

論文 軸方向筋の座屈とコンクリートに対する剛強な基礎の拘束効果に着目した曲げ降伏する RC 造袖壁付き柱の平面保持解析例

高松 恭^{*1}・小松 叶宜^{*2}・加藤 大介^{*3}

要旨：袖壁付き柱の曲げ挙動は袖壁端部周辺のコンクリートと袖壁端部筋等の軸方向筋の挙動に大きく影響を受ける。言い換えれば、コンクリートと軸方向筋の応力度—ひずみ関係のモデル化の妥当性を検討するためのよい解析対象となる。本報告では昨年までに行った曲げ降伏する 2 体の袖壁付き柱の平面保持解析を行った例を報告する。その際の着目点は、軸方向筋の座屈挙動をモデル化したことと横補強筋によるコンクリートの拘束効果の他に剛強な基礎からの拘束も考慮したことである。その結果、袖壁付き柱の曲げ挙動を定性的に評価することができ、定量的な評価に向けてモデル化に対する今後の検討課題が明確にできた。

キーワード：座屈, 拘束効果, RC 造, 袖壁付き柱, モーメント曲率関係

1. はじめに

文献 1)では袖壁等の二次壁付き部材にまつわる諸問題の解決や将来に向けてのより有効な活用の必要性が報告されている。筆者らは文献 2)3)において計 4 体の曲げ破壊型の有開口片側袖壁付き柱の静加力実験を行い、開口が曲げ挙動に及ぼす影響を実験的に検討してきた。

袖壁付き柱の曲げ挙動は袖壁端部周辺のコンクリートと袖壁端部筋等の軸方向筋の挙動に大きく影響を受ける。すなわち、袖壁が圧縮側になる場合は袖壁端部のコンクリートの圧壊が部材の変形能を決定し、また、その際、引張側の袖壁の軸方向筋は、正負繰り返し載荷により座屈を生じる可能性が高く、その場合引張り応力度も大きく低下する。特に、袖壁が片側にとりつく場合には、この 2 つの現象が正負のそれぞれの加力方向で独立して現れる。すなわち、袖壁が圧縮を受ける場合は袖壁のコンクリートの挙動が重要となり、逆の載荷では軸方向筋の挙動が重要となる。言い換えれば、片側袖壁付き柱はコンクリートと軸方向筋の応力度—ひずみ関係のモデル化の妥当性を検討するためのよい解析対象である。

本報告では、文献 2)3)の 4 体の袖壁付き柱のうち開口がその挙動に影響を及ぼさなかったと判断された 2 体を対象にして、開口の存在を無視して行った平面保持解析の例を報告する。ここで、平面保持解析とは断面内のひずみを直線分布と仮定し、ひずみを増分させていく解析であり、またその際の着目点は、軸方向筋の座屈挙動をモデル化したことと横補強筋によるコンクリートの拘束効果の他に剛強な基礎からの拘束も考慮したことである。

表—1 に対象とした 2 体の試験体の諸元を、図—1 に配筋図を示す。2 体は使用した材料の他には袖壁厚さのみが異なる。加力は一定軸力下の片持柱形式である。水平力は危険断面から上部 1300mm の位置に載荷しているが、上部に付加モーメントを加えて、反曲点高さ（仮定の水平力載荷位置）は 1500mm となっている。水平変形は加力点(1300mm)の水平変形を代表変位としている。一方、曲げ変形成分を抽出するために、図—1 に示したように試験体側面位置で、試験体高さ方向に 6 区間に分割して軸方向変形を測定している。危険断面は下部基礎の上面であるが、危険断面での曲率は区間 6 に配置した左右の軸方向変形（測定長さは 100mm）により算出した。本報告では危険断面位置でのモーメントとこの危険断面を含む区間 6 での平均曲率関係を解析対象とする。

得られたモーメント—曲率関係は 5 章で解析結果と比較して示すが、ここでは 4.2 節の基礎からの拘束の評価時に必要となる危険断面位置でのコンクリートの圧壊高さ h_p を推定しておく。式(1)は h_p 内で曲率 ϕ_B が一定で、他は剛だとした場合の R_f を求める略算式であり、本研究では式(1)より圧壊高さを逆算する。図—2 に式(1)により推定された各載荷ステップでのコンクリートの圧壊高さを縦軸に横軸にはそのステップでの水平変形角をとって示す。なお、試験体 CSWO-F-100U は、軸方向変形が測定不可能となったステップまでしか示していない。

$$h_p = R_f / \phi_B \quad (1)$$

ここで、 R_f は前述の 6 区間の軸方向変形から得られた加力点位置の曲げ変形成分、 ϕ_B は危険断面位置での曲率である。

2. 実験の概要と解析対象のモーメント曲率関係

*1 新潟大学大学院 自然科学研究科 修士課程 (学生会員)

