軸方向筋の座屈とコンクリートに対する基礎からの拘束効果に着目した
変動軸力を受ける RC 造柱のモーメント－曲率解析MOMENT-CURVATURE ANALYSIS OF RC COLUMNS UNDER VARYING AXIAL FORCE CONSIDERING
BUCKLING OF LONGITUDINAL BARS AND CONCRETE CONFINEMENT FROM FOOTING加藤 大介^{*1}, 千葉 勇輝^{*2}, 中村 孝也^{*3}, 本多 良政^{*4}*Daisuke KATO, Yuki CHIBA, Takaya NAKAMURA
and Yoshimasa HONDA*

Analytical studies regarding the moment-curvature relationships of reinforced concrete columns have been conducted herein. The analysis targets are reinforced concrete columns subjected to axial force that were previously tested and reported. A fiber model is used that considers the buckling of the longitudinal bars and concrete confinement from the rigid base stub. The results of the simulated moment-curvature behavior using the fiber model roughly matched the test results, thus, indicating the effectiveness of the proposed buckling and confinement models.

Keywords :reinforced concrete column, buckling of bars, confinement from footing, varying axial force, flexural analysis

鉄筋コンクリート, 軸方向筋の座屈, 基礎からの拘束, 変動軸力, 曲げ解析

1. はじめに

平面保持解析は曲げ降伏する部材の挙動の評価に長く用いられてきている。その際材料のモデル化が重要となるが、軸方向筋に関しては、例えば、Ramberg Osgood モデル¹⁾が多用されている。また、コンクリートについては横補強筋による拘束効果が重要であり、多くの提案がある。一方、最近では比較的薄い壁板の変形能の研究²⁾³⁾が行われてきており、また、主筋量が多く横補強筋間隔が広い部材を対象にした主筋の座屈に関する研究⁴⁾⁵⁾も精力的に行われ始めた。

このような状況の中、筆者らは文献 6)～8)において、曲げ破壊型の RC 造部材の平面保持解析を報告している。解析対象は文献 9)で報告した無開口片側袖壁付き柱 1 体と文献 10)11)で報告した普通コンクリート強度と高強度コンクリート強度のそれぞれ 4 体の独立柱試験体であった。これらの解析の要点は、軸方向筋の座屈と帯筋の他にコンクリートに対する剛強な基礎からの拘束効果を考慮することであり、これらを考慮することにより、付着滑りが推察された高強度試験体以外は、曲げ挙動を定性的に評価できることを報告している。

しかしながら、これらの解析ではエネルギー吸収性能を実験値に近づけるために、座屈後の繰返し挙動に逆 S 字ループ (既往の論文ではピンチング効果と呼んでいた) を導入していたが、結果的にその影

響が大きすぎ、実験のエネルギー吸収性能を過小評価していた。また、変動軸力を受ける独立柱については、最小軸力側からの除荷時の挙動が全く合わず⁶⁾に、文献 7)8)では報告できていない。さらに、基礎からの拘束効果を評価する際に部材の危険断面のコンクリートの圧壊高さが必要であったが、これらの解析では実験値を適用していた。

そこで、本報告では、文献 10)で報告した普通強度試験体の変動軸力を受ける試験体を含む 4 体を対象にし、これらの問題点を解決することを試みた。具体的には、変動軸力試験体を解析するにあたり設定が難しかった逆 S 字ループの採用をやめ、代わりに定量的に解析可能な軸方向筋の応力度ひずみ度関係における除荷剛性を検討した。さらに、部材の圧壊高さについては、文献 12)において既往の実験結果を用いて作成された評価式を適用した。

2. 実験の概要と解析対象のモーメント－曲率関係

文献 10)では主筋の座屈挙動が柱の変形能に及ぼす影響を検討することを目的に、H1～H4 の 4 体の独立柱の静加力実験を行っている。その際、主筋の影響を検討するために、主筋量は若干多めになっている。さらに、変動軸力が作用する場合は、最大軸力を受ける加力方向で圧縮される側の主筋は最小軸力を受ける加力方向では大きく引張

^{*1} 新潟大学工学部建築プログラム 教授・工博^{*2} 新潟大学自然科学研究科 大学院生^{*3} 新潟大学工学部建築プログラム 准教授・博士(工学)^{*4} 小山高等専門学校建築学科 教授・博士(工学)

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Niigata University, Dr.Eng.

Grad. Student, Graduate School of Science and Technology, Niigata University

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Niigata University, Dr.Eng.

Prof., Dept. of Architecture, National Institute of Technology, Oyama College, Dr.Eng.

