

研究助成実施報告書

助成実施年度	2020 年度
研究課題（タイトル）	都市型集合住宅に使用される袖壁付き RC 柱の損傷変形評価に関する研究
研究者名※	松本 豊
所属組織※	久留米工業大学 建築・設備工学科 准教授 (久留米工業大学 建築・設備工学科 教授)
研究種別	研究助成
研究分野	建築技術
助成金額	150 万円
発表論文等	

※研究者名、所属組織は申請当時の名称となります。

() は、報告書提出時所属先。

大林財団 2020 年度研究助成実施報告書

所属機関名 久留米工業大学
申請者氏名 松本 豊

研究課題	都市型集合住宅に使用される袖壁付き RC 柱の損傷変形評価に関する研究
<p>(概要) ※最大 10 行まで</p> <p>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で復旧できるような性能を求められている。</p> <p>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。しかし、現在の設計では、設計時に詳細な損傷評価を行うことは困難である。これまでの研究では、主として部材や建物の耐力評価を主目的に実験が行われてきているが、変形性能や損傷評価に関する研究は殆ど行われていない。</p> <p>まず、実験により、袖壁が片側に取り付く RC 柱の変形およびせん断耐力を検証する。次に、解析アプローチにより骨組弾塑性解析を用いてブレース置換した部分にコリンズらの提案した修正圧縮場理論を組み込み、実験で得られた変形およびせん断耐力と比較することで、袖壁付き RC 柱の損傷評価可能な解析モデルを構築する。</p>	

1. 研究の目的	(注) 必要なページ数をご使用ください。
<p>本研究は、袖壁が片側に取り付く RC 柱（以下、片袖壁）を模擬した縮小試験体を 3 体製作し、一定軸力下で、片持ち型式の正負交番の漸増載荷実験を行う。この実験により、せん断変形性状および破壊メカニズムを検証する。次に、骨組弾塑性解析を用いてブレース置換した部分に、コリンズらの提案した修正圧縮場理論を組み込み、損傷時時の袖壁付き RC 柱の変形およびせん断剛性を評価可能な解析モデルを開発する。これにより、袖壁の厚さや長さおよびスリット幅で損傷を制御可能となり、今後想定される大地震時に対する袖壁変形評価システムを構築できる。このシステムが構築可能となれば、大地震時における袖壁と柱のクリアランスの指標が確立され、非構造部材の損傷を軽減が可能となる。したがって、多様化する都市型生活スタイルに適応した袖壁設計法が確立できる点に意義がある。</p>	

2. 研究の経過	(注) 必要なページ数をご使用ください。
<p>2.1 試験体計画</p> <p>試験体は実大の 1/3 スケールものを 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。</p>	

2.2 材料特性

コンクリートは目標圧縮強度を 30N/mm^2 とし、鉄筋には、D16, D13, D10 (SD295A) および D6 (SD295A) を用いる。表 2(a), (b) にコンクリートおよび鉄筋の材料特性を示す。