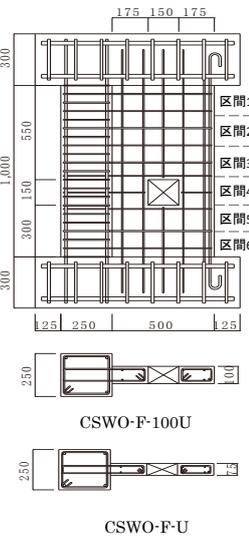
*2 新潟大学大学院 自然科学研究科 修士課程

*3 新潟大学 工学部建設学科 教授 工博 (正会員)

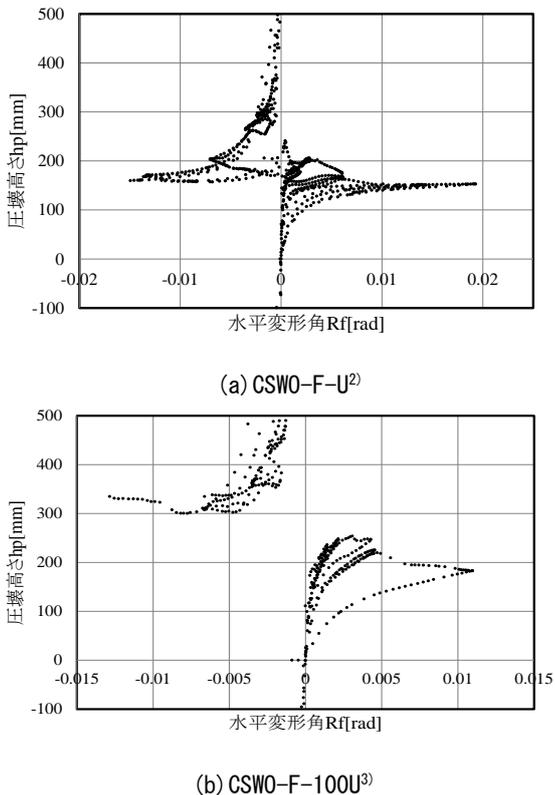
図を見ると、変形が小さい領域ではばらつくが、変形が大きい領域では一定の値に近づくこと、ただし正負加力でその値が異なること、がわかる。図より 4.2 節の基礎からの拘束の評価時に用いる h_p は、袖壁が圧縮側になる正方向加力の加力終了時に着目し、試験体 CSWO-F-U で 140mm とした。また、途中までしか示していない試験体 CSWO-F100U は図の最後は約 180mm であるが、試験体 CSWO-F-U の傾向をみると部材角 0.01rad から最終サイクルまでに約 10mm 減少するので、170mm としておく。なお、評価された h_p は区間 6 の測定長さより大きいので、区間 6 は圧壊領域内であることを示している。

表一 試験体諸元²⁾³⁾

試験体名	CSWO-F-U	CSWO-F-100U
柱断面[mm]	250×250	
袖壁断面[mm]	75×500	100×500
内法高さ[mm]	1000	
せん断スパン長さ[mm] (せん断スパン比)	1500 (2.00)	
柱配筋	主筋 4-D13	
	主筋の強度 [N/mm ²]	396 377
	帯筋 (帯筋比[%])	□-D6@50 (0.512)
	帯筋の強度 [N/mm ²]	309 403
	縦横筋 (縦筋比[%])	D6ダブル (0.85) D6ダブル (0.64)
袖壁配筋	縦横筋強度 [N/mm ²]	309 403
	端部筋	1-D10
	端部筋強度 [N/mm ²]	369 382
	開口	高さ[mm] 150 長さ[mm] 150 位置 中央
コンクリート	20.7	22.4
軸力[N]	400,000	



図一 試験体配筋図²⁾³⁾



図二 コンクリート圧壊高さの推定

3. 座屈挙動を表す軸方向筋のモデル化

3.1 軸方向筋の応力度—ひずみ関係

軸方向筋の応力度—ひずみ関係の履歴則は Ramberg Osgood⁴⁾ モデルを用いる。図—3(a)にモデルの繰り返し履歴則を示す。この関数のパラメータである γ は文献 4) では主筋の $\sigma - \epsilon$ 用として 5~10 とあるので、これを参考に $\gamma=8$ としている。また、 η はひずみ硬化が始まることを決定する係数であるが、後述するひずみ硬化開始ひずみ (ϵ_{ER}) より逆算して決定した。

本報告では、座屈後にはこの曲線を反転させて適用することにした。図—3(b)にこのときの履歴則を示す。この曲線は座屈開始点のひずみ (d_1) と応力が 0 となる点のひずみ (d_3) を与えれば決定される。この決定法は 3.2 節で示す。図—3(c)に繰り返しの例を示したが、履歴則に関して主要な点を以下にまとめておく。

