

論文 ブレース置換による片側袖壁付きRC柱のせん断性状に関する研究

宮城 裕紀^{*1}・野口 聡仁^{*2}・松本 豊^{*3}

要旨：本研究では、既往実験が少ない片側袖壁付き鉄筋コンクリート柱のせん断性状を実験的に検討する。軸力比をパラメータとした3体の試験体について、正負交番の漸増繰返し載荷実験を行った。その結果、軸力比が0.1～0.3の範囲では軸力が大きくなると最大せん断力も大きくなった。さらに、袖壁部分をブレース置換でモデル化を行った解析結果と実験結果のせん断力－層間変形角を比較した結果、概ね一致していることを確認した。

キーワード：片側袖壁, せん断耐力, ブレース置換, 軸力比

1. はじめに

近年、建物の耐震性能に対する要求水準が上昇して、例えば大地震後であっても無損傷または、簡単な補修のみ復旧可能な性能を求められている。このような要求に応えるためには、構造設計の際に地震動レベルに応じた建物の損傷を予測する必要がある。ここで、近年の地震被害報告書によれば2011年の東日本大震災¹⁾、2016年の熊本地震²⁾では、1981年に施行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破壊は殆ど見られなかった。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報告されている。

以上に述べた地震被害を経て、2020年版建築物の構造関係技術基準解説書³⁾の袖壁付きRC柱のせん断耐力評価式（以降、分割累加式と呼ぶ）や降伏時の剛性低下率の評価式を用いることで、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方法も提案⁴⁾されている。袖壁を耐震要素として利用するためには、袖壁の配置、袖壁の形状（壁厚さ、壁長さ）、袖壁横筋量、柱の帯筋量、軸力比およびせん断スパン比などせん断耐力評価や変形性能評価に影響を及ぼすと考えられる。これらの要因を定量的・定性的に把握することが必要不可欠である。

そこで、著者ら^{5)~7)}は、既往せん断実験における試験体が少ない片側袖壁付きRC柱（以降、片袖壁付柱と呼ぶ）に着目し、袖壁横筋量をパラメータとした3体のせん断実験を行い、限られた範囲ではあるが、せん断性状の特性および分割累加式の精度、等価置換断面法を用いたせん断耐力の評価について報告している。

また、構造スリットにより袖壁と柱を分離せずに、袖

壁を耐震要素として評価する場合、現状の構造設計では、袖壁と柱が一体となることで、柱の剛性が大きくなりせん断破壊が生じる問題がある。その為、現状の構造設計では、袖壁と柱を分離する構造設計となっている。

以上の背景から、袖壁と柱を適切にモデル化することで、せん断性状および変形性能を評価することは、重要な意義があるものと考えられる。しかしながら、著者らが知る限り、これらの評価方法に関する工学的な知見は十分に得られていない状況にある。

本研究の目的は、片袖壁付柱の試験体3体を製作し、軸力比をパラメータとした場合に、どの程度せん断性状に影響を及ぼすか、実験的に検討を行う。また、構造設計を実施する際、耐震壁をモデル化する方法の一つとして、ブレース置換法^{10),11)}が用いられている。そこで、袖壁と柱を一体化した際の弾塑性挙動の解法を試みる。具体的に、袖壁部分をブレース置換でモデル化を行った解析結果と実験結果とを比較することで、袖壁のブレース置換法（以降、本解析モデルと呼ぶ）の適用性を検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体諸元

試験体は、実大の1/3スケールを3体製作する。本実験の試験体諸元を表-1に、図-1に試験体の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である。軸力比は、コンクリートの圧縮強度に対して0.1, 0.2, 0.3としパラメータとする。柱の帯筋比 $p_w=0.26\%$ とする。コンクリートは目標圧縮強度を30N/mm²とし、鉄筋には、D16, D13(SD295)およびD6(SD295)を用いる。表-2, 3にコンクリートおよび鉄筋の材料特性を示す。

