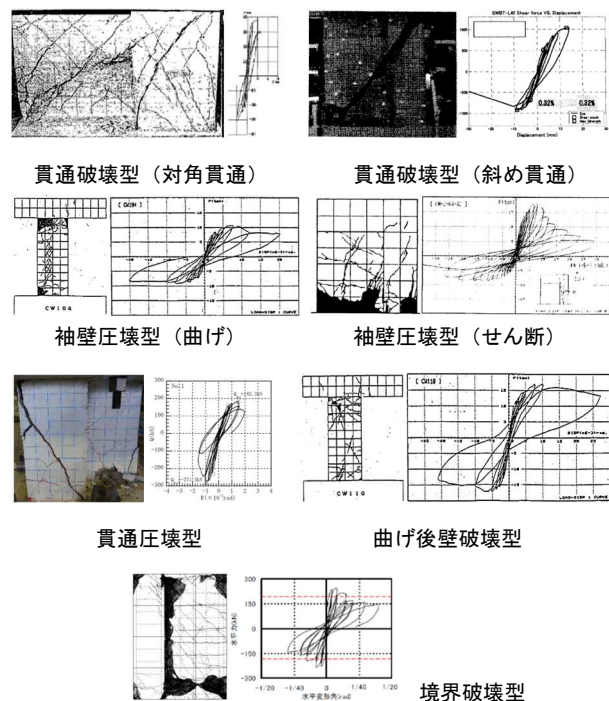


図-1 各破壊形式のイメージ図

さらに、図-2 のような試験体を対角線状のひび割れで分割した貫通破壊面を考え、この貫通破壊面を横切る全て横筋（壁横筋、柱帯筋）の強度の総和を求め、これを

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻（学生会員）

*2 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻准教授 博士（工学）（正会員）

*3 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻助教 博士（工学）（正会員）

*4 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻（学生会員）

貫通破壊に対する抵抗力と考えた。この抵抗力は式(1)で計算できる。式(1)の第1項は壁横筋、第2項は帯筋による抵抗力に相当する。また、図-3のような圧縮ストラットを考え、この圧縮ストラットが圧壊に達するときの抵抗力を圧縮ストラット圧壊に起因する破壊に対する抵抗力と考えた。この抵抗力の水平成分は式(2)で計算できる。これらの抵抗力の比 α を式(3)で計算すると、この値が小さいほど貫通破壊を生じやすく、大きいほどコンクリート圧壊系の破壊を生じやすいと考えられる。

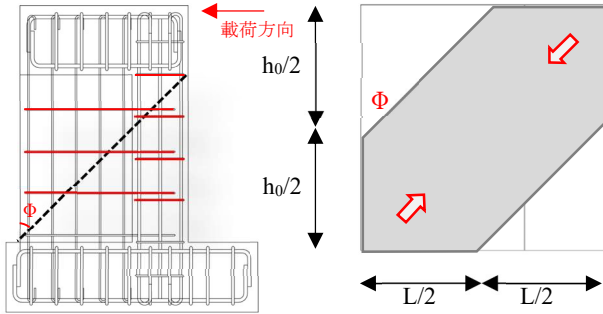


図-2 貫通破壊型のメカニズム 図-3 圧縮ストラット

$$F_w = p_s \cdot \sigma_{swy} \cdot t_w \cdot l_w \cot \phi + p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot B_c \cdot D_c \cot \phi \quad (1)$$

$$F_c = v \cdot \sigma_B \cdot \sin^2 \phi \cdot t_w \cdot L \quad (2)$$

$$\alpha = \frac{F_w}{F_c} \quad (3)$$

ここで、 p_s ：壁の横筋比（小数）、 σ_{swy} ：壁横筋の降伏強度（N/mm²）、 t_w ：壁厚（mm）、 l_w ：壁長（mm）、 p_w ：柱帯筋比（小数）、 σ_{wy} ：柱帯筋の降伏強度（N/mm²）、 B_c ：柱幅（mm）、 D_c ：柱せい（mm）、 v ：コンクリート圧縮強度有効係数（小数）で文献⁴⁾による、 σ_B ：コンクリート圧縮強度（N/mm²）、 ϕ ：対角線角度（小数）で図-3参照、 L ：部材全せい（mm）である。