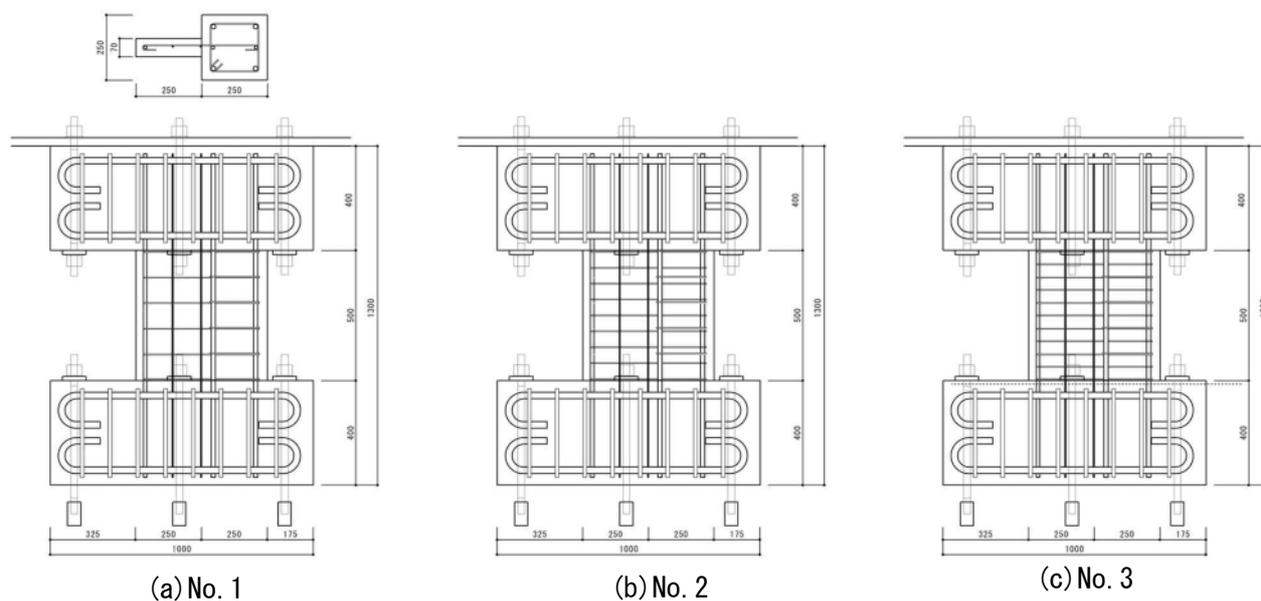


図 1 試験体形状

表 1 試験体諸元

試験体	No. 1	No. 2	No. 3
柱断面 (mm)	250 × 250		
袖壁断面	70 × 250		
柱主筋	4-D16+2-D13		
柱帯筋	D6@100 (0.26%)		
袖壁縦筋	D6@100		
袖壁横筋	D6@100	D6@60	D6@50
M/QD	2.0		
N/N ₀	0.2		

表 2 力学的材料特性
(a) コンクリート

呼び径	σ_y (MPa)	E_s (GPa)	σ_u (MPa)
D6	405.0	188.8	489.4
D13	390.0	178.8	549.9
D16	355.0	188.6	461.6

(b) 鉄筋

試験体	σ_c (MPa)	ϵ_0 (%)	E_c (GPa)
No. 1	28.5	0.20	27.5
No. 2	20.2	0.21	25.4
No. 3	30.1	0.27	20.5

2.3 荷重方法

図 2 に加力荷重装置を示す。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。荷重プログラムは図 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(西側)からの加力を正とした正負交番の漸増繰返し荷重を行った。

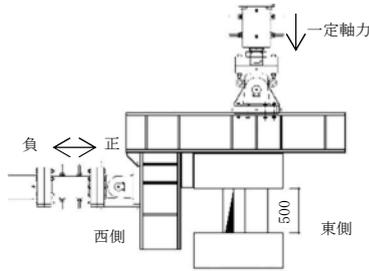


図 2 加力荷重装置

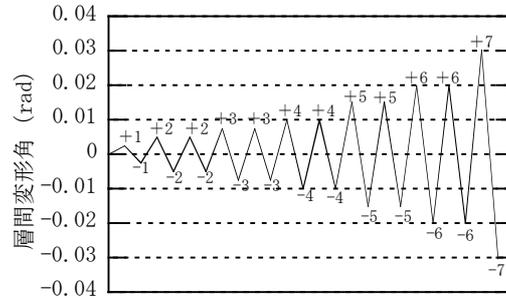


図 3 加力サイクル

3. 研究の成果

(注) 必要なページ数をご使用ください。

3.1 実験結果

図 4 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、柱せん断補強筋の降伏を□、柱主筋引張降伏を△、袖壁縦筋引張り降伏を▽、袖壁横筋引張降伏を×、最大せん断耐力を○で示している。試験体 No. 1 は、正加力 $R=1.52\%$ で最大せん断耐力 182.3kN に達した。その後、柱のせん断ひび割れ幅が広がり、試験体に著しい剛性低下が確認された。試験体 No. 2 は、正加力 $R=1.52\%$ で最大せん断耐力 219.8kN に達し、柱主筋が引張り降伏した。その後、試験体は緩やかな剛性低下を示した。試験体 No. 3 は、正加力 $R=1.0\%$ で最大せん断耐力 194.8kN 達し、袖壁縦筋は引張り降伏した。その後、No. 1 同様、試験体に著しい剛性低下が確認された。

