

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

Analytical study on load-deflection characteristics of concrete encased steel columns
subjected to reversal cyclic loading

秋山充良*・林寛之**・内藤英樹***・鈴木基行****

Mitsuyoshi AKIYAMA, Hiroyuki HAYASHI, Hideki NAITO and Motoyuki SUZUKI

*正会員 工修 東北大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

**正会員 工修 国土交通省中部地方整備局港湾空港部港湾計画課 (〒455-8545 愛知県名古屋市中区港地町 2 番地)

***学生員 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

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

There are few studies on concrete encased steel columns for civil engineering structure. Those physical property and seismic performance have not been understood well. Especially, there are few studies on sensibility of concrete encased steel columns to steel content. Therefore, it is examined the effect of steel section in the concrete section to deterioration of the columns by non-linear analysis for the concrete encased steel columns subjected to reversal cyclic loading. The analysis is took the buckling of longitudinal bars and the effect of pulling out of longitudinal bars from the footing into consideration, and it shows good agreement to the results of previous experiment. The steel content to be stable after the buckling of longitudinal bars is studied by sensitive analysis.

Key Words : concrete encased steel columns, non-linear analysis, buckling of longitudinal bars

1. はじめに

近年、建築分野において一般的な構造形式として活用されてきた鉄骨鉄筋コンクリート(以下、SRC と略す)部材が、土木構造物に対しても適用されるようになった。これは、SRC 構造が持つ優れた耐震性能と工期短縮などの施工上の優位性によるためである。特に、SRC 構造は鉄筋コンクリート(以下、RC と略す)断面中に鉄骨が埋め込まれているため、軸方向鉄筋の座屈が生じて、大幅な耐力低下につながらず、RC 部材に比べ大変形領域まで降伏耐力程度の荷重を維持することが可能な点に、構造上の大きな特徴を有する。

こうした SRC 部材の変形性能は、これまで主に建築構造物の諸元を模した供試体に対して、正負交番載荷実験などをもとに数多くの変形性能評価式が提案されてきた^{1)~3)}。しかし、土木構造物は建築構造物に比べ、鉄筋比、断面寸法、作用軸力などが異なる。従って土木構造物への使用を念頭においた SRC 部材の実験的、解析的研究が少ない現状では、その変形性能や力学的特性が十分に解明されているとは言えない。土木分野の SRC 構造の示方書にあたるコンクリート標準示方書⁴⁾や鉄道構造物等設計標準⁵⁾でも、その耐震性能照査などにおいて、限られた実験データに対する回帰的な評価式を用いたり、あるいは鉄骨断面を鉄筋断面に換算した上で現行の RC 規準を適用するなどの手法を用いている。また、最小鋼材量や鉄骨鉄筋比などの構造細目も、特に実験的

あるいは解析的な検討結果に基づき設定されたものではなく、RC 規準のそれを援用するなど、SRC 構造が優れた変形性能を発揮するために必要とする鉄筋量や鉄骨の鋼材量などに対する検討は十分にされていない。

そこで本研究では、軸力と正負交番繰返し載荷を受ける SRC 柱を対象として、その荷重-変位関係に関する解析的検討を行った。解析では特に、SRC 構造であっても、埋め込まれる鉄骨の鋼材量が少なく軸方向鉄筋の座屈により大きな耐力低下を示す RC 的挙動となる断面から、鉄骨の影響が大きく耐力低下を避けられる断面に移行する限界鋼材量を明らかにすることを目的とした。具体的にはまず、軸方向鉄筋の座屈挙動を考慮したファイバーモデルによる非線形解析を行い、既往の SRC 柱の正負交番載荷実験の結果と比較することで、構築した解析モデルにより軸方向鉄筋の座屈による柱の耐力低下の様子を定量的に評価できることを示した。そして、鉄筋量や鉄骨の鋼材量および作用軸力に着目したパラメータ解析を行うことにより限界鋼材量を検討した。

2. SRC 柱の解析モデル

2.1 概要

本研究では、軸力と正負交番繰返し荷重を受ける曲げ破壊型の SRC 柱を対象として、軸方向鉄筋の座屈を考慮したファイバーモデルによる解析を汎用プログラム MARC により行なった。

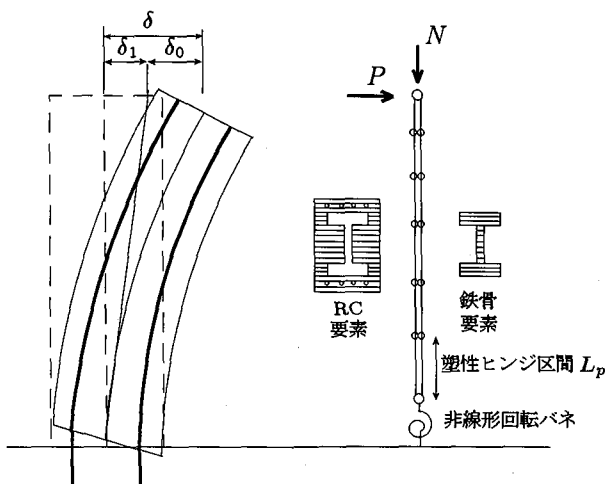


図-1 解析モデル

図-1に示されるように、SRC柱の全変形量 δ は、柱躯体の曲げ変形量 δ_0 と、フーチングからの鋼材の抜け出しに伴う荷重載荷位置の回転変位 δ_1 の和で評価できるものとした。ここで、柱躯体の曲げ変形量 δ_0 はファイバー要素により算定し、鋼材の抜け出しに伴う回転変位 δ_1 は幸左ら⁶⁾の研究を参考にして、柱基部に設けた非線形回転バネモデルによって評価した。