ひずみを受ける。その結果、それらの主筋は大きな繰返しひずみを受け、座屈に対して不利となる。これを念頭に 4 体のうち試験体 H1～H3 の 3 体は変動軸力を受ける試験体となっている。

対象とした独立柱の配筋図を Fig.1 に示す。また、それらの諸元を Table 1 に示す。加力方法は建研式加力であり、水平力は内法高さの中央の位置に载荷している。変動軸力を与える場合の最小軸力は 0 としているが、その与え方は後述する。水平変形は柱上部(上部基礎下面)での水平変形を代表変位としている。

ところで、曲げ変形成分を抽出するために、試験体側面で、試験体の高さ方向に 10 区間に分割して、軸方向変形を測定している。上から区間 1, 区間 2, ……、最下区間である。本報告では、危険断面でのモーメントと危険断面を含む最下区間での平均曲率を平面保持解析の解析対象とする。

Table 1 Properties of objective specimens

Specimen		H1	H2	H3	H4
Column section (mm)		220×220			
Shear span (mm)		600			
(Shear span ratio)		(2.73)			
Main bar of column	Arrangement	16-D10	16-D13		
	Yield strength (N/mm ²)	346	341		
Hoop of column	Arrangement	2-D6@30		3-D6@45	
	Yield strength (N/mm ²)	387			
Concrete strength (N/mm ²)		33.2	32.1	32.6	33.3
Axial load (N)		0～685000 (Varied)			685,000
Observed compressive height of concrete η_p (mm)	positive	100	100	90	120
	negative	125	140	140

(a)specimen H1, H2 (b)specimen H3, H4

Fig.1 Arrangement of reinforcement of specimens

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-ひずみ度関係

軸方向筋の応力度 σ - ひずみ度 ε 関係の履歴則を Fig.2 に示す。Fig.2(a)は骨格曲線である。骨格曲線は、ひずみ硬化域まではバイリニアールとし、ひずみ硬化域は Ramberg-Osgood モデル¹⁾を用いている。ひずみ硬化が始まる点を決定する係数 η は、後述する歪硬化開始時ひずみ ε_{ER} から逆算して決定している。座屈後の骨格曲線は、降伏後は同じ履歴曲線を適用することを優先し、Ramberg-Osgood モデルを反転させて適用している。この座屈後の曲線は座屈開始時ひずみ(d_1)と

(a)Backbone curve including after buckling

(b)Hysteresis rule for cyclic loading

(c)Effects of γ on the hysteresis loop

(d)Example of cyclic loading considering pinching effect

Fig.2 Stress-strain hysteresis model for longitudinal bars according to Ramberg-Osgood model

応力が 0 となる点のひずみ(d_3)を与えれば決定される。これらの適用方法およびその妥当性については 3-2 節で示す。

Fig.2(b)は繰返し時の内部ループであるが、同じく Ramberg-Osgood モデルを用いている。本報告では、座屈後にも逆 S 字ではなく、Ramberg-Osgood モデルをそのまま適用している。Fig.2(c)には係数 γ を変化させたときのループ形状を示している。

この関数のパラメータである γ は、一般的には主筋の σ - ε 関係として $\gamma = 5 \sim 10$ とあり、文献 7)8)では、その中央の値である $\gamma = 8$ を採用していた。しかしながらこれは骨格曲線での慣用値であり、これを繰返し時の内部履歴に適用するとエネルギー吸収を過大評価する結果

となり、それを補うために逆S字ループを採用した結果、前述したようにエネルギー吸収を過小評価する結果となっていた。そこで、本報告では、骨格曲線では $\gamma=8$ とし、繰り返し载荷の内部履歴に対しては座屈前も座屈後も $\gamma=2$ として適用した。これは、エネルギー吸収性能および変動軸力試験体の実験との適合性を検討した結果であるが、5-1節で補足説明を行う。Fig. 2(d)はその繰り返しの例である。

履歴則に関する要点は以下の4点である。

- (i) 座屈は圧縮側の累積軸ひずみが単調载荷時の座屈開始時ひずみに達したときに生じる。
- (ii) 除荷後に指向する反対载荷方向の目標点は、座屈が生じても過去の応力度の最大点とする。
- (iii) 座屈後に応力度が0を下回ったら、応力度は以降0とする。
- (vi) 座屈とは別に単調载荷時の破断ひずみ ε_{RUP} を設定し、引張側の累積軸ひずみが破断ひずみに達したら、応力度は以降0とする。

3-2. 単調载荷時の座屈ひずみの評価法 (Fig. 2(a)の d_1 と d_3 決定法)

(1) d_1 の決定法

Fig. 3(a)は文献 13)14)で提案した座屈ひずみの評価法の概念図である。筆者らはRC造柱において、主筋の座屈は単に帯筋間で生じるのではなく、複数の帯筋区間(その区間を N_B とする)にまたがって生じる場合もあることに着目し、モデル化を行っている。Fig. 3(b)は $N_B=3$ の例である。このとき、帯筋3つ分の長さの主筋を取り出し、その中に存在する2つの帯筋が座屈に抵抗するためそれらは降伏したものとみなして拘束力として考え、座屈曲線(Fig. 3(a)の点DEF...)と呼ばれる曲線を定式化している。これを計算可能な区間数ごとに求め、それらの最小値の包絡線(Fig. 3(a)の点OABCEF...)が単調载荷時の主筋の実際の挙動となる。