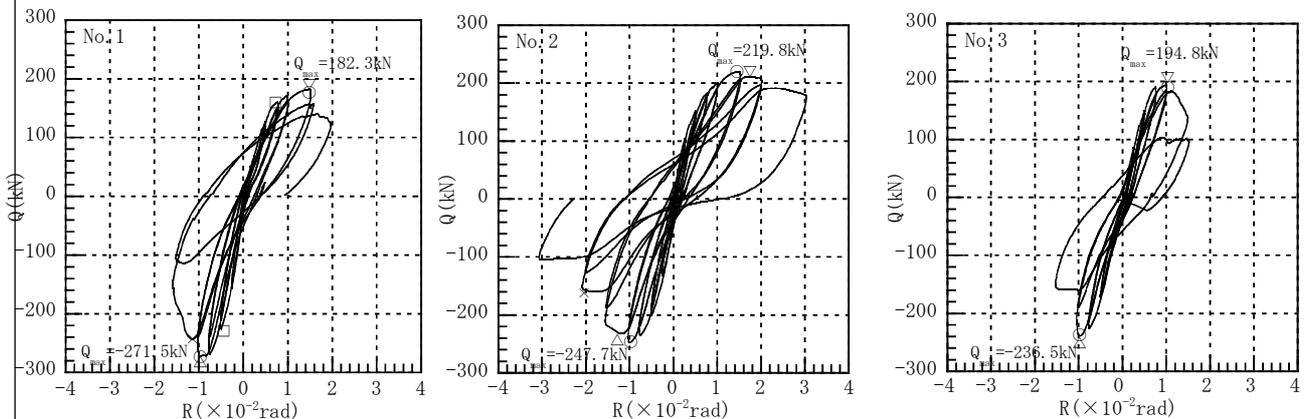


図 4 せん断力 Q -層間変形角

3.2 破壊性状

写真 1, 2 に層間変形角 $R=0.5\%$ 時点のひび割れおよび最終破壊性状を示す。この写真から分かるように、全試験とも $R=0.5\%$ において袖壁の中央部に初期のせん断ひび割れを確認した。No. 1, No. 3 の破壊

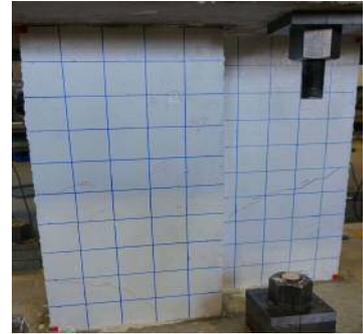
性状は、R=1.0 および 0.75%で破壊につながるせん断ひび割れが発生し、荷重の増加とともにひび割れが進展した。その後、せん断滑りが生じると軸力が保持できず破壊した。No.2の破壊性状は、R=0.75%で袖壁端部に圧壊の兆候が確認された。R=1.52%では、袖壁端部のカバーコンクリートが剥落し始め、袖壁端部筋が座屈すると同時に端部のコンクリートも圧壊した。



(a) No. 1



(b) No. 2

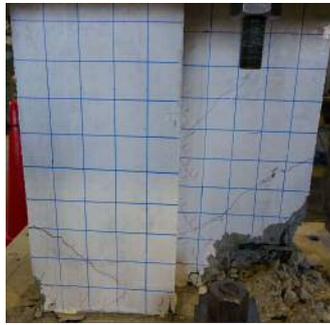


(c) No. 3

写真1 R=0.5%のひび割れ状況



(a) No. 1



(b) No. 2



(c) No. 3

写真2 最終破壊

3.3 解析モデルの提案

解析モデルは、前章の図1に示したような片袖壁を図5に示すようにスタブと柱を骨組構造に置換する。袖壁を両端ピンのコンクリートの圧縮および引張の2本のブレースに置換した。

