

軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率の簡易算定法 およびRC柱とSRC柱の靱性能評価への適用

秋山充良¹・内藤英樹²・鈴木基行³

¹正会員 博(工) 東北大学講師 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

²学生会員 修(工) 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

³フェロー会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

軸方向鉄筋の座屈発生点に対応する断面曲率をかぶりコンクリートと帯鉄筋の拘束を考慮した上で簡易的に導出できる手法を提示した。また、これに対応した塑性ヒンジ長を基にする曲率分布を組み合わせて、道路橋示方書の終局変位算定法と同様の計算により、RC柱およびSRC柱の座屈発生点に対応した終局変位が算定される。そして、既往の正負交番載荷実験との比較により、提案手法は、(1)既往の終局変位算定法と同程度の計算量で、広範な断面諸元を有するRC柱のかぶりコンクリート剥落時、または軸方向鉄筋の座屈発生時変位を精度良く評価できること、(2)充腹型鉄骨がRC断面に完全に埋め込まれたSRC柱でも、RC柱と同程度の精度で座屈発生時変位が算定可能であること、が確認された。

Key Words: *buckling of longitudinal bars, plastic curvature, plastic hinge length, reinforced concrete columns, concrete encased steel columns*

1. はじめに

レベル2地震動に対する鉄筋コンクリート(RC)部材の耐震設計では、通常、部材降伏後の塑性変形による地震エネルギーの吸収を期待することが合理的であり、現在までに、その塑性変形能の評価法に関し、数多くの研究成果が報告されている。これらの研究は、主に、i)正負交番載荷実験より得られる実験上の終局変位を部材諸元(鉄筋比やコンクリート強度等)により回帰した終局変位算定式を提案したもの¹⁾、ii)断面の終局曲率と部材高さ方向の曲率分布を仮定し、その曲率値を積分することで部材の終局変位を求めるもの²⁾、iii)軸方向鉄筋の座屈挙動やかぶりコンクリートの剥落を考慮した有限要素解析などにより交番載荷を受けるRC部材の耐力低下挙動までも再現するもの³⁾⁴⁾、iv)交番載荷を受けることによる累積損傷を考慮した損傷度指標に基づくもの⁵⁾、に大別できる。実設計レベルでは、例えば、コンクリート標準示方書⁶⁾は、i)の手法に基づく終局変位算定式を提示し、道路橋示方書⁷⁾では、ii)の手法を採用している。

しかし、i)の手法で用いる実験上の終局変位は、正負交番載荷実験から得られた荷重-変位関係において、最大荷重到達後に降伏荷重にまで荷重が低下したときの変位とするなど、研究機関毎に適宜定義されているが、この終局状態の定義の理論的な背景は曖昧であり、得られる終局変位から部材の損傷状態を把握できない。

ii)の手法は、不静定構造への応用も可能な汎用性を有

しており、現在、RC構造物の耐震解析に広く用いられている。この手法において、例えば、Hoshikumaら⁸⁾によるコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係に基づき、終局曲率を算定し、別途、曲率分布を適切に定めることで得られるRC柱の終局変位は、その正負交番載荷実験において、軸方向鉄筋が座屈して、かぶりコンクリートが剥落し、水平力が低下し始める時の変位に概ね相当する⁹⁾。しかし、その終局曲率は、一軸圧縮実験から得られた応力-ひずみ関係において、応力が最大強度の80%にまで低下したときのひずみ値を基に算定されるが、この値を用いる力学的な根拠は示されていない。この他にも、炭素繊維で横拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係を一軸圧縮実験により定式化し、それを基に、ii)の手法により炭素繊維で補強したRC柱の正負交番載荷実験から得られる荷重-変位関係の再現が試みられている¹⁰⁾¹¹⁾。結果として、一軸圧縮実験で炭素繊維の破断が生じるひずみを与えて計算した終局変位に達しても、正負交番載荷実験では、炭素繊維の破断は生じず、両実験における破壊の進展過程の違いなどから、その終局変位を解析値は過小評価する。さらには、曲げ圧縮力が作用する場合、その中立軸深さにより、一軸圧縮時と比べ帯鉄筋のコアコンクリートへの横拘束効果が異なるなど¹²⁾、結局、ii)の手法において、終局曲率の計算時に与える終局ひずみを交番載荷を受けるRC部材の塑性ヒンジ領域内の損傷状況を考慮して定めることができなければ、i)の手法と同様に、得られる終局変位と部材の損

傷状態の対応を明確にできない。

正負交番荷を受ける単柱形式の RC 部材では、軸方向鉄筋の座屈とかぶりコンクリートの剥落により、その荷重-変位関係に明瞭な耐力低下を見出すことができるため、この点を耐震設計時の終局状態とすることに問題はない。そのため、iii)の手法を用いることで、部材の損傷状況との対応が明確な終局状態の判定が可能になる。これに関する既往の研究では、軸方向鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落の判定モデルをファイバー解析や有限要素解析の中に直接取り入れることで、断面曲率や作用軸圧縮力などから、座屈開始点が定められ、また座屈開始と判定された場合には、軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係を座屈後の軟化曲線に変更するなどして、耐力低下挙動までも再現している³⁾⁴⁾。座屈開始判定時のかぶりコンクリートの扱いや座屈長の設定に違いはあるものの、白戸ら¹³⁾¹⁴⁾や土屋ら¹⁵⁾の研究もこの範疇に属する。しかし、計算環境の向上に伴い、耐震性能照査法として、このような部材の破壊基準を直接取り入れたファイバー解析や有限要素解析の適用例は増したものの、実設計レベルでは、i)や ii)の手法のように、想定地震動などの作用荷重とは独立に終局変位を算定し、別途、地震時応答変位をエネルギー一定則などの簡易推定法により求め、両者を比較できる手法が望まれる。

載荷履歴を考慮する iv)の手法も、動的解析を行わなければ、損傷度指標が算定されないなど、iii)の手法と同じ煩雑さを有しており、さらに、赤倉ら¹⁶⁾が指摘するように、既往の損傷度指標は、i)や ii)の手法と同じく、その終局状態の設定根拠が曖昧なものが多い。

コンクリート標準示方書⁷⁾では、設計地震動レベルと構造物の重要度等に応じて保有すべき耐震性能を規定し、その性能照査法を提示している。他の土木構造物を対象とした耐震設計規準類も基本的にこの考えに準拠しており、地震時に許容する RC 構造物の限界状態は、その損傷状況を適切に考慮して設定する必要がある。そこで、これら既往の研究成果に対し、本研究では、実設計レベルへの適用を念頭に、軸方向鉄筋の座屈発生時に対応する断面曲率をかぶりコンクリートと帯鉄筋の座屈防止効果を考慮した上で簡易的に導出できる手法を提示し、これに対応した塑性ヒンジ長を基にする曲率分布を組み合わせた ii)の手法を用いることで、現行の道路橋示方書などに示される終局変位算定法と同程度の計算量により座屈発生時変位を算定する手法を構築する。そして、配筋状況や横拘束筋量などが異なる既往の RC 柱の正負交番荷実験を基に、その精度を検証する。また、鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)柱でも、軸方向鉄筋と鉄骨量の比率により、RC 柱と同様に、軸方向鉄筋の座屈発生点を終局状態と見なせることが、実験¹⁷⁾および著者らによる解析¹⁸⁾から明らかになっている。そこで、このような SRC

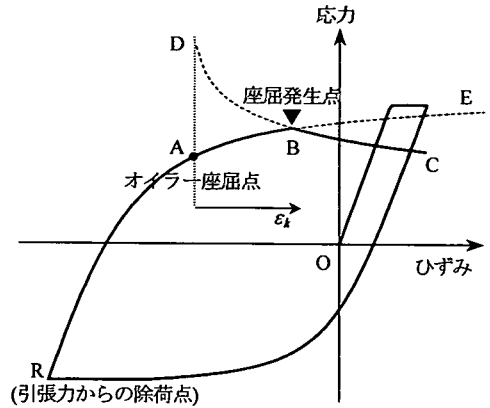


図-1 軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係

柱の靱性能評価への適用性も併せて検証する。

なお、本研究では、単柱形式の RC 柱と SRC 柱を解析対象とするため、軸方向鉄筋の座屈発生時を終局状態と定義し、対応する変位を終局変位とする。

2. かぶりコンクリートと帯鉄筋の拘束を考慮した軸方向鉄筋の座屈解析モデル

(1) 概要

図-1 に本研究で用いる軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係の概略を示す。なお、本研究では、全ての場合で圧縮を正として表記する。採用した応力-ひずみ関係は、座屈発生前は、Menegotto-Pinto モデルを使用した。本研究で提示する座屈解析モデルには、他の構成則を適用することも可能だが、Menegotto-Pinto モデルは、繰返し荷重を受ける RC 部材の鉄筋の構成則として提案されたものであること、およびその内部曲線の数学的表記の容易さから後述する軸方向鉄筋の座屈発生時に対応する断面曲率の算定を簡単化できること、を勘案し、Menegotto-Pinto モデルを使用することにした。座屈発生点および座屈発生後の座屈曲線は、主に加藤らのモデル¹⁹⁾²⁰⁾を基に評価した。座屈発生点は、引張力が除荷される R 点に対し、材料非線形性の影響を考慮して求めたオイラー座屈点 (A 点)を通る曲線 RAE とかぶりコンクリートと帯鉄筋の拘束を考慮して求められる座屈曲線 DC の交点 B として与えられる。実際には、想定する各座屈長に対して同様の計算を行い、最小の包絡線を採用することになる。具体的な算定法を以下に提示する。

なお、図-1 のモデルでは、引張力からの除荷点(R 点)を基に座屈発生点を算定するため、単調荷重を受ける場合には適用できない。

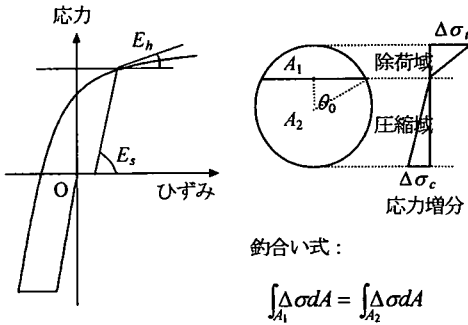


図-2 等価剛性係数の算定²⁾

(2) 非弾性座屈理論

図-1に示すオイラー座屈点(A点)までは、横たわみが微小であるとして、帯鉄筋およびかぶりコンクリートの拘束を無視する。なお、座屈長 L_B は、帯鉄筋間隔の整数倍とし、境界条件は両端固定とする。両端固定条件におけるオイラー座屈点の応力 σ_E は、座屈荷重 P_E と鉄筋の断面積 A_r から次式より算定される。

$$\sigma_E = \frac{P_E}{A_r} = \frac{4\pi^2 E_s I}{L_B^2 A_r} \quad (1)$$

ここで、 E_s は鉄筋の弾性係数、 I は鉄筋の断面二次モーメントである。

しかし、正負交番荷重を受けるRC部材において、座屈が生じる軸方向鉄筋は、座屈前に既に引張側で塑性化し、その後の圧縮側荷重の過程で座屈するため、座屈荷重 P_E の算定時には、式(1)の E_s ではなく、バウシinger効果による非線形性の影響を考慮した等価剛性係数 E_r を用いる必要がある。また、オイラー座屈は、座屈前および座屈後のポテンシャルエネルギーを比較することにより得られるため、等価剛性係数 E_r は、対象とする軸方向鉄筋の初期不整を考慮しない場合でも、はらみ出した状態を想定して、断面内の除荷剛性と圧縮剛性から定めなければならない²⁾。そこで本研究では、加藤・金谷¹⁹⁾が用いた古典的Double Modulus Theory²²⁾を基に、等価剛性係数 E_r を評価した。具体的には、図-2に示すように、圧縮剛性には、Menegotto-Pintoモデルから得られる接線剛性係数 E_h を、引張剛性には、弾性係数 E_s を与え、式(2)~(4)より E_r を算定した。

$$E_r = \frac{4E_s}{\pi} \left[\Phi(\theta_0) + \Phi(\pi - \theta_0) \frac{E_h}{E_s} \right] \quad (2)$$

$$\Phi(\theta) = \frac{1}{4} \left[\theta - \left(\frac{5}{2} - \frac{1}{3} \sin^2 \theta \right) \sin 2\theta + 4\theta \cos^2 \theta \right] \quad (3)$$