また、Fig. 3(a)の点Fのひずみを座屈ひずみ $\varepsilon_{BUC}(N_B)$ と呼び、それを略算する式を座屈区間 N_B の関数として式(1)を提案している。

$$\varepsilon_{BUC}(N_B) = \varepsilon_{ER} + \varepsilon_H(N_B) + \varepsilon_B(N_B) \quad (1)$$

$$\varepsilon_{ER} = -1.45 \cdot \varepsilon_y + 0.026 \quad (2)$$

$$\varepsilon_H(N_B) = 1.4 \cdot \frac{\phi_h}{N_B \cdot \frac{S}{2}} - 0.29 \quad (\geq 0) \quad (3)$$

$$\varepsilon_B(N_B) = \left\{ \frac{2 \cdot \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_y} \cdot g(N_B) - 1 \right)}{3 \cdot N_B \cdot \alpha_x \cdot \frac{S}{\phi_h}} \right\}^2 \quad (4)$$

$$g(N_B) = 1 + \frac{\pi \cdot \alpha_x \cdot f(N_B) \cdot N_B \cdot \frac{S}{\phi_h} \cdot \left(\frac{\phi_{we}}{\phi_h} \right)^2 \cdot \frac{\sigma_{wye}}{\sigma_y}}{16} \quad (5)$$

$$f(N_B) = \begin{cases} (N_B^2 - 1)/N_B & (N_B : \text{odd number}) \\ (N_B^2 + 2)/N_B & (N_B : \text{even number}) \end{cases} \quad (6)$$

ここで、 $\alpha_x = 0.65$ 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、有効な直径および有効な降伏応力度である。なお、有効な直径 ϕ_{we} とは対象となる全軸方向筋の中で横補強筋もしくは中子筋による拘束の有無を考慮した1本あたりの直径を指し、また、有効な降伏応力度 σ_{wye} とは高強度の場合にその効果を低減させたもので、式(7)(8)でそれぞれ評価される。

$$\phi_{we} = \phi_w \cdot \sqrt{\frac{2+v \cdot m}{2+n}} \quad (7)$$

$$\sigma_{wye} = 20 \cdot \sqrt{\sigma_{wy}} \quad (\leq \sigma_{wy}) \quad (8)$$

ここで、 σ_{wy} は横補強筋の降伏応力度、 n は隅角部以外に配置される軸方向筋の数、 m は中子筋により拘束されている n である。さらに、 v は中子筋による効果を意味する係数で、文献 14)では $v=2.2$ が提案されている。

文献 7)8)では式(1)で求めた $\varepsilon_{BUC}(N_B)$ を d_1 とした。すなわち、本来なら $\varepsilon_{BUC}(N_B)$ はFig. 3(a)のF点のひずみであるが、簡略化してE点のひずみを $\varepsilon_{BUC}(N_B)$ としていることになる。本報告でも d_1 の決定法は同様とした。後で式(10)に、 d_3 と共にそれを示す。

(2) d_3 の決定法

文献 13)でも座屈後の挙動は十分には検証されている訳ではないが、本研究では文献 13)のモデルの挙動をRamberg-Osgoodモデルで近似できる d_3 を検討した。文献 6)では d_3 を $\varepsilon_{BUC}(N_B)$ の20倍としている

Fig.3 Evaluating method of stress-strain relationship of longitudinal bars after buckling

Fig.4 Comparison of buckling behavior

たが、文献 7)8)ではそれを文献 13)で提案した座屈後の挙動に適合することを目標に再検討し 30 倍としている。Fig. 4 は適用した試験体で実際に配筋されている 3 種類の主筋を対象に文献 13)の応力度-ひずみ度関係と本報告で用いたモデルを比較したものである。係数は 20 と 30 について検討しているが、図をみると係数の影響は少なく、いずれも文献 13)のモデルを近似していると判断できる。そこで、本論文では式 (10)を採用した解析結果を示す。

$$d_1 = \varepsilon_{BUC}(N_B) \quad (9)$$

$$d_3 = 20 \cdot \varepsilon_{BUC}(N_B) \quad (10)$$

4. 基礎からの拘束効果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コンクリートのモデル

文献 15)では横補強筋により拘束されたコンクリートの応力度-ひずみ度関係を提案しているが、その後、文献 16)17)で負勾配の 2 本の折れ線をより合理的に評価したので、文献 7)8)ではそのモデルを適用している。本報告でも同じモデルを適用している。その要点は以下の 3 点である。

