

〔 論 文 〕

片側袖壁付 R C 柱の終局せん断耐力評価に関する研究 (その 3 軸力比 0.1 および 0.3 の場合)

松本 豊^{*1}・宮城裕紀^{*2}・野口聡仁^{*3}

Experimental Study on Shear Strength for Reinforced Concrete Column with a Wing Wall on Either One Side (Part3 $N/N_0=0.1$ or 0.3)

Yutaka MATSUMOTO^{*1}, Hironori MIYAGI^{*2}, Akihito NOGUCHI^{*3}

Abstract

This study aims to investigate the shear strength of reinforced concrete columns with lateral wings a structural element whose properties have not been completely understood. Six specimens were constructed by varying axial force ratio and proportion of longitudinal to transverse reinforcements in Wing walls. Static force tests were performed to assess and compare the shear capacity and interlayer deformation angles of these specimens. The study quantitatively evaluated the effect of transverse bars in the wing walls. Furthermore the failure mechanism was analyzed by observing the strain in the rebar, which was measured through strain gauges attached to rebar.

Key Words :RC wing wall, shear strength, shear failure mechanism, axial force ratio

1. はじめに

近年、袖壁付き RC 柱の剛性や耐力評価の関する、袖壁特有の取り扱い方の問題が顕在化してきた。そこで、2010 年に改訂された鉄筋コンクリート構造計算規準⁽¹⁾ (以下、RC 規準)では、これまでに示されなかった袖壁付き RC 柱の許容応力度の評価方法が示された。これにより許容応力度設計においては袖壁などの 2 次部材構造設計に取り入れることが可能となった。しかし、袖壁付き柱を設けることは建物の耐震性能を向上させるのに有効であるが、構造計画の煩雑さや、柱の剛性評価、袖壁が引張側となるときせん断終局強度式が確立されていないことから、積極的に採用されることは少ない。したがって、実務においては構造スリットにより、袖壁を構造部材と切り離して設計されることが多いのが現状である。

また、2011 年の東日本大震災⁽²⁾、2016 年の熊本地震⁽³⁾では、1987 年に施工された新耐震基準以降の RC 造建物には、構造部材の脆性的なせん断力はほとんど見られなかった。しかし、構造的に注目してこなかった袖壁付き柱の袖壁には、スリットの有無に係わらず、せん断破壊が多く見受けられた。このような非構造壁の損傷による建物の大破・倒壊はなかったものの、建物の継続使用ができなくなる等の支障が生じていると考えられる。これにより、袖壁付き RC 柱を有効な耐震要素として積極的に利用するために、袖壁付き RC 柱のせん断耐力評価に関する実験的研究および構造特性の評価法についての研究⁽⁴⁾~⁽⁸⁾がおこなわれた。

袖壁付き RC 柱の耐力や破壊性状などの構造特性に影響を及ぼす要因には、袖壁の配置、袖壁の形状(壁厚さ、壁長さ)、袖壁の縦・横筋量および柱の主筋、帯筋量、せん断スパン比などが考えられ、袖壁付き RC 柱の構造特性を把握するためにはこれらの要因の影響を定量的・定性的に把握する必要がある。しかしながら、片側袖壁付き RC 柱(以下、片袖壁付柱と呼ぶ)については、既往せん断実験における試験体が少なかったため、十分な検討に至っていない。また RC 規準では「片側柱付き壁については、未解明な問題が多い。今後のさらなる研究が待たれるところである」と述べられている。

以上の背景より、松本ら^{(9),(10)}は、未解明な部分が多い片袖壁付柱のせん断性状を把握するため、3 体の片袖壁付柱の試験

^{*1} 建築・設備工学科

^{*2} エネルギーシステム工学専攻

^{*3} ものづくりセンター

令和 5 年 10 月 1 日受理

体を製作し、袖壁横筋量をパラメータおよび軸力比 0.2 とした場合に、せん断性状に与える影響について検討している。

そこで、本研究では昨年に続き、片袖壁付柱の試験体 6 体を製作し、久留米工業大学の構造実験棟の静的 2 軸加力装置に取付けて正負交番の繰返し載荷実験を行う。この載荷実験より、袖壁横筋量および軸力比の影響が片袖壁付柱の終局時におけるせん断力および破壊形式に、どの程度影響を及ぼすのか検討を行う。

2. 実験概要

2・1 試験体計画

試験体は、実大の 1/3 スケールものを 6 体製作する。本実験の試験体諸元を表 1 に、図 1 に軸力比 0.1 シリーズの試験体形状をそれぞれ示す。柱は、250x250mm および袖壁は 70x250mm であり柱の高さは、500mm で計画する。柱部分でのせん断スパン比は 2.0 であり、せん断破壊するように設計を行う。柱の帯筋比 $P_w=0.26\%$ とする。なお、鉄筋 D16, D13 および D6 には、SD295A を用いる。