ここで、 θ_0 は断面の釣合い式から、次式を満たす値として算定される。

$$\frac{E_h}{E_s} = \frac{\sin \theta_0 - \frac{1}{3} \sin^3 \theta_0 - \theta_0 \cos \theta_0}{\sin \theta_0 - \frac{1}{3} \sin^3 \theta_0 + (\pi - \theta_0) \cos \theta_0} \quad (4)$$

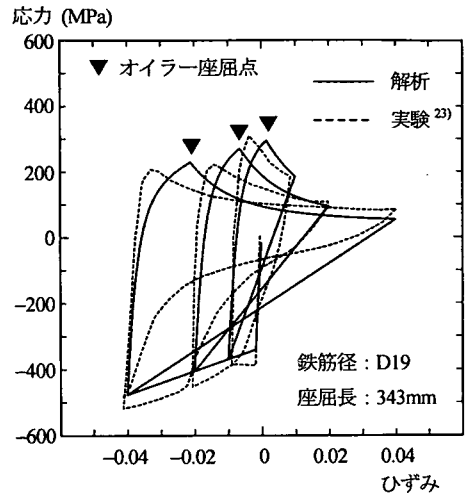


図-3 非弾性座屈理論の妥当性の検証

そして、図-1のR点を始点とし、座屈を考慮しない曲線RE上の任意点に対し、この E_r を用いて計算される σ_E が、その点での応力より小さくなる時がオイラー座屈点(A点)となる。

式(1)~(4)から得られる座屈発生点の精度を確認するため、田上ら²³⁾の実験の再現解析を行った。再現解析は、両端固定条件のもとで、軸方向に正負交番繰返し荷重を受ける鉄筋(鉄筋径D19、細長比 $\lambda=72$)を対象とした。なお、実験では、座屈によるはらみ出しが生じた後に十分な引張荷重が行われているため、引張力が除荷される各点から、座屈応力 σ_E を計算する際には、過去に生じたはらみ出しによる影響は無視できるものとした。また、座屈長 L_B は、油圧チャック間距離とした。さらに、ここでは、座屈発生点の精度検証を目的とするため、座屈発生後の座屈曲線は、田上ら²³⁾の応力低下曲線を用い、圧縮力が除荷され、引張荷重を受ける際には、簡易的に過去の最大引張点を直線を目指すものとした。この仮定の基で得られる解析結果と実験結果の比較を図-3に示す。解析は、実験時に生じたバウシinger効果を過大に評価し、座屈発生時のひずみ値に差が生じているが、座屈応力 σ_E は精度良く評価できている。田上ら²³⁾は、この実験結果に対し、鉄筋を三次元はり要素でモデル化した有限要素解析を行い、座屈挙動の再現を試みているが、その解析結果と比較しても、本座屈モデルは、同程度の精度で σ_E を評価できている。

このように、式(1)~(4)によれば、有限要素解析などを行うことなく、妥当な精度で、繰返し荷重を受ける鉄筋単体の座屈発生点を評価できることが確認された。

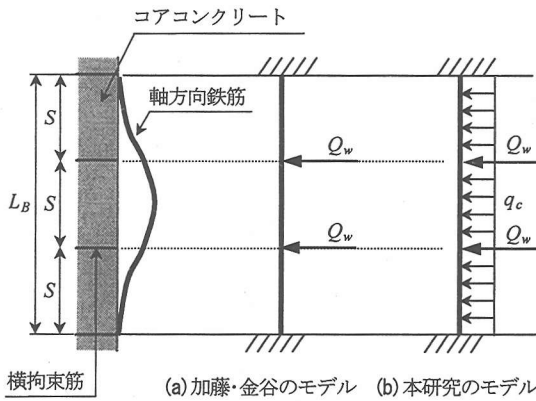


図-4 拘束効果のモデル化

(3) かぶりコンクリートと帯鉄筋の拘束を考慮した軸方向鉄筋の座屈解析モデル

a) 解析モデル

軸方向鉄筋は、帯鉄筋とかぶりコンクリートの存在のため、図-3 に示す鉄筋単体の座屈挙動のように、オイラー座屈点に達しても、即座に応力低下は生じない。このような側方からの拘束効果を考慮した軸方向鉄筋の座屈挙動に関する既往の研究には、村山ら³⁾、須田・増川⁴⁾や島ら⁵⁾の研究がある。しかし、これらは、座屈発生点の判定が複数のステップに分かれているなど、煩雑なものであったり、各載荷状態で生じる断面力から座屈しようとする力を算定し、その上で座屈判定を行う必要があるため、後述する軸方向鉄筋の座屈発生時に対応する断面曲率を簡易的に導出できる手法にまで発展させることが難しい。そこで本研究では、加藤らのモデル^{19),20)}を基にして、図-1 に示されるように、軸方向鉄筋の応力(ひずみ)から、直接、帯鉄筋とかぶりコンクリートの拘束効果を考慮した座屈発生点(B点)を求めることにした。

加藤・金谷¹⁹⁾は、図-4(a)の拘束効果のモデル化において、オイラー座屈点以降のはらみ出しによるたわみ分布を正弦波と仮定して軸方向ひずみと横たわみ量の関係を導き、これに単純化した終局時の軸力-モーメント関係と横拘束筋による拘束力 Q_w を考慮した力の釣合式を用いることで、オイラー座屈点以降の軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係を導いている。なお、前記したように、座屈長 L_B は、帯鉄筋間隔 S の整数倍を仮定しており、図-4 は、座屈区間 $N_B = 3 (L_B = S \times N_B)$ の例である。加藤・金谷¹⁹⁾は、この定式化により、RC 柱に配筋された軸方向鉄筋の座屈挙動を精度良く再現できることを報告している。しかし、建築構造を対象としているため、かぶりコンクリート剥落後の座屈発生を想定し、帯鉄筋による座屈防止効果のみを考慮している。一方、RC 橋脚などの土木構造物では、通常作用軸力が小さく、正負交番載荷を受けると、かぶりコンクリートの剥落前に軸方向

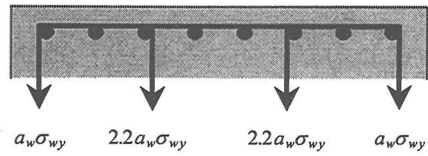


図-5 帯鉄筋と中間帯鉄筋の拘束効果²⁰⁾

鉄筋の座屈が生じる²⁴⁾。そこで本研究では、この加藤・金谷のモデルに、図-4(b)に示すかぶりコンクリートによる拘束力となる等分布荷重 q_c を付加した。この等分布荷重 q_c の具体的な算定法は、後述する。

このとき、オイラー座屈点以降の軸方向鉄筋の応力 σ_k とはらみ出しによる軸ひずみの増分 ε_k の関係を与える図-1の曲線 DC は、式(5)~(8)により定めることができる。なお、 $q_c = 0$ とした場合、式(5)~(8)は、加藤・金谷¹⁹⁾が提示した式と同じである。

$$\sigma_k = \frac{2(D/S)\sigma_m}{3N_B a_x \sqrt{\varepsilon_k} + 2(D/S)} g(N_B) \quad (5)$$

$$g(N_B) = 1 + \frac{a_x \pi N_B}{16(D/S)N_p} \{R_w + R_c\} \quad (6)$$

$$R_w = Q_w f(N_B), \quad R_c = q_c N_B S \quad (7)$$

$$f(N_B) = \begin{cases} (N_B^2 - 1)/N_B & (N_B: \text{奇数}) \\ (N_B^2 + 2)/N_B & (N_B: \text{偶数}) \end{cases} \quad (8)$$

ここで、 D は軸方向鉄筋径、 σ_m は鉄筋の引張強度、 N_p は全塑性限界軸力で鉄筋断面積 A_r を用いて $A_r \sigma_m$ により算定される。 a_x は軸方向鉄筋に作用する軸力が $0.5N_p$ 以上の範囲で 0.65 と近似される。横拘束筋の拘束力 R_w における集中荷重 Q_w は、 $a_w e \sigma_w y / N$ により算定される。ここで、 N は一辺における軸方向鉄筋の本数、 $\sigma_w y$ は横拘束筋の降伏応力、 $a_w e$ は有効横拘束筋断面積であり、拘束比 ν と横拘束筋断面積 a_w により $a_w e = \Sigma \nu a_w$ で算定される²⁰⁾。なお、帯鉄筋の拘束比 ν は 1.0、中間帯鉄筋の ν は 2.2 である。例えば、図-5 の配筋では、有効横拘束筋断面積 $a_w e$ は $6.4 a_w$ となり、 $Q_w = 0.8 a_w e \sigma_w y$ と算定される。

結果として、図-1 におけるかぶりコンクリートと帯鉄筋の拘束を考慮した座屈発生点(B点)は、曲線 RAE と曲線 DC との交点で与えられる。なお、座屈区間 N_B を予め与えることができないため、柱高さ方向で可能な全ての座屈区間に対して座屈発生点を算出し、最も早期に座屈が生じる N_B を検索することになる。ただし、現行示方書に基づき設計される RC 柱であれば、通常、塑性ヒンジ長 L_p の範囲に求めたい座屈発生点を与える座屈区間が存在することを確認しており、また、本研究では、柱高さ方向の塑性曲率の分布を塑性ヒンジ長 L_p を用いて単純化することから、実際には、最も早期に座屈が生じる N_B の検索は、座屈区間 $(1 \sim L_p/S)$ を対象に行っている。なお、塑性ヒンジ長 L_p については後述する。また、帯鉄筋に高強度鉄筋を使用した場合には、降伏強度 $\sigma_w y$