*1 久留米工業大学 大学院エネルギー工学専攻（学生会員）

*2 久留米工業大学 ものづくりセンター 技術専門職員

*3 久留米工業大学 建築・設備工学科 教授 博士(工学)（正会員）

表一1 試験体諸元

試験体名	b×D(mm)	主筋	フープ	袖壁厚さ×長さ	袖壁縦筋	袖壁横筋	N/N ₀	M/QD
CW-W1D-1.0-0.1N	250×250	4-D16	D6@100	70x250	D6@100	D6@100	0.1	2.0
CW-W1D-1.0-0.2N		+					0.2	
CW-W1D-1.0-0.3N		2-D13					0.3	

軸力: $N = N_0 \sigma_c b D$, 軸力比: N/N_0 , せん断スパン比: M/QD

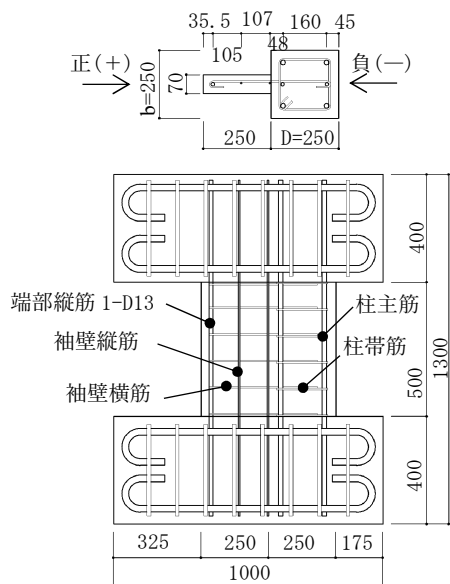
表-2 コンクリートの材料強度

試験体名	σ_c (MPa)	ε_0 (%)	E_c (GPa)
CW-W1D-1.0-0.1N	28.4	0.25	26.9
CW-W1D-1.0-0.2N	28.5	0.20	27.5
CW-W1D-1.0-0.3N	27.0	0.22	28.4

 $\sigma_{C, \varepsilon_0}$: 圧縮強度, ひずみ, E_C : コンクリートの弾性係数

表-3 鉄筋の材料強度

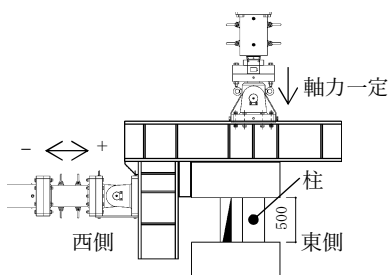
鉄筋	$s\sigma_y(\text{MPa})$	$E_s(\text{GPa})$	$s\sigma_u(\text{MPa})$
D6	405.0	188.8	489.4
D13	390.0	178.8	549.9
D16	355.0	188.6	461.6

 $s\sigma_v$:鉄筋の降伏強度, E_s :鉄筋の弾性係数, $s\sigma_u$:鉄筋の引張強度

図一1 試験体形状

2.2 載荷方法

図-2 に加力載荷装置を示す。水平加力は片持ち型式とし、試験体区間頂部の水平変位 δ を試験体区間高さ $h(=500\text{mm})$ で除した層間変形角 $R(\delta/h)$ により変位制御とした。軸力は、鉛直ジャッキにより一定軸力を与えた。



圖一2 加力載荷裝置

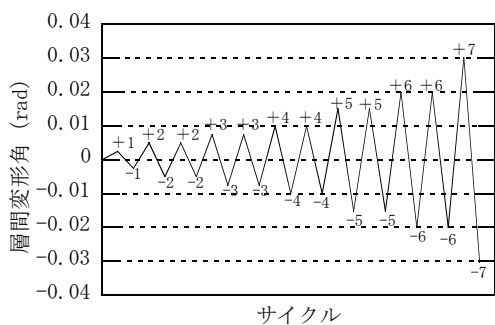


図-3 加力サイクル

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いる。本論は、文献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、袖壁端部のカバーク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)は、各試験体のせん断力 Q -層間変形角 R の関係を示す。図中には、最大せん断力を○、袖壁縦筋引張り降伏を▽、袖壁横筋引張り降伏を□、柱の帯筋降伏を×で示している。破壊形式を写真-1(a)～(c)は破壊性状を示す。