Table 1 List of specimens

Specimen	B×D(mm)	Main	Hoop	Wing Wall(mm)	Vert.reinf.	Hori.reinf.	N/N ₀	M/QD
CW-W1D-1.0-0.1N	250×250	4·D16 + 2·D13	D6@100	70x250	D6@100	D6@100	0.1	2.0
CW-W1D-1.5-0.1N						D6@66		
CW-W1D-2.0-0.1N						D6@50		
CW-W1D-1.0-0.3N						D6@100	0.3	
CW-W1D-1.5-0.3N						D6@66		
CW-W1D-2.0-0.3N						D6@50		

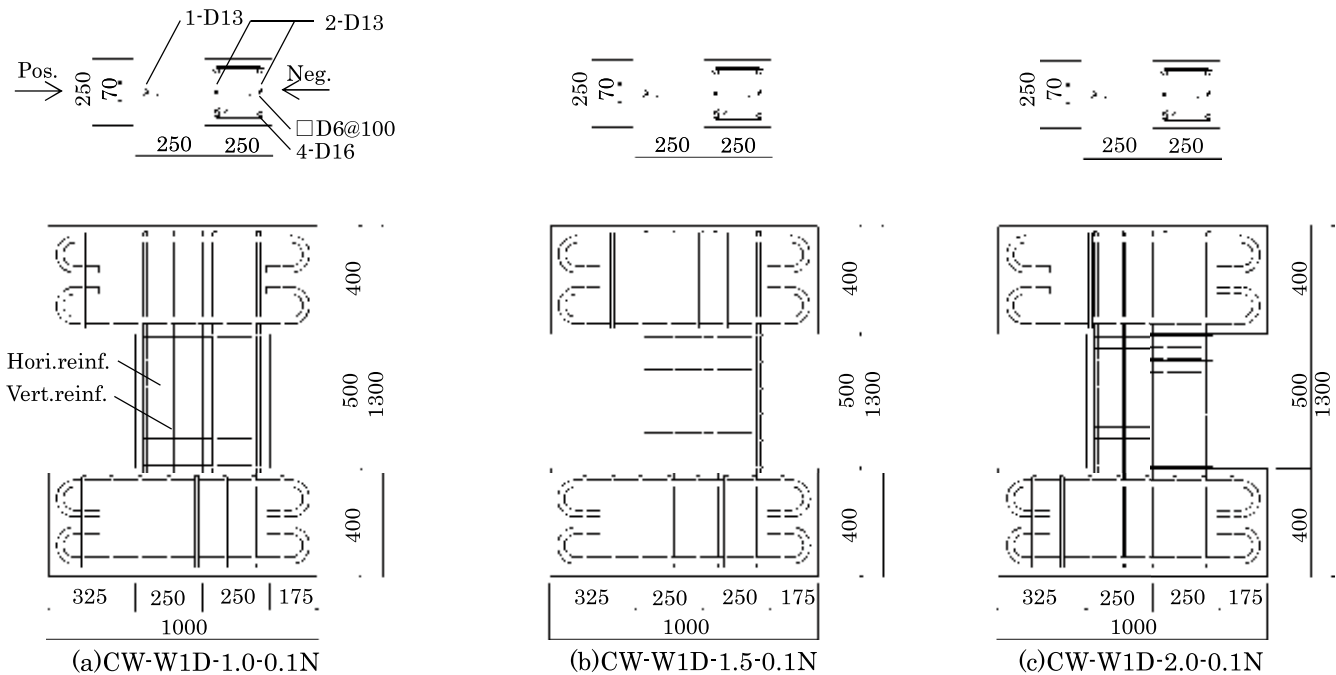


Fig. 1 Specimens

ここで、

B: 柱の幅

D: 柱のせい

N/N_0 : 軸力比 ($N=0.1\sigma_c BD$ および $N=0.3\sigma_c BD$)

M/QD : せん断スパン比 (=2.0)

2・2 材料試験結果

(1) 鉄筋

表 2 に、鉄筋の材料試験結果を示す。鉄筋の材料試験片は、同ロットの鉄筋から 3 本切り出した。各試験片の降伏応力は、0.2%オフセット耐力により評価した。

Table 2 Steel material test results

Diameter	σ_y (MPa)	ϵ (%)	E_s (GPa)	σ_u (MPa)
D6	432.3	0.25	189.7	543.5
D13	357.1	0.18	200.5	500.3
D16	349.8	0.19	183.9	492.4

σ_y , ϵ : yield strength and strain of steel, E_s : Young's modulus steel
 σ_u : ultimate strength of steel

(2) コンクリート

表 3 に、コンクリートの材料試験結果を表 4 に、コンクリートの調合表を示す。調合は、普通ポルトランドセメントを用いている。スランプは 180mm、骨材の最大寸法は 10mm とした。

一連の実験を 2 ヶ月間で実施した。この期間中の材齢の違いで、シリンダー強度に 2.8MPa 差が生じていることが確認できる。この結果から、各試験体のシリンダー強度によるバラツキはほとんどなく、目標とした圧縮強度 27MPa となっていることが分かる。