から評価されるほどの拘束効果を期待できないため^{25,26)}、
 曲線DCの定式化にあたり、別途検討が必要になる。

b) 終局曲率の定義

提示した図-1の応力-ひずみ関係は、後述するファイバー解析などで用いる鉄筋の構成則への適用も可能で、地震動などの繰返し载荷を受けるRC部材に対して、軸方向鉄筋の塑性化と、かぶりコンクリートおよび帯鉄筋の拘束を考慮した上で座屈発生の有無を判定できる。しかし、このような部材の破壊基準を直接取り入れたファイバー解析により靱性能評価を行うことは煩雑であり、実務への適用を考えると、従来の設計規準で採用されてきた終局変位算定法のような簡易さが必要である。そこで、現行の設計規準では、正負交番载荷を受けるRC柱から得られる終局変位を再現できる靱性能評価法が通常採用されていることから、本研究でも、この载荷状態を想定する。そして、道路橋示方書⁹⁾と同様の計算により終局変位を得ることを前提に、軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率の算定法を提示する。

まず、一定軸力と正負交番の繰返し曲げを受けるRC断面において、ある曲率 ϕ_0 が作用し、そのときに、最外縁にある引張鉄筋と圧縮鉄筋位置にそれぞれひずみ ϵ_r と ϵ_{max} が生じている状態を想定する。繰返し载荷を受けることによるコンクリートおよび鉄筋の劣化を考慮しない限りにおいて、軸力が小さい対称断面を有するRC橋脚などを対象とする場合、 ϕ_0 と $-\phi_0$ の曲率状態を仮定した軸力との釣合計算(以下、断面解析)より得られる曲げモーメントは、同値と見なせる。このとき、一定曲率 ϕ_0 の繰返し曲げを受けるRC断面では、正負の最大振幅時に、最外縁にある圧縮鉄筋と引張鉄筋のひずみ値と曲率 ϕ_0 には式(9)の関係を見出すことができる。

$$\phi_0 = \Delta\epsilon_a / d' \quad (9)$$

ここで、 $\Delta\epsilon_a = |\epsilon_{max}| + |\epsilon_r|$ であり、 d' は、最外縁にある引張鉄筋と圧縮鉄筋の距離である。

曲率 ϕ_0 から $-\phi_0$ への载荷時に圧縮力を受けることになる軸方向鉄筋は、最大で、 $\Delta\epsilon_a = |\epsilon_{max}| + |\epsilon_r|$ だけ圧縮ひずみが増加する。そのため、任意の引張力からの除荷点(図-6のR点)でのひずみ ϵ_r から断面解析を行い ϵ_{max} を求め、また、後述するように、 ϵ_{max} に応じて式(7)の R_c を算定し、図-6にある $\Delta\epsilon_{buc} (= \Delta\epsilon_E + \Delta\epsilon_B)$ を得る作業を繰返すことで、 $\Delta\epsilon_a = \Delta\epsilon_{buc}$ となる断面のひずみ分布を定めることができる。結果として、 $\Delta\epsilon_a = \Delta\epsilon_{buc}$ とした式(9)より得られる曲率が、座屈発生点に対応した終局曲率 ϕ_u となり、一方で、曲率 ϕ_u よりも小さい範囲で受ける交番载荷では、座屈は生じないと判断される。

なお、建築構造における柱部材のように、高軸力が作用する部材に対しては、式(9)を基に終局曲率を算定できない。稲井・平石²⁷⁾は、RC断面の交番载荷において、常

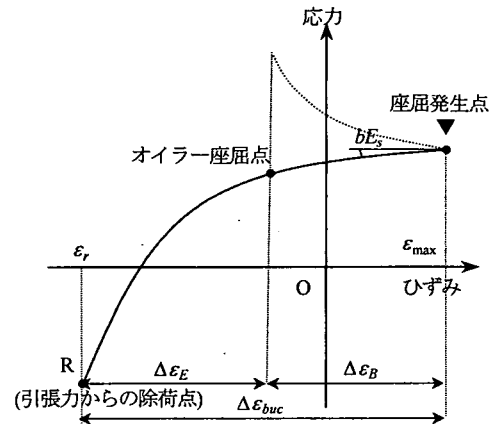


図-6 終局時における座屈発生点

に圧縮状態となる領域を作り出すほどの軸力が作用し、さらに、その領域でのひずみが、コンクリート圧縮強度時のひずみ値を超える場合に、交番载荷による耐力低下が生じることを報告している。そこで、終局曲率 ϕ_u を作用させた断面解析より得られる中立軸位置が図心軸よりも圧縮側にあるとき、 $-\phi_0 \sim \phi_u$ の交番载荷中、常に圧縮状態となる領域が生じないため、式(9)を適用可能とした。なお、式(9)が適用できない場合には、後述するファイバー解析による靱性能評価が必要になる。

c) RC柱の正負交番载荷実験に基づくかぶりコンクリートの抵抗力の定式化

島ら²⁾は、コンクリート中に埋め込んだ鉄筋の引出し実験を行い、軸方向鉄筋の座屈に対するかぶりコンクリートの抵抗力を求めたのに対し、浅津ら²⁸⁾は、この島らの提案式を基に、実施した正負交番载荷実験から得られた軸方向鉄筋の座屈長を有限要素解析で再現できるようなかぶりコンクリートの拘束力を線形パネで表現した。村山ら³⁾も、軸方向鉄筋によるコンクリート割り裂き応力が割裂応力に達したときを座屈発生点と定義しており、この中で、かぶりコンクリートの抵抗力に相当する割裂強度の算定時に、過去に経験した圧縮ひずみ量を考慮する必要性を示している。

そこで、これら既往の研究成果を基に、本研究では、式(7)に示すかぶりコンクリートによる等分布荷重 q_c を式(10)で定式化した。

$$q_c = k\beta d_1 D \sigma_c^{2/3} \quad (10)$$

ここで、 k は正負交番载荷実験との比較から得られる補正係数、 d_1 はコンクリートの圧縮縁から圧縮鉄筋の中心位置までの最短距離、 σ_c はかぶりコンクリート圧縮強度(MPa)である。また、 β は、過去に経験した圧縮履歴の影響による引張強度の低減を考慮する係数である。前川・岡村²⁸⁾は、コンクリートの圧縮载荷履歴と引張強度の関

表-1 RC 供試体の断面諸元^{24),30)}

供試体 番号	断面寸法 幅 × 高さ (mm)	せん断 スパン (mm)	軸方向鉄筋				帯鉄筋				コンクリ ート強度 (MPa)	作用 軸力 (MPa)
			径	間隔 (mm)	かぶり (mm)	鉄筋比 (%)	径	間隔 (mm)	体積比 (%)	中間帯鉄 筋の本数		
No.1	600×600	3010	D10	43	40	0.95	D6	75	0.32	0	30	1.0
No.2	600×600	3010	D13	74	40	0.99	D6	75	0.32	0	37	1.0
No.3	600×600	3010	D13	74	40	0.99	D6	150	0.16	0	37	1.0
No.4	600×600	1800	D10	43	40	0.95	D6	150	0.16	0	37	1.0
No.5	1200×1200	4800	D13	50	50	0.77	D6	120	0.09	0	38	1.0
No.6	1200×1200	4800	D13	50	50	0.77	D10	75	1.01	2	37	1.0
No.7	1200×1200	4800	D16	50	50	1.21	D10	75	1.01	2	40	1.0
No.8	1200×1200	4800	D19	50	50	1.75	D10	75	1.00	2	34	1.0
No.9	2400×2400	9600	D35	122	100	1.20	D19	300	0.17	0	34	0.0
No.10	2400×2400	9600	D35	122	100	1.20	D19	150	0.89	2	33	0.0
No.11	600×600	2400	D10	36	30	1.19	D6	45	1.01	1	39	0.0
No.12	900×600	3010	D10	41	40	0.95	D6	75	0.62	2	39	1.0
No.13	600×600	3010	D10	43	40	0.95	D6	75	0.32	0	30	1.0
No.14	600×600	3010	D10	43	40	0.95	D6	75	0.32	0	37	1.0

係に着目した実験を行い、既往の実験結果と併せ、過去の最大圧縮ひずみが大いいと、ほぼ直線的に引張強度が低下することを報告している。そこで、これらの実験値から回帰式を算定し、低減率 β を式(11)で評価した。

$$\beta = \begin{cases} 1 - 0.75\varepsilon_{\max} / \varepsilon_c & (\varepsilon_{\max} \leq \varepsilon_c) \\ 0.25 & (\varepsilon_{\max} \geq \varepsilon_c) \end{cases} \quad (11)$$

ここで、 ε_{\max} は、前記した最外縁圧縮鉄筋位置でのひずみである。 ε_c は、かぶりコンクリートの圧縮強度時のひずみであり、参考文献²⁹⁾により求めた。また、コンクリート圧縮強度後も、鉄筋のはらみ出しによるかぶりコンクリートの剥落が生じるまでは、かぶりコンクリートの拘束効果が期待できると考え、 $\varepsilon_{\max} \geq \varepsilon_c$ の範囲で一定値 $\beta = 0.25$ を与えた。

補正係数 k は、浅津ら²⁴⁾の研究と同様に、正負交番載荷実験との比較から同定する。つまり、式(9)の終局曲率と、正負交番載荷実験において、軸方向鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートの剥落が観察されたときに測定された終局曲率が整合するように k を決定する。用いた曲率の実測値は、浅津ら²⁴⁾および星隈ら³⁰⁾により報告された表-1の14体の供試体から得られたものである。これらは、参考文献^{24),30)}に示された供試体のうち、矩形断面を有する供試体であり、また、繰返し回数の影響を除くため、ある定変位での繰返し回数が1回もしくは3回で載荷されたものである。参考文献^{24),30)}には、図-7に示すように、かぶりコンクリートの剥落が確認された載荷ステップにおける柱基部の曲率値と実験時に観察された最大座屈長が表-1の14体の供試体毎に提示されている。

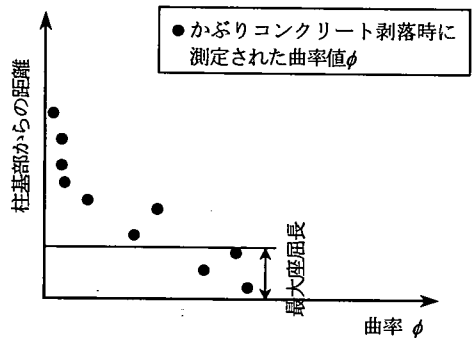


図-7 曲率値の測定結果の一例^{24),30)}

なお、以降の計算では、この最大座屈長における曲率の平均値 $\phi_{u,exp}$ が、定義した式(9)の終局曲率 $\phi_{u,cal}$ に相当すると仮定した。

終局曲率 $\phi_{u,cal}$ を得る際の断面解析に用いたコンクリートの応力-ひずみ関係を図-8に示す。かぶりコンクリートは、参考文献^{24),30)}に示される材料試験結果を基に最大強度点を定め、それ以降は、ひずみ0.01で応力が0となるように直線降下させた。コアコンクリートは、道路橋示方書に規定される応力-ひずみ関係を使用し、収束応力は最大圧縮応力の20%とした。また、引張応力はともに無視した。

座屈解析を行うことで得られる式(9)の終局曲率 $\phi_{u,cal}$ は、 $k = 0.03$ のとき、最も実験結果と一致した。終局曲率 $\phi_{u,cal}$ と座屈区間 N_B を、実験から得られた最大座屈区間および終局曲率 $\phi_{u,exp}$ と併せて表-2にまとめて示した。