- (i) 横補強筋による拘束応力度は水圧のように均一に作用するとすれば、文献 18)で示されたように拘束応力度の 4.1 倍の軸方向応力度の増分が期待できる。しかしながら、帯筋による拘束は不均一に作用するので、帯筋間隔や配筋法などによりその増分が減少することを表現したモデルである点。
- (ii) 軸方向のひずみの実験データを整理するとき、最終破壊状態の外観より破壊領域長さを測定し、軸方向の測定区間の中で破壊領域外の部分は最大応力度後に除荷されると仮定し、破壊領域内の実質的な軸ひずみを抽出している点。
- (iii) 横補強筋により拘束されたコンクリートは、最大応力度に達した後に応力度がある程度低下するとその応力度を維持し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ている点。

Fig. 5(a)に本報告で用いた拘束コンクリートの応力度-ひずみ度関係を示す。最大応力度 σ_{cp} と最大応力度時のひずみ ε_{cp} および負勾配の剛性 E_{up} は、式 (14)で表される有効な拘束応力度 σ_{tp} を用いて式 (11) (12) (13)で与えられる。なお、 σ_{b1} と σ_{b2} は剛強な基礎からの拘束であるが、これは 4-2 節で示す。また、無拘束コンクリートに対して剛強な基礎からの拘束を考慮する場合には、 σ_{tp} を 0 とした上で、これらの式を用いることになる。

$$\sigma_{cp} = \sigma_c + 4.1 \cdot (\sigma_{tp} + \sigma_{b1}) \quad (11)$$

$$\varepsilon_{cp} = \varepsilon_c + 0.0015 \cdot (\sigma_{tp} + \sigma_{b1}) \quad (12)$$

$$E_{up} = \frac{E_u}{1 + 12.6 \cdot (\sigma_{tp} + \sigma_{b2})} \quad (13)$$

$$\sigma_{tp} = \frac{\varepsilon_c}{\frac{2.8 + 0.0035 \cdot e K_{cf}}{K_{cf}} - 0.0015} \quad (0 \leq \sigma_{tp} \leq \sigma_{tup}) \quad (14)$$

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る。その他の記号の説明は紙面の関係で省略するが、文献 7)の式 (25)～(37)がそれにあたる。

Fig. 5(b)にコンクリートの履歴則を示す。これは、基本的には文献 19)などでも用いた一般的なものであるが、本報告ではコンクリートの繰返し劣化を考慮して、引張側から圧縮側に向かうときに過去の最大点の応力度の 8 割の点を指向させている。

(a) Stress-strain relationship

(b) Hysteresis rule for cyclic loading

Fig.5 Stress-strain relationship of confined concrete

4-2. コンクリートに対する剛強な基礎からの拘束効果

筆者らは文献 19)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曲げ挙動を追跡できないことを報告している。これは、柱全体が圧縮領域となる単純軸圧縮柱とは異なりせん断力を受ける柱はモーメントが変化するため、圧壊領域が局所的となり、剛強な基礎からの拘束効果を見逃しできないからである。さらに、比較的薄い壁板の場合を考えると、その拘束効果は方向によって大きく異なる場合が多く、結果としてほとんど無拘束状態と判断せざるを得ない。しかしながら、実際には基礎からの拘束を受けるためにこれを考慮しないと解析値は相当過小評価になってしまう。このような状況の中、基礎からの拘束を考える必要がある。

小坂・谷川はシアスパン比を変えたモルタルの純圧縮加力実験を行っているが²⁰⁾、Fig. 6 はそのデータを用いて、シリンダー幅(ϕ_c)の長さ(h_c)に対する比と圧縮強度の増大($\Delta \sigma_{cp}$)の関係を図示したものである。文献 7)8)では、曲げ勾配のある部材に対してこの関係を適用するために式 (15)を提案している。対象試験体が袖壁付き柱の場合は、シリンダー幅 ϕ_c を袖壁厚さ t_w に、長さ h_c を袖壁部の圧壊高さ h_p に置換し、対象試験体が独立柱の場合にはシリンダー幅 ϕ_c を断面幅 b に、長さ h_c を独立柱の圧壊高さ h_p に置換して用いている。また、負勾配に対する拘束は文献 19)に従い、式 (16)としている。本報告では文献 7)8)と同じく式 (15) (16)を用いている。

$$\sigma_{b1} = \frac{1}{4.1} \cdot \sigma_c \cdot \frac{0.164}{(h_c/\phi_c)^{1.3}} = \frac{0.04 \cdot \sigma_c}{(h_p/b)^{1.3}} \quad (15)$$

$$\sigma_{b2} = 0.1 \cdot \sigma_{b1} \quad (16)$$

一方、圧壊高さ h_p であるが、文献 7) 8) では測定された実験値を個々に適用していた。そこで本報告では、筆者らが行ったより多くの実験データを用い、圧壊高さ h_p の推定式を作成し、それを適用することにした。その詳細は文献 12) に示してあるが、本報告ではその概要を 4-3 節に示す。