そこで、せん断余裕度と提案指標 α の組み合わせにより破壊形式を判別する方法を提案した。判別法と実際の破壊形式の関係を図-4に示す。

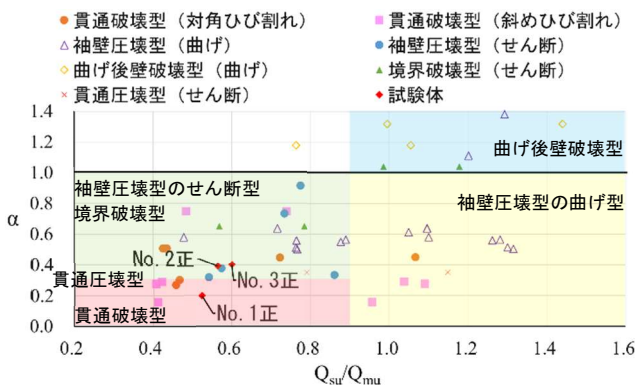


図-4 せん断余裕度、横筋量と破壊形式の関係

(1) せん断余裕度が 1.0 以下の場合

- (a) $\alpha \leq 0.3$ の場合、「貫通破壊型」又は「貫通圧壊型」
- (b) $0.3 < \alpha \leq 1.0$ の場合、「袖壁圧壊型（せん断）」、「境界破壊型」又は「貫通圧壊型」

(2) せん断余裕度が 1.0 超の場合

- (a) $0.3 \leq \alpha \leq 1.0$ の場合、「袖壁圧壊型（曲げ）」
- (b) $\alpha > 1.0$ の場合、「曲げ後壁破壊型」

3. 実験の概要

3.1 試験体の概要

試験体は全 3 体、スケールは約 1/3 で、反曲点高さを柱頭位置（下スタブまで 650mm）とした片持ち柱形式による加力実験を行った。実験変数は柱帯筋量および壁横筋量であり、筆者ら²⁾が提案した破壊形式の判別法では No.1 は貫通破壊型、No.2 と No.3 は袖壁圧壊型となる（図-4 参照）。基準試験体 No.1 では帯筋、袖壁横筋とも構造規定の要求値 0.2%、0.25% をぎりぎり満足するような配筋とした（間隔は使用材料の寸法の制限により満足できていない）。試験体諸元を表-1 に、試験体 No.1～3 の詳細図を図-5、図-6 に示す。

表-1 試験体諸元

		No.1 標準試験体	No.2	No.3
コンクリート 圧縮強度	MPa	25.2	24.1	25.4
内法高さ	mm	600		
柱	断面	200×200		
	主筋	3-D10 2-D10 3-D10		
	帯筋	D6@150 (SD295A) 帯筋比 0.21		D6@50 (SD295A) 帯筋比 0.64
袖壁	厚さ	mm	75	
	長さ	mm	400	
	縦筋	シングル D6(SD295A)@85		
	横筋	D6@150 (SD295A) 横筋比 0.28	D6@50 (SD295A) 横筋比 0.85	D6@150 (SD295A) 横筋比 0.28
軸力	kN	192		
軸力比		$192000/(200*200*F_c)=0.2$		
反曲点高さ	mm	650		
予想破壊形式		貫通破壊型	袖壁圧壊型	袖壁圧壊型
Q _{mu} (正側)	kN	231		
Q _{mu} (負側)	kN	66		
Q _{su}	kN	121	131	139
Q _{su} /Q _{mu} (正側)		0.524	0.567	0.602
Q _{su} /Q _{mu} (負側)		1.833	1.985	2.106
Q _{exp} (正側)	kN	198	232	207
Q _{exp} (負側)	kN	83	83	80
α		0.199	0.393	0.405
破壊形式 (正側)		袖壁圧壊型 (せん断)		
破壊形式 (負側)		袖壁圧壊型 (曲げ)		

$$\text{軸力比} = N / (B \cdot D \cdot F_c) \quad (4)$$

$$Q_{su} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \quad (5)$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{twe}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q d_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{why}} \right\} t_w j_w \quad (6)$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q d_{ce}) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{cwe} \sigma_{cwy}} \right\} b_{ce} j_{ce} \quad (7)$$

$$Q_{mu} = \{ \Sigma (a_t \cdot \sigma_y \cdot j_t) + N \cdot j_N \} / h \quad (8)$$