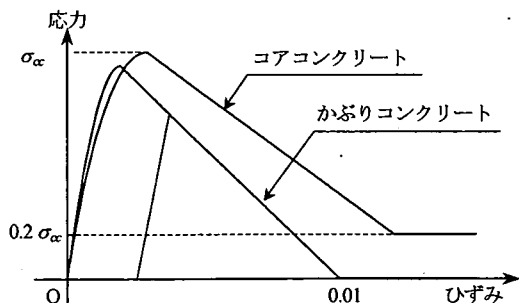


図-8 コンクリートの応力-ひずみ関係

No.11の解析結果 $\phi_{u,cal}$ は、実験結果 $\phi_{u,exp}$ を大きく過小評価したが、その他の供試体については、断面諸元に関わらず良好な対応を示し、No.11を除いた $\phi_{u,exp}/\phi_{u,cal}$ の平均は1.02、変動係数は23%となった。No.11は、図-7に示した曲率値の観測点が少なく、また、実測された曲率値を積分することで得られる終局変位が、参考文献³¹⁾に示されるNo.11の軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しに起因する水平変位を除いた躯体変位と大きく異なることから、測定された曲率値に誤差が含まれている可能性が指摘される。そのため、 $k=0.03$ としたかぶりコンクリートによる等分布荷重 q_c を用いれば、平均的に、これらの供試体に対し、その終局曲率を算定できると考える。なお、正負交番載荷実験時に曲率値が実測された例は未だ少なく、提示した終局曲率 $\phi_{u,cal}$ の算定法に関し、表-1の範囲を超える断面諸元への適用性を検討できない。そこで、様々な諸元を有するRC柱の正負交番載荷実験を基に、 $k=0.03$ として得られる終局曲率、およびこれに対応した曲率分布から算定される変位と、実験から得られたかぶりコンクリート剥落時もしくは軸方向鉄筋の座屈発生時の変位を比較し、その汎用性を検証した。これについては、後述する。

また、表-2に示される実験の座屈区間は、実験終了時のもので、座屈後の交番載荷に伴いかぶりコンクリートの剥落区間が若干進展することを考慮すれば³²⁾、解析的に得られる座屈区間 N_B は妥当な評価を与えていると判断される。

なお表-2には、断面解析より得られる終局曲率時の最外縁圧縮鉄筋位置のひずみ ϵ_{max} と式(7)から求められるかぶりコンクリートおよび帯鉄筋による拘束力の比率 R_c/R_w も併記した。算定された ϵ_{max} は、ほとんどの供試体において、この位置で終局ひずみを与えて断面解析を行う道路橋示方書の計算法に従う場合に比べ、大幅に小さい。これは、道路橋示方書の終局曲率算定法と異なり、式(9)を計算する過程の断面解析で、かぶりコンクリートが圧縮応力を分担することを考慮するためであり、実験供試体のように、断面の有効高さに対するかぶりの割合

表-2 座屈解析による終局曲率の算定

供試体 番号	座屈区間 実験/解析	終局曲率 ($\times 10^{-5}/\text{mm}$)		終局 ひずみ ϵ_{max}	R_c/R_w
		実験 $\phi_{u,exp}$	解析 $\phi_{u,cal}$		
No.1	4/3	4.90	3.96	0.0014	2.4
No.2	6/3	5.03	4.54	0.0012	3.2
No.3	2/1	4.61	4.42	0.0012	—*
No.4	4/3	3.65	4.85	0.0012	3.6
No.5	4/2	2.08	2.05	0.0014	10.4
No.6	4/3	1.91	2.69	0.0017	1.2
No.7	5/3	3.94	2.27	0.0019	1.3
No.8	7/5	2.55	1.93	0.0024	0.9
No.9	4/2	1.15	1.22	0.0018	8.2
No.10	4/3	1.39	1.34	0.0020	1.7
No.11	6/3	10.48	4.72	0.0013	0.8
No.12	4/3	4.62	5.73	0.0012	2.0
No.13	3/3	3.32	3.87	0.0014	2.3
No.14	4/3	4.29	4.75	0.0012	3.5

*: No.3 供試体は1区間座屈のため、 $R_w=0$

が大きい場合で両者の終局ひずみに差が表れる³³⁾。また、かぶりコンクリートと帯鉄筋の拘束効果の比率を示す R_c/R_w の値は、ほとんどの場合で、1.0以上となり、軸方向鉄筋の座屈に対するかぶりコンクリートの拘束効果は帯鉄筋のそれよりも大きい結果となった。浅津ら²⁴⁾は、横拘束筋の体積比が1.0%未満であるRC柱の軸方向鉄筋の座屈解析を行う際に、かぶりコンクリートによる拘束を考慮しなければ、軸方向鉄筋の座屈長を精度良く再現できないことを報告している。本研究の解析モデルからも、横拘束筋の体積比と R_c/R_w には、強い相関関係があり、その体積比が1.0%を下回ると、 R_c が R_w よりも大きくなる傾向が確認された。一般的なRC橋脚の横拘束筋の体積比を考慮すれば、軸方向鉄筋の座屈挙動を解析する際に、このようなかぶりコンクリートによる拘束効果 R_c の影響を適切に評価する必要性が指摘される。

(4) ファイバー解析による検証

図-1の軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係をファイバー解析へ組み込むことにより、直接的にRC部材の靱性評価を行うことが可能である。ここでは、そのようなファイバー解析を用いたRC柱の解析例を提示する。解析に用いたのは、耐力低下後の大変形域まで交番載荷された武村・川島³⁴⁾の実験供試体である。

柱基部には、座屈区間 N_B から計算される座屈長に等しい要素長のファイバー要素を設け、その要素内で図-1の応力-ひずみ関係を用いる。なお、座屈区間 N_B は、

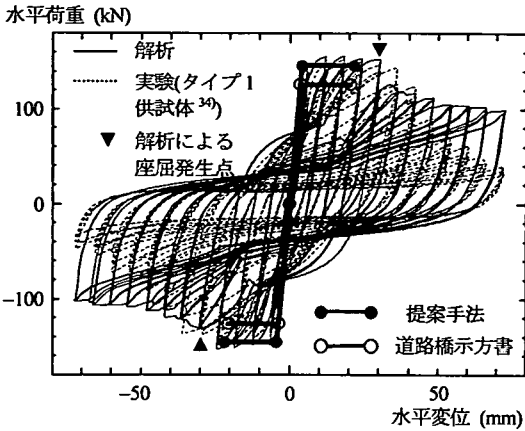


図-9 ファイバー解析による靱性能評価

後述する終局曲率の簡易算定フローから定め、また、座屈後の軸方向鉄筋の履歴則は参考文献³⁵⁾に準じた。コンクリートは、図-8の応力-ひずみ関係を基本とし、除荷剛性は、原点と最大応力点を結ぶ割線剛性とした。座屈発生後、かぶりコンクリートは、圧縮応力を分担しないものとし、コアコンクリートは、帯鉄筋間隔を座屈長に変更することで拘束効果を低減した。また、本解析では、軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しの影響は考慮しない。

実験結果と解析結果の比較を後述する簡易算定手法および道路橋示方書に従い得られる荷重-変位関係とともに、図-9に示す。なお、実験では、軸方向鉄筋の抜け出しを含めた降伏変位 $\delta_y (=6\text{mm})$ を基準に、交番载荷が行われたことから、躯体変形のみを考えるファイバー解析でも、これと同じ強制変位を与えた。両者の比較において、実験では $7\delta_y$ にかぶりコンクリートの剥落が生じたのに対し、ファイバー解析では $5\delta_y$ の1サイクル目に座屈が生じた。武村・川島は、軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しによる水平変位 δ_0 を既往の評価手法に基づき算定し、図中に示す道路橋示方書の終局変位時に、 $\delta_0 \cong 10\text{mm}$ となることを報告している。このことから、軸方向鉄筋の抜け出しによる影響を考慮すれば、ファイバー解析より得られる座屈発生点は、実験時のかぶりコンクリート剥落点に概ね対応していると言える。また、解析による座屈区間 N_B は3区間であるのに対し、実験終了時の損傷図から推定されるかぶりコンクリートの剥落区間は4区間である。

一方、解析より得られる座屈発生点以降の耐力低下量は、実験結果を過小に評価しているため、将来的な不静定構造の耐震解析への適用に際し、この原因を検証する必要がある。また、図-9のように、正負交番载荷を受ける場合には、解析に先立ち座屈区間を定め、それに等

しい要素長のファイバー要素を設けることは可能だが、地震動など、任意の繰返し载荷を受ける場合には、予め想定した長さとは異なる座屈長で座屈が生じることがある。正負交番载荷実験を基に定めた式(10)の k を任意の繰返し载荷を受ける場合に用いることの妥当性とあわせ、今後、検討する必要がある。

3. 提案手法を用いたRC柱とSRC柱の靱性能評価

(1) 概説

提案した軸方向鉄筋の座屈解析モデルは、ファイバー解析を行わなくとも、式(9)が成り立つ限りにおいて、軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率を得ることができる。しかし、表-2の結果を得たように、非弾性座屈解析を行い、式(9)を満たす断面のひずみ分布を繰返し計算により求める必要がある。そこで、幾つかの仮定を加えることで、この座屈解析モデルから得られる終局曲率の簡易的な算定手法を提示する。一方、このようにして得られる終局曲率からRC柱の終局変位を算定するためには、別途曲率分布を仮定する必要がある。この問題に対しては、通常、複雑な塑性曲率の分布を面積が等価な高さ L_p (塑性ヒンジ長)の矩形ブロックに置き換えることで、その分布の簡単化が図られる²⁴⁾。軸方向鉄筋の座屈長から、塑性ヒンジ長を与える研究成果も報告されているが、ここでは、座屈区間 N_B 以外に生じる塑性曲率を均すため、座屈区間 N_B とは独立に、正負交番载荷実験からの逆解析により、終局曲率が生じていると見なせる塑性ヒンジ区間 L_p を同定する。

具体的な計算法を以下に示す。

(2) 軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率の簡易算定法

軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率を簡易的に算定するため、一般的な材料特性の仮定を逸脱しない範囲で、鉄筋の履歴則を特定した。具体的には、Menegotto-Pintoモデルを基本とし、骨格曲線は完全弾塑性、内部曲線は、弾性係数 E_s の1/100に収束するとした硬化率 b を与えることを前提とし、以下の簡易算定法を定式化する。

まず、正負交番载荷を想定し、また、軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係の骨格曲線を完全弾塑性でモデル化することを考えると、図-6に示すオイラー座屈点から実際の座屈発生点までのひずみ増分 $\Delta\epsilon_B$ は、式(5)の σ_k を降伏応力 σ_y とすることにより次式で近似される。

$$\Delta\epsilon_B = \left[\frac{2(D/S)}{3N_B a_x} \left\{ g(N_B) \frac{\sigma_m}{\sigma_y} - 1 \right\} \right]^2 \quad (12)$$