Fig.6 Confinement from the rigid base stub

4-3. 曲げせん断力を受ける部材の圧壊高さ h_p の推定式

文献 7) 8) では、個々の試験体の圧壊高さ h_p を、水平変形角の曲げ成分 R_f が危険断面を含む最下区間での曲率 ϕ_B のみにより生じていると仮定した式(17)によって推定していた。

$$h_p = R_f / \phi_B \quad (17)$$

Fig. 7 には例として試験体 H3 と H4 の全載荷ステップの R_f と ϕ_B の関係を示したが、この角度が h_p となる。一定軸力を受ける試験体 H4 は正負ではほぼ同じ傾きであるが、変動軸力を受ける試験体 H3 は若干異なることがわかる。Table 1 の後半には対象試験体の h_p の測定値を示してある。ところで、文献 7) 8) で対象とした試験体は、独立柱の場合は比較的高軸力で圧縮領域の挙動により変形能が決定しているものであった。また、片側袖壁付き柱の場合は一般的に袖壁の圧壊により挙動が決まるので、いずれにせよ式(17)は圧壊高さ h_p を評価する式と表現しても特に問題はなかった。しかしながら、軸力の低い試験体や片側袖壁付き試験体でも柱型が圧縮になる場合も含めて考えると、式(17)は圧壊高さも含めたヒンジ領域高さというべきものであろう。

以上を念頭に置いて、この h_p を筆者らが行った試験体を用いて検討した。対象試験体は、有開口あるいは無開口の片側袖壁付き柱 8 体、一定軸力あるいは変動軸力を受ける独立柱 8 体、高強度の独立柱試験体 8 体、低強度の独立柱試験体 2 体、両側柱付き耐震壁 3 体、片側袖壁付き柱を模擬した長方形柱試験体 3 体であり、いずれも曲げ降伏試験体である。また計 32 体の試験体であるが、作用軸力も含め正負で非対称のものは正負で別の試験体としているので、データ数は計 49 体分となっている。なお、これらの試験体の主な実験変数の範囲は、幅は 100~270mm、せいは 220~1100mm、シアスパン比は 1.4~2.7、コンクリート強度は 9.4~80.4N/mm²、軸力比は 0~0.99 である。

これらの測定された圧壊高さ h_p がどのような要因に影響されるかを検討した。圧壊高さに関しては日本建築学会の指針類でも 3 通りの考え方が示されている。靱性保証型耐震設計指針²¹⁾では、圧壊領域ではないがヒンジ領域として柱と梁についてはせいひの 1.5 倍としている。壁については壁全高さの 1/6 と壁長さの大きい方をヒンジ領域の高さとして、そのヒンジ領域の高さの 1/3 を拘束としている。

一方、耐震性能評価指針²²⁾では、ヒンジ領域として柱についてはせいひ、壁についてはシアスパン高さの 0.15 倍としている。さらに、保有水平耐力計算規準²³⁾では、袖壁付き柱については袖壁厚さの 2 倍を圧壊高さと考える方法が示されている。すなわち、以上より影響要因として、部材せい (D)、部材シアスパン (H) および部材幅 (b) が考えられる。

Fig.7 Relationship between the curvature of the bottom and the drift angle of the specimens

Fig. 8(a)~(c)はその3つの要因による影響を見たものである。いずれも横軸に要因に関する指標をとり、縦軸に式(17)により評価された圧壊高さ h_p の実験値をとっている。横軸の指標は、最終的な提案式の精度を考慮し、次のように考えた。すなわち、Fig. 8(a)に示した部材幅 (b) については保有耐力規準では部材幅の 2 倍であるが、この指標により決定されると思われる袖壁付き柱では 1.5 倍の方が適合性がよいので、1.5 b としている。同様に、Fig. 8(b)に示した部材シアスパン (H) については独立柱の適合性を考慮し、0.2 H としている。さらに、Fig. 8(c)に示した部材せい (D) については斜め 45 度のひび割れの入る範囲という意味を持たせ、部材せいから中立軸深さ (x_o) を減じたものをとった。ここで、中立軸深さは、引張鉄筋と軸力による圧縮力をコンクリートの有効係数を 0.85 としたストレスブロックにより計算した。なお、この図では横軸が負となる試験体が 2 体あるが、これは低強度コンクリート試験体 ($F_c=9.4\text{N/mm}^2$) である。