ここで、各記号は日本建築学会の保有水平耐力計算規準を参照する。ただし、 p_{cwe} は袖壁横筋が柱に定着されている場合の式を用いた。また、 p_{twe} 、 p_{tce} を算出するための袖壁の引張鉄筋量 a_{tw} と柱の引張鉄筋量 a_{tc} についてはそれぞれ「壁縦筋、端部拘束筋2段目まで」、「柱主筋1段目まで」の断面積を用いた。曲げ終局モーメント M_u を反曲点高さで除した曲げ終局時せん断力 Q_{mu} を計算し、 Q_{mu} に対する Q_{su} の比によりせん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu} を算出した。なお、建研式逆対称変形加力による試験体の場合、片側袖壁付き柱では加力中に反曲点高さが変動するため、柱頭及び柱脚が曲げ終局モーメントに達した応力状態を仮定したときの反曲点高さを用いた。

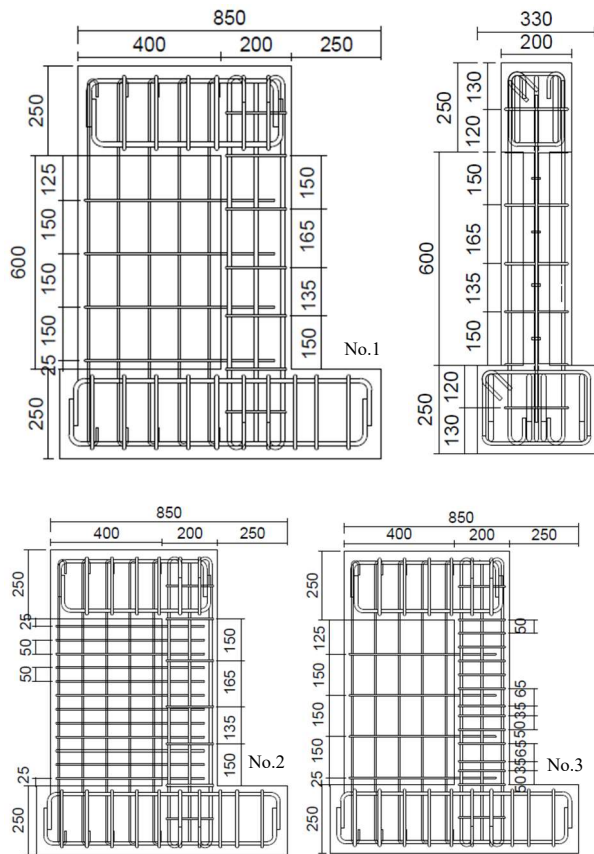


図-5 試験体の形状および配筋

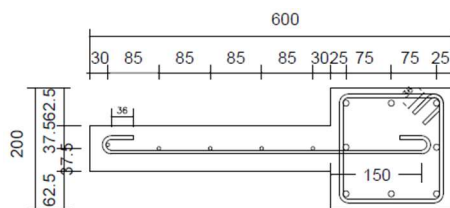


図-6 試験体断面図

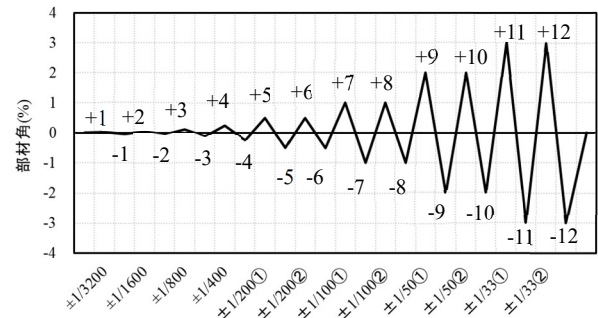


図-7 加力サイクル

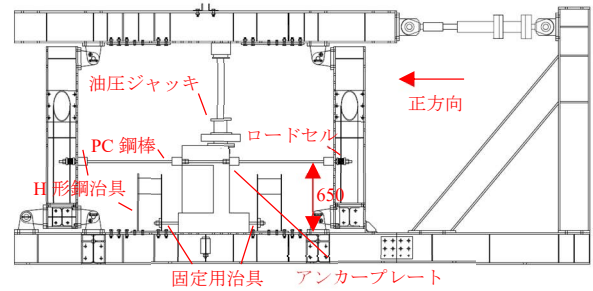


図-8 加力装置図

3.2 加力および測定概要

加力サイクルと加力装置図を図-7、図-8に示す。試験体は、上部スタブ（反曲点高さの位置）と加力フレームをPC鋼棒で締め付けて固定している。軸力は油圧式ジャッキにより上部スタブを鉛直方向に加力することで導入した。両端ピンの水平方向の油圧ジャッキで加力フレーム上梁に水平変位を加え、H形鋼治具、PC鋼棒、アンカープレート、試験体の順に力を伝達することで、最終的に試験体にせん断力を加えた。