Table 3 Concrete material test results

Specimens	σ_c (MPa)	ϵ_0 (%)	E_c (GPa)
CW-W1D-1.0-0.1N	28.4	0.25	26.9
CW-W1D-1.5-0.1N	29.3	0.25	26.3
CW-W1D-2.0-0.1N	28.0	0.25	25.7
CW-W1D-1.0-0.3N	27.0	0.22	28.4
CW-W1D-1.5-0.3N	26.5	0.22	25.2
CW-W1D-2.0-0.3N	27.3	0.23	26.0

σ_c , ϵ_0 : stress and strain of concrete at peak point
 E_c : Young's modulus of concrete

Table 4 Mix proportion

W/C (%)	Unit mass(kg/m ³)				
	W	C	Coarse Agg.	finer	Super plastcizer
64.1	195	305	909	1018	3.05

W:Water C:Cement

2・3 積載方法

水平加力载荷は、図 2 に示すように、試験体区間頂部の水平変位 θ を、試験体区間高さ h ($=500\text{mm}$) で除した層間変形角 R ($=\theta/h$) により変位制御とした。载荷プログラムは、図 3 に示すように ± 0.25 , ± 0.5 , ± 0.75 , ± 1.0 , ± 1.52 , ± 2.0 および $\pm 3.0\%$ の順に変位を漸増しながら、袖壁側(東側)を正とした正負交番の漸増繰返し载荷を行った。加力方法は、非対称断面のため、反曲点位置が一定になるように、加力方法は片持形式とした。

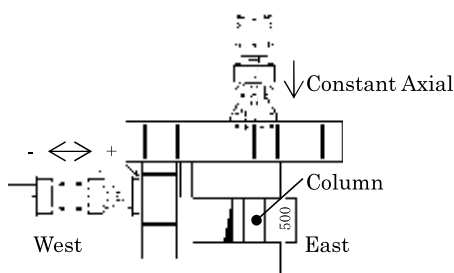


Fig. 2 Loading Setup

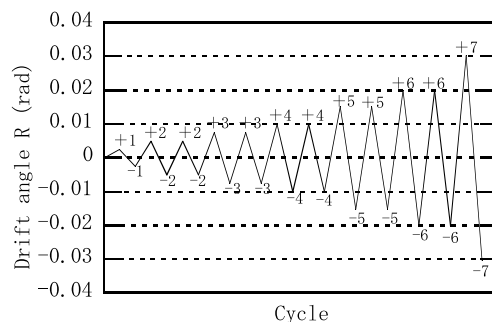


Fig. 3 Loading Cycle

3. 実験結果

3・1 破壊形式の定義

破壊形式については、文献(11)、(12)において、既往の片袖壁付柱の 36 体の試験体の破壊形式を文献調査から、貫通破壊型、袖壁圧壊型、境界破壊型に分類しており、袖壁が圧壊、境界部分損傷小、柱曲げ・せん断破壊に分類された試験体が最も多いと述べている。したがって、本研究において文献(11)、(12)を参考にして、加力方向別に破壊形式を定義した。

(1) 柱せん断破壊

柱および袖壁の斜めひび割れが発生し、最大耐力に達した後、袖壁横筋もしくは柱帯筋が降伏する。その後、柱の斜めひび割れが進展し、著しい剛性低下が生じる。

(2) 袖壁圧壊(せん断)

柱主筋が引張降伏に達せず、袖壁端部の圧壊が先行し最大耐力に達した後、袖壁横筋もしくは柱帯筋が降伏する。その後、柱と袖壁のせん断ひび割れが進展すると同時に、袖壁端部のカバーコンクリートが完全に剥落し、圧縮側の袖壁縦筋が座屈する。

(3) 袖壁圧壊(曲げ)

袖壁縦筋の引張降伏もしくは、袖壁端部の圧壊が確認され最大耐力に達した後、袖壁外端から柱側へ圧壊領域が拡大して、袖壁端部のカバーコンクリートが完全に剥落し、圧縮側の袖壁縦筋が座屈した。

3・2 実験結果

図 4(a)～(c)および図 5(a)～(c)は、0.1 シリーズおよび 0.3 シリーズのせん断力 Q -層間変形角 R の関係を示す。図中の記号○は、正および負加力時の最大せん断力を示している。写真 1(a)～(c)および写真 2(a)～(c)は、0.1 シリーズおよび 0.3 シリーズの最終破壊形式を示す。

(1) 0.1 シリーズ

試験体 CW-W1D-1.0-0.1N は、層間変形角 $R=0.5\%$ rad 柱端部に曲げひび割れが発生した。 $R=0.75\%$ rad の正加力で袖壁端部筋が降伏し、負加力時には袖壁と柱の中央部分に、最終破壊につながるせん断ひび割れが確認された。 $R=1.0\%$ rad では、袖壁に発生したせん断ひび割れが進展した。さらに負加力で、袖壁端部の圧壊領域が柱脚端部まで拡がり、最大せん断力に達した後に急激な剛性低下が生じた。破壊形式は、正加力「袖壁圧壊(曲げ)」, 負加力「袖壁圧壊(せん断)」となった。なお、最大せん断力は正加力で 166.7kN($R=1.52\%$ rad) 負加力で、234.6kN($R=1.0\%$ rad) となった。