図をみると、いずれもすべての試験体について相関があるとはいえない。そこで、横軸に式(18)で表される指標をとったものが Fig. 8(d) であり、ばらつきが少なくなっている。

$$h_p = \min(1.5b, \max(D - x_o, 0.2H)) \quad (18)$$

この意味であるが、まずヒンジ領域はコンクリートの圧壊 (1.5 b) と主筋の降伏の両者のどちらかで決定されると考え、その小さな方を採用している。次に、主筋の降伏は基本的に斜めひび割れ高さ ($D-x_o$) で決定されると考えるが、前述した低強度試験体のように略算式では正しく評価できない試験体もあるので、最低でも作用モーメントが降伏モーメントの 8 割程度の領域 (0.2 H) では主筋が降伏すると考えると式(18)となる。前述したように式(18)はヒンジ領域高さと呼ぶのがふさわしく、Fig. 6(a)の h_c に対応するのは議論が必要であるが、本報告では式(18)による h_p を式(15)の h_c に適用した。

5. 平面保持解析

5-1. モデルの適用法と変動軸力の与え方

- isolated column (constant axial load)
- isolated column (constant axial load, low concrete strength)
- isolated column (varying axial load (high axial load))
- isolated column (varying axial load (low axial load))
- △ column with sidewall (side wall in compression)
- ▲ column with sidewall (column in compression)
- ◇ rectangular column (imaginary sidewall in compression)
- ◆ rectangular column (imaginary column in compression)
- × column with sidewall (perforated)
- * berbell type wall
- + barbell type wall (perforated)

Fig.8 Estimation of height of compressive failure zone of concrete

2章で述べたように危険断面でのモーメントと危険断面を含む最下区間での平均曲率を平面保持解析の解析対象とした。要素分割は、鉄筋は1種類としてそれぞれの位置に配置した。コンクリートは拘束領域と無拘束領域の2種類に分類して約15mm幅に分割した。拘束領域は横補強筋の芯で囲まれた面積とした。

要素分割したこれらに、3章および4章で述べた軸方向筋とコンクリートのモデルをそのまま適用した。なお、変動軸力を受ける場合は加力方向により基礎からの拘束効果が異なるので、試験体の変形能に影響のある方向の値、すなわち最大軸力時の値を用いた。

Fig.9は変動軸力の考え方を示したものである。Fig.9(a)のような柱の荷重—変形角関係を想定した場合、実際の建物での軸力—変形角関係はFig.9(b)のようになる。すなわち、柱の復元力が0の時に定軸力となり、柱の復元力に比例して軸力が増減していく。これに対し解析対象とした試験体の実験での軸力変動をFig.9(c)に示した。すなわち、除荷開始から復元力が0になるまで復元力に比例させて軸力を変動させ、その後の載荷時には最大軸力あるいは最小軸力を一定に保っている。解析でも実験と同じ軸力変動を与えることを試みたが、

解析では復元力（モーメント）ではなく変形（曲率）で制御しているので、軸力の変動は変形に比例させた。すなわち、実験で荷重が0の時の変形で軸力変動を完了させ、軸力変動はFig.9(d)のようになる。

Fig.9 Applying method of varying axial load in the simulation

一方、このような軸力変動を与えた場合、最小軸力側からの除荷時の解析が難しくなる。すなわち、軸力の上昇によるモーメントの増加と引張主筋の応力の減少によるモーメントの低下の兼ね合いにより、Ramberg Osgood 曲線の係数 γ によっては履歴面積が一部で負になってしまう場合がある。本例の場合であるが、 γ が大きいと引張主筋の応力の減少が大きくなり、結果として履歴面積が負になる場合があった。また次節で示すが実験結果との整合性も考慮し、本報告では前述したように γ を2とした。

5-2. 解析結果

Fig.10(a-1)～(d-1)に各試験体のモーメント—曲率関係の実験値を、Fig.10(a-2)～(d-2)に解析値を示す。いずれも大まかな挙動は捉えられている。Fig.10(c-1)～(c-4)は正方向の累積エネルギー—累積曲率関係の実験値と解析値を比較したものである。図には式(10)の係数を20とした場合と30にした場合の両方を示してあるが、大きな差はない。いずれも大まかな挙動は捉えられているが、変動軸力試験体では解析値が若干大きく、一定軸力試験体では解析値が下回っている。

Fig.11(a)～(d)に各試験体の正方向の主筋位置の累積ひずみと正方向の検計断面での累積曲率の実験値を示す。また、実験で主筋の座屈が観察された点に●をつけている。また、図中には式(1)により計算した座屈ひずみ度を横線で示してある。実験で座屈が観察されるのは、外のコンクリートが剥落したうえで、主筋が外部にはらみだした時点である。図からもその時の累積ひずみ度は式(1)の計算値の2倍程度の値になっていることがわかる。

6. まとめ

変動軸力を受ける3体、一定軸力を受ける1体の計4体のRC造柱を対象に、軸方向筋の座屈と剛強な基礎からの拘束効果を考慮した平

Fig.10 Comparison of moment-curvature relationship and accumulated energy-accumulated curvature relationship between experiment and analysis