水平加力は、変位制御による正負交番繰返し载荷とし、試験体上端部の反曲点位置の水平変形と反曲点高さ（650mm）の比を部材角とし、部材角 1/3200, 1/1600, 1/800, 1/400 の加力を各1回、部材角 1/200, 1/100, 1/50, 1/33 の加力を各2回行い、以降は4～5%程度まで押し切ることにした。加力サイクルについて、「+1～12 サイクル」と記載したサイクルが正载荷、「-1～12 サイクル」が負载荷となる。加力方向としては、袖壁が圧縮となる方向を正とする。加力中はひび割れの観察と試験体の撮影を各サイクルのピーク時と除荷時に行った。作用軸力は192kNである。

4. 実験結果及び考察

4.1 破壊性状

試験体 No.1～No.3 のせん断力と部材角の関係を図-9に、最終破壊状況（試験体 No.1～3 の部材角はそれぞれ 1/20, 1/18, 1/33と）を図-10に示す。本節においてサイクル数「+/-12」は図-7内の数字と対応している。

4.1.1 No.1

-1 サイクル(部材角-1/3200)、袖壁側面に初曲げひび割

れが、+2 サイクル(部材角+1/1600), 柱脚部に正側初曲げひび割れが、-2 サイクル, 袖壁端部に負側初曲げひび割れが、-3 サイクル(部材角-1/800), 柱脚部に曲げひび割れが、+4 サイクル(部材角+1/400), 袖壁に対角せん断ひび割れが、+5 サイクル(部材角+1/200), 袖壁と柱の境界部に曲げひび割れが、+7 サイクル(部材角+1/100), 袖壁と柱上部に複数のせん断ひび割れ, サイクルが進むにつれひび割れの拡幅がみられ, 袖壁端部は少し圧壊して正側の最大耐力 198kN に達した。最大耐力到達後袖壁脚部のコンクリート圧壊の進行により耐力低下が見られた。-9 サイクル(部材角-1/50), 負側の最大耐力 -83kN に達した。-11 サイクル(部材角-1/33), 袖壁外端部の縦筋が破断した。+13 サイクル(部材角+1/20), 水平力が徐々に低下し, 柱がせん断破壊して実験を終了した。