耐力低下域までを対象とする本解析では、柱基部の要素の長さが結果に大きな影響を与える。そこで、後述する手法により算定される軸方向鉄筋の座屈長と概ね等しくなる次式のMattockの提案式⁷⁾による塑性ヒンジ長を柱基部の要素長 L_p とした。

$$L_p = 0.5d + 0.05L_a \quad (1)$$

ここで、 d は断面の有効高さ、 L_a はせん断スパンである。

解析は有限変形解析であり、ファイバー要素では、鉄骨部分を20分割程度、コンクリート部分を50分割程度とした。さらに本解析では、鉄骨とコンクリート間の付着弱さ⁸⁾を考え、図-1に示すように、SRC断面をRC断面および鉄骨断面に分割し、各々独立した要素として、柱基部および天板位置の二節点のみ共有させるようなモデル化を行った⁹⁾。そして、荷重載荷位置に対して、強制変位を与えた。

2.2 コンクリートの応力-ひずみ曲線

帯鉄筋や鉄骨フランジによって囲まれる領域の応力-ひずみ曲線は、かぶりコンクリート部に比べて、その拘束効果の違いから明らかに特性が異なる^{3), 10)}。そこで本研究では、図-2に示されるように、(a) かぶりコンクリート、(b) コアコンクリート1、(c) コアコンクリート2、の3つの領域に分けて応力-ひずみ曲線をモデル化した。各領域の応力-ひずみ曲線の概要を以下に示す。

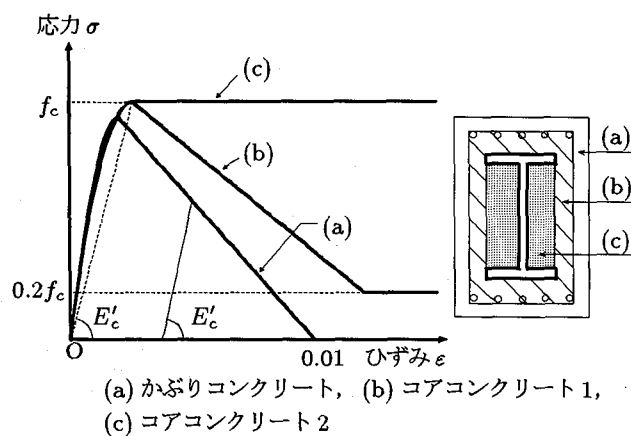


図-2 コンクリートの応力特性

- (a) かぶりコンクリート：最大圧縮応力点までは星隈らによるモデル¹¹⁾を用い、その後は圧縮ひずみ0.01で応力が0になるような直線勾配によって下降させる¹²⁾ (図-2(a))。
- (b) コアコンクリート1：星隈らによるモデルを適用する。ただし、収束応力は最大圧縮応力の20%とする¹³⁾ (図-2(b))。
- (c) コアコンクリート2：最大圧縮応力点までは星隈らによるモデルを用い、その後はフランジによる拘束効果を考え、最大圧縮応力を持続する^{3), 10)} (図-2(c))。

なお、全ての応力-ひずみ曲線において、除荷剛性は最大圧縮応力 f_c までは原点指向型とし、その後は図-2に示されるように原点と最大圧縮応力点を結んだ勾配 E'_c とした。また、引張応力は無視した。

2.3 軸方向鉄筋の応力-ひずみ曲線

SRC柱において、埋め込まれる鉄骨断面積がある一定量を下回った場合、RC柱と同じく軸方向鉄筋の座屈により大きな耐力低下が生じるものと予想される。本研究では、このようなRC的な挙動となる断面と軸方向鉄筋の座屈が生じて耐力低下せず、降伏耐力相当の荷重を維持できる断面の境界を鉄筋量と鉄骨の鋼材量に着目して検討する。このため、軸方向鉄筋の座屈がSRC柱の挙動に与える影響を正しく評価できる解析モデルを用いる必要がある。

RC構造物を対象として、こうした軸方向鉄筋の座屈を考慮した解析は数多い。例えば増川ら¹⁴⁾は、かぶりコンクリートが剥落すると同時に軸方向鉄筋が座屈する場合にも適用可能な崩壊挙動モデルを3次元有限要素解析モデルに組み込み、中空断面RC橋脚の正負交番載荷実験を再現することでモデルの妥当性を確認している。一方、中村ら¹⁵⁾は、鉄筋単体の座屈時の挙動を有限変形解析によりモデル化し、提案した応力-ひずみ曲線を用い

ること鉄筋座屈後の RC 構造物の挙動を正確に把握できることを示している。また白戸ら¹⁶⁾も、場所打ち杭を対象として、鉄筋の座屈挙動を考慮した応力-ひずみ曲線を用いたファイバーモデルによる解析を行い、実験結果を精度良く追従できることを報告している。

本研究では、こうした既往の研究成果をもとに、軸方向鉄筋の座屈挙動を考慮した SRC 柱の解析において、簡便な計算手法であるファイバーモデルによる解析を用いることとし、鉄筋の応力-ひずみ曲線には、加藤ら¹⁷⁾により提案された座屈モデルを導入した。加藤らの座屈モデルは、主にかぶりコンクリートが無い状態における RC 柱の一軸圧縮実験の結果を回帰したモデルである。加藤らは、かぶりコンクリート剥落後における鉄筋の座屈防止という観点から実験を行っているため、その提案モデルは、かぶりコンクリートの剥落と同時に軸方向鉄筋が座屈する RC 橋脚などの解析には適用できない。しかし、SRC 部材においては、かぶりコンクリートの剥落後も鉄骨部が圧縮力を分担しているため、その軸方向鉄筋の座屈開始時の側方からの拘束状態などは、加藤らの実験供試体中の軸方向鉄筋に近いと判断し、加藤らのモデルを適用することとした。

加藤らによる軸方向鉄筋の座屈モデルおよび応力-ひずみ関係の概念図をそれぞれ図-3 および図-4 に示す。図-3 は座屈区間 $N_b=3$ の例であり、座屈長は帯鉄筋間隔 S を用いて $N_b \cdot S$ で表される。また図-4 中、B 点はひずみ硬化開始点、C 点は等価剛性を用いて求めたオイラー座屈応力度が、軸方向鉄筋の応力度よりも小さくなった点である。この C 点より座屈区間 N_b の座屈が始まる(潜在座屈と呼ぶ)が、帯鉄筋の存在により、実際には経路 C-D-E の包絡線をたどる。以下に、各経路毎の具体的な応力-ひずみ関係を示す。なお、符号は圧縮を正としている。