- ・座屈は圧縮側の累積軸ひずみが単調載荷時の座屈開始ひずみに達した時に生じる。
- ・座屈後の繰り返し履歴則は基本的に図—3(a)に示したものと同一とする。
- ・除荷後に指向する反対載荷方向の目標点は過去の除荷点とするが、圧縮側で座屈を生じている場合には、その除荷時の応力度以下とする。
- ・座屈後に応力度が 0 を下回ったらそれ以降の応力度は 0 とする。
- ・座屈とは独立に単調載荷時の破断ひずみを設定し、引張側の累積軸ひずみがその単調載荷時の破断ひずみに達したら、それ以降の応力度は 0 とする。

3.2 単調載荷時の座屈ひずみの評価法⁵⁾⁶⁾

図—4 は筆者らが文献 5)で提案した座屈ひずみの評価法の概念図である。文献 5)では、RC 造柱においては主筋の座屈が単に帯筋間で生じるのではなく、複数の帯筋区間 (ここではその区間数を N_B と呼ぶ) で生じることに着目し、そのモデル化を行っている。具体的には、例えば 3 区間座屈 ($N_B=3$) であれば (図—4(a)), 帯筋間隔 3 つ分の長さの主筋を取り出し、途中の 2 つの帯筋は降伏したとして拘束力として考え、座屈後の曲線を定式化している (図—4(b)の点 DEF..., 以降座屈曲線と呼ぶ)。ただし、実際に座屈挙動が現れるのは座屈曲線と座屈を無視した $\sigma - \epsilon$ 関係の交点 (点 E) からであり、座屈を考慮した鉄筋の $\sigma - \epsilon$ 関係は点 OABCEF...となる。この $\sigma - \epsilon$ 関係を可能な座屈区間数 N_B 毎に求め、その最小値が実際の挙動となる、というものである。

文献 5)では点 F のひずみを座屈ひずみ ($\epsilon_{BUC}(N_B)$) と呼び、それを略算する式を座屈区間 N_B の関数として以下の式(2)を提案している。

$$\epsilon_{BUC}(N_B) = \epsilon_{ER} + \epsilon_H(N_B) + \epsilon_B(N_B) \quad (2)$$

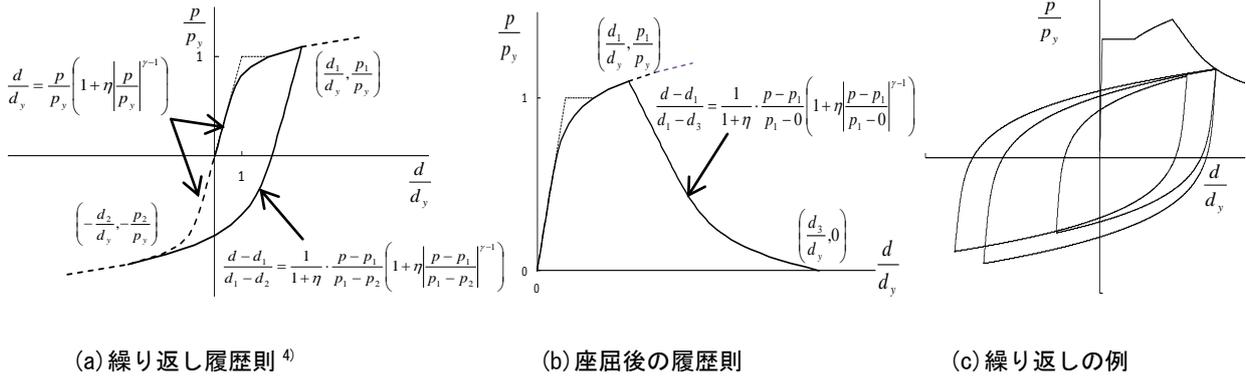


図-3 Ramberg Osgood モデルによる σ - ε 関係

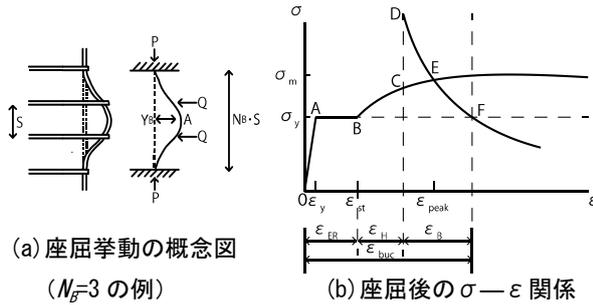


図-4 座屈開始時軸ひずみと座屈ひずみの評価法⁵⁾

$$\varepsilon_{ER} = -1.45 \cdot \varepsilon_y + 0.026$$

$$\varepsilon_H(N_B) = 1.4 \frac{\phi_h}{N_B \cdot \left(\frac{S}{2}\right)} - 0.29 \quad (\geq 0)$$