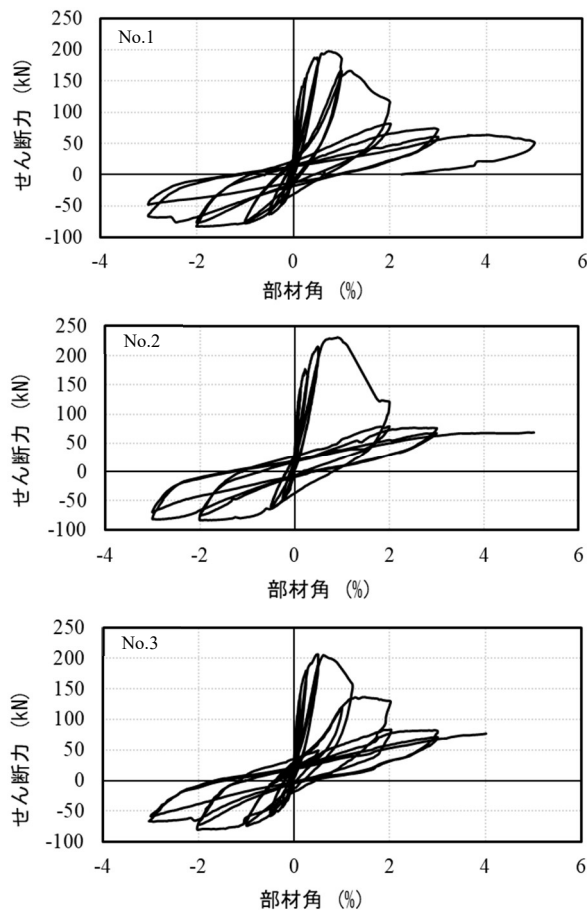


図-9 せん断力-層間変形角関係

4.1.2 No.2

-1 サイクル(部材角-1/3200), 袖壁背面に初曲げひび割れが、+2 サイクル(部材角+1/1600), 柱脚部に正側初曲げひび割れが、-2 サイクル, 袖壁端部に負側初曲げひび割れが、+3 サイクル(部材角+1/800), 袖壁と柱の境界部に初せん断ひび割れが、±4 サイクル(部材角±1/400), 袖壁に対角せん断ひび割れおよび袖壁端部と柱脚部に曲げひび割れがみられた。+7 サイクル(部材角+1/100), 袖

壁端部が圧壊して正側の最大耐力 232kN に達した。変形が 1%(部材角+1/100)直前で, 袖壁脚部のコンクリート圧壊の進行により耐力が急激に低下し, 変形が 2%(部材角+1/50)手前まで急増したため, 2%まで加力を行った。2%では柱の耐力は残存していたため, 2%以降の加力サイクルに従い载荷を続行した。-9 サイクル(部材角-1/50), 袖壁と柱に複数のせん断ひび割れ, サイクルが進むにつれひび割れの拡幅がみられて負側の最大耐力 -83kN に達した。+11 サイクル(部材角+1/33), サイクルが進むにつれ袖壁下部の圧壊が大きくなった。+13 サイクル(部材角+1/18), 圧壊により柱の鉄筋が露出した。計測器の限界である 1/18 まで加力し実験を終了した。

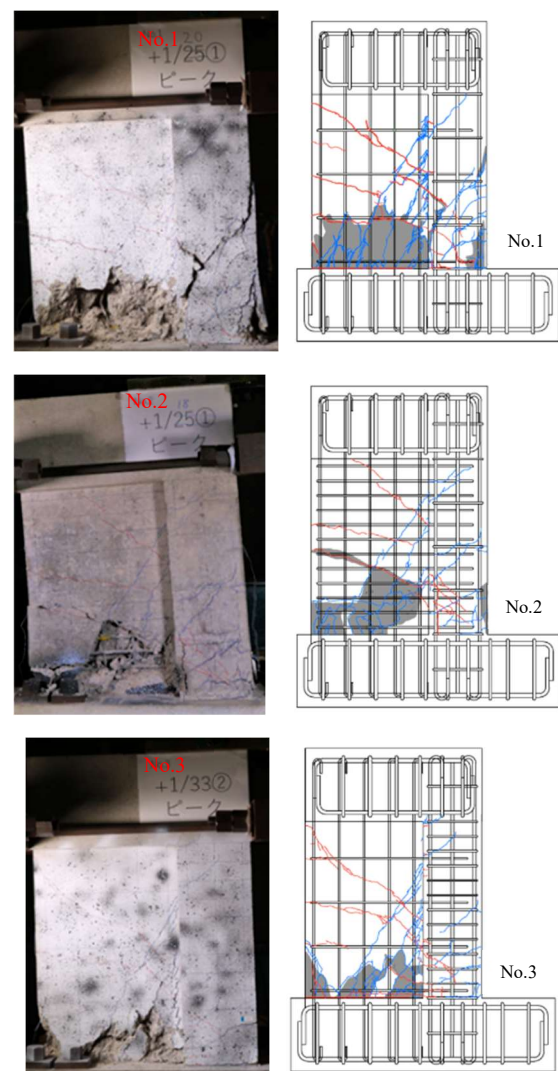


図-10 最終破壊状況

4.1.3 No.3

+1 サイクル(部材角+1/3200), 袖壁側面に初曲げひび割れ, 柱脚部に正側初曲げひび割れが、-2 サイクル(部材角-1/1600), 袖壁端部に負側初曲げひび割れが、+3 サイクル(部材角+1/800), 袖壁に初せん断ひび割れ, 袖壁下部に曲げひび割れ, 袖壁に対角せん断ひび割れが、+5 サイ