図-4(a)から試験体 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。

図-4(b)から試験体 CW-W1D-1.0-0.2N は、層間変形角 $R=0.5\%$ rad 正負加力時に袖壁中央部分にせん断ひび割れが発生した。 $R=0.7\%$ rad 正負加力時に柱のせん断補強筋が降伏□、 $R=1.0\%$ rad 負加力時で、柱の破壊につながる

せん断ひび割れが確認された。このせん断ひび割れが進展し始め、著しい剛性低下が生じると同時に袖壁が圧壊して破壊形式は、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、最大耐力は正加力で 182.3kN($R=1.52\%$ rad)負加力で、271.5kN($R=1.0\%$ rad)となった。

図-4(c)から試験体 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(0.75% rad)、負加力で 280.1kN(0.75% rad)となった。以上の結果から、軸力比 0.1～0.3 の範囲においては、柱帯筋の拘束効果が向上するため、軸力が大きくなるにつれ、正負加力の最大せん断力も大きくなる傾向を示した。

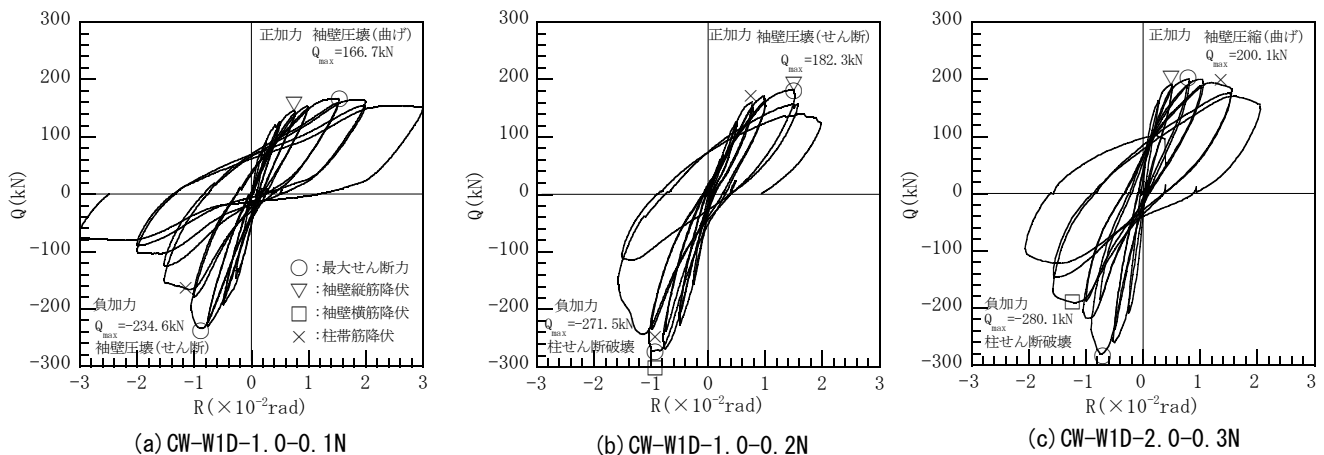


図-4 せん断力-層間変形角関係

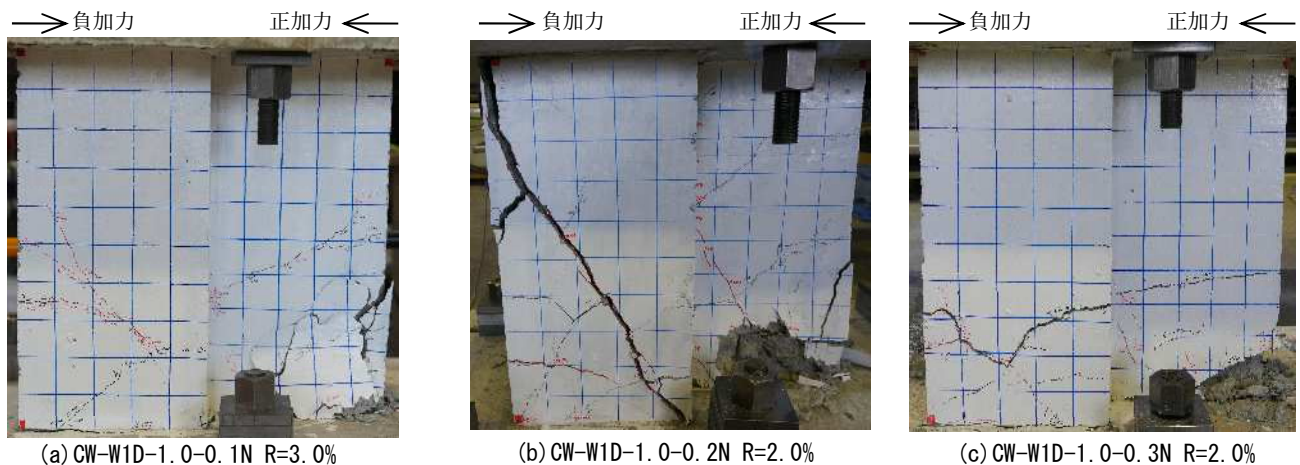


写真-1 破壊性状

4. 荷重増分解析法

4.1 解析モデル

本解析モデルは、片袖壁付柱を図-5に示すようにスタブと柱を骨組構造に置換する。袖壁は、両端ピンのコンクリートの非線形材料特性をもつ、圧縮および引張の2本のブレースに置換した。