経路 O-A :

$$\sigma = E_s \cdot \varepsilon \quad (2)$$

経路 A-B :

$$\sigma = \sigma_y \quad (3)$$

経路 B-C-D :

$$\sigma = \left\{ 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{st}}{\varepsilon_m - \varepsilon_{st}} \right)^n \right\} \cdot (\sigma_m - \sigma_y) + \sigma_y \quad (4)$$

ただし、

$$n = E_t \cdot (\varepsilon_m - \varepsilon_{st}) / (\sigma_m - \sigma_y) \quad (5)$$

経路 D-E :

$$\sigma = \frac{2 \cdot (\phi_h / S) \cdot N_p}{3 \cdot N_b \cdot a_x \cdot \sqrt{\varepsilon - \varepsilon_{er} - \varepsilon_h} + 2 \cdot (\phi_h / S)} \cdot g(N_b) \quad (6)$$

ただし、

$$N_p = \pi \cdot \phi_h^2 / 4 \cdot \sigma_m \quad (7)$$

$$g(N_b) = \left\{ 1 + \frac{\pi \cdot a_x \cdot N_b \cdot f(N_b)}{16 \cdot (\phi_h / S)} \cdot \frac{a_{we}}{a_h} \cdot \frac{\sigma_{wy}}{\sigma_y} \right\} \quad (8)$$

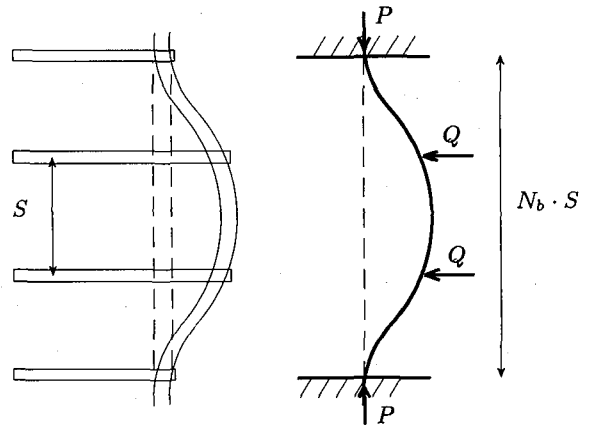


図-3 鉄筋の座屈メカニズムのモデル化¹⁷⁾

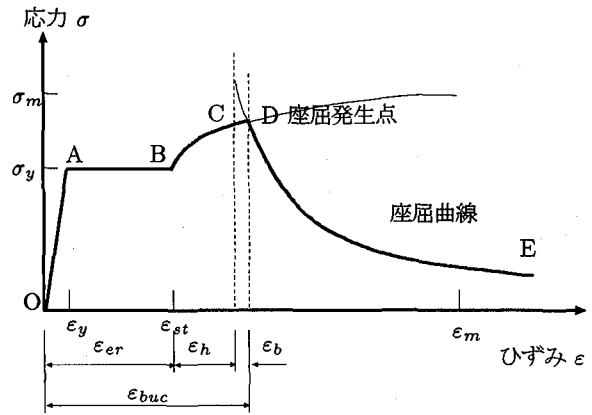


図-4 加藤らの鉄筋座屈モデル¹⁷⁾

$$f(N_b) = (N_b^2 - 1) / N_b \quad N_b : \text{奇数} \quad (9)$$

$$= (N_b^2 + 2) / N_b \quad N_b : \text{偶数} \quad (10)$$

ここで、 E_s は鉄筋ヤング係数、 σ_y は軸方向鉄筋の降伏応力、 ε_y は軸方向鉄筋の降伏ひずみ ($=\sigma_y/E_s$)、 ε_{st} はひずみ硬化開始時のひずみ ($=10\varepsilon_y$)、 σ_m は軸方向鉄筋の引張強さ、 ε_m はそのときの軸方向鉄筋ひずみ ($=10\varepsilon_{st}$)、 E_t はひずみ硬化開始時のヤング係数 ($=E_s/30$)、である。さらに、 $a_x=0.65$ 、 a_h は軸方向鉄筋の断面積、 ϕ_h は軸方向鉄筋径、 a_{we} は帯鉄筋断面積、 σ_{wy} は帯鉄筋の降伏応力である。

座屈発生点ひずみ $\varepsilon_{buc}(N_b)$ は、図-4 に示されるように次式で表される。

$$\varepsilon_{buc}(N_b) = \varepsilon_{er} + \varepsilon_h + \varepsilon_b \quad (11)$$

ここで、 ε_{er} は $10 \cdot \varepsilon_y$ と仮定し、 ε_h は次の回帰式より算定される (σ_{cr} の単位は t/cm^2)。

$$\varepsilon_h = 0.00173 \cdot \sigma_{cr} - 0.0661 \quad (\geq 0) \quad (12)$$

なお、 σ_{cr} は座屈長 $N_b \cdot S$ における両端固定条件のオ

表-1 各実験供試体の断面諸元

供試体名	断面幅 $b(\text{mm})$	断面高さ $h(\text{mm})$	せん断スパン $L_a(\text{mm})$	帯鉄筋 (帯鉄筋比 %)	鋼材比 *1 $(A_s + A_r)/(bh)$	鉄骨鉄筋比 A_s/A_r	軸力比 *2	曲げせん断耐力比 *3 $V_u L_a / M_u$
N490	240	300	900	$\phi 6 @ 200$ (0.12%)	7.18	2.25	0.13	1.10
N735	240	300	900	$\phi 6 @ 200$ (0.12%)	7.18	2.25	0.20	1.13
N980	240	300	900	$\phi 9 @ 50$ (1.06%)	7.18	2.25	0.27	1.35
A2	420	420	1110	D10@226 (0.15%)	5.00	4.80	0.07	1.36