$$\varepsilon_B(N_B) = \left(\frac{2}{3 \cdot N_B \cdot \alpha_x \cdot \alpha} \cdot (\gamma_1 \cdot g(N_B) - 1) \right)^2$$

$$g(N_B) = 1 + \frac{\pi \cdot \alpha_x \cdot f(N_B) \cdot N_B \cdot \alpha \cdot \beta^2 \cdot \gamma_2}{16}$$

$$f(N_B) = \begin{cases} (N_B^2 - 1) / N_B & (N_B : \text{奇数}) \\ (N_B^2 + 2) / N_B & (N_B : \text{偶数}) \end{cases}$$

ここで、 $\alpha = S / \phi_h$ 、 $\beta = \phi_{we} / \phi_h$ 、 $\gamma_1 = \sigma_m / \sigma_y$ 、 $\gamma_2 = \sigma_{wye} / \sigma_y$ 、 $\alpha_x = 0.65$ である。また、 σ_y 、 ε_y 、 σ_m および ϕ_h は軸方向筋の降伏応力度、降伏ひずみ、最大応力度および直径である。さらに、 S 、 ϕ_{we} および σ_{wye} は軸方向筋にか

かる横補強筋の間隔、有効な直径と有効な降伏応力度である。ここで、有効な直径とは圧縮される全主筋のうち、帯筋あるいは中子筋による拘束の有無を考慮した 1 本当たりの直径を、有効な降伏応力度とは高強度の場合にその効果を低減させたもので、以下の式で評価される。

$$\phi_{we} = \phi_w \cdot \sqrt{\frac{2 + \nu \cdot m}{2 + n}}$$

$$\sigma_{wye} = 20 \sqrt{\sigma_{wy}} \quad (\leq \sigma_{wy}) \quad (\text{単位: N/mm}^2)$$

ここで、 σ_{wy} はその横補強筋の降伏応力度、 n は隅角部以外に配される主筋の数、 m はそのうち中子筋により拘束されている主筋の数、 ν は中子筋による効果を意味する係数で、文献 6) では $\nu = 2.2$ が提案されている。

ところで、以上示したように座屈ひずみ (図-4(b)の点 F) は式(2)で定式化されているが、Ramberg Osgood モデルで与える座屈開始ひずみ (図-4(b)点 E, 図-3(b)の d_1) は定式化されていない。そこで、先ず、本論文では座屈曲線と座屈を無視した σ - ε 関係の交点を収束計算により求め座屈開始点とした。さらに、座屈ひずみ点は既に得られているので、この 2 点を用いて座屈後の Ramberg Osgood の曲線を逆算した。言い換えると、図-4 の点 E と点 F を通る曲線を求めたことになる。図-5(a)~(c)の一点鎖線 (Ramberg Osgood 置換モデル) は、試験体 CSWO-FU の 3 種類の軸方向筋を対象に、この方法により評価された応力度-ひずみ関係の例である。し

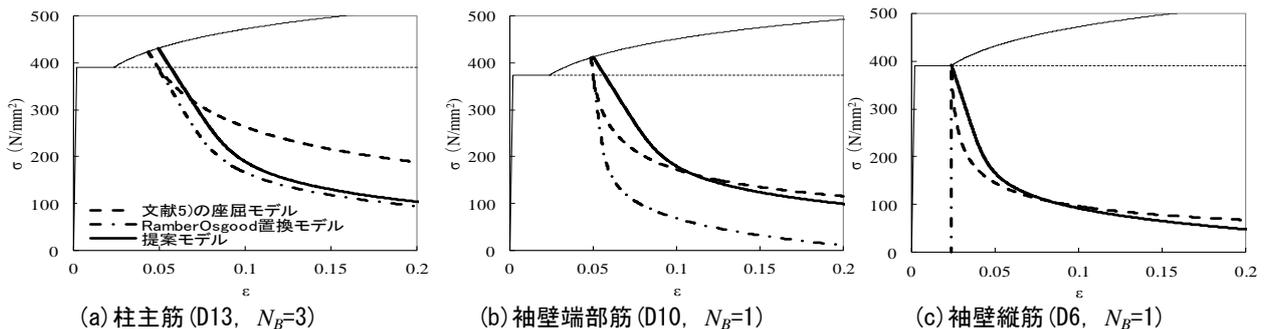


図-5 評価された軸方向筋の σ - ε 関係 (試験体 CSWO-F-U²⁾ の例)