荷重増分解析法を用いて、片袖壁付柱の変位、部材応力を求める。部材の曲げモーメントが全塑性モーメントに達する度に塑性ヒンジの発生を追従するように水平荷重を増分することでせん断力を求める。スタブと柱には、完全弾塑性のM-φ関係をもち、全塑性モーメントには軸方向力の影響を考慮している。コンクリートの圧縮ブレースには、修正圧縮場理論¹³⁾の圧縮強度低減係数 β を用いて圧縮ブレースの弾性係数 E_c を求めている。また、主引張ひずみの関数で表わされる低減係数 β を求めるために設けた引張ブレースには、圧縮ブレースの弾性係数 E_c の1/1000を与えた。袖壁部分のブレース部材への置換方法は、ブレース置換法を用いて、ブレースの断面積 A_b を式(1)により求める。なお、軸力はすべて柱部材に作用する。

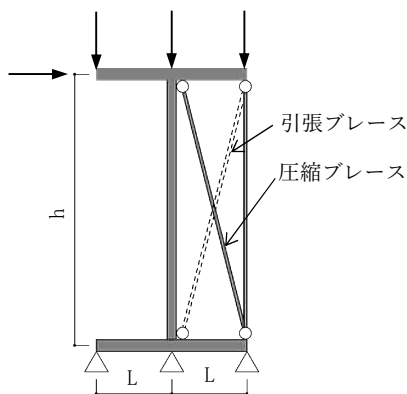


図-5 解析モデル

$$A_b = \frac{G}{E_c} \cdot \frac{t(\sqrt{h^2 + L^2})^3}{2\kappa h L} \quad \dots (1)$$

ここで、

- | | |
|----------------|-----------------------|
| t : 袖壁厚さ(mm) | κ : 形状係数(=1.0) |
| h : 袖壁高さ(mm) | $G/E_c = 1/2.3$ |
| L : 袖壁長さ(mm) | G : せん断弾性係数(GPa) |

4.2 解析方法

片袖壁付柱を骨組でモデル化した荷重増分解析法は、文献10)を参考にして解析プログラムを構築した。図-6は、本研究で構築したプログラムのフローチャートである。本プログラムの最大の特徴は、修正圧縮場理論の主引張ひずみ ε_t の関数で表せられる圧縮強度低減係数 β により、圧縮ブレースの弾性係数 E_c を求めている。本解析モデルでは、前節の図-5に点線で示される引張ブレースのひずみを袖壁の主引張ひずみ ε_t であると仮定し