* 1 A_s : 鉄骨の断面積, A_r : 鉄筋の断面積 * 2 軸力比 : (作用軸力)/(柱の圧縮耐力)

* 3 曲げ耐力 M_u : コンクリート標準示方書⁴⁾, せん断耐力 V_u : 村田らの算定式²¹⁾

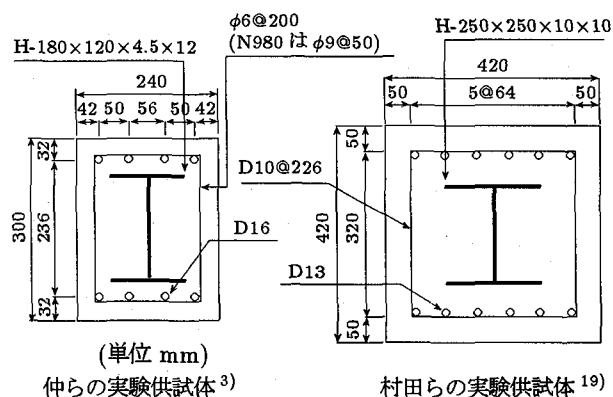


図-7 供試体断面

張側鉄骨フランジ縁の間隔 (mm), f_{ck} はフーチングのコンクリート圧縮強度の特性値 (N/mm^2) である。

上記の回転角算定式は, RC 部材を対象とした鉄筋抜け出し量の算定手法²⁰⁾に対し, 村田らにより提案された鉄骨断面を考慮したパラメータを乗じた式¹⁹⁾である。

また, 最大荷重時に生じる鋼材の抜け出しによる回転角 θ_m には, 以下の算定式¹⁹⁾を用いた。

最大荷重時:

$$\theta_m = (3.0 - 2.0N/N_b) \cdot \theta_y \quad (19)$$

ここで, θ_m は最大水平荷重時の柱基部の回転角, θ_y は降伏時の柱基部の回転角, N は作用軸力, N_b は釣合い軸力 (最外縁引張鉄筋の降伏と同時にコンクリートの縁ひずみが 0.0035 に達するような軸力) である。

なお, 履歴則は幸左ら⁶⁾の研究を参考に, 武藤モデルを使用した。

3. 軸方向鉄筋の座屈挙動を考慮した SRC 柱の正負交番荷重実験の解析結果

前述した解析モデルにより, 既往の SRC 柱の正負交番荷重実験の再現を試みた。ここでは, 仲ら³⁾による実験供試体 3 体と, 村田ら¹⁹⁾による実験供試体 1 体の結果を示す。各実験供試体諸元の一覧を表-1 に示し, 断面の配筋状況を図-7 に示した。表-1 において N490,

N735, および N980 が仲らの実験供試体であり, A2 供試体が村田らの実験供試体である。仲ら, および村田らとともに, 他にも多くの供試体を対象に同様の実験を行っているが, 表-1 に示す供試体により, 軸力比や帯鉄筋間隔などが異なる場合の解析モデルの妥当性を提示できることから, ここでは 4 体の結果のみを示す。なお, 他の供試体を対象とした時にも同様の傾向が得られることを確認している。

供試体 N490, N735, N980 を対象とした実験結果と解析結果の比較をそれぞれ図-8 ~ 図-10 に示し, 両者の降伏点 (引張鉄筋の降伏点), 最大荷重点, および軸方向鉄筋の座屈発生位置の比較を表-2 に示す。最大荷重後の耐力低下の大きさや大変形域における除荷剛性に差が見られるが, いずれの解析結果も実験結果に対して, 座屈発生点および座屈後の耐力低下の様子をよく表しており, 対応のよい履歴ループ形状を描いていることが分かる。なお, 本解析における座屈発生点の表記は, 軸方向鉄筋が座屈したときの正荷重からの折返し点としている。特に, 作用軸力, 帯鉄筋間隔, および帯鉄筋径の異なる各供試体毎に, 座屈による耐力低下の様子をよく再現しており, 加藤らによる座屈モデルの妥当性が示された。

次に村田らの行った A2 供試体に対する実験結果と解析結果の比較を図-11 に示し, 両者の降伏点, 最大荷重点, および軸方向鉄筋の座屈発生位置の比較を表-2 に示す。村田らの実験結果には, 軸方向鉄筋の座屈発生点が明記されていないため, 解析結果との比較はできないが, 先に示した 3 体の供試体と同様に, 実験結果と概ねよく対応している。なお, 変形の増加に伴い, SRC 柱の剛性に寄与する鋼材の割合がコンクリートに比べ相対的に大きくなるため, その荷重-変位関係は, 図-5 に示される Menegotto-Pinto モデルの履歴則に依存するようになる。本研究の中では, 軸方向鉄筋の座屈発生点以降も圧縮側から引張側に向う履歴則を変化させていないため, 仲らの実験結果との比較でも見られたように, 座屈発生点以降の領域で両者の除荷剛性の差が特に大きくなった。今後, 村山らの研究²²⁾などを参考にして, 軸方向鉄筋の座屈発生後の履歴則を修正していく必要がある。

表-2 実験結果と解析結果の比較

供試体名	降伏点 (引張鉄筋の降伏点)				最大荷重点				座屈発生位置 (mm)	
	P_y (kN)		δ_y (mm)		P_m (kN)		δ_m (mm)		実験結果	解析結果
	実験結果	解析結果	実験結果	解析結果	実験結果	解析結果	実験結果	解析結果		
N490	225	230	(*注)	9.4	262	260	(*注)	13.0	24.7	26.1
N735	258	250	(*注)	10.3	280	260	(*注)	12.5	16.8	19.4
N980	229	243	(*注)	10.2	263	252	(*注)	13.1	25.9	25.5
A2	313	288	6.3	4.7	435	427	28.5	13.2	(*注)	42.7