本骨組の崩壊荷重は、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増分解析で求め、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の圧縮強度低減係数βを考慮した応力ひずみ関係式を用い、圧縮強度に達すると初期弾性係数Ecの1/1000とした。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、圧縮ブレースの初期弾性係数Ec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Abを式(1)により求めた。

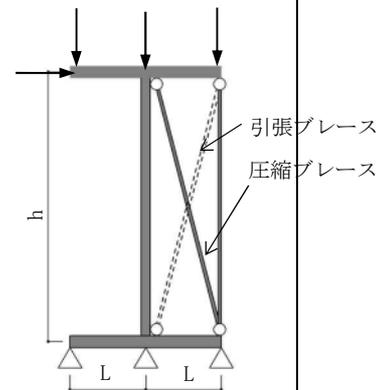


図5 解析モデル

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

ここで、

t : 袖壁厚さ (mm) κ : 形状係数 (=1.0)

h : 袖壁高さ (mm) $\frac{G}{E} = \frac{1}{2.3}$

L : 袖壁長さ (mm)

3.4 解析アルゴリズム

図6は解析アルゴリズムのメインプログラムである。このフローチャートについて説明する。まず、INPUTで本解析に必要なデータの入力と入力データの出力を行い、CALCNEにて杭材の各節点に接続する部材数の計算を行う。MATRIXで境界条件を無視した状態で、全体剛性マトリックス作成を行う。SPRINGでは、各節点の離散ばねを読み込み全体剛性マトリックスに足している。BOUNDで、境界条件を導入して全体剛性マトリックスと荷重項修正を行い、INVERTにて逆マトリックスを作成する。逆マトリックスを求めるにはコレスキー法を用いている。もし、逆行列が存在しなければ、崩壊過程の各ステップの結果を出力させ終了する。次に、DISPでは、各ステップで加える単位節点外力による節点変位の計算を行う。節点変位は、結果として基準座標系で表されたものとなっているが、サブルーチン中に、任意傾斜ローラー支点の変位のみ部材座標系の表現から基準座標系への変換を行う部分が含まれている。COLAPは、杭材の崩壊の判断を行うサブルーチンである。崩壊判断は、単位外力作用節点の変位が急激に増大したか否かによって行う。詳細には、外力作用節点での単位外力とその外力方向変位との比である剛性が、弾性時の剛性(K0)と崩壊過程での剛性(K)との間に、 $K/K0 \leq RSTIF$ (例えばRSTIF=0.005)の関係となった場合に、骨組は崩壊であると判断する。

次に、STRESSでは部材座標系での剛域端部応力の計算を行う。RIPICでは、前ステップのサブルーチンIPICで、節点回りの部材全てが、その節点側で剛域を持たず、かつ、全塑性モーメントMpとなった場合、節点回りの部材端のどれか1本の接合状態を剛域であるとする。したがって、この剛接合とした部材を元のヒンジ接合部材の状態に戻す。そして、全体剛性マトリックスの逆変換が存在し、骨組が崩壊状態でなく、かつ繰返し計算回数が許容繰返し回数以内であれば、次のサブルーチンINCREの計算を行う。そうでなければ、繰返し数を印刷して③へ移行する。

INCREでは、崩壊過程における増分外力を求めるための係数の計算を行う。この係数は、各ステップの各部材の剛域端について、許容される曲げモーメント増分を単位節点外力による曲げモーメントで除した値中の最小値である。この最小値となる剛域端が次のヒンジの発生する剛域端であり、増分外力は、単位節点外力にこの係数を掛けたものである。そして、単位節点外力が極小であれば終了する。

次に、MODIFYでは、新たなヒンジの発生時点について、以下の(1)、(2)を実行させる。

(1)現時点までに加える節点外力と生じた節点変位、および部材の剛域端応力を求める。詳細は、前ステップの節点外力、節点変位、剛域端応力に、今回の増分量を加えてこの時点の各々の値を求める。