クル(部材角+1/200), 袖壁と柱に複数の対角せん断ひび割れ, サイクルが進むにつれひび割れの拡幅がみられ, 正側の最大耐力 207kN に達した。最大耐力到達後袖壁脚部のコンクリート圧壊の進行により耐力低下が見られた。-9 サイクル(部材角-1/50), 負側の最大耐力 -80kN に達した。+11 サイクル(部材+1/33), サイクルが進むにつれ袖壁下部の圧壊が大きくなるが, -11 サイクル, 袖壁外端部の縦筋が破断した。+13 サイクル(部材角+1/25), 計測器の限界である+1/25 まで加力し実験を終了した。

4.2 鉄筋の降伏状況

図-11 に示す計測位置で, 柱の主筋及び帯筋, 壁の縦横筋の歪みを歪みゲージで計測した。実験に用いた鉄筋の径は D6 (壁筋, 帯筋), D10 (柱主筋) であり, 鉄筋の降伏ひずみ度を D6 : 0.192%, D10 : 0.200% として以下の降伏の判定をした。部材角+1/20 における降伏した鉄筋を赤字で示している。

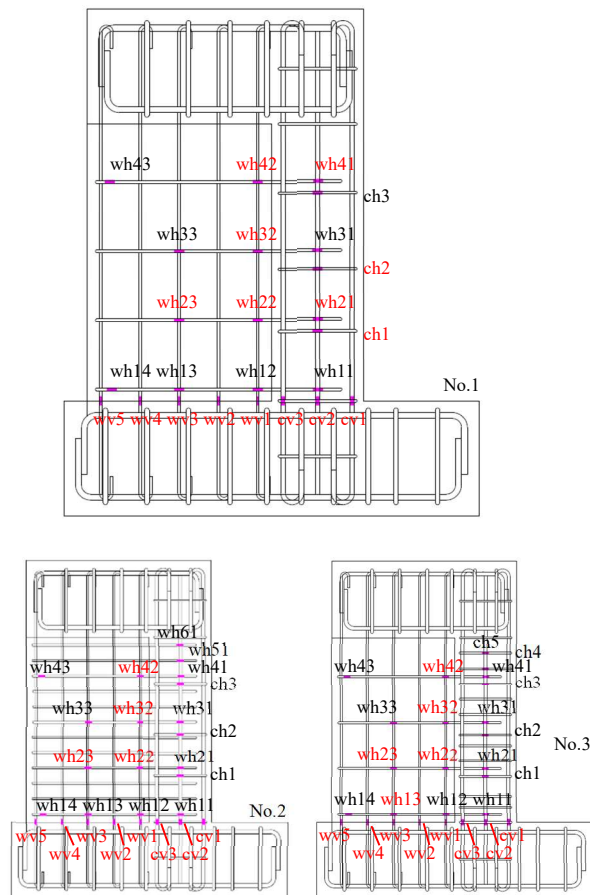


図-11 鉄筋の降伏状況

4.2.1 No.1

壁端部縦筋(ゲージ記号 ww5, ww4, ww3) は-3 サイクル(部材角-1/800) のピーク前後で降伏した。

ゲージ ww2 は-4 サイクル(部材角-1/400) のピーク前後で降伏し, ゲージ cv1, wh42, wh23 は+5 サイクル(部

材角+1/200①) のピーク前後で降伏し, ゲージ ww1 は-5 サイクル(部材角-1/200①) のピーク前後で降伏した。

ゲージ cv2, wh41, wh32, wh22 は, 正側最大耐力時+7 サイクル(部材角+1/100①) のピーク前後で降伏した。袖壁端部に圧壊の性状が見られたが, せん断ひび割れが拡幅し壁横筋が降伏した。