CW-W1D-1.5-0.1N は、 $R=0.5\%$ rad で、袖壁中央部にせん断ひび割れが発生した。 $R=0.75\%$ rad 負加力時で、柱と袖壁の境界部分にせん断ひび割れが発生し、袖壁端部に圧壊の兆候が確認された。 $R=1.52\%$ rad では、正加力で袖壁縦筋が降伏すると同時に、最大せん断力に達した。負加力で、袖壁端部に無数のせん断ひび割れが生じると共に、カバーコンクリートが剥落し始めた。その後、袖壁横筋が降伏し、端部のコンクリートも圧壊した。破壊形式は、正負加力共に「袖壁圧壊(せん断)」となった。なお、最大せん断力は正加力で 219.9kN($R=1.52\%$ rad) 負加力で、247.7kN ($R=1.0\%$ rad) となった。

CW-W1D-2.0-0.1N は、 $R=0.5\%$ rad 正加力で、袖壁と柱の中央部分に、最終破壊につながるせん断ひび割れおよび袖壁縦筋の降伏が確認された。 $R=0.75\%$ rad 負加力で、最大せん断力に達し、袖壁端部に圧壊を確認した。その後、急激な剛性低下が生じ、袖壁端部の圧壊領域が拡大して最終破壊となった。破壊形式は、正加力「袖壁圧壊(曲げ)」, 負加力「袖壁圧壊(せん断)」となった。なお、最大せん断力は正加力で 173.3kN($R=1.0\%$ rad) 負加力で、251.9kN($R=0.75\%$ rad) となった。

(2) 0.3 シリーズ

試験体 CW-W1D-1.0-0.3N は、層間変形角 $R=0.5\%$ rad 正負加力で、柱脚部に、最終破壊につながるせん断ひび割れが生じ、それと同時に袖壁縦筋が降伏した。 $R=0.75\%$ rad 正加力では、最大せん断力に達した後に、柱帯筋が降伏した。 $R=0.75\%$ rad 負加力では、柱部分に新たにせん断ひび割れが生じ、袖壁端部の圧壊が確認された。 $R=1.52\%$ rad では、袖壁中央部に柱と袖壁位置を貫通するせん断ひび割れが生じ、袖壁横筋が降伏した。その後、柱と袖壁部分の貫通ひび割れが著しく拡大した。破壊形式は、正加力「袖壁圧壊(曲げ)」, 負加力「柱せん断破壊」となった。なお、最大せん断力は正加力で 200.1kN($R=0.75\%$ rad), 負加力で 280.1kN($R=0.75\%$ rad) となった。

CW-W1D-1.5-0.3N は、 $R=0.5\%$ rad 正加力で、袖壁端部および中央部にせん断ひび割れが発生し、袖壁縦筋も降伏した。その後、最大せん断力に達すると同時に柱帯筋が降伏した。一方、 $R=0.75\%$ rad 負加力では、柱に対角線状のせん断ひび割れが確認され、柱帯筋が降伏した。 $R=1.52\%$ rad では、袖壁端部の圧壊が進展し始め、袖壁端部および中央部のせん断ひび割れが著しく進展した。その後、柱と袖壁部分のせん断ひび割れが貫通した。また、袖壁端部の圧壊領域も広がった。破壊形式は、正加力「袖壁圧壊(せん断)」, 負加力「柱せん断破壊」となった。なお、最大せん断力は正加力で 232.8kN($R=1.0\%$ rad), 負加力 281.4kN($R=0.75\%$ rad) となった。

CW-W1D-2.0-0.3N は、 $R=0.5\%$ rad 正加力で袖壁端部にせん断ひび割れが生じ、袖壁縦筋も降伏した。 $R=0.75\%$ rad では、最大せん断力に達し、柱と袖壁の中央部にせん断ひび割れ生じ、柱帯筋が降伏した。 一方 $R=0.75\%$ rad 負加力では最大せん断力に達し、袖壁横筋が降伏した。 その後、柱と袖壁部分のせん断ひび割れが貫通し、壁端部の圧壊領域が広がった。 破壊形式は、正加力「袖壁圧壊(せん断)」，負加力「柱せん断破壊」となった。 なお、最大せん断力は正加力で 194.9kN (0.75% rad)，負加力で 299.8kN (0.75% rad) となった。