面保持解析法を行った。主筋の応力度ひずみ度関係は Ramberg Osgood 曲線を適用した。特に変動軸力を受ける場合には、曲線の係数 γ の取り方が重要であり、解析可能な γ を提案した。また、主筋の座屈は圧縮方向の累積ひずみ度が座屈ひずみ度に達した時に開始するとし、その後の挙動は曲線を反転させて適用した。コンクリートの応力度ひずみ度関係は、横補強筋による拘束効果の他に基礎からの拘束を考慮したが、それを決定するコンクリートの圧壊高さの推定式を提案した。

以上より、対象とした4体の柱の曲げ挙動を評価することができた。

Fig.11 Comparison of the buckling points between the experiment and calculation

参考文献

- Jennings, P.C. : Response of simple yielding structures to earthquake excitation, Ph.D. Thesis, California Institute of Technology, Pasadena, 1963
- Netrattana, C., Taleb, R., Watanabe, H., Kono, S., Mukai, D., Tani, M. and Sakashita, M. : Assessment of drift capacity of RC shear walls by key design parameters, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 50, No.4, pp. 482-493, 2017
- Farhad, D., Rajesh, P., Dhakal and Stefano, P. : Tests on slender ductile structural walls designed according to New Zealand standard, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 50, No.4, pp. 504-516, 2017
- Mohammad M. Kashani, Laura N. Lowes, Adam J. Crewe and Nicholas A. Alexander : Phenomenological hysteretic model for corroded reinforcing bars including inelastic buckling and low-cycle fatigue degradation, Computers & Structures, Volume 156, pp. 58-71, 2015
- Mohammad M. Kashani, Laura N. Lowes, Adam J. Crewe and Nicholas A. Alexander : Nonlinear fibre element modelling of RC bridge piers considering inelastic buckling of reinforcement, Engineering Structures, Volume 116, pp. 163-177, 2016
- Komatsu, Y., Matsubara, K., Chiba, Y. and Kato, D. : Moment-curvature analysis of RC columns with sidewall and RC columns considering buckling of longitudinal bars and confinement from rigid footing Part 1~3, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architecture Institute of Japan, Structures-IV, pp. 545-550, 2017.7 (in Japanese)
- 小松叶宜, 松原魁, 千葉勇輝, 加藤大介 : 軸方向筋の座屈とコンクリートに対する剛強な基礎からの拘束効果に着目した RC 造片側袖壁付き柱と RC 造柱の平面保持解析 その1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 545-550, 2017.7
- Komatsu, Y., Matsubara, K., Chiba, Y. and Kato, D. : Moment-curvature analysis of RC columns with side wall and columns considering buckling of longitudinal bars and confinement from footing, Journal of Structural Engineering, Vol.64B, pp. 391-398, 2018 (in Japanese)
- Chiba, Y., Maruya, Y. and Kato, D. : Tests of RC columns with a sidewall failing in flexure varying confinement and thickness of the wall (Part 2: Results of Analysis), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architecture Institute of Japan, Structures-IV, pp. 47-48, 2018.7 (in Japanese)
- 千葉勇輝, 丸屋友樹, 加藤大介 : 壁厚と圧縮端部の拘束条件を変化させた曲げ降伏する RC 造袖壁の静加力実験 (その2 解析結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 47-48, 2018.7
- Kato, D., Sato, D., Takamatsu, T. and Oshio, K. : Effects of opening location on flexural behavior of RC columns with sidewalls, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, Vol. 50, No.4, pp. 547-554, 2017
- Honda, Y. and Kato, D. : Static loading tests of R/C columns with buckling main bars under varying axial load, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 16, pp. 357-364, 1994
- Kato, D., Suzuki, H. and Honda, Y. : Static loading tests of high strength R/C columns with buckling main bars under varying axial load, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.17, No.2, pp. 351-356, 1995 (in Japanese)
- Chiba, Y. and Kato, D. : Estimating equation of the length of the hinge region of RC members, Summaries of technical papers of annual meeting of Kanto Branch, Architecture Institute of Japan, pp. 525-528, 2019.3 (in Japanese)
- 千葉勇輝, 加藤大介 : RC 造部材のヒンジ領域長さの推定式, 日本建築学会関東支部研究発表会研究報告集, 平成31年3月, pp. 525-528
- Kato, D., Kanaya, J. and Wakatsuki, K. : Buckling strains of main bars in reinforced concrete members, Proceedings of the fifth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Volume 1, pp. 699-704, 1995
- Kato, D. and Ooya, H. : Experimental study on buckling behaviors of intermediate longitudinal bars in R/C members, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 15, pp. 431-438, 1993
- Kato, D., Watanabe, F., Nishiyama, M. and Sato, H. : Confined concrete with high-strength materials, High-Strength Concrete(HSC) in Seismic Regions, SP-176, America Concrete Institute, pp. 85-104, 1998
- Kato, D., Miyajima, Y. and Nakamura, Y. : Evaluating method of deformation at losing point of axial load carrying capacity of RC columns, Journal of Asian Architecture and Building Engineering Vol.8, No.2, pp. 501-508, 2009
- Ii, H., Hirose, Y. and Kato, D. : Effects of size and tie bars on axial load capacities of RC columns failing in shear (Relationship between axial loading tests and lateral loading tests), Journal of Structural Engineering, Vol.57B, pp. 579-586, 2011 (in Japanese)
- Richart, F.E., Brandzaeg, A. and Brown, R.L. : The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression, Bulletin No. 190, University Illinois, Engineering Experimental Station, Urbana, 1929
- Kato, D. : Ductility of reinforced concrete columns with various reinforcing arrangements, the 10-th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.5, pp. 3029-3034, 1992
- Kosaka, Y. and Tanigawa, Y. : Physical characteristics of mortar confined by hoop, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architecture Institute of Japan, Structures, pp. 33-34, 1975.7 (in Japanese)
- 小阪義夫, 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, 構造系, pp. 33-34, 1975.7
- Architectural Institute of Japan, Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Base on Inelastic Displacement Concept (Draft), 1997 (in Japanese)
- Architectural Institute of Japan, Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings (Draft), 2004 (in Japanese)
- Architectural Institute of Japan, AIJ Standard for Lateral Load-carrying Capacity Calculation of Reinforced Concrete Structures (Draft), 2016.4 (in Japanese)