(2)現時点で剛域端の曲げモーメントの値が全塑性モーメントに近い値であるか否かの判断をし、近い剛域端については、塑性ヒンジとして処理すること。詳細は、現ステップでの剛域端応力が、全塑性モーメントのBETA係数(例えばBETA=0.95)を乗じた値より大きい場合に、その剛域端は塑性ヒンジとなったと判断し、部材の剛域端部の接合状態をピン接合とする。

MCFTでは、修正圧縮場理論のコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて圧縮ブレースの接線剛性を求める。

TYPISTでは、崩壊過程において新しいヒンジが発生した時点、または最終崩壊時において、節点外力、節点変位、剛域端応力、および各部材のヒンジ発生状況を出力する。その際に、全体剛性マトリックスの逆変換が不可能な場合、杭材が崩壊状態である場合、反復計算回数が許容反復計算回

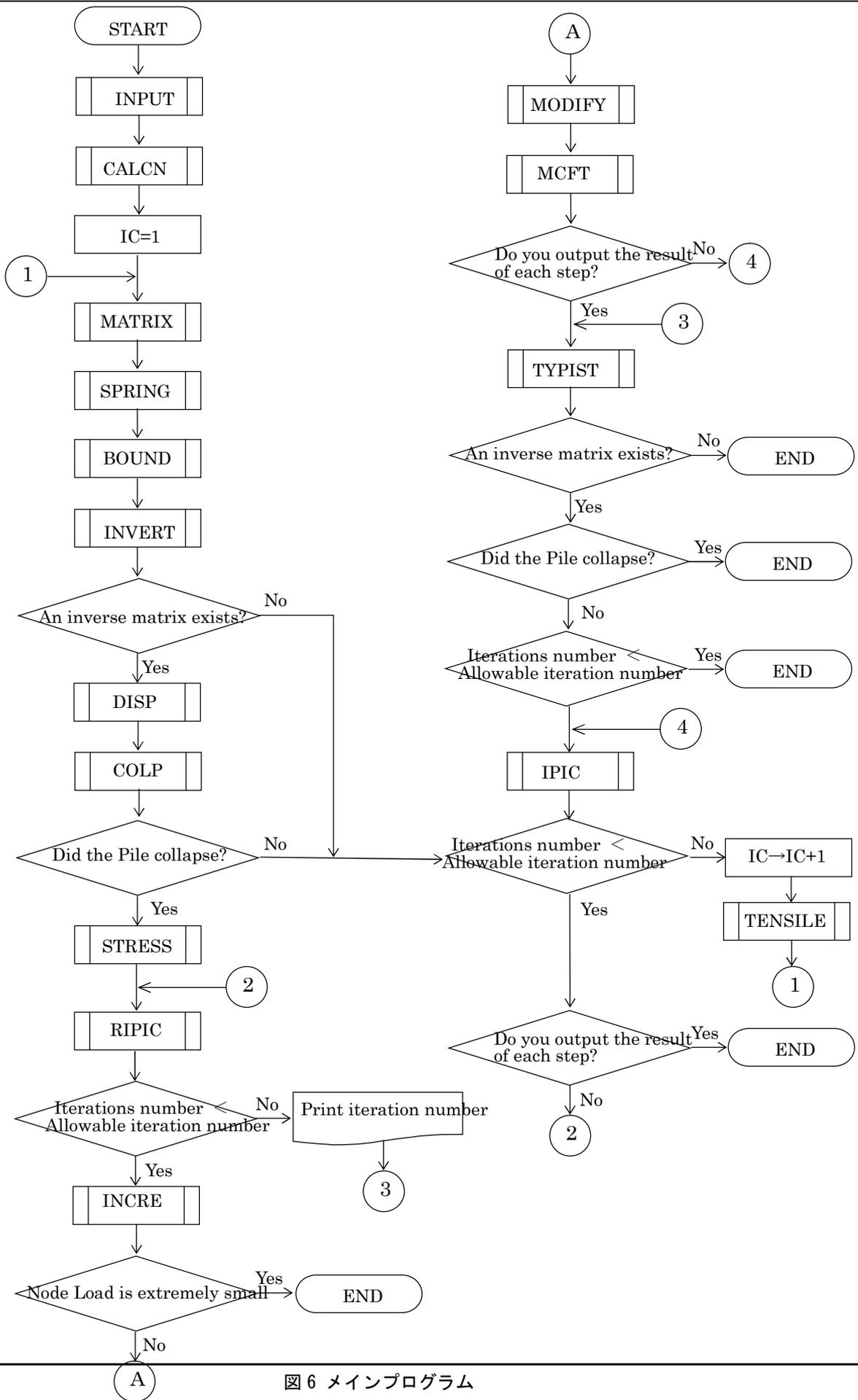
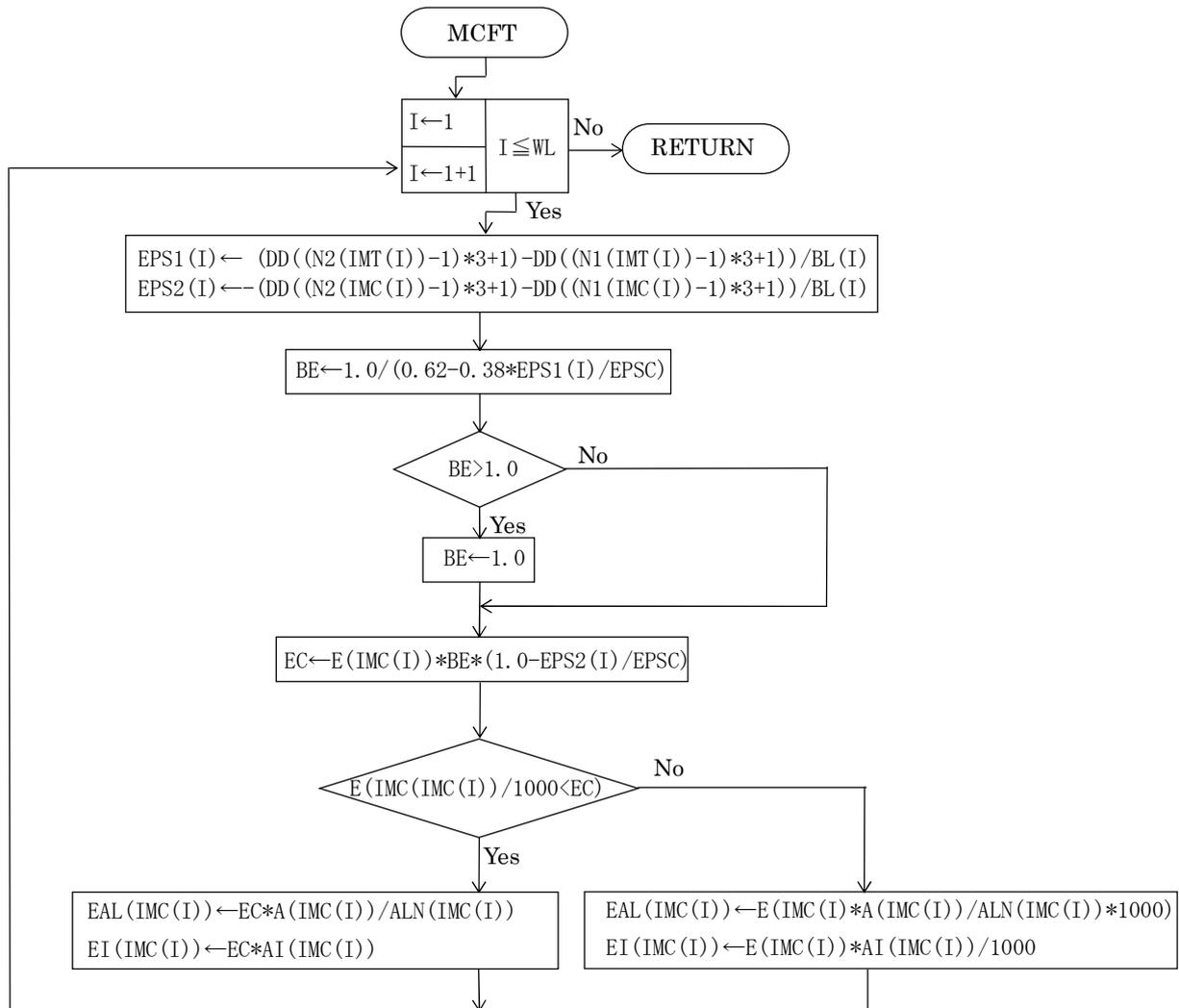