ゲージ cv3 は-7 サイクル(部材角-1/100①) のピーク前後で降伏した。また, ゲージ ch1 は-11 サイクル(部材角-1/33①) のピーク前後で降伏し, ゲージ ch2, wh21 は+13 サイクル(部材角+1/20) ピーク前後で降伏した。この時, 袖壁が既に圧壊して独立した柱がせん断破壊した。

また, 柱上部の対角ひび割れは最大耐力付近で生じ, ひび割れの入り方や他の試験体と異なり wh41 の降伏も見られたことから貫通破壊の兆候があった。しかし, ひび割れ状況から判断すると袖壁の貫通破壊までには至っておらず, 袖壁圧壊によって最大耐力が決定された。

以上より, 試験体 No.1 は袖壁下部の圧壊が最も顕著な破壊であるため, 袖壁圧壊型と判断した。

4.2.2 No.2

壁端部縦筋(ゲージ記号 ww5, ww4) は-3 サイクル(部材角-1/800) のピーク前後で降伏した。

ゲージ cv1 は+4 サイクル(部材角+1/400) のピーク前後で降伏し, ゲージ ww2, ww3 は, -4 サイクル(部材角-1/400) のピーク前後で降伏し, ゲージ ww1 は-5 サイクル(部材角-1/200①) のピーク前後で降伏した。ゲージ cv2, wh42, wh32, wh23, wh22 は+9 サイクル(部材角+1/50 ①) のピーク前後で降伏した。

ゲージ cv3 は, 負側最大耐力時-9 サイクル(部材角-1/50①) のピーク前後で降伏した。袖壁に最も近い柱主筋が降伏したため, 負側の最大耐力に至った。

以上より, 試験体 No.2 は袖壁下部の圧壊が最も顕著な破壊であるため, 袖壁圧壊型と判断した。

4.2.3 No.3

壁端部縦筋(ゲージ記号 ww5, ww4, ww3) は-3 サイクル(部材角-1/800) のピーク前後で降伏した。

ゲージ ww2 は-4 サイクル(部材角-1/400) のピーク前後で降伏した。

ゲージ cv1, wh42, wh32, wh23 は, 最大耐力時+5 サイクル(部材角+1/200①) のピーク前後で降伏し, 最大耐力に達した。壁横筋の多い No.2 に比べて早期の降伏, 最大耐力到達となった。

ゲージ ww1 は-5 サイクル(部材角-1/200①) のピーク前後で降伏した。ゲージ cv2, wh22 は+7 サイクル(部材角+1/100①) のピーク前後で降伏した。ゲージ cv3 は-7 サイクル(部材角-1/100①) のピーク前後で降伏し, ゲー

ジ wh13 は-11 サイクル（部材角-1/33①）のピーク前後で降伏した。

以上より，試験体 No.3 は袖壁下部の圧壊が最も顕著な破壊であるため，袖壁圧壊型と判断した。

4.3 判別式の検証

各試験体の履歴曲線と最終破壊図による分類を行った。表-1 に示すように，正側は全て袖壁圧壊のせん断型となり，負側は「袖壁圧壊型（曲げ）」（実現象として袖壁は引張側となり，圧壊はしない）となった。最大耐力時の部材角について，正側の場合には試験体 No.1 と No.2 はどちらも 1/100 となり，試験体 No.3 は 1/200 となった。負側の場合には，全ての試験体は 1/50 となった。

また，図-4 と図-12 に示すように，試験体 No.2 と No.3 はどちらも想定していた袖壁圧壊型となったが，試験体 No.1 は貫通破壊型の予想と合わなかった。No.1 は袖壁圧壊型に分類されるが，終局時に帯筋が降伏し，筆者ら⁴⁾が挙げている袖壁圧壊型の特徴である「柱単体の性状に漸近する」性質と異なる。柱の対角ひび割れと急激な耐力低下は貫通破壊型の特徴でもあり，袖壁圧壊型となる試験体でも，貫通破壊型の性状に近い損傷状況となる場合があることが明らかとなった。また，最大耐力時に帯筋の降伏が生じなかったことから提案判別法の α の閾値或は α の計算方法の妥当性の判断は十分に行えず，今後改善する必要がある。例えば，袖壁と柱を分けて袖壁のみに注目して α 値を算定すること等も考えられる。なお，最も脆性的な貫通破壊型を防止する設計を考えた場合，提案判別法は安全側の評価となっているとも言える。