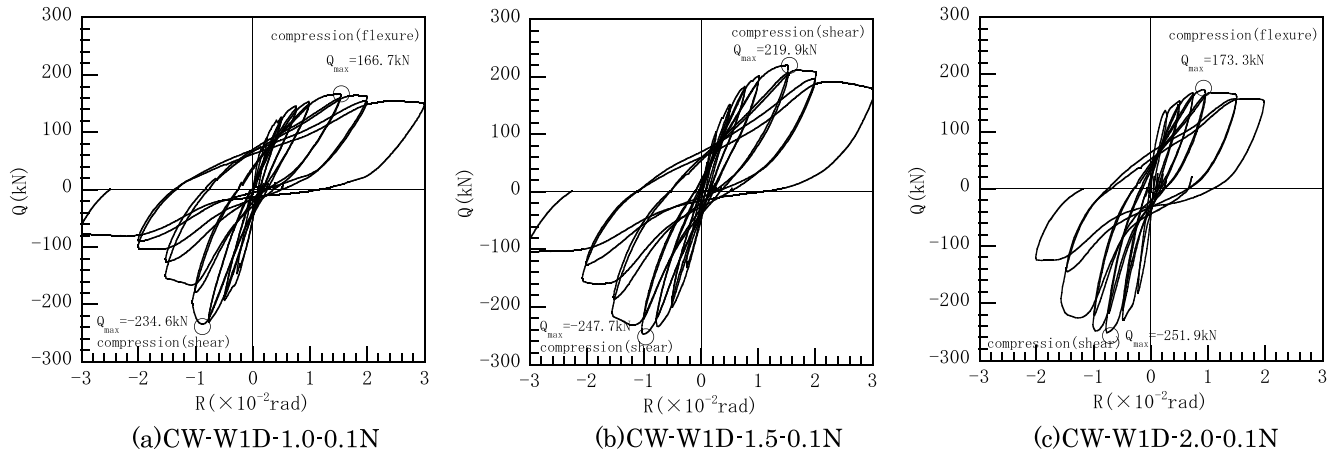


Fig. 4 Shear force—Drift angle(0.1 Series)

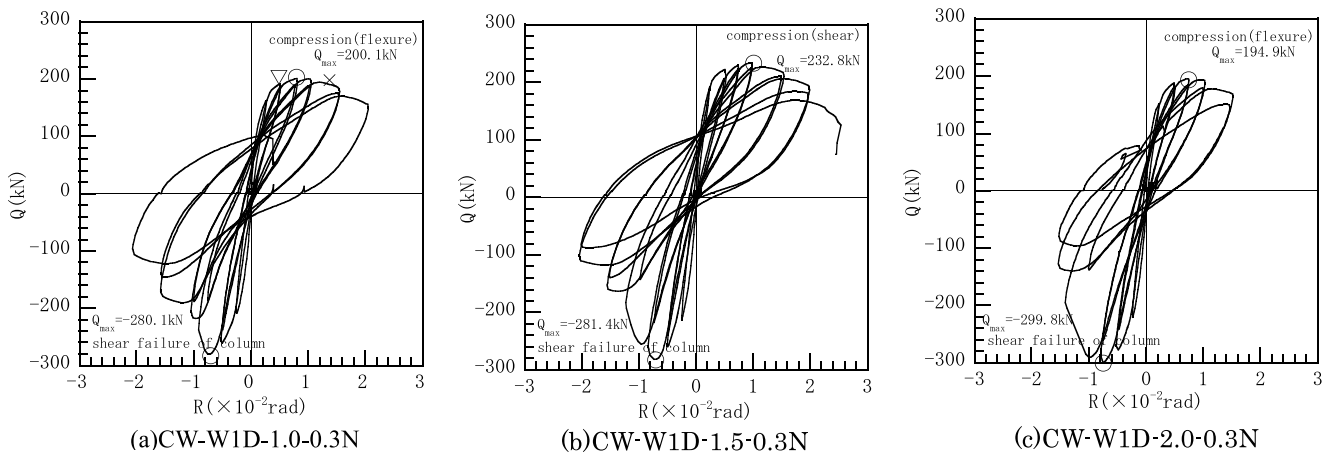


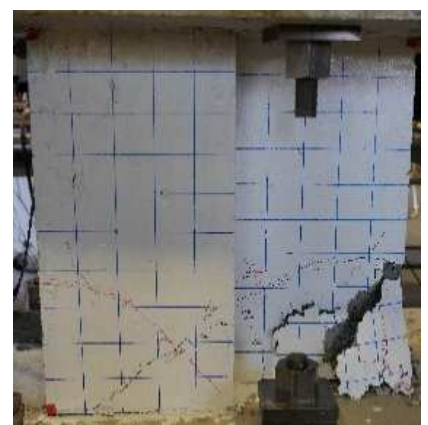
Fig. 5 Shear force—Drift angle(0.3 Series)



(a)CW-W1D-1.0-0.1N R=3.0%



(b)CW-W1D-1.5-0.1N R=3.0%



(c)CW-W1D-2.0-0.1N R=2.0%

Photo 1 Final failure condition(0.1 Series)