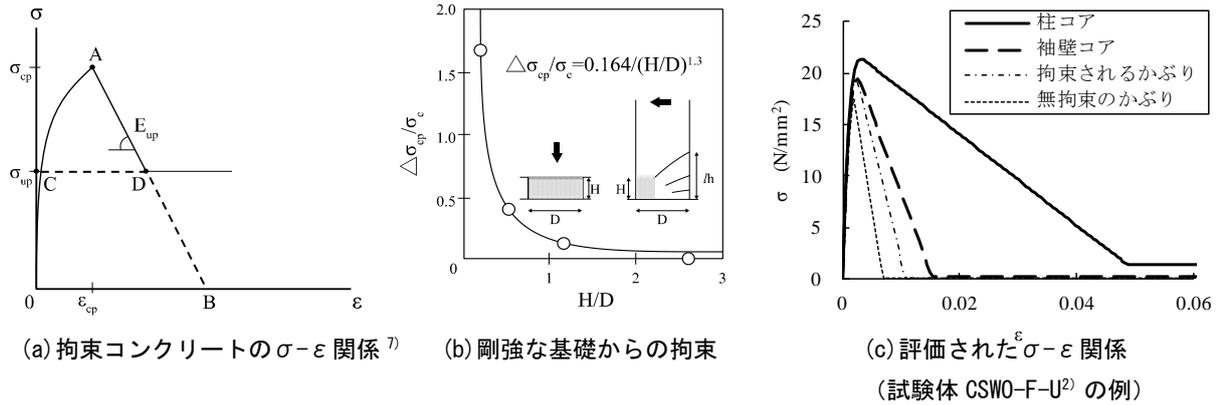


図-6 拘束コンクリートの応力度—ひずみ関係

かしながら、この方法は煩雑すぎて実用的ではない。さらに、図-5(c)に示したようなひずみ硬化域に入るとすぐ座屈するような細い鉄筋では非現実的な挙動となる。そこで、本報告では、簡略化して、以下のように Ramberg Osgood 関数の d_1 は本来の座屈開始時ひずみではなく、式(2)で求めた座屈ひずみ $\varepsilon_{BUC}(N_B)$ とした。さらに、 d_3 は $\varepsilon_{BUC}(N_B)$ の 20 倍とした。この 20 という数字には大きな根拠はないが、今回の解析で重要となる袖壁の端部筋と縦筋の挙動を座屈曲線に近くなるように設定したものである。これを図-5 に実線 (提案モデル) で示した。

$$d_1 = \varepsilon_{BUC}(N_B), \quad d_3 = 20 \cdot \varepsilon_{BUC}(N_B)$$

4. 基礎からの拘束を考慮したコンクリートのモデル化

4.1 横補強筋による拘束を受ける場合のモデル⁷⁾

筆者らは文献⁷⁾で帯筋により拘束されたコンクリートの応力度—ひずみ関係を提案している。その要点は以下の3点である。

- ・帯筋による拘束応力度が水圧のように均一ではなく、配筋詳細により減少することを表現したモデルである点
- ・実験データを整理する際にコンクリートの破壊領域のみの軸ひずみを抽出している点
- ・拘束されたコンクリートは最大応力度後にある程度応力度が低下すると、その応力度を維持した安定した挙動が現れるため負勾配を2本の折れ線で表現した点

図-6(a)は用いた拘束コンクリートのモデルであるが、最大応力度 σ_{cp} とそのときのひずみ ε_{cp} および負勾配の剛性 E_{up} は、有効な拘束応力度 σ_{tp} を用い以下の(3)~(5)式で表わされる。 σ_{b1} と σ_{b2} は基礎からの拘束であるがこれは4.2節で示す。なお、無拘束コンクリートに対して基礎からの拘束を考慮する場合には式(3)~(5)を用いることになる。また、本論文の単位は N と mm である。

$$\sigma_{cp} = \sigma_c + 4.1 \cdot (\sigma_{tp} + \sigma_{b1}) \quad (3)$$

$$\varepsilon_{cp} = \varepsilon_c + 0.0015 \cdot (\sigma_{tp} + \sigma_{b1}) \quad (4)$$

$$E_{up} = \frac{E_u}{1 + 12.6 \cdot (\sigma_{tp} + \sigma_{b2})} \quad (5)$$

$$\sigma_{tp} = \frac{\varepsilon_c}{\frac{2.8 + 0.0035 \cdot e K_{cf}}{K_{cf}} - 0.0015} \quad (0 \leq \sigma_{tp} \leq \sigma_{tup})$$

$$K_{cf} = \frac{a_w \cdot E_s}{B_c \cdot S}$$

$$e K_{cf} = K_{cf} \cdot \sqrt{S / \min(D_c, B_c)} \cdot (1 / N_{BUN}^2)$$

ここで、 σ_c 、 ε_c および E_u は無拘束コンクリートの最大応力度、最大応力度時のひずみおよび最大応力度後の負勾配であり、以下の式で評価している。

$$\sigma_c = 0.85 \cdot \sigma_B, \quad \varepsilon_c = 13.7 \cdot 10^{-6} \cdot \sigma_c + 0.00169$$

$$E_u = \frac{\sigma_c - 10}{\varepsilon_c - 0.005}$$

また、 a_w 、 S 、 E_s 、 D_c 、 B_c 、 σ_B および N_{BUN} は一組の帯筋の断面積、間隔、ヤング係数、コアせい、コア幅、コンクリート強度および断面内の帯筋による分割数 (口の字配筋なら 1、田の字配筋なら 2) である。