図6 メインプログラム

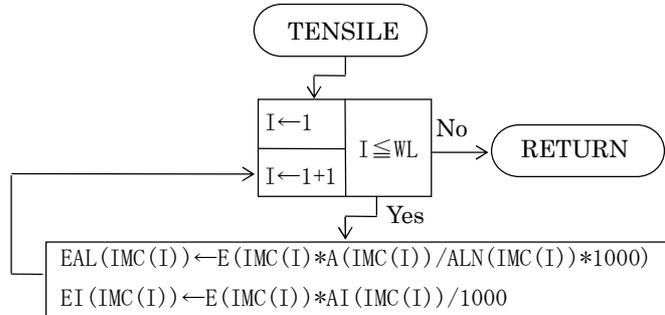
数を超えた場合は、終了する。

次に、IPIC では、ある節点回りの部材全てが、その節点側で剛域を持たず、かつ全塑性モーメントとなった場合に、節点回りの部材端をどれか一剛接合として処理する。そして、反復計算回数が許容反復計算回数を超える場合は終了する。そうでなければ、TENSILE で引張ブレースのコンクリート初期弾性剛性 E_c を $1/1000$ とし、荷重を増分させ次のステップに移行する。

著者らが提案した解析アルゴリズムの最大の特徴は、図 7 (a), (b) に示すサブルーチン MCFT, TEN



(a) MCFT



(b) TENSILE

図 7 サブルーチン

SILE を組込んでいる点にある。MCFT では、袖壁部分をブレースに置換した際の主引張ひずみ ϵ_{s1} 、主圧縮ひずみ ϵ_{s2} を求める。以降は下記のような手順で計算を行っている。

Step1: 圧縮度低減係数 β を求める。

$$\beta = \frac{1.0}{\left\{ 0.62 - 0.38 \left(\frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_c} \right) \right\}} \quad (2)$$

Step2: 圧縮度低減係数 β が 1 を超えているか判定をする。

$$\beta > 1.0 : \quad \beta = 1.0$$

Step3: i ステップ時点における圧縮ブレースの弾性剛性 E_{ci} を求める。

$$E_{ci} = E_c \cdot \beta \cdot \left(1.0 - \frac{\epsilon_{s2}}{\epsilon_c} \right) \quad (3)$$

Step4: 圧縮ブレースの弾性剛性が初期弾性剛性の 1/1000 以下になっているか判定する。

$$E_{ci} > E_c / 1000 : \quad EAL = \frac{E_{ci} A}{L} \quad , \quad EI = E_{ci} I \quad (4)$$

$$E_{ci} \leq E_c / 1000 : \quad EAL = \frac{1}{1000} \cdot \frac{E_c A}{L} \quad , \quad EI = \frac{1}{1000} \cdot E_c I \quad (5)$$

ここで、

ϵ_{s1} : 主引張ひずみ

ϵ_{s2} : 主圧縮ひずみ

ϵ_c : 圧縮強度時ひずみ

E_c : コンクリートの弾性剛性 (N/mm²)

A : 部材の断面積 (mm²)

TENSILE では、下記のような手順で引張ブレースの弾性剛性を低減している。

$$E_{ci} > E_c / 1000 : \quad EAL = \frac{E_{ci} A}{L} \quad , \quad EI = E_{ci} I$$

$$E_{ci} \leq E_c / 1000 : \quad EAL = \frac{1}{1000} \cdot \frac{E_c A}{L} \quad , \quad EI = \frac{1}{1000} \cdot E_c I$$

3.5 解析結果

図8は、片袖壁3体の解析結果のせん断力 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。表3は、実験結果と計算結果を示している。