*注：該当項目の値が、実験報告中に明記されておらず不明

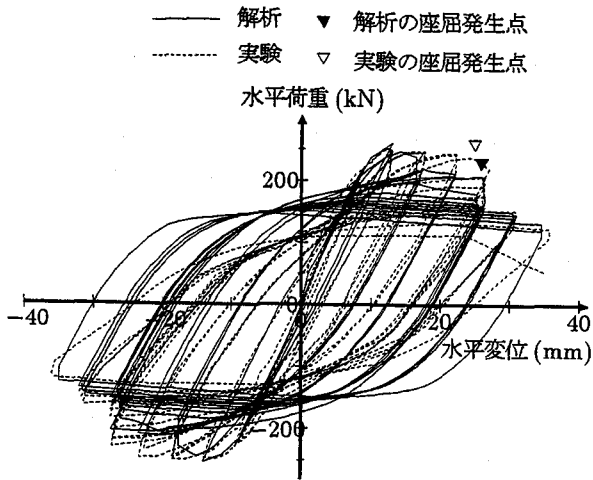


図-8 仲らによる実験供試体 (N490)

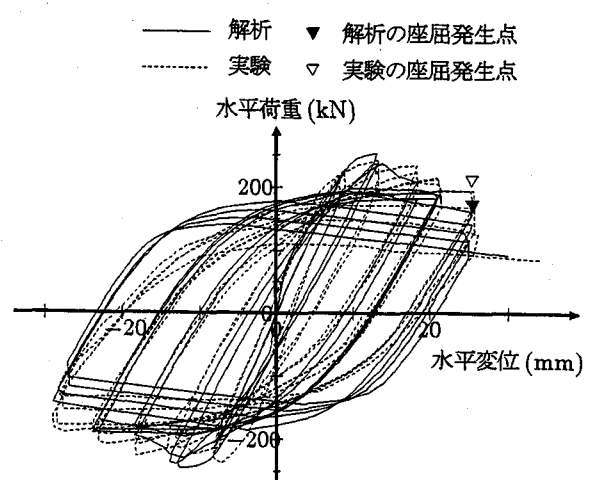


図-10 仲らによる実験供試体 (N980)

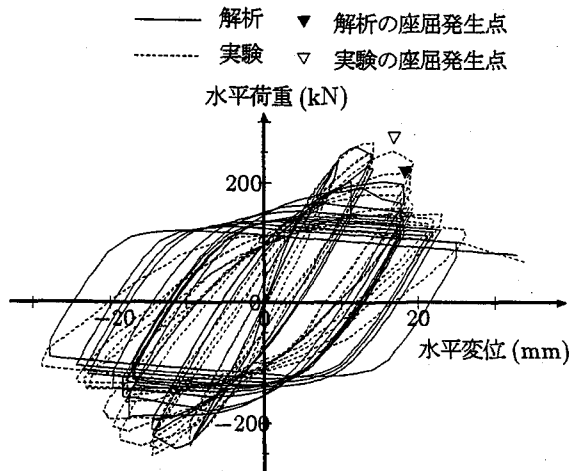


図-9 仲らによる実験供試体 (N735)

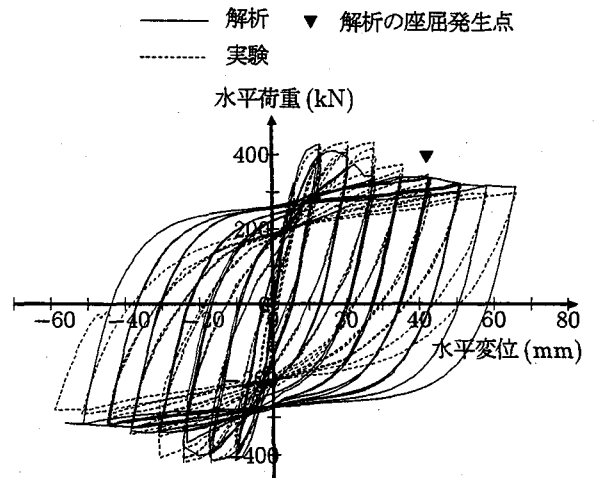


図-11 村田らによる実験供試体 (A2)

以上、既往の実験結果と解析結果の比較から、変形量の大きい領域での除荷剛性に相違が見られるものの、軸方向鉄筋の座屈挙動を考慮した応力-ひずみ関係を用いたファイバーモデルによる解析により、正負交番荷重を受けるSRC柱の荷重-変位関係を精度よく追従することが確認された。以降においては、仲らの実験供試体のように、軸方向鉄筋の座屈により大幅に耐力低下する供試体と、村田らの実験供試体のように、軸方向鉄筋の座屈が生じても降伏耐力相当の荷重を維持する供試体の差異について、パラメータ解析により考察を加える。

4. SRC柱の最適鋼材量に関する検討

4.1 概要

本研究で用いた解析手法により、SRC柱の座屈発生点および座屈後の耐力低下の様子を定量的に評価できることが分かった。一方、図-8～図-11に示したように、SRC断面においては、軸力や鉄筋量と鉄骨の鋼材量の違いにより、軸方向鉄筋の座屈に伴い急激な耐力低下を示す(以下、RC的断面と略す)場合と、鉄骨断面が十分であり座屈以降も緩やかな耐力低下を示す(以

表-3 パラメータの変動範囲および Case1 ～ Case4 の断面諸元

	変動範囲	A2 供試体 ¹⁹⁾	Case1	Case2	Case3	Case4
軸方向鉄筋径	D13 ～ D25	D13	D13	D13	D22	D22
H 鋼の高さ (mm)	200 ～ 250	250	250	200	250	250
フランジ幅 (mm)	100 ～ 250	250	250	200	250	250
ウェブ厚さ (mm)	6 ～ 15	10	15	10	10	7
フランジ厚さ (mm)	6 ～ 15	10	15	15	10	7
帯鉄筋間隔 (mm)	75, 113, 226	226	226	226	226	226
軸力比	0.07, 0.14, 0.21, 0.28	0.07	0.14	0.14	0.14	0.14