さらに、拘束応力度 σ_{tp} の上限の応力度である σ_{tup} は以下の式で与えられている。

$$\sigma_{tup} = \frac{a_w \cdot \sigma_{wy}}{D_c \cdot S} \cdot \frac{2}{1 + C_0} + \frac{N_{BUN} - 1}{N_{BUN} + 1}$$

$$C_0 = (1/20) \cdot (D_c / \phi_w) \cdot \gamma$$

$$\gamma = 0.0005 \cdot \sigma_{wy} \quad (\leq 2)$$

ここで、 ϕ_w 、 σ_{wy} は帯筋の直径と降伏応力度である。次に、負勾配後の安定した応力度 σ_{up} であるが、以下の(6)式で表わされる。

$$\sigma_{up} = \sigma_{tup} \cdot \frac{\sin \theta \cdot \cos \theta + \mu \cdot \sin \theta \cdot \sin \theta}{\sin \theta \cdot \cos \theta - \mu \cdot \cos \theta \cdot \cos \theta} \quad (6)$$

ここで、 θ はひび割れ角度、 μ は摩擦係数であるが、 $\theta = 45^\circ$ とし、 μ は以下の式で評価している。

$$\mu = 0.32 + 0.0064 \cdot \sigma_c$$

コンクリートの履歴則は一般的なもので、文献⁸⁾に示

したものである。今回の解析結果を評価する際にポイントとなるのは、繰り返し载荷により引張側から圧縮側へ向かう時に、過去の最大点を指向するところである。

4.2 剛強な基礎からの拘束のモデル化

筆者らは文献 8)において、4.1 節で示した拘束コンクリートのモデルだけでは曲げとせん断を受ける柱の挙動を追跡できないことを報告している。これは、柱のモーメントが変化するため単純軸圧縮柱とは異なり圧壊領域が局所的となり、そのために剛強な基礎からの拘束が無視できないからである。小坂・谷川は寸法を変えたモルタルの圧縮実験を行っているが⁹⁾、図—6(b)はそのデータを用いて、寸法と圧縮強度の増大の関係を図示したものである。文献 8)では破壊領域長さと基礎からの拘束をシアスパン長さを用いて定式化しているが、本報告では、異形断面の場合には単純にシアスパンの関数にはならないことを考慮し、2 章で求めたコンクリートの圧壊領域の長さを直接適用することとし、最大応力度点に対する拘束 σ_{b1} は以下のように図—6 のデータを定式化した。

$$\sigma_{b1} = \frac{1}{4.1} \cdot \sigma_c \cdot \frac{0.164}{(H/D)^{1.3}} \quad \left(= \frac{0.04 \cdot \sigma_c}{(h_p/t_w)^{1.3}} \right)$$