この図から分かるように、試験体No.1(鉄筋比1.0)、No.2(鉄筋比1.5)の解析結果は、実験結果の挙動を概ね捉えていることが分かる。また、No.3(鉄筋比2.0)の最大耐力は、実験値と概ね一致しているが、変形が大きくなっていることが分かる。この理由は、袖壁の横筋の剛性が大きいため、実験値と差異が生じたと考えられる。今後の検討課題として、鉄筋の剛性評価を考慮可能なモデルの開発を行う。

しかしながら、本申請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、解析モデルの適用性の検討が確認できた。

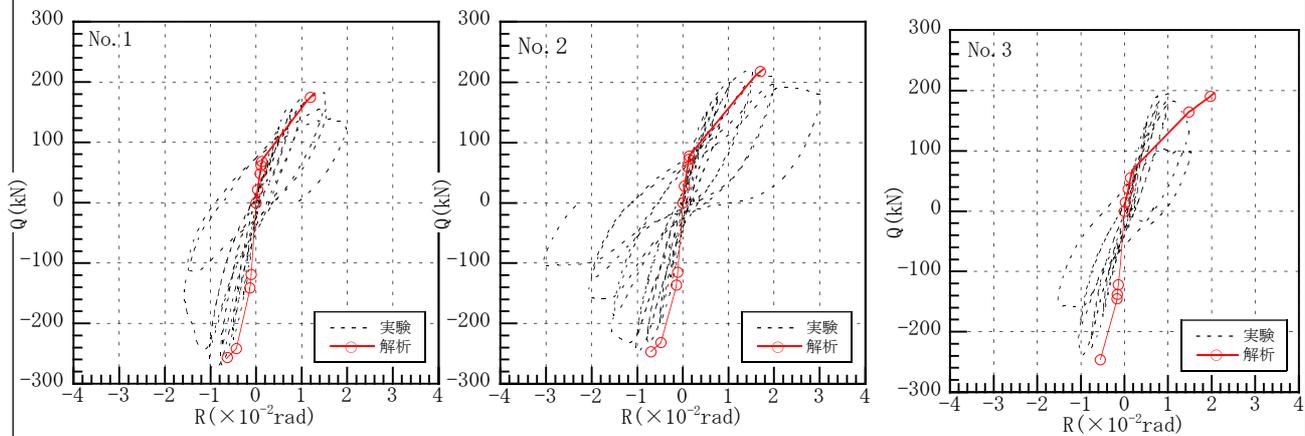


図8 せん断力 Q —部材変形角 R 関係

表3 実験結果と計算結果の比較

試験体		実験値 (kN)	解析値 (kN)	実験値／解析値
No. 1	正	182.3	181.6	1.00
	負	271.5	259.0	1.04
No. 2	正	219.8	222.0	0.99
	負	247.7	247.0	1.00
No. 3	正	194.8	190.0	1.03
	負	236.5	230.0	1.03

本研究に基づいて、下記の研究成果を公表予定とする。

1. 片袖壁付きRC柱のせん断耐力に関する実験的研究(日本建築学会大会学術講演梗概集, 2022. 9)
2. Experimental Study on Shear Strength for Reinforced Concrete Column with Wing Wall on Either One Side(13th ISAIA, 2022. 9) 投稿準備中

4. 今後の課題

(注) 必要なページ数をご使用ください。

今後の検討課題を以下に示す。

- (1) 軸力がどの程度せん断耐力に寄与しているか、定量的な評価が必要となる。パラメーターとして軸力比 0.1、0.3 のケースについて今後実験を行い、軸力比の影響度を検討する。
- (2) コンクリート強度がどの程度せん断耐力に影響しているか、定量的な評価が必要となる。コンクリート強度 24N/mm^2 、 40N/mm^2 の 2 種類を追加実験が必要となる。
- (3) せん断スパン比がせん断耐力にどの程度せん断耐力に影響しているか今後、せん断スパン比をパラメーターとした検討実験が必要となる。
- (4) 本申請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、解析モデルの適用性の検討が確認できた。今後は、袖壁横筋量を評価可能なモデルの開発が必要となる。