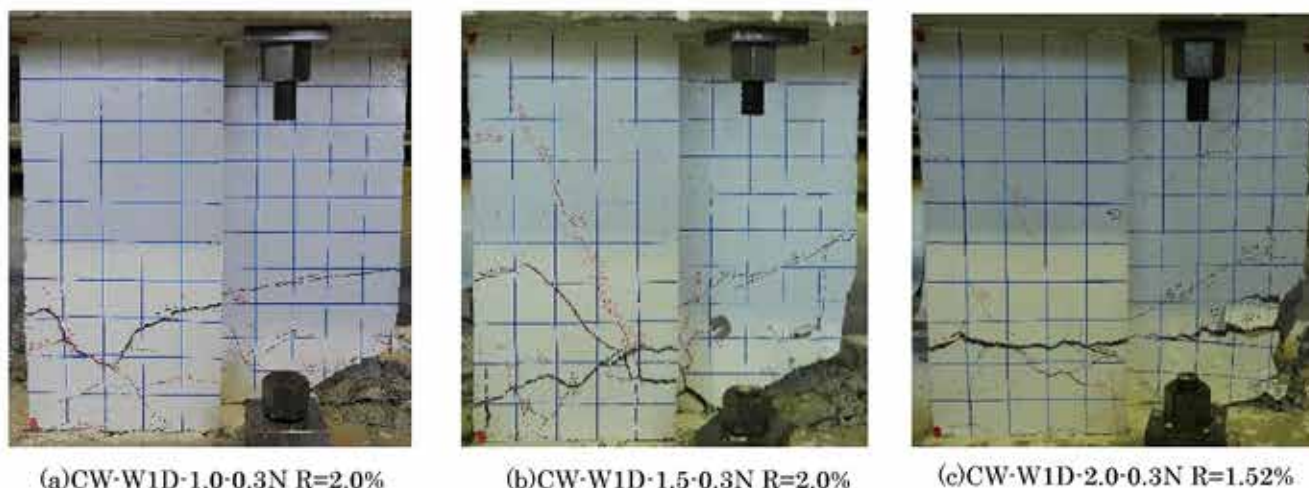


Photo 2 Final failure condition(0.3 Series)

3・3 鉄筋のひずみ分布

片袖壁付柱のせん断性状を検討する上で、袖壁の縦筋および柱の主筋のひずみ分布の推移を検討することは、重要な因子であるものとする。図 5(a), (b)は、袖壁縦筋と柱主筋のひずみゲージ位置を示す。試験体 CW-W1D-1.5-0.1N のひずみゲージ①は、コンクリート打設中に破損しており計測不能となっている。

図 6(a)～(f)は、正加力の袖壁縦筋、柱主筋のひずみ分布の推移を示したものである。図中の○、□、▽は、層間変形角 $R=0.5, 1.0, 2.0\%$ 時点のひずみ値 (+:引張, -:圧縮)を示す。この図から分かるように、全試験体とも、層間変形角 $R=0.5\%$ では、柱主筋①～④の位置の領域までは引張領域となり、柱主筋⑤の位置においては、概ね圧縮領域となっていることが分かる。さらに、層間変形角が大きくなるにつれ袖壁縦筋①～③、柱主筋④の引張ひずみも増加する推移を示した。その後、 $R=1.0$ または 2.0% rad で各試験体の袖壁縦筋①、②は降伏ひずみに達していることが分かる。

図 7(a)～(f)は、負加力の袖壁縦筋、柱主筋のひずみ分布の推移を示したものである。図中の○、□、▽は、層間変形角 $R=0.5, 1.0, 2.0\%$ 時点のひずみ値を示す。この図から分かるように、各試験体とも、層間変形角 $R=0.5\sim 1.0\%$ rad において柱主筋⑤の位置では引張ひずみとなり、④近傍で、引張と圧縮の境界領域になることが分かる。以上より、負加力では、各試験体とも柱主筋が引張に抵抗している。これは、3・2 節の実験結果から分かるように、正加力に比べ負加力のせん断力が大きくなった要因の一つであると考えられる。