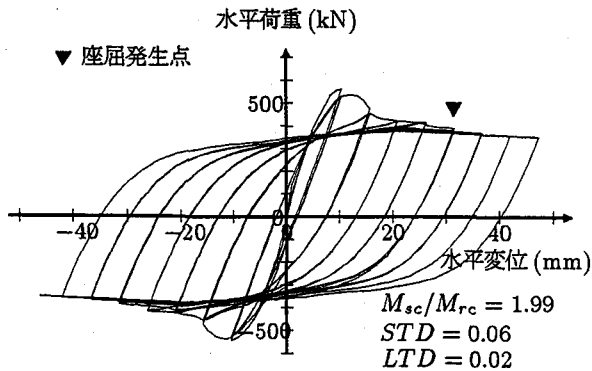


図-12 Case1 の解析結果 (SRC 的断面)

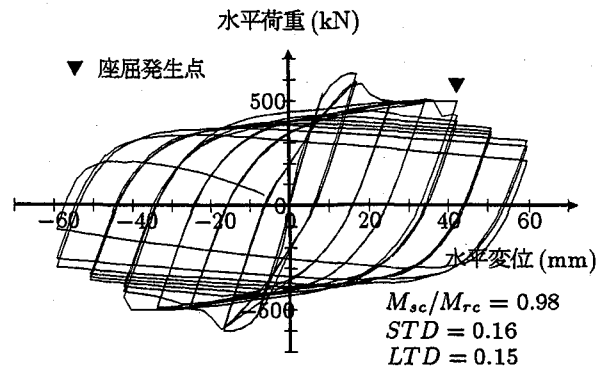


図-14 Case3 の解析結果 (RC 的断面)

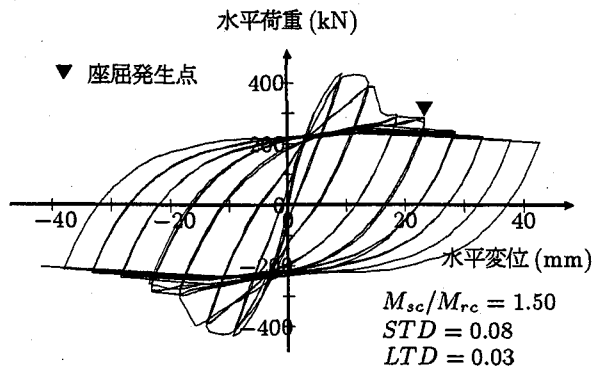


図-13 Case2 の解析結果 (SRC 的断面)

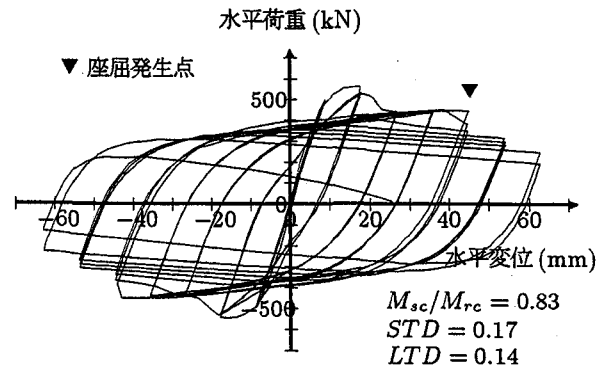


図-15 Case4 の解析結果 (RC 的断面)

下, SRC 的断面と略す) 場合がある。

そこで, 本解析手法を用いることにより, RC 的断面と SRC 的断面の境界となる鋼材量に関して検討を行った。解析には, 前述した A2 供試体を基準として, 表-3 に示す範囲で各諸元を変動させた供試体 83 体を用いた。A2 供試体は, 鉄道構造物として標準的に用いられている SRC 柱の断面諸元を有するように設計されている¹⁹⁾。また, A2 供試体を基準として各供試体を設計する際は, 鉄筋量や鉄骨の鋼材量が, コンクリート標準示方書⁴⁾や鉄道構造物等設計標準⁵⁾の規準を満たすように断面諸元を変動させた。想定した材料特性は, A2 供試体と同一とした。なお, 解析対象断面は, いずれも軸力比 (作用軸力 / 柱の圧縮耐力) 0.3 以上において, 引張鉄

筋の降伏よりもコンクリートの圧壊が先行した。そこで本解析では, 土木構造物への適用を想定した上で, 軸力比 0.07, 0.14, 0.21, 0.28 を解析対象とした。解析は変位制御で行い, 村田らの実験と同様に, 降伏変位の整数倍毎に 3 回ずつ交番载荷した。

4.2 耐力低下指標および断面パラメータ

表-3 の範囲の断面諸元を有する供試体の解析例として, 供試体 Case1 ～ Case4 の解析結果をそれぞれ図-12 ～ 図-15 に示した。なお, 供試体 Case1 ～ Case4 の断面諸元は表-3 に記してある。図-12 および図-13 は, SRC 的断面を有する柱の荷重 - 変位関係であり, 図-14 および図-15 は, RC 的断面を有する場合の結果で

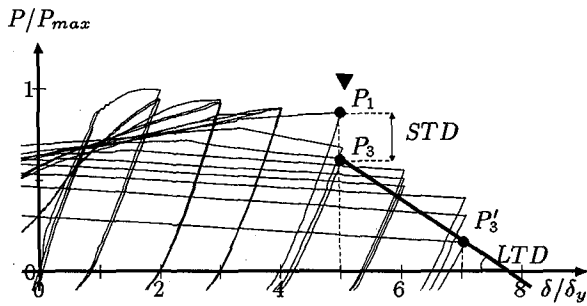


図-16 耐力低下指標 STD および LTD の幾何的意味

ある。各図から、RC 的断面を有する供試体は軸方向鉄筋の座屈発生と同時に急激な耐力低下となるのに対して、SRC 的断面を有する供試体は座屈後も緩やかな耐力低下を示し、優れた変形性能を発揮していることが分かる。