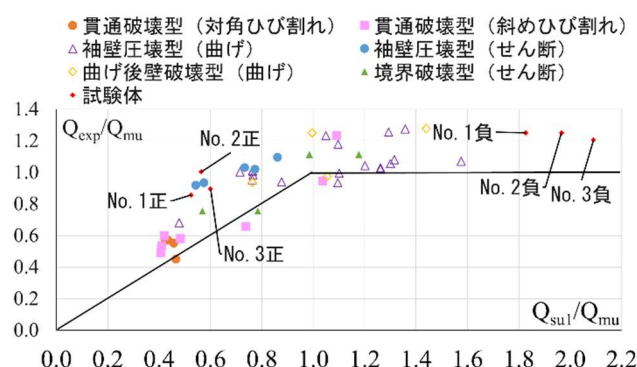


図-12 せん断余裕度と破壊形式の関係

No.2 と No.3 は袖壁圧壊型の特徴とする「主筋の降伏もしくは袖壁の圧壊により最大耐力に達した後，壁の破壊が部材全体の破壊より先行して耐力低下」，「袖壁と柱の境界部に大きな損傷が生じない」，「袖壁端部のコンクリートが完全に破壊して試験体内部の鉄筋がむき出しになる」と「柱単体の性状に漸近する」性質に対応するため，筆者ら⁴⁾が提案した判別式を一部検証できたと考え

られる。

5. まとめ

- (1) 貫通破壊型，袖壁圧壊型として設計した片側袖壁付き柱試験体 3 体の実験を行った結果，正側は全て袖壁圧壊のせん断型となり，負側は「袖壁圧壊型（曲げ）」（実現象として袖壁は引張側となり，圧壊はしない）となった。最大耐力時の部材角について，正側の場合には試験体 No.1 と No.2 はどちらも 1/100 となり，試験体 No.3 は 1/200 となった。負側の場合には，全ての試験体は 1/50 となった。
- (2) 試験体 No.2 と No.3 はどちらも想定通り袖壁圧壊型となった。No.1 の想定していた破壊メカニズムは貫通破壊型であったが，実際の破壊形式は袖壁圧壊型となった。ただし，既往研究でみられた袖壁圧壊型の破壊性状とは異なり，最大耐力近辺の横筋の降伏状況やひび割れ状況から貫通破壊型に近かった。
- (3) いずれの試験体でも壁端部縦筋の引張降伏が先行し，-3 サイクル（部材角-1/800）ピーク前後で最初降伏した。壁横筋量の多い試験体 No.2 の壁横筋は他 2 体より少し遅い段階に降伏した。
- (4) α が小さく貫通破壊型となるよう計画した試験体 No.1 では，帯筋が降伏し貫通破壊に近い様相を呈したものの，貫通破壊型とはならず袖壁圧壊型となったため，提案判別法の α の閾値あるいは α の計算方法は今後改善する必要がある。しかし，最も脆性的な貫通破壊型を防止する設計を考えた場合，提案判別法は安全側の評価となりうる。

謝辞：本研究は JSPS 科研費 22K04409 の助成を受けたものです。本研究の実験において，東京大学工学系研究科建築学専攻技術職員の陳瑞涵氏に多大な尽力を頂きました。ここに感謝致します。

参考文献

- 1) 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・同解説，2021
- 2) 史可撃，田尻清太郎，大西直毅：鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱の破壊形式の判別法に関する研究，日本地震工学会論文集，2022
- 3) 松本栞，田尻清太郎，塩原等，大西直毅：袖壁・腰壁・垂れ壁付き部材の破壊形式に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.42，No.2，2020
- 4) 日本建築学会，鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.142-143，1999
- 5) 史可撃，田尻清太郎：鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱の破壊形式に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），2022