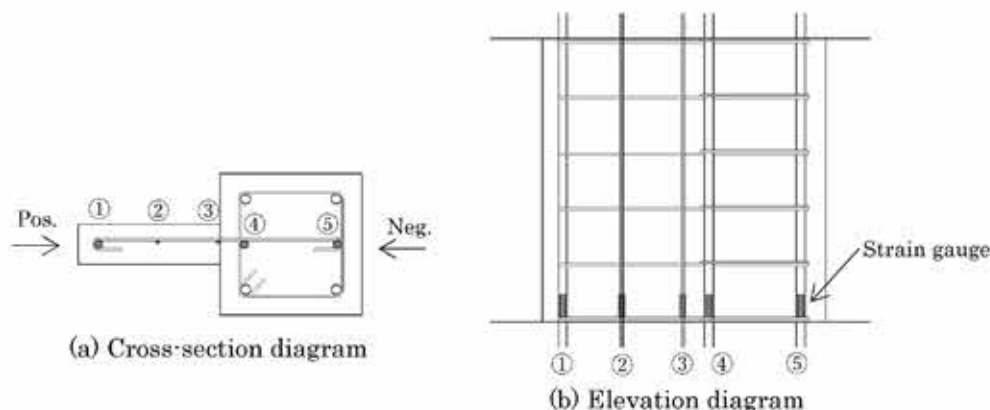


Fig. 6 Strain gauge sticking position

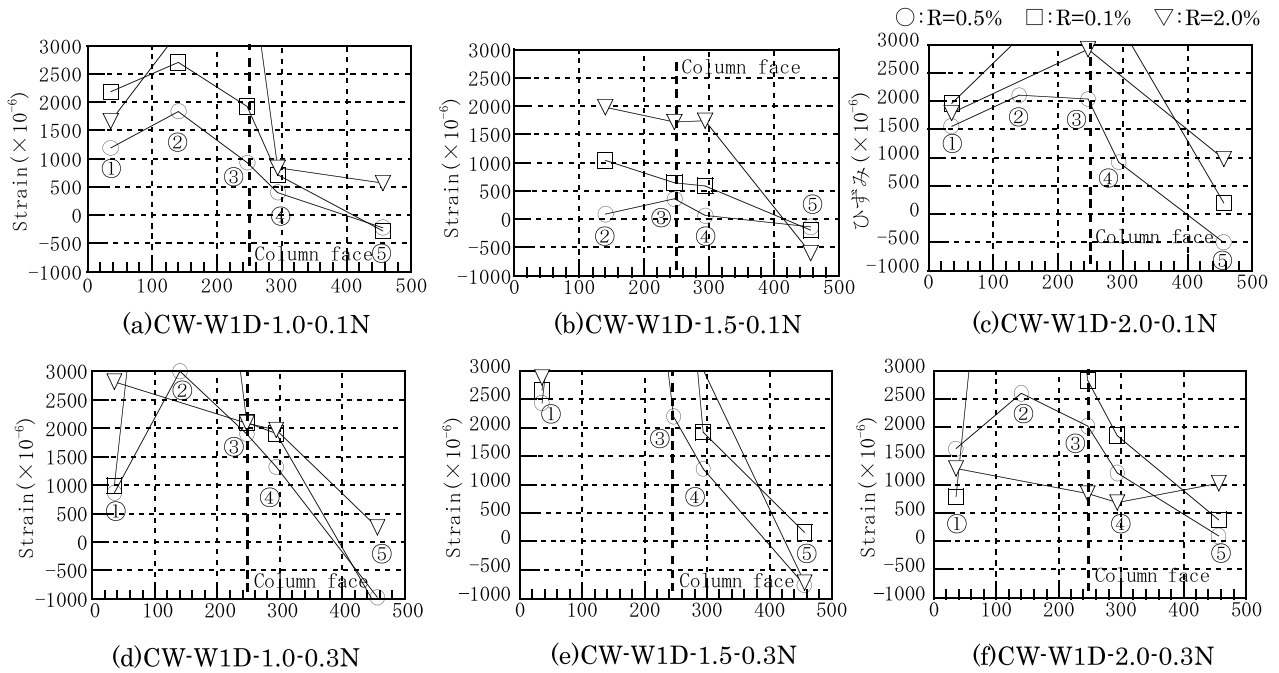


Fig. 7 Axial strain of Wing wall longitudinal bars and column main bars in the positive force

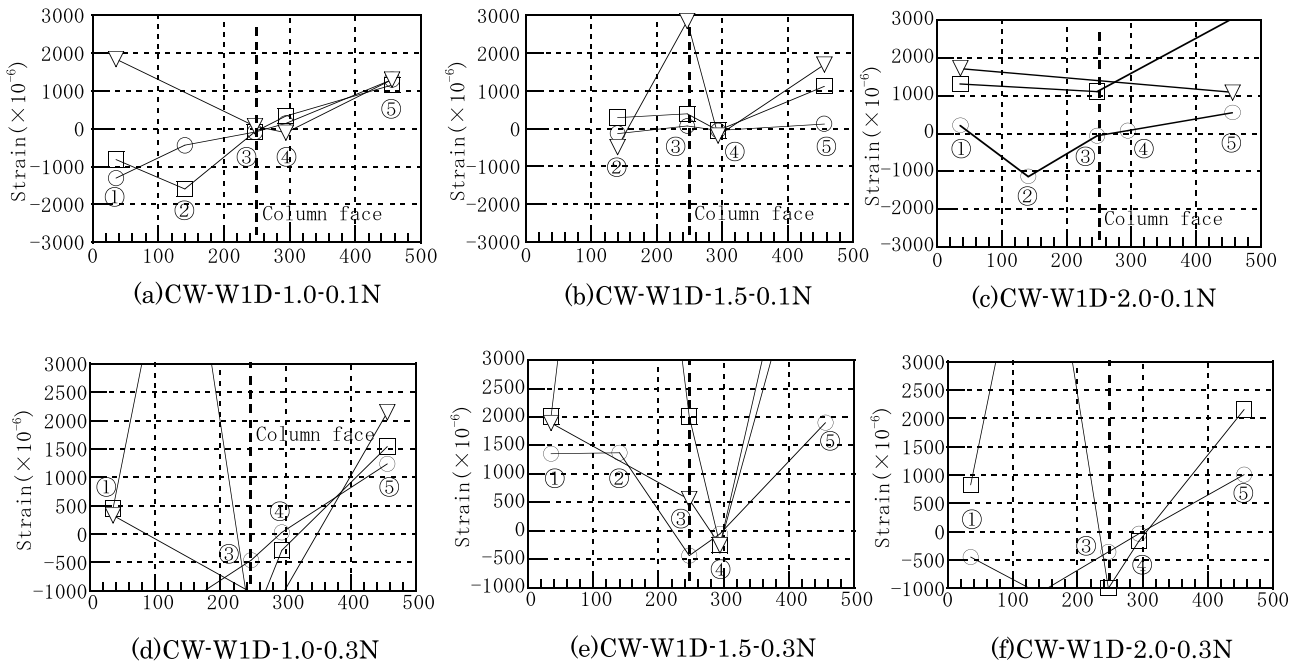


Fig. 8 Axial strain of Wing wall longitudinal bars and column main bars in the negative force direction