$$\sigma_{b2} = 0.1 \cdot \sigma_{b1}$$

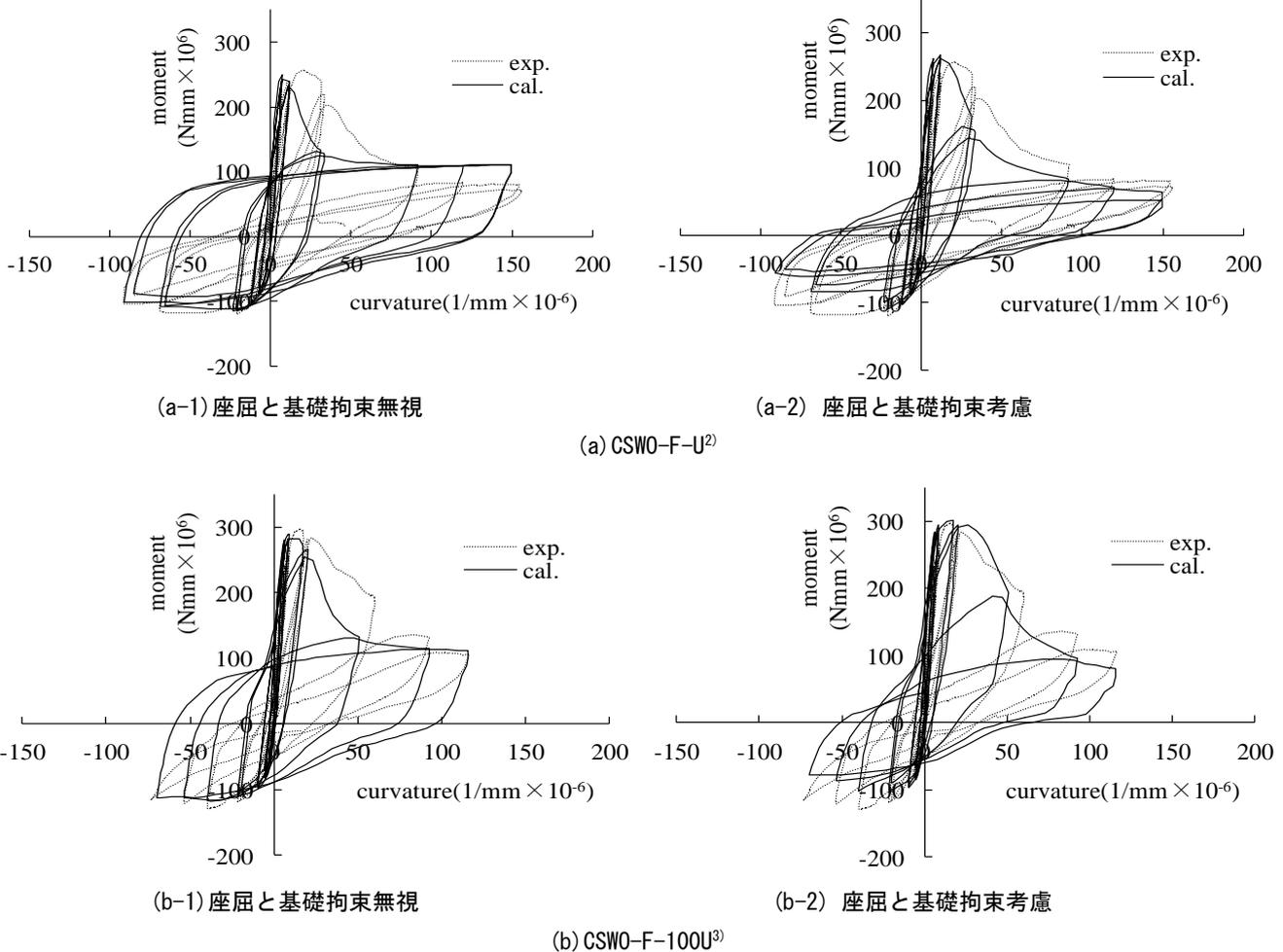
ここで、 h_p は 2 章で設定したコンクリート圧壊領域の長さ(140mm, 170mm)で、 t_w は袖壁厚さ(75mm, 100mm)である。なお、負勾配に対する拘束 σ_{b2} は文献 8)に従った。

5. 解析例

5.1 モデルの適用法

2章で述べたように、危険断面位置での高さ 100mm で測定されたモーメント—曲率関係を対象として、平面保持解析を行った。開口の存在は無視している。要素分割であるが、軸方向筋は柱主筋、袖壁縦筋、袖壁端部筋の 3 種類に分類して、それぞれの位置に配置した。コンクリートは基本的に 25mm 幅の要素に分割し、柱型の拘束領域、袖壁部分の拘束領域およびこれらの拘束領域外の無拘束領域の 3 種類に分類した。拘束面積は横補強筋の芯で囲まれる面積としている。

次に、軸方向筋に対する拘束の考え方であるが、柱主筋(4-D13)に対しては、中子筋がないので 3.2 節の方法をそのまま適用した。袖壁端部筋(1-D10)については、袖壁横補強筋(D6)が閉鎖型になっておりそのほぼ隅角部に配置されているので、D6 鉄筋 1 本がそのまま有効に拘束す



図—7 モーメント—曲率関係の実験と解析結果の比較

るとした。評価が難しいのが袖壁縦筋(10-D6)であるが、全袖壁縦筋の平均的な値とした。すなわち、袖壁面外への有効な拘束とはなっていないので、片側 5 本のうち 2 本がそれぞれ D6 鉄筋 1 本により拘束され、残りの 3 本は無拘束として 3.2 節を適用した(有効係数 0.4)。なお、破断ひずみは 0.3 とした。既に図—5(a)~(c)に試験体 CSWO-F-U の 3 種類の鉄筋の評価された応力度—ひずみ関係を示したが、柱主筋は座屈区間 $N_B=3$ で、袖壁の端部筋と縦筋は座屈区間 $N_B=1$ で挙動が決まっている。