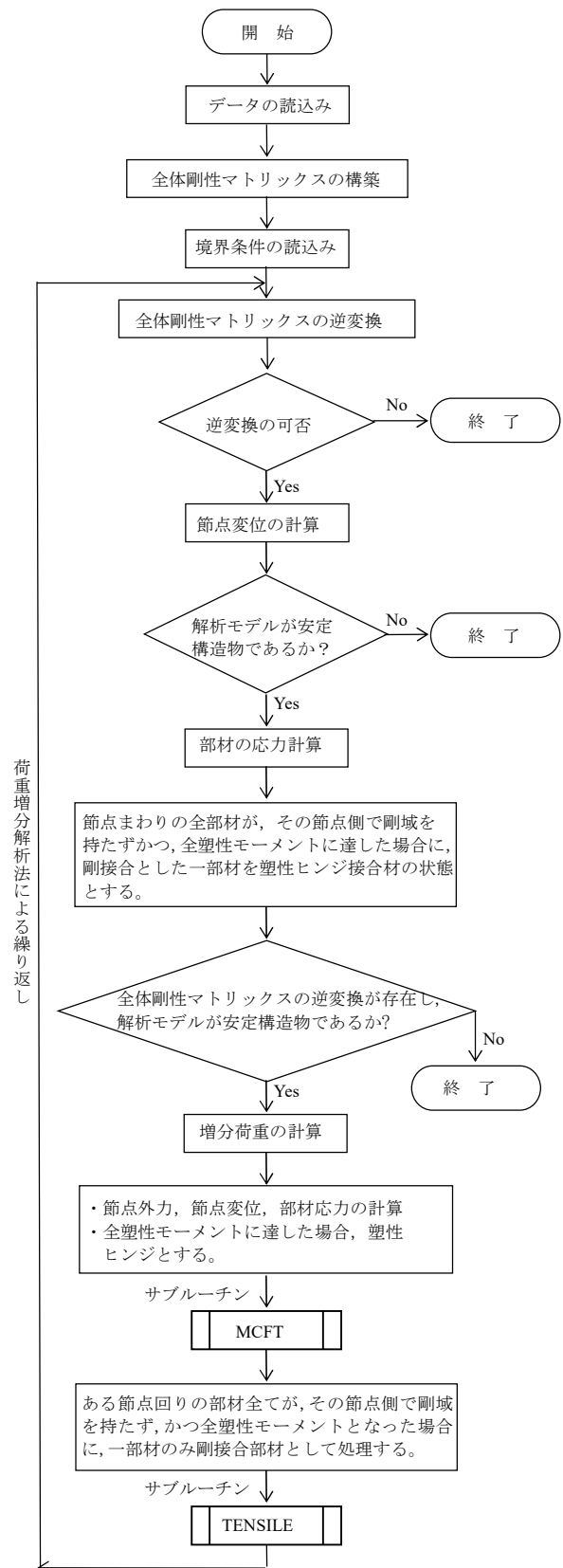


図-6 フローチャート

て求めている。ただし、引張ブレースの弾性剛性は、コンクリート弾性係数 E_c の1/1000とした。この内容を組込んだサブルーチンMCFTおよびTENSILEについて以下に示す。

MCFT では、まず、引張ブレースおよび圧縮ブレースの変位をブレース長さで除して、主引張ひずみ ε_1 、主圧縮ひずみ ε_2 を各々求める。次に、圧縮強度低減係数 β を式(2)より求める。

$$\beta = \frac{1.0}{\left\{ 0.62 - 0.38 \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0} \right) \right\}} \quad \cdots (2)$$

最後に、次ステップ時における圧縮ブレースの弾性剛性 E_{ci} を式(3)より求める。

$$E_{ci} = E_c \cdot \beta \cdot \left(1.0 - \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_0} \right) \quad \cdots (3)$$

TENSILE では、引張ブレースの弾性剛性 E_t をコンクリート弾性係数 E_c の 1/1000 とする為、(4)より求めて、次ステップに移行する。

$$E_t = \frac{E_c}{1000} \quad \cdots (4)$$

5. 結果の比較・検討

5.1 セン断力-層間変形角

図-7(a)～(c)は、片袖壁 3 体の本解析モデルによるせん断力 Q -層間変形角 R 関係を示したものである。図中の赤色の実線が解析結果、破線が実験結果を示している。また、本解析モデルの破壊形式の模式図も併せて示している。