MOMENT-CURVATURE ANALYSIS OF RC COLUMNS UNDER VARYING AXIAL FORCE CONSIDERING BUCKLING OF LONGITUDINAL BARS AND CONCRETE CONFINEMENT FROM FOOTING

Daisuke KATO ^{*1}, *Yuki CHIBA* ^{*2}, *Takaya NAKAMURA* ^{*3}
and Yoshimasa HONDA ^{*4}

^{*1} Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Niigata University, Dr.Eng.

^{*2} Grad. Student, Graduate School of Science and Technology, Niigata University

^{*3} Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Niigata University, Dr.Eng.

^{*4} Prof., Dept. of Architecture, National Institute of Technology, Oyama College, Dr.Eng.

1. INTRODUCTION

In order to simulate the behavior of reinforced concrete members failing in flexure, analytical procedures based on the flexural theory have been popularly used. In the procedure the Ramberg Osgood hysteresis model is popularly used for the stress-strain relationship of the longitudinal reinforcing bars. As for the concrete model, concrete confinement by transverse reinforcement is the most important aspect and many confined models have been proposed. On the other hand, other aspects concerning the material models have been highlighted recently, such as concrete confinement of thin members or buckling of longitudinal reinforcement.

In this study analytical studies regarding the moment-curvature relationships of reinforced concrete columns have been conducted herein. A fiber model is used that considers the buckling of the longitudinal bars and concrete confinement from the rigid base stub.

2. ANALYSIS OBJECTS

The analysis objects were four reinforced concrete columns failing in flexure with comparatively large amount of longitudinal reinforcement that were previously tested and reported. The column specimens were subjected to a constant or varying axial force and anti-symmetric moment reversals. The shear span length and ratio were 600mm and 2.73. The deformation capacity of the column was designed in accordance with the buckling of the longitudinal reinforcing bars.

3. BUCKLING MODEL

In general the buckling length of the longitudinal reinforcement in the RC members extends over several times the spacing of the transverse reinforcement. The buckling mode represents the buckling length divided by the hoop spacing. A buckling model for the longitudinal reinforcing bars of the RC columns, which accounts for the buckling mode, was already proposed by Kato et al. (1995). In this study the model is used. The Ramberg Osgood hysteresis model by Jennings (1963) is used for the stress-strain relationship of the longitudinal reinforcing bars with some modification. The reversed Ramberg Osgood function is applied in the region after buckling.

4. CONCRETE MODEL

The authors reported that the real flexural behavior of the columns could not be simulated with sufficient accuracy using the concrete model confined only by hoop reinforcement (Kato (1992)). This was because the compressive failure zone of the concrete was limited locally to the near-critical sections with the members subjected to the moment and shear force, and the concrete confinement from the rigid base stubs could not be disregarded. The previous research by Kato et al. (1998) proposed a stress-strain relationship model of concrete that is confined by hoop reinforcement. This model is used herein to represent the stress-strain relationship of the concrete confined by transverse reinforcement and a rigid base stub.

5. CONCLUSION

The simulated moment curvature relationships and the hysteresis energy dissipated during the loading were compared to observation. The main conclusion is that the results of the simulated moment-curvature behavior using the fiber model matched the test results, thus, indicating the effectiveness of the proposed buckling and confinement models.

(2019年2月7日原稿受理, 2019年5月24日採用決定)