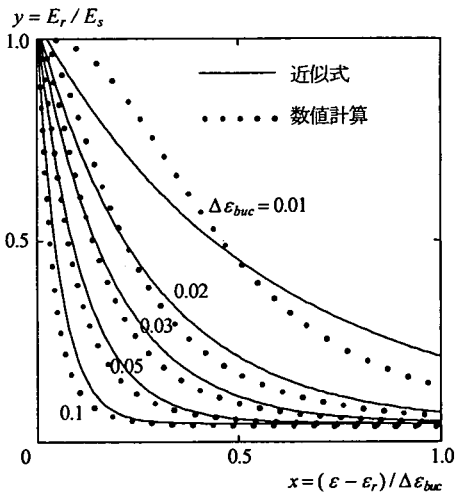


図-10 近似式による等価剛性係数の評価

同様に、図-6より、オイラー座屈点の応力 σ_E も硬化率 b を用いて次式で近似できる。

$$\sigma_E = \sigma_y - bE_s \Delta \varepsilon_B \geq 0 \quad (13)$$

次に、前述の非弾性座屈理論によるオイラー座屈点での応力 σ_E の算定法を簡単化する。Menegotto-Pintoモデルは、除荷点と過去の最大ひずみ点を用いて内部曲線が決定されるため、接線剛性係数 E_h は、図-6における $\Delta \varepsilon_{buc}$ と除荷点 R からのひずみ増分 $(\varepsilon - \varepsilon_r)$ をパラメータとして算定される。式(2)~(4)より、等価剛性係数 E_e も同様のパラメータに依存することから、異なる $\Delta \varepsilon_{buc}$ に対して数値計算により E_e を繰返し算定した結果、次式に定義される無次元パラメータ x, y を介することで、図-10の関係を得た。

$$x = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\Delta \varepsilon_{buc}}, \quad y = \frac{E_r}{E_s} \quad (14)$$

これらの数値計算の結果に類似する関数形として、次の近似式を仮定して適応性を検討した。

$$y = e^{-\lambda x} + \gamma \quad (15)$$

ここで、 γ はMenegotto-Pintoモデルの硬化率 b に依存する値であり、 $b = 1/100$ のとき $\gamma = 0.045$ となった。なお、接線剛性係数 E_h が $E_s/100$ に収束するときの等価剛性係数 E_e は、式(2)~(4)を用いて $0.036E_s$ である。

また、式(15)の λ は、 $\Delta \varepsilon_{buc}$ の関数であり、Menegotto-Pintoモデルの骨格曲線を完全弾塑性、硬化率 $b = 1/100$ とすることにより、次式で近似される。

$$\lambda = \alpha \Delta \varepsilon_{buc} = 180 \Delta \varepsilon_{buc} \quad (16)$$

近似式(15)と数値計算による等価剛性係数 E_e の比較を図-10に示す。後述する既往の正負交番載荷実験で用いられたRC柱部材の靱性能評価を行うと、多くの場合、 $\Delta \varepsilon_{buc}$ は0.02から0.08の範囲に入った。図-10より、この範囲では、両者の結果は、十分な精度で一致すること

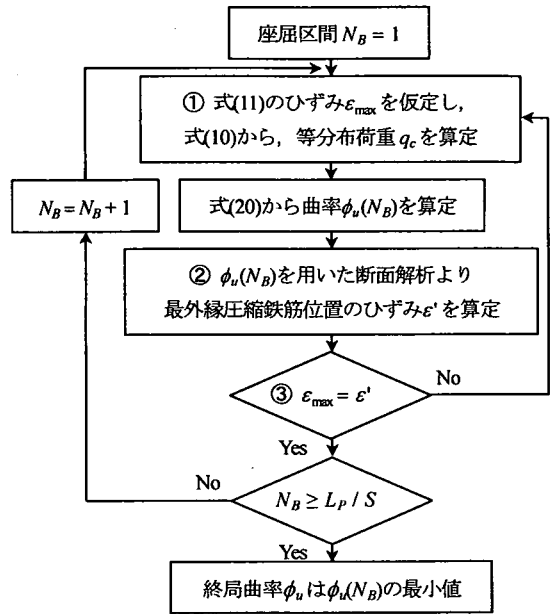


図-11 終局曲率の算定フロー

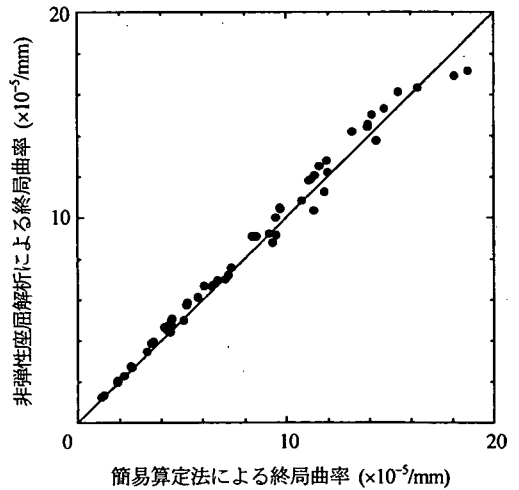


図-12 簡易手法による終局曲率の精度検証

が確認される。

以上より、式(1)と式(15)から次式が得られる。

$$\sigma_E = \frac{4\pi^2 E_r I}{L_B^2 A_r} = \left(\frac{\pi D}{2SN_B} \right)^2 E_s (e^{-\alpha \Delta \varepsilon_{buc}} + \gamma) \quad (17)$$

さらに、式(13)と式(17)から次式が得られる。

$$\left(\frac{\pi D}{2SN_B} \right)^2 E_s (e^{-\alpha \Delta \varepsilon_{buc}} + \gamma) = \sigma_y - bE_s \Delta \varepsilon_B \quad (18)$$

ここで、式(18)は、オイラー座屈点での応力に着目していることから、図-6より、以下の関係が与えられる。

$$x = (\Delta \varepsilon_{buc} - \Delta \varepsilon_B) / \Delta \varepsilon_{buc} \quad (19)$$

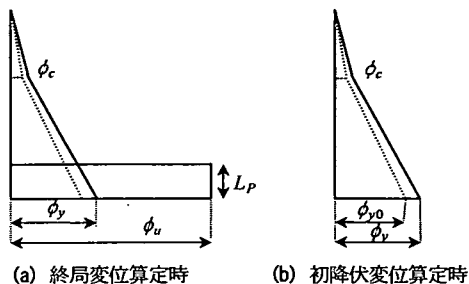


図-13 曲率分布の仮定

結局、式(19)を用いて式(18)を解くと、 $\Delta\varepsilon_{buc}$ が算定され、式(9)と同様に、終局曲率 ϕ_u は、仮定した座屈区間 N_B に対して次式により近似される。

$$\phi_u = -\frac{1}{\alpha d'} \ln \left[\left(\frac{\sigma_y}{E_s} - b \Delta\varepsilon_B \right) \left(\frac{2SN_B}{\pi D} \right)^2 - \gamma \right] + \frac{\Delta\varepsilon_B}{d'} \quad (20)$$

以上の簡易算定式により終局曲率 ϕ_u を算定するフローを図-11に示す。また、後述する既往の正負交番載荷実験で用いられたRC柱部材を対象に、このフローに従い得られる終局曲率 ϕ_u と前述した非弾性座屈解析を行うことで得られる終局曲率 $\phi_{u,cal}$ を比較した結果が図-12である。かぶりコンクリートの拘束力 q_c は、断面解析時の最外縁圧縮鉄筋位置のひずみ ε_{max} に依存するため、ある ε_{max} から求められる q_c と、その q_c を用いて計算される ϕ_u 作用時の最外縁圧縮鉄筋位置のひずみ ε' を整合させるように図-11の①から③の繰返し計算が必要になる。しかし、表-2を得た際のように、逐一、非弾性座屈解析を行い、式(9)を満たす断面のひずみ分布を求める必要はなくなり、解析対象断面が与えられることにより、図-12に示される精度を確保した上で、座屈発生点に対応した終局曲率 ϕ_u を容易に得ることができる。なお、図-12において、図-11より得られる終局曲率と非弾性座屈解析を行うことで得られる終局曲率の比($\phi_{u,cal} / \phi_u$)の平均値は1.04、変動係数は5%である。

(3) 塑性ヒンジ長の検討

道路橋示方書による終局変位算定時の曲率分布の仮定を参考に、本研究で想定した部材高さ方向の曲率分布を図-13(a)に示す。このとき、終局変位 δ_u は次式で算定される。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) \quad (21)$$

$$\delta_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \delta_{y0} \quad (22)$$

$$\phi_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \phi_{y0} \quad (23)$$

ここで、 δ_{y0} は、最外縁引張鉄筋が降伏したときの変位(初降伏変位)で、ひび割れ発生時曲率 ϕ_c と最外縁引張鉄筋の

表-3 塑性ヒンジ長の検討 (単位: mm)

供試体番号	逆解析された L_p	実験終了時の最大座屈長	算定式		
			$L_{p,1}^{8)}$	$L_{p,2}^{27)}$	$L_{p,3}^{38)}$
No.1	564	300	300	431	321
No.2	586	450	300	431	347
No.3	426	300	300	431	347
No.4	333	300	300	370	226
No.5	589	480	600	815	491
No.6	583	300	600	815	491
No.7	1149	375	600	815	516
No.8	1184	525	600	815	521
No.9	1750	1200	1200	1630	1094
No.10	1413	600	1200	1630	1094
No.12	331	300	300	431	328
No.13	395	225	300	431	322
No.14	359	300	300	431	323
$L_p / L_{p,i}$ ($i = 1 \sim 3$)		平均値	1.42	1.02	1.48
		変動係数	27%	26%	28%

降伏時曲率 ϕ_{y0} で定められる図-13(b)の曲率分布より算定する⁸⁾。また、 h はせん断スパンであり、 ϕ_u は、図-11のフローに従い得られる終局曲率である。降伏点は、完全弾塑性モデルの限界点として定義され²⁾、降伏変位 δ_y は、 ϕ_{y0} と ϕ_u に対応する曲げモーメント M_{y0} と M_u より算定される。

本研究では、RC柱の正負交番載荷実験からの逆解析により、塑性ヒンジ長 L_p を同定する。逆解析に用いたのは、式(10)の k を検討した際と同じく、表-1に示すRC柱である。ただし、前記した理由により、供試体No.11は除いた。式(21)の終局変位 δ_u は、かぶりコンクリートの剥落を確認したときに計測された曲率分布を基に、式(24)から算定した。なお、最下段の位置で計測された曲率は、軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出し分であるとの報告^{24),30)}から、この値は用いていない。

$$\delta_{u,exp} = \sum (\phi_i y_i + \phi_{i-1} y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \quad (24)$$

ここで、 ϕ_i は柱天端から距離 y_i の位置で測定された曲率、 $\Delta y_i = y_i - y_{i-1}$ である。

曲率の測定区間外は、図-13(a)の曲率分布を仮定して求めた。実際には、測定区間に生じる塑性変形により、終局変位は概ね近似されるため、このような仮定は問題ない。なお、星隈ら³⁰⁾は、計測された曲率値を積分することで得られる変位は、軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しの影響を除いた柱躯体の水平変位に対し、 $\pm 10\%$ 程度の誤差内にあることを報告している。