そこで、軸方向鉄筋の座屈後の耐力低下の様子を定量的に評価するために次の 2 つの指標を定義した。

- 軸方向鉄筋の座屈時の耐力低下量 (STD)

$$STD = \frac{(P_1 - P_3)}{P_{max}} \quad (20)$$

- 軸方向鉄筋の座屈後の耐力低下進行量 (LTD)

$$LTD = \frac{(P_3 - P'_3)}{2P_{max}} \quad (21)$$

STD は、図-16 に示すように、最大荷重 P_{max} と降伏変位 δ_y によって無次元化した荷重-変位関係において、軸方向鉄筋が座屈した载荷ステップにおける 1 周目および 3 周目の正荷重からの折返し点の荷重の差 ($P_1 - P_3$) であり、STD が大きいほど急激な耐力低下が生じたことを示す。また LTD は、図-16 に示す無次元化した荷重-変位関係において、軸方向鉄筋の座屈が発生した $n\delta_y$ の载荷ステップと $(n+2)\delta_y$ の载荷ステップにおける 3 周目の正荷重からの折返し点 (n, P_3) と $(n+2, P'_3)$ を結ぶ勾配であり、LTD が大きいほど耐力低下の進行が早いことを示している。なお、他の载荷ステップに着目して LTD を算定しても、同様の考察が得られ、また $(n+3)\delta_y$ 以降の载荷ステップでは、RC 的断面の多くが軸力を支えることができずに解析が終了した。そのため、ここでは $(n+2)\delta_y$ の载荷ステップに着目した結果を示す。

軸方向鉄筋が座屈した後の耐力低下の様子を表す STD や LTD の大きさは、主に鉄骨の鋼材量と軸方向鉄筋量の比率により決まると考えられる。そこで、各供試体断面から軸方向鉄筋を除いた鉄骨コンクリートの曲げ耐力 (以下、 M_{sc} と略す) と鉄骨断面を除いた鉄筋コンクリート断面の曲げ耐力 (以下、 M_{rc} と略す) の比 M_{sc}/M_{rc} に着目して、STD および LTD との関係を検討した。なお、 M_{sc} と M_{rc} は、コンクリートの縁ひずみが 0.0035 に達するときの曲げ耐力と定義した。

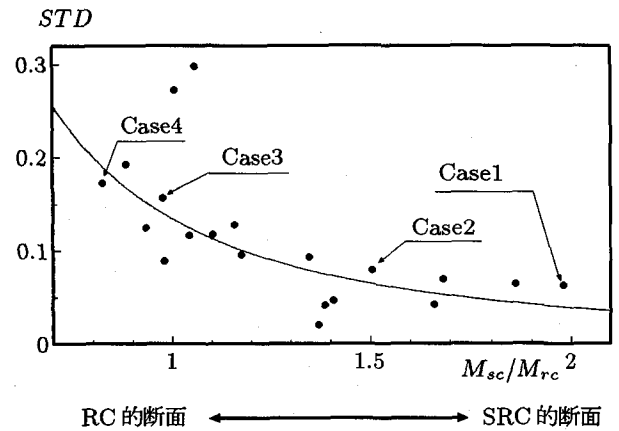


図-17 軸力比 0.14 による耐力低下 (STD)

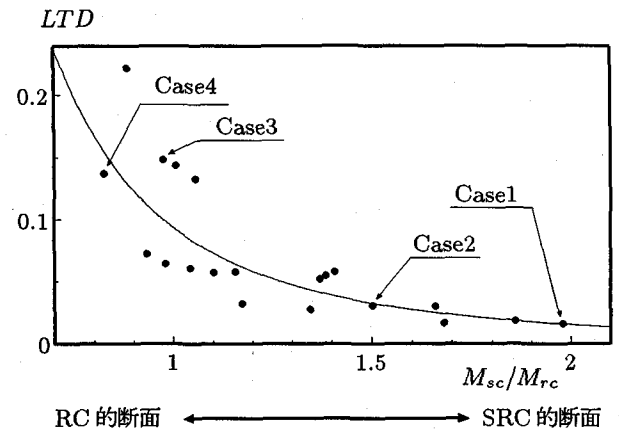


図-18 軸力比 0.14 による耐力低下 (LTD)

4.3 解析結果と考察

曲げ耐力の比 M_{sc}/M_{rc} と式 (20)、(21) に定義した 2 つの指標 STD と LTD の関係を検討した。なお、 $8\delta_y$ までに座屈が生じなかった場合には、STD、LTD とともに 0 とした。

軸力比 0.14、帯鉄筋間隔 226mm であり、その他の各諸元は表-3 に示す範囲で変動させた供試体に対する解析結果を図-17、図-18 に示す。図-17 が STD、図-18 が LTD の結果である。また両図には、 M_{sc}/M_{rc} と STD および LTD の関係を表す近似曲線、および前記した Case1 ~ Case4 の供試体から得られた結果を明示している。なお、Case1 ~ Case4 より得られた STD および LTD の具体的な値は、各々の荷重-変位関係とともに図-12 ~ 図-15 に示してある。

Case3 および Case4 の結果である図-14 および図-15 に示した荷重-変位関係からも分かるように、軸方向鉄筋量が鉄骨の鋼材量に比べ相対的に大きい M_{sc}/M_{rc} が 1 程度以下となる供試体では、座屈に伴って大きな耐

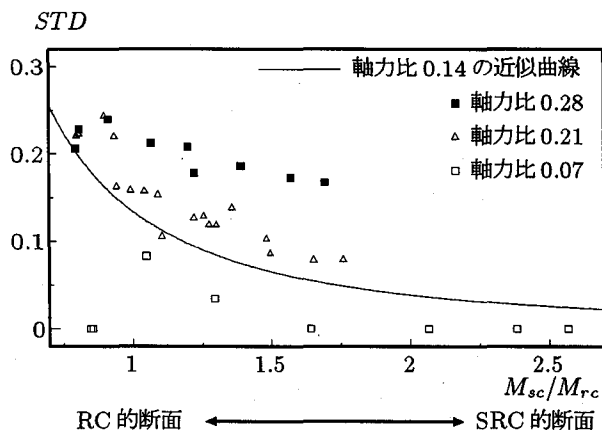


図-19 軸力比の違いによる耐力低下の様子 (STD)