一方、コンクリートに対する拘束の考え方であるが、柱型部分は 4.1 節をそのまま適用した。袖壁部分については面内方向に対して面外方向に対する拘束が小さいことは明らかなので、面外方向の拘束効果を評価した。言い換えれば、袖壁長さと同じ一辺 500mm 角の正方形な柱に 2-D6@100 の帯筋だけがある状態を想定して 4.1 節を適用している。ただし、そうすると断面の幅 (B_c) に対する横補強筋間隔 (S) の比が小さくなり、拘束効果を過剰に評価してしまうので、そこだけは幅とせいの小さい方を採用するとして(式(3)~(5)の説明用の式の $\min(D_c, B_c)$ の部分)。

図—6(c)に試験体 CSWO-F-U の基礎から拘束を受けるとした 3 種類のコンクリート(柱コア、袖壁コア、拘束されるかぶり)および基礎からの拘束も受けない無拘束コンクリート(無拘束のかぶり)の応力度—ひずみ関係を示しておく。

5.2 解析結果

図—7(a)(b)に両試験体のモーメント—曲率関係を解析結果と比較して示す。なお、試験体 CSWO-F-100U は軸変位計が外れたので、最後の繰り返し载荷は図示していない。図—7(a-1)(b-1)は、軸方向筋の座屈と基礎からの拘束を考慮しなかった場合であるが、袖壁圧縮側となる正方向での耐力低下が早く、また袖壁引張側となる負方向での履歴面積が大きくなり、実験結果を追跡できていないことがわかる。

それに対して、図—7(a-2)(b-2)は、軸方向筋の座屈と基礎からの拘束を考慮した場合であるが、細部では実験結果との違いがあり定量的な評価ができていないものの、袖壁付き柱の挙動の特徴である袖壁圧壊により変形能が決まる挙動と軸方向筋の座屈により袖壁引張側で柱の単独の挙動に近づいていく様子は定性的には評価できていることがわかる。

定量的な評価ができていないところとしては、負方向で各サイクルのピークの強度が合わないところであるが、主筋の座屈後の応力度低下のより現実的なモデル化が必要であろう。また、正方向で、コンクリートのモデルが過去の最大点を指向するモデルのために、繰り返し载荷の耐力劣化が不十分などがある。コンクリートのモ

デルに繰り返し劣化の影響を取り入れる必要がある。

6. まとめ

(1)軸方向筋の座屈挙動と剛強な基礎からの拘束を考慮して、曲げ降伏した 2 体の袖壁付き柱の平面保持解析を行った。その結果、袖壁付き柱の曲げ挙動を定性的に評価することができた。

(2)今後の課題としては、軸方向筋の座屈後の応力度低下のより現実的なモデル化があげられる。

(3)コンクリートのモデルに関しては、繰り返し劣化の影響を考慮し、過去の最大点を指向しないモデルが必要であろう。

(4)本報告では圧壊高さ h_p を実験的に求めているため、 h_p の評価法が必要である。さらに、部材の水平力—水平変形に換算する必要があり、 h_p の他により現実的な曲率分布の評価法が必要である。

参考文献

- 1)日本建築学会：RC 構造設計の現状と課題-阪神・淡路大震災から 20 年の歩み-、2015 年度日本建築学会大会(関東)構造部門(RC 構造)パネルディスカッション資料、2. 主題解説 (3)課題と取組み 二次壁(構造部材・非構造部材)、2015 年 9 月、pp.37-44
- 2)渡邊哲央, 中村孝也, 田村良一, 加藤大介:RC 造有開口袖壁付柱の曲げ破壊実験, コンクリート工学年次論文集, vol.36, No.2, 2014, pp.283-288
- 3)高松恭, 渡邊哲央, 田村良一, 加藤大介:RC 造袖壁付柱の曲げ挙動に及ぼす開口位置の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, 2015, pp.115-120
- 4)梅村魁編著:鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編), 技報堂出版, 1982 年, pp.289-290
- 5)加藤大介, 若月康二:高強度材料を用いた RC 部材の主筋の座屈性状, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 453 号, 1993 年, 11 月, pp.141-147
- 6)大矢廣之, 加藤大介:RC 部材における中間主筋の座屈性状に関する実験的研究, 第 16 回コンクリート工学年次論文報告集 16-2, 1994 年, pp.473-478
- 7)加藤大介:角形補強筋で拘束されたコンクリート柱の軸応力度—歪度関係に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 422 号, 1991.4, pp.65-74
- 8)加藤大介:配筋法を考慮した鉄筋コンクリート柱の変形能の評価法, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 450 号, 1993 年, 8 月, pp.81-88
- 9)小坂義夫, 谷川恭雄:帯筋の拘束を受けるモルタルの力学的性質, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和 50 年, pp.33-34