このようにして算定される終局変位 $\delta_{u,exp}$ と終局曲率

表-4 検討対象供試体

実験者	実験供試体名	供試体数	全 57 体の供試体諸元の範囲
原ら ³⁹⁾	D-RC-1	1 体	軸方向鉄筋径：D10～D35 帯鉄筋径：D6～D19 せん断スパン：1000～9600mm せん断スパン比：1.5～5.6 軸方向鉄筋比：0.63～3.74% 横拘束筋の体積比：0.09～5.88% 作用軸力：0～4.9MPa コンクリート圧縮強度：19～40MPa 軸方向鉄筋と帯鉄筋の降伏強度：295～424MPa
川島ら ⁴⁰⁾	タイプA, タイプB, タイプC, タイプD	4 体	
剣持ら ⁴¹⁾	タイプA, タイプB	2 体	
足立ら ⁴²⁾	供試体N	1 体	
小林ら ⁴³⁾	A-3	1 体	
田村ら ⁴⁴⁾	N-1	1 体	
大内ら ⁴⁵⁾	H-RC	1 体	
鈴木ら ⁴⁶⁾	標準供試体	1 体	
伊藤ら ⁴⁷⁾	R1(N), R1(H)	2 体	
大滝ら ⁴⁸⁾	CH-W1	1 体	
石橋ら ⁴⁹⁾	I-2, I-3, II-1, II-2, III-1, III-3, A1～A11, No.6	18 体	
渡邊ら ⁵⁰⁾	H95-1, H97-1, H97-2, H97-3, H97-5, H97-6, T97-1, T97-2, T97-3	9 体	

ϕ_u から得られた塑性ヒンジ長 L_p を表-3 に示す。座屈区間 N_B 以外に生じる塑性曲率を均した結果として、表-3 に示されるように、終局曲率 ϕ_u が生じると仮定される塑性ヒンジ長 L_p は、実験終了時の最大座屈長よりも大きい。また、表-3 には、既往の算定手法による塑性ヒンジ長、道路橋示方書の $L_{p,1}$ ⁸⁾、Mattock の $L_{p,2}$ ³⁷⁾、および Priestley らの $L_{p,3}$ ³⁸⁾ も示した。各算定式を以下に示す。

$$L_{p,1} = 0.2h - 0.1H \quad (0.1H \leq L_{p,1} \leq 0.5H) \quad (25)$$

$$L_{p,2} = 0.5d + 0.05h \quad (26)$$

$$L_{p,3} = 0.08h + 0.022\sigma_y D \geq 0.044\sigma_y D \quad (27)$$

ここで、 H は断面高さ、 d は断面の有効高さ、 σ_y と D は、それぞれ軸方向鉄筋の降伏応力と鉄筋径である。

実験からの逆解析により同定された L_p と、各算定手法により求められる $L_{p,i}$ ($i=1\sim 3$) の比 $L_p / L_{p,i}$ の統計量を表-3 に示す。各手法のばらつきは、変動係数 30% 近くと同程度であるが、本検討に関しては、Mattock による $L_{p,2}$ が、最も平均的に L_p を再現できる結果となった。そこで、詳細な曲率分布を仮定することなく、簡易的に図-13(a) の曲率分布を与えることで終局変位が得られることを考慮し、本研究では、図-11 から定められる終局曲率 ϕ_u と、Mattock の塑性ヒンジ長 $L_{p,2}$ を L_p として式(21) に代入することにより、終局変位 δ_u を算定することにした。これにより、現行の道路橋示方書で定められる終局変位算定法と同程度の計算量で、座屈発生点に対応した終局変位 δ_u を得ることができる。

以降では、図-12 や表-3 に示されるばらつきを含む ϕ_u と L_p より得られる式(21)の終局変位 δ_u の精度を検証するため、表-1 の供試体の実験結果に加え、かぶりコンクリート剥落点、もしくは軸方向鉄筋の座屈発生点が明記された既往の正負交番載荷実験との比較を行う。

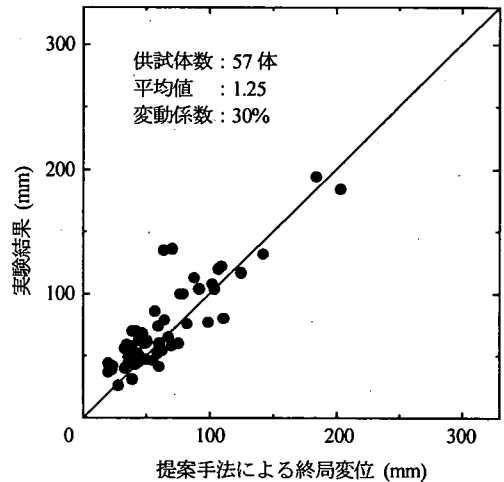


図-14 提案手法による RC 柱の靱性能評価

(4) 提案手法による RC 柱の靱性能評価

a) 解析対象供試体

既往の正負交番載荷実験を基に、式(21)の終局変位 δ_u の精度を検証する。実験供試体は、表-1 の 14 体の供試体^{24),30)}および図-9 の武村・川島³⁴⁾の供試体の他に、i) 矩形断面を有する、ii) ある定変位で受ける繰返し回数は 1 回もしくは 3 回、iii) かぶりコンクリート剥落点、または、軸方向鉄筋の座屈発生点が明示されている、の条件を全て満足する 42 体の供試体を加え³⁹⁾⁻⁵⁰⁾、全 57 体を対象とした。ただし、表-1 の No.11 供試体は、前記した理由から、参考文献³¹⁾に示される実験結果を用いた。また、かぶりコンクリート剥落点と軸方向鉄筋の座屈発生点に対応する変位がともに明記され、両者の値が異なる場合には、かぶりコンクリート剥落点の値を用いた。

表-4 に、参考文献³⁹⁾⁻⁵⁰⁾から引用した具体的な実験供

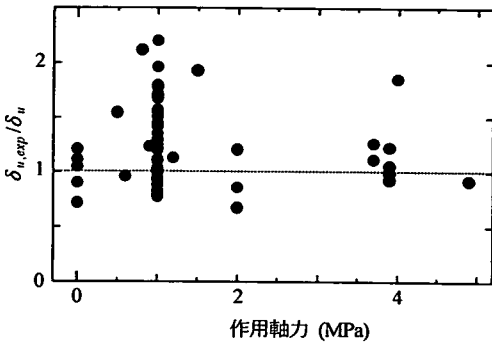


図-15 作用軸力の影響

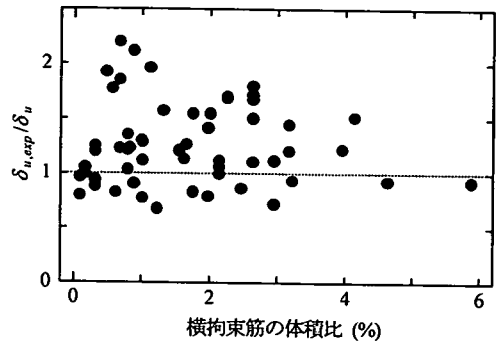


図-17 横拘束筋の体積比の影響

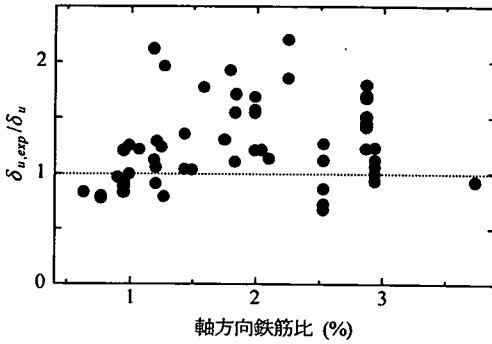


図-16 軸方向鉄筋比の影響

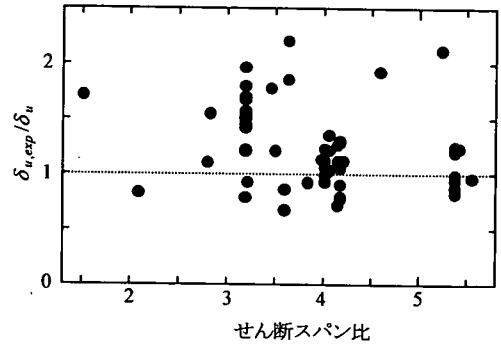


図-18 せん断スパン比の影響

試体名および全 57 体の供試体諸元の範囲を示す。

b) 解析結果

式(21)から得られた終局変位 δ_u と、正負交番載荷実験から得られたかぶりコンクリート剥落時、もしくは軸方向鉄筋の座屈発生時の変位 $\delta_{u,exp}$ を比較した結果を図-14に示す。なお、軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しに起因する水平変位が明記されていない実験結果は、全ての場合、渡邊ら⁵⁰⁾の手法によりその影響を考慮した。また、各種因子の影響を検討するため、各供試体から得られる $\delta_{u,exp}/\delta_u$ と作用軸力、軸方向鉄筋比、横拘束筋の体積比、およびせん断スパン比の関係を図-15~図-18に示した。

提案手法は、正負交番載荷において、座屈が生じない限界点を算定することなどから、図-14に示されるように実験結果をやや過小に評価する。しかし、解析対象とした供試体諸元の範囲に対し、 $\delta_{u,exp}/\delta_u$ の変動係数は小さく、図-15~図-18からも、各種因子に関して特別な精度の偏りは見られず、提案手法により、RC柱の座屈発生時変位を妥当に評価できることが確認される。なお、一部の結果で、実験値の半分程度に終局変位を計算する場合があります。今後、このような実験供試体に対する個別の検討が必要である。

図-9のファイバー解析との比較でも、曲率分布の違

いなどから、式(21)より算出される終局変位は、ファイバー解析の座屈発生点を過小評価したが、式(21)に必要な計算量は、現行の各設計規準に示される終局変位算定法と変わらず、ファイバー解析に比べ容易に正負交番載荷を受けるRC柱の座屈発生時変位を推定できる。なお、前記したように、断面解析時に、かぶりコンクリート部の圧縮応力の分担を考慮することから、式(21)の終局変位を計算する過程で得られる曲げ耐力は、図-9のように、道路橋示方書から算定される場合に比べ、1割程度大きい。このため、終局変位近くの荷重を実験結果に比べやや過大に評価するが、一方で、提案手法によれば、最大耐力を平均的にとらえるため、破壊モードの判定で用いる曲げ耐力時の作用せん断力などが直接的に算定される。

次に、同じ57体の供試体を対象に、道路橋示方書⁸⁾、鉄道構造物等設計標準⁵¹⁾(以下、鉄道標準)、およびコンクリート標準示方書⁷⁾(以下、標準示方書)に基づき終局変位を算定することで、その精度を検証し、提案手法との比較を行った。結果を図-19~図-21に示す。なお、各設計規準では、その終局変位算定法の適用可能な供試体諸元の範囲を設けているが、図-19~図-21を作成する際には、その規定を無視している。また、鉄道標準や標準示方書は、降伏荷重を維持する最大変位点を終局変位と定義している。そこで、図-14や図-19と異なり、図