3・4 考察

各試験体において、正加力の最大せん断力は、負加力に比べ小さくなっていることが分かる。この理由は、各鉄筋のひずみ分布の推移からも確認されるように、負加力において柱の主筋が引張に大きく抵抗していると考えられる。また、軸力比 0.1 シリーズより、0.3 シリーズにおける試験体の最大せん断力は、大きくなっていることが分かる。これは、3・2 節実験結果の写真 1, 2 のひび割れ分布から確認できるように、圧縮軸力が大きい軸力比 0.3 シリーズの試験体において、柱および袖壁中央部の斜めひび割れ幅が大きくなる傾向がみられた。このことから、圧縮軸力が過大になると柱および袖壁に生じる圧縮ストラットの負担が大きくなり、軸力の増加に伴ってせん断力も大きくなったものと考えられる。さらに、柱帯筋の拘束効果も寄与しているものと考えられる。また、0.1 シリーズおよび 0.3 シリーズでは、袖壁横筋量が大きくなると、負加力側の最大せん断力も大きくなっている。これは、端部にフックで柱主筋および端部筋に緊結しているため、せん断力に抵抗している為と考えられる。

4. まとめ

本研究では、袖壁横筋量および軸力比を変数とした片袖壁付き柱の試験体6体について正負交番の繰返し載荷実験を行い、せん断耐力に及ぼす影響を実験的に検討した。限られた範囲であるが、本検討により得られた結果をまとめて以下に示す。

- (1) 実験において、袖壁横筋量が大きくなると最大せん断力も大きくなる傾向を示した。これは、袖壁横筋がせん断に抵抗しているためと考えられる。
- (2) 実験において、軸力比が大きくなると最大せん断力も大きくなる傾向を示した。これは、圧縮軸力が過大になると柱および袖壁に生じる圧縮ストラットの負担が大きくなり、軸力の増加に伴ってせん断力も大きくなったものと考えられる。また、柱帯筋の拘束効果も寄与しているものと考えられる。
- (3) 加力方向別に破壊形式を分類した結果、正加力では袖壁圧壊(曲げ)した試験体が多く、負加力では、袖壁圧壊(せん断)および柱せん断破壊の試験体となった。
- (4) 正加力においては、袖壁縦筋が引張力に抵抗していることがひずみ分布の推移より分かった。一方、負加力では、柱の主筋が引張りに大きく抵抗していた。このことから、負加力側の引張鉄筋量が正加力より大きいため、せん断力も大きくなっているものと考えられる。

謝辞

本研究においては、久留米工業大学建築・設備工学科の松本研究室 2022 年度卒業研究として実施しました。(公財)大林財団 2020 年度研究助成(研究代表者:松本豊)の一部、JSPS 科研費 22K14368(研究代表者:松本豊)の助成を受けたものです。解析では、九州大学情報基盤研究開発センターの研究用計算機システムを利用しました。また、実験計画に際し大分大学 黒木正幸教授ならびに福井大学 磯 雅人教授に貴重なご助言を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- (1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp. 402-425，2010. 2
- (2) 日本建築学会：東日本大震災合同調査報告 建築編 1 鉄筋コンクリート造建築物，pp. 110-112，2015
- (3) 日本建築学会：2016 年熊本地震災害調査報告会，2016 年度日本建築学会(九州)災害部門 緊急報告会資料，pp. 35-38，2016. 8
- (4) 大宮幸，松浦康人，香取慶一，林静雄：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，第 553 号，pp. 81-88，2002. 3
- (5) 小室達也，広沢雅也，瀧澤正明，赤井裕史：大変形における RC 造袖壁付柱の耐震性能に対する帯筋比や構造スリットの影響に関する実験的研究，コンクリート工学論文集，第 15 巻，第 1 号，pp. 69-80，2004. 1
- (6) 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 R C 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集，Vol. 30，No. 3，pp. 133-138，2008
- (7) 壁谷澤寿成，壁谷澤寿海，東條有希子，壁谷澤寿一：せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 115-120，2008
- (8) 中村聡宏，勅使河原正臣，井上芳生，太田勤：鉄筋コンクリート造両側袖壁補強柱のせん断終局強度評価，日本建築学会構造系論文集，第 661 号，pp. 619-627，2011. 3
- (9) 松本豊，上原修一，野口聡仁，宮城裕紀：片側袖壁付き RC 柱のせん断耐力についての実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 45，No. 2，pp. 463-468，2023
- (10) 松本豊，上原修一，野口聡仁：片側袖壁付 RC 柱の終局せん断耐力評価に関する研究（その 1），久留米工業大学研究報告，No. 45，pp. 61-68，2023. 4
- (11) 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），pp. 135-136，2022
- (12) 史可撃，田尻清太郎，大西直毅，李禹彤：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，コンクリート工学年次論文集，Vol. 45，No. 2，pp. 355-360，2023