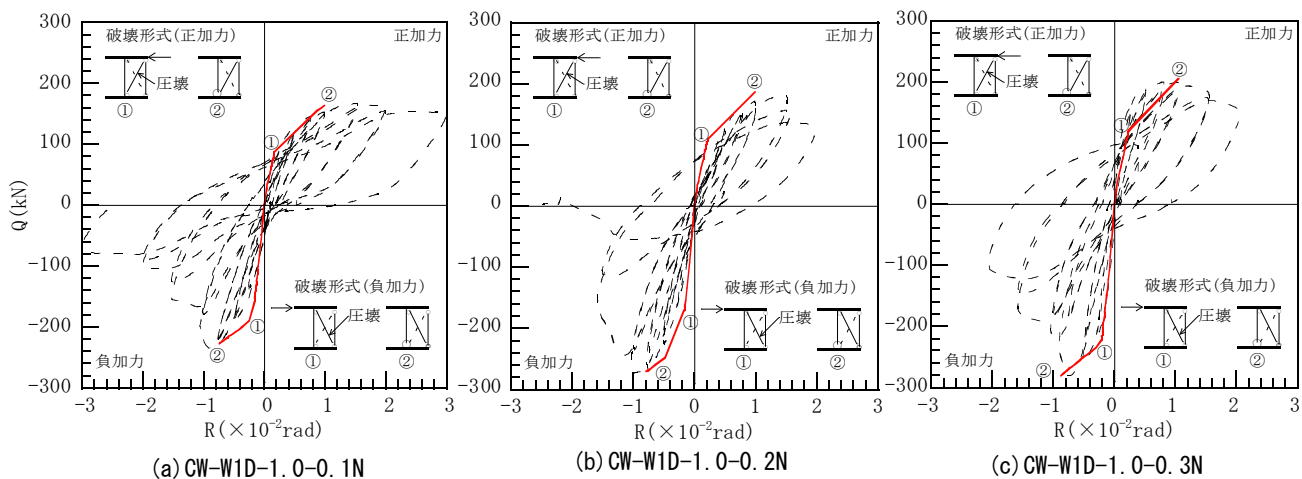


図-7 セン断力-層間変形角関係

表-4 実験結果と計算結果との比較

試験体名	加力方向	Q_{exp} (kN)	Q_{ana} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_{bu} (kN)	Q_{exp}/Q_{ana}	Q_{exp}/Q_{su}	Q_{exp}/Q_{bu}
CW-W1D-1.0-0.1N	正	166.7	164.0	183.8	136.8	1.02	0.91	1.22
	負	234.6	227.0	194.9	206.0	1.03	1.20	1.14
CW-W1D-1.0-0.2N	正	182.3	187.0	199.8	158.2	0.97	0.91	1.15
	負	271.5	271.0	212.7	241.4	1.00	1.28	1.12
CW-W1D-1.0-0.3N	正	200.1	205.8	210.3	171.8	0.97	0.95	1.16
	負	280.1	281.0	220.0	251.2	0.99	1.27	1.12
	正	耐力比の平均値				0.99	0.92	1.18
	負					1.01	1.25	1.13

Q_{exp} : 実験値, Q_{ana} : 解析値, Q_{su} : 分割累加式から得られた計算値, Q_{bu} : e 関数法から得られた終局曲げ耐力時のせん断力

これらの図から分かるように、試験体 CW-W1D-1.0-0.1 N および CW-W1D-1.0-0.2N の解析結果は、正負加力ともに実験結果の初期剛性および剛性低下を概ね捉えていることが分かる。また、CW-W1D-1.0-0.3N の本解析モデルの正加力における最大耐力は、実験結果と概ね一致しているが、第 1 折れ点の剛性低下率が大きくなっていることが分かる。この理由は、柱に作用している軸力が、軸力比 0.1, 0.2 の試験体と比較すると大きいためと考えられる。高軸力が発生するような架構の精度検証が、今後の検討課題として挙げられる。一方、負加力に関しては、概ね実験の挙動を捉えていることが分かる。