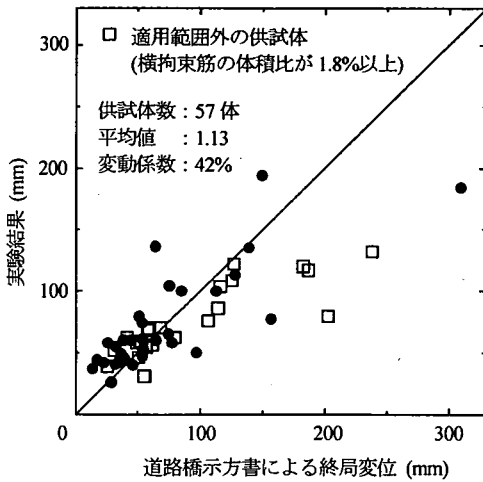


図-19 道路橋示方書によるRC柱の靱性能評価

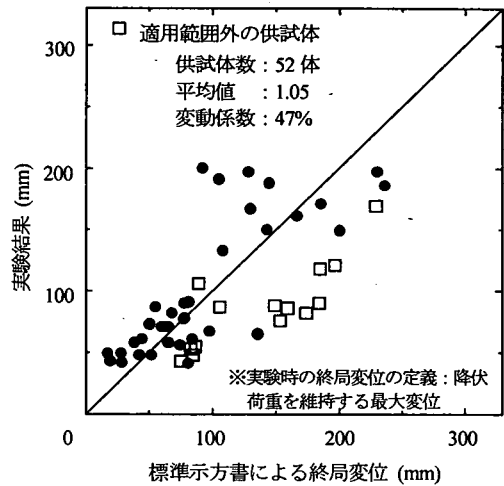


図-21 標準示方書によるRC柱の靱性能評価

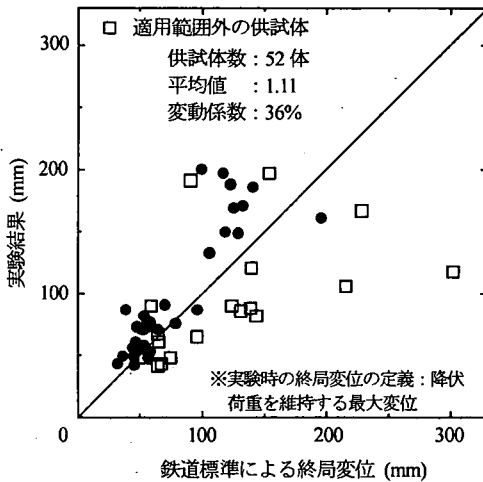


図-20 鉄道標準によるRC柱の靱性能評価

-20や図-21の縦軸では、実験結果の中に、この定義に相当する終局変位が記載されている場合には、その変位を採用し、それ以外の供試体では、実験で得られた荷重-変位関係からこの定義に相当する変位を読み取った。ただし、5体の供試体については、この定義のもとで終局変位を特定出来なかったため、図-20と図-21は、全52体の供試体に対する結果となっている。また、軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しの影響は、図-14の作成時と同様に考慮した。

図-19～図-21より、提案手法に比べ、各設計規準から得られる終局変位は、実験結果に対するばらつきが大きく、その適用範囲外の諸元を有する供試体に対し、多くの場合で過大な終局変位を与える。実際には、例えば、道路橋示方書では、横拘束筋の体積比の上限値を1.8%と規定しているため、このような危険側評価を与えないが、この他にも、作用軸力または軸方向鉄筋比が大きく、横

表-5 現行の設計規準との比較

	供試体数	実験値 / 算定値		
		平均値	変動係数(%)	
供試体を含む 適用範囲外の	道路橋示方書	57	1.13	42
	鉄道標準	57 (52)	0.82 (1.11)	40 (36)
	標準示方書	57 (52)	0.79 (1.05)	51 (47)
供試体を除く 適用範囲外の	道路橋示方書	34	1.25	42
	鉄道標準	34 (33)	1.00 (1.27)	26 (24)
	標準示方書	41 (38)	0.93 (1.20)	42 (41)
提案手法		57	1.25	30

※鉄道標準と標準示方書の括弧内の数字は、実験時の終局変位の定義を降伏荷重を維持する最大変位とした場合の結果。

拘束筋の体積比が小さい場合に、実験結果を過小評価するなど、供試体諸元により、適切にその終局変位を評価できない場合が確認された。

表-5には、各設計規準から得られた終局変位と実験結果の比の平均値および変動係数を示した。表-5は、各設計規準の適用範囲にある諸元を有する供試体のみを対象とした場合や、鉄道標準および標準示方書から得られる終局変位を提案手法と同じく、正負交番載荷実験においてかぶりコンクリート剥落時、もしくは軸方向鉄筋の座屈発生時の変位と比較した場合の結果も併記している。このように、適用範囲外の諸元を有する供試体を除くと、実験結果を過大評価するケースが少なくなり、平均値は大きくなるが、その一方で変動係数は減少し、特に鉄道標準では、提案手法よりも小さい変動係数が得ら

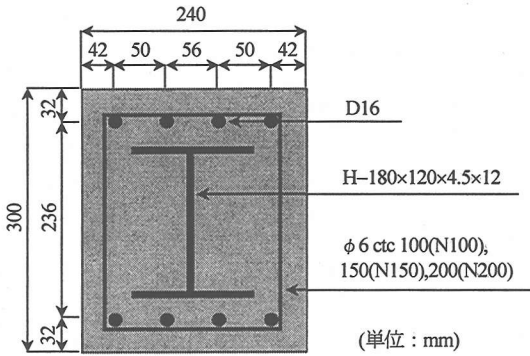


図-22 仲ら¹⁷⁾の実験供試体

れた。

結果として、今回用いた実験供試体を対象とするとき、個別の検討ケースでは、式(21)を基にする提案手法は、設計規準に取り入れられている既往の終局変位算定手法の精度よりも劣る場合が確認された。しかし、終局状態の定義の理論的背景が曖昧な正負交番載荷実験の終局変位を基にするなど、力学的な根拠に乏しい既往の終局変位算定手法と異なり、提案手法は、軸方向鉄筋の座屈発生点を終局限界状態と定義した上で、かぶりコンクリートと帯鉄筋による座屈防止効果を考慮し、軸方向鉄筋の座屈発生時に対応した終局変位を求めている。これにより、RC柱の耐震設計において部材に許容する損傷程度を力学的に明確な終局限界状態(軸方向鉄筋の座屈発生点)を基準に設定できるようになる。さらに、その計算量は、既往の終局変位算定手法と同程度であり、また、広範な断面諸元を持つRC柱を対象とする場合でも、特定の諸元に関し精度の偏りが生じることなく、その終局変位を妥当に評価できることが確認された。なお、本研究で用いた57体のRC供試体は、前記したように、各実験者により、かぶりコンクリート剥落点、または軸方向鉄筋の座屈発生点が明示されたものである。しかしながら、これらの点を実験中に判断する際には、当然、大きなばらつきが含まれることは避けられず、用いた $\delta_{u,exp}$ は実験者毎の判断基準により変動するものである。表-5に提示した $\delta_{u,exp}/\delta_u$ の統計量は、このようなばらつきを含めた結果であることに留意する必要がある。

(5) 提案手法によるSRC柱の靱性能評価

a) 解析対象供試体

鉄道構造物に適用されるような充腹形鉄骨が鉄筋コンクリート断面中に完全に埋め込まれるSRC柱では、軸方向鉄筋と鉄骨量の比率により、軸方向鉄筋の座屈後に急激な耐力低下が生じ、RC柱と同様に軸方向鉄筋の座屈発生点を終局状態と見なせることが、実験¹⁷⁾および著者ら¹⁸⁾による解析から明らかになっている。そこで、式

表-6 SRC柱の靱性能評価 (単位: mm)

供試体	提案手法	道路橋示方書	鋼材の抜け出しによる水平変位 ⁵²⁾ (最大荷重時)	実験結果 ¹⁷⁾
N100	14	11	11	27
N150	16	8	12	29
N200	12	7	14	25

(21)を基にする提案手法のSRC柱への適用性を検討した。

SRC柱の正負交番載荷実験において、式(9)が適用可能な軸力の大きさであること、軸方向鉄筋の座屈により、その荷重-変位関係に明瞭な耐力低下が観察されること、また、かぶりコンクリート剥落点もしくは軸方向鉄筋の座屈発生点が明示してあること、の条件を満たすのは、著者らの知る限り、仲ら¹⁷⁾の実験のみであった。実験供試体は、全3体(供試体N200, N150, N100)であり、帯鉄筋間隔のみが異なる。帯鉄筋間隔は、供試体N200, N150, N100に対して、200mm, 150mm, 100mmであり、他の諸元は共通で、図-22の断面を有する。また、せん断スパン比は3.4であり、作用軸力は6.8MPaである。

b) 解析結果

柱基部の要素長をMattockの塑性ヒンジ長としたファイバー解析により、正負交番載荷を受けるSRC柱の荷重-変位関係は概ね再現できたことから¹⁸⁾、式(21)によりSRC柱の座屈発生時変位を算定する際にも、RC柱と同様に、Mattockの塑性ヒンジ長を用いた。なお、供試体N100およびN200から算定される塑性ヒンジ長 L_p は179mmであるのに対し、供試体N100では、座屈区間 $N_B=1$ で座屈が生じない、および供試体N200では、 L_p が帯鉄筋間隔200mmを下回る、ことから、両供試体の座屈長を200mmとした。また、鋼材のフーチングからの抜け出しの影響は、村田ら⁵²⁾の手法により評価した。村田らは、SRC柱の最大荷重時における鋼材の抜け出しの影響の評価手法を提案し、これは損傷レベル3の限界変位(降伏荷重を維持する最大変位)時の鋼材の抜け出しの影響を評価する際にも適用可能としている。そこで本研究では、この村田らの手法により最大荷重時の鋼材の抜け出しによる水平変位を評価し、座屈発生点でも、同じ変位量が躯体変位に付加されると仮定した。

提案手法により算定されるSRC柱の終局変位を交番載荷実験において観察された座屈発生時変位および道路橋示方書により算定した終局変位と比較した結果を表-6に示す。なお、表-6を計算する際の断面解析では、鉄骨とコンクリートの完全付着を仮定しており、また、用いるコアコンクリートの応力-ひずみ関係において、鉄骨による拘束効果は、一切考慮していない。わずかに3体からの結果ではあるが、鋼材の抜け出しの影響を考慮すれば、提案手法は、実験結果を良好に再現している。特

に、SRC断面では、鉄骨ウェブの存在により、断面の中立軸位置がRC断面と比較して、図心軸寄りになるため、最外縁の圧縮鉄筋位置に大きなひずみが作用し、その結果、道路橋示方書による終局変位は、RC柱を解析する場合に比べ、実験結果を一律に過小評価する。一方、軸方向鉄筋の座屈発生点を終局限界状態と見なせる限りにおいて、式(20)の終局曲率により断面のひずみ分布を規定する提案手法は、SRC柱でも、RC柱と同様に、その座屈発生点に対応した終局変位を算定できる。

なお、本研究では、提案手法のSRC柱の靱性能評価への適用性は、表-6に示されるわずか3体の供試体による検証であり、今後、より多くのSRC柱の正負交番載荷実験との比較を行う必要がある。また、作用軸力が小さく軸方向鉄筋量に比べ鉄骨の鋼材量の比率が高い場合には、軸方向鉄筋の座屈が生じて、その荷重-変位関係に明瞭な耐力低下が見出されない。このようなSRC柱の目安は、著者ら¹⁰⁾の行ったパラメータ解析から、軸力比が0.21以下であり、供試体断面から軸方向鉄筋を除いた鉄骨コンクリート断面の曲げ耐力(M_{sc})と鉄骨を除いた鉄筋コンクリート断面の曲げ耐力(M_{rc})の比(M_{sc}/M_{rc})が1.5以上である。この場合、軸方向鉄筋の座屈発生点をSRC柱の終局限界状態とすることは合理的でなく、式(21)による終局変位では、実際の部材が保有する靱性能を過小評価するようになる。今後、このようなSRC柱の終局限界状態を部材の損傷状況を考慮して適切に定義し、対応する終局変位の算定が可能な解析モデルを構築する必要がある。