本解析モデルでは、正負加力ともに、圧縮ブレースが圧壊した後に、柱脚部分に塑性ヒンジが発生する破壊形式を示した。実験結果と比較すると正加力では、柱が曲げ降伏する破壊形式を概ね捉えている。しかし、負加力では、実験結果と本解析モデルによる結果の破壊形式は、対応していないことが分かる。解析にせん断破壊した際の破壊条件を考慮していない為である。これについては今後の検討課題とする。

以上の結果から、本研究で提案した袖壁のブレース置換モデルは、概ね実験値を捉えており、本解析モデルの適用性の検討が確認できたものと考ええる。

5.2 実験結果と解析結果との比較

表-4 は、正、負加力時の最大耐力時の実験値と解析

値を示す。また、分割累加式および曲げ耐力式による計算値も参考までに示す。なお、曲げ耐力式は e 関数法¹⁴⁾を用いて計算している。この表から分かるように、実験値と本解析モデルによる解析値を比較すると耐力比の平均値は、正加力で 0.99、負加力で 1.01 となった。さらに、軸力比が大きくなるにつれ、実験値と同様に解析値も大きくなるのが分かる。以上より、袖壁のブレース置換モデルは、概ね実験値を捉えていることが分かる。また、実験値と分割累加式による計算値との耐力比の平均値は、正加力で 0.92、負加力で 1.25 となり、正加力で若干ではあるが危険側の値となった。一方、曲げ耐力式による計算値は、正加力で 1.18、負加力で 1.13 となり、正、負加力ともに、安全側の値となった。

6. まとめ

- 1) 軸力比が 0.1~0.3 の範囲においては、軸力比が大きくなると正および負加力側の最大せん断力も大きくなることが分かった。
- 2) 袖壁部分をブレース置換法によりモデル化した。なお、圧縮ブレース側に修正圧縮場理論の圧縮強度低減係数 β を考慮した応力-ひずみ関係式を組込むことで、袖壁と柱を一体化した際の弾塑性挙動を追従可能な解析モデルを提案した。
- 3) 実験値とブレース置換モデルによる解析値を比較すると耐力比の平均値は、正加力で 0.99、負加力で 1.01 となった。本解析モデルは、概ね実験値を捉えており、本解析モデルの適用性の検討が確認できたものと考ええる。

謝辞

本研究においては、JSPS 科研費 22K14368 の助成を受けたものです。また、実験計画に際し、元久留米工業大学上原修一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：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
- 2) 日本建築学会：2016 年熊本地震災害調査報告会，pp.165-179，2018.6
- 3) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売共同組合，pp.685-688，2020.11
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート部材の構造性能評価の現状と将来，pp. 219-222，2019. 9
- 5) 松本豊，栗原和夫，大嶺斎，島津勝：拡張された修正圧縮場理論による袖壁付き RC 柱のせん断耐力の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.613-618，2013
- 6) 松本豊，島津勝，東康二，栗原和夫：拡張された修正圧縮場理論による片袖壁付き RC 柱のせん断耐力の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.703-708，2016
- 7) 松本豊，上原修一，栗原和夫：拡張された修正圧縮場理論による各種袖壁付き RC 柱のせん断耐力についての検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.44，No.2，pp.859-864，2022
- 8) 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検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.45，No.2，pp.931-936，2023
- 9) 松本豊，上原修一，宮城裕紀，野口聡仁，呉清元，栗原和夫：片袖壁付き RC 柱のせん断耐力に関する実験的研究（その 3，その 4），日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），pp. 95-98，2023. 9
- 10) 青山博之，上村智彦：マトリックス法による構造解析培風館，1997. 9
- 11) 建築技術教育普及センター：国土交通大臣登録 構造設計一級建築士講習テキスト，2018. 8
- 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
- 13) Vecchio, F. J. and Collins, M. P. :The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Proceedings V. 83, No.2, Mar. - Apr. , pp.219-231, 1986
- 14) 武藤清，鉄筋コンクリート構造物の塑性設計-耐震設計シリーズ 2-（1964），pp.41-53，丸善出版