4. まとめ

本研究により得られた結論を以下に示す。

- (1)非弾性座屈理論を基に、バウシinger効果による材料非線形性の影響を考慮した等価剛性係数を用いることにより、一軸の正負交番繰返し荷重を受ける軸方向鉄筋の座屈発生点を精度良く算定できることを示した。
- (2)帯鉄筋による軸方向鉄筋の座屈防止効果を考慮した既往の解析モデルに対し、かぶりコンクリートの拘束効果を新たに考慮した軸方向鉄筋の座屈発生点の算定法を提示した。また、この座屈発生点に対応する終局曲率の簡易的な算定フローを提示し、さらに部材高さ方向の曲率分布を規定することで、現行の道路橋示方書に示される終局変位算定法と同様の計算により、軸方向鉄筋の座屈発生時変位を算定する手法を体系化した。
- (3)提案手法により、既往のRC柱の正負交番載荷実験の再現を試みた。その結果、対象とした全57体の供試体に対し、かぶりコンクリート剥落時や軸方向鉄筋の座屈発生時変位を精度良く評価できた。特に、既往の終局変位

算定手法と比べ、広範な断面諸元を持つRC柱を対象とする場合でも、特定の諸元に関し、精度の偏りが生じないこと、部材の損傷状況との対応が明確な終局変位を得られること、が確認された。

(4)提案手法により、軸方向鉄筋の座屈発生とともに、大きな耐力低下を示す既往のSRC柱の正負交番載荷実験の再現を試みた。その結果、RC柱と同様に、座屈発生時変位を妥当に評価できることが確認された。但し、わずか3体の実験供試体との比較しか行うことができず、より一般的な精度検証は今後の課題である。また、軸方向鉄筋の座屈が生じて、その荷重-変位関係に明瞭な耐力低下が見出されないSRC柱に対して、軸方向鉄筋の座屈発生点を終局限界状態と位置付ける提案手法を適用すれば、部材の靱性能を過小評価する。このようなSRC柱の終局変位算定法も今後の課題である。

参考文献

- 1) 例えば、町田篤彦、睦好宏史、豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究、土木学会論文集、No.378/V-6, pp.203-212, 1987.
- 2) 星隈順一、運上茂樹、川島一彦、長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法、構造工学論文集、Vol.44A, pp.877-888, 1998.
- 3) 村山八洲雄、須田久美子、一宮利通、新保弘：繰返し荷重下における柱筋の座屈モデル、鹿島技術研究所年報、第42号、pp.93-98, 1994.
- 4) 須田久美子、増川淳二：鉄筋コンクリート部材の崩壊挙動モデル、鹿島技術研究所年報、第47号、pp.17-22, 1999.
- 5) 島弘、伊藤圭一、水口裕之：曲げ破壊型RC橋脚における鉄筋座屈モデルによる靱性解析、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.12, No.2, pp.741-746, 1990.
- 6) 例えば、Park, Y.-J., and Ang, A.H.-S.: Mechanical Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739, 1985.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書 耐震設計編(平成8年制定)、1996.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.
- 9) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No.5, pp.624-633, 1997.
- 10) 細谷学、川島一彦：炭素繊維シートで横拘束したコンクリート柱の応力度-ひずみ関係に及ぼす既存帯鉄筋の影響とその定式化、土木学会論文集、No.620/V-43, pp.25-42, 1999.
- 11) 米田慶太、川島一彦、庄司学：炭素繊維シートを用いた円形断面鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強効果、土木学会論

- 文集, No.682/I-56, pp.41-56, 2001.
- 12) 中塚佳, 鈴木計夫, 斎藤駿三, 溝口茂: 曲げ圧縮応力下のコンファインドコンクリートにおける横拘束筋の拘束機構, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.955-960, 1992.
 - 13) 白戸真大, 木村嘉富, 福井次郎: 鉄筋のはらみ出しを考慮した場所打ち杭のモデルと地盤振動が杭基礎に与える影響評価への適用, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.153-172, 2001.
 - 14) 白戸真大, 木村嘉富, 福井次郎, 高橋雅裕: 杭基礎のポストピーク挙動に関する数値解析, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1387-1398, 1999.
 - 15) 土屋智史, 津野和宏, 前川宏一: 常時偏心軸力と交番ねじり・曲げ/せん断を複合載荷した RC 柱の非線形三次元有限要素立体解析, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.131-143, 2001.
 - 16) 赤倉康寛, 鈴木基行, 武田篤史, 藤原稔, 尾坂芳夫: RC 構造の損傷度評価と耐震設計への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.544/V-32, pp.205-221, 1996.
 - 17) 仲威雄, 森田耕次, 立花正彦: 鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力と履歴特性に関する実験的研究(その 2), 日本建築学会論文報告集, 第 260 号, pp.47-58, 1977.
 - 18) 秋山充良, 林寛之, 内藤英樹, 鈴木基行: 繰返し荷重を受ける SRC 柱の荷重-変位関係に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1453-1463, 2001.
 - 19) 加藤大介, 金谷淳二: RC 造角柱の主筋の座屈性状の評価に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.433-438, 1990.
 - 20) 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, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.473-478, 1994.
 - 21) 池田清宏, 室田一雄: 構造系の座屈と分岐, コロナ社, 2001.
 - 22) Maurizio, P., Gaetano, R. and Gaetano, Z.: Instability of Longitudinal Bars in RC Columns, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.2, pp.445-461, 1988.
 - 23) 田上和也, 中村光, 斎藤成彦, 檜貝勇: 繰返し荷重を受ける鉄筋の座屈モデルに関する研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.725-734, 2001.
 - 24) 浅津直樹, 運上茂樹, 星隈順一, 近藤益央: 軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.177-194, 2001.
 - 25) 加藤大介, 若月健二: 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, pp.141-147, 1993.
 - 26) (財)国土開発技術研究センター: New RC 研究開発概要報告書, 平成 4 年度, 建設省総合技術開発プロジェクト, 1993.
 - 27) 稲井栄一, 平石久廣: 鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究 その 2 安定限界と擬似安定限界, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 440 号, pp.67-76, 1992.
 - 28) 前川宏一, 岡村甫: 2 軸応力下(圧縮-引張領域)にあるコンクリートの変形特性, コンクリート工学, Vol.21, No.3, pp.111-121, 1983.
 - 29) federation internationale du beton: Structural Concrete-Textbook on Behaviour, Design and Performance, Vol.1, fib, 1999.
 - 30) 星隈順一, 長屋和宏, 運上茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1461-1468, 2000.
 - 31) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.215-232, 2001.
 - 32) 例えば, 川島一彦, 長谷川金二, 長島博之, 小山達彦, 吉田武史: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査法の開発に関する研究, 土木研究所報告第 190 号, 建設省土木研究所, 1993.
 - 33) 鈴木直人, 幸左賢二, 藤井康男, 澤田吉孝: 高橋補強材を有する RC 部材のじん性率に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.253-258, 1998.
 - 34) 武村浩志, 川島一彦: 載荷履歴が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.849-858, 1997.
 - 35) 内藤英樹, 秋山充良, 鈴木基行: 静的非線形解析に基づく SRC ラーメン橋脚の耐震設計法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.1261-1266, 2001.
 - 36) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: RC 橋脚に対する正負交番載荷実験における曲率の計測とその精度, 土木学会第 56 回年次学術講演会, V-374, pp.748-749, 2001.
 - 37) Mattock, A.H.: Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams, ACI, SP12, pp.85-142, 1965.
 - 38) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, Jhon Wiley & Sons, Inc., 1996.
 - 39) 原夏生, 河野一徳, 篠田佳男, 横沢和夫, 町田篤彦: 突起付き H 形鋼とプレキャスト型枠を用いた鉄骨コンクリート複合構造橋脚の構造性能に関する研究, 土木学会論文集, No.662/V-49, pp.149-168, 2000.
 - 40) 川島一彦, 庄司学, 榊原泰造: 矩形断面鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する実験的検討, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.767-776, 2000.
 - 41) 剣持安伸, 川島一彦: 部分拘束を加えた中空断面 RC 橋脚の耐震性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.57-69, 2001.
 - 42) 足立幸郎, 運上茂樹, 長屋和宏, 林昌弘: 高軸力下における高強度 RC 部材の変形性能に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.169-174, 1999.
 - 43) 小林将志, 松田芳範, 海原卓也, 鎌田則夫: 形鋼を棒鋼で接合し補強した RC 柱の交番載荷実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.1099-1104, 1998.

- 44) 田村陽司, 安松敏雄, 井ヶ瀬良則: 壁式橋脚の基部楕円巻立て補強に関する検討, 土木学会第52回年次学術講演会, V-322, pp.644-645, 1997.
- 45) 大内一, 水田富久, 市川博康, 小島克朗: 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚模型の水平加力試験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.1095-1110, 1995.
- 46) 鈴木基行, 秋山充良, 杉田稔, 松山英雄, 宇田川亮: 簡便なせん断補強筋機械式継手の開発およびそのRC部材への適用に関する実験的研究, コンクリート工学論文集, Vol.11, No.3, pp.49-61, 2000.
- 47) 伊藤忠彦, 山口隆祐, 池田尚治: 軸方向プレストレスを有するコンクリート橋脚の耐震性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1197-1202, 1997.
- 48) 大滝健, 黒岩俊之, 宮城敏明, 水上善晴: インターロックングスパイラル筋を有するRC橋脚の交番載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.367-372, 2000.
- 49) 石橋忠良, 津吉毅, 小林薫, 小林将志: 大変形正負交番載荷を受けるRC柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.648/V-47, pp.55-69, 2000.
- 50) 渡邊忠朋, 谷村幸裕, 瀧口将志, 佐藤勉: 鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法, 土木学会論文集, No.683/V-52, pp.31-45, 2001.
- 51) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.
- 52) 村田清満, 池田学, 川井治, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬: 鉄骨鉄筋コンクリート柱の変形性能の定量評価に関する研究, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.235-251, 1999.

(2002. 3. 15 受付)

CALCULATION METHOD OF ULTIMATE CURVATURE OF RC AND SRC SECTION BASED ON ANALYTICAL MODEL FOR AXIAL REINFORCEMENT BUCKLING AND ITS APPLICATION TO DUCTILITY EVALUATION OF THESE COLUMNS

Mitsuyoshi AKIYAMA, Hideki NAITO and Motoyuki SUZUKI

The method of ductility evaluation of reinforced concrete piers and concrete encased steel piers is examined. The ultimate displacement is defined as the buckling of longitudinal bars inside the cross section. Thus, the ultimate displacement can be calculated with the ultimate curvature based on buckling of bars and the plastic hinge length. Comparison with previous experimental results indicated that the proposed method enables fairly accurate calculation of the ultimate displacement for both of reinforced concrete columns and concrete encased steel columns.