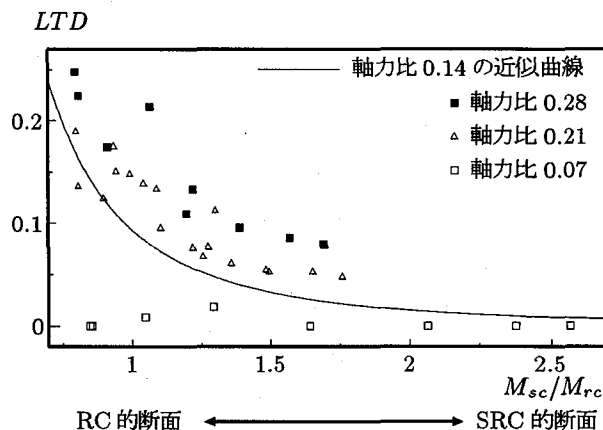


図-20 軸力比の違いによる耐力低下の様子 (LTD)

力低下が生じている。前述した仲ら³⁾の実験供試体の他に、川井・村田ら²³⁾の正負交番荷重実験においても、鉄骨鉄筋比の違いによる部材の変形性能の差は見られないものの、鉄骨鉄筋比が極端に小さい供試体 ($M_{sc}/M_{rc}=0.52$) では、終局変位以降の耐力低下の割合が非常に大きいことが報告されている。また、 M_{sc}/M_{rc} が 1.5 以下の場合には、算定される STD および LTD にばらつきが認められる。これは、軸方向鉄筋の座屈に伴う耐力低下量の大きさには、着目した曲げ耐力比 M_{sc}/M_{rc} 以外の要因、例えば加藤らの座屈モデルのパラメータである軸方向鉄筋径や帯鉄筋径なども関係するためである。しかしながら、 M_{sc}/M_{rc} が 1.5 程度を超えると、 STD および LTD とともにほぼ一定の小さな値を示し、図-13 の Case2 ($M_{sc}/M_{rc}=1.50$) に対する解析結果からも、軸方向鉄筋の座屈後も安定して耐力を保持していることが確認できる。従って、図-17 や図-18 に示す結果から、村田らの A2 供試体を基準とした表-3 に示す各パラメータの変動範囲において、 M_{sc}/M_{rc} が 1.5 以上となるように軸方向鉄筋量および鉄骨の鋼材量を決定すれば、軸方向鉄筋の座屈が生じても、SRC 柱の大幅な耐力低下にはつながらないと言える。また、仲ら³⁾の実験供試体を基準としたパラメータ解析も行ったが、同様の結果が得られている。

なお、例えば鉄道構造物等設計標準⁵⁾では、曲げ降伏耐力を保持する最大変位点を終局と定義している。従って、SRC 柱の耐震設計にあたり、応答変位や応答部材角をこの終局の定義から計算される許容値以下に抑えれば、安全性照査を満足するため、特に軸方向鉄筋の座屈に伴う耐力低下を問題にすることはない。しかしながら、設計上考慮する安全率などと同じく、想定した以上の地震動が発生した場合などの不測の状況に備えるため、過大な応答変位の作用に対しても、安定して耐力を保持するように配慮しておくことは重要である。特に、鉄道構造物として標準的に用いられる諸元を有する A2

供試体と $M_{sc}/M_{rc}=1.50$ である Case2 供試体の鉄骨の鋼材量には大差なく、 M_{sc}/M_{rc} を 1.5 以上となるように構造細目などで規定することは、特別に設計を困難にするものではない。今後は、SRC 構造としての特徴をより発揮させるため、軸方向鉄筋量と鉄骨の鋼材量の比率を考慮した設計が必要と考える。

次に、図-17 および図-18 の結果に対し、軸力比の影響を検討するため、帯鉄筋間隔は 226mm と同一とし、軸力比を 0.07、0.21、0.28 とした時の結果を図-19 および図-20 に示した。図-19 が STD に対する結果であり、図-20 が LTD に対する結果である。図中の曲線は、図-17 および図-18 で示した軸力比 0.14 の結果に対する近似曲線である。軸力比 0.21 の場合、軸力比が大きくなるのに伴い、軸力比 0.14 のときの結果に比べ STD および LTD とともに、大きな値となっている。さらに、 M_{sc}/M_{rc} が 1 を下回る場合には、座屈が発生した荷重ステップ内で解析が終了するような急激な耐力低下を示す場合も見られた。しかしながら、軸力比 0.21 の場合でも、 M_{sc}/M_{rc} を 1.5 より大きく確保すれば、概ね軸力比 0.14 の Case2 の STD や LTD の値となり、荷重-変位関係としても軸方向鉄筋の座屈による耐力低下の影響が非常に小さくなることが確認された。さらに、軸力比が 0.07 の場合には、全てのケースにおいて、 $8\delta_y$ まで座屈が発生しないか、もしくは座屈が生じても、 STD および LTD とともに小さな値であった。従って、表-3 に示す各諸元のパラメータ解析から、軸力比 0.21 以下であり、 M_{sc}/M_{rc} を 1.5 以上確保すれば、軸方向鉄筋の座屈後も安定して耐力を保持できる結果となった。

土木構造物としては高軸力にあたる軸力比 0.28 の場合には、 LTD に関しては軸力比 0.14 や 0.21 の場合と同様の傾向を示しているが、 STD に関しては、 M_{sc}/M_{rc} の値に関わらず、大きな耐力低下が生じたことを示す値となっている。これは、高軸力が作用するため、

座屈が発生したステップ内の繰返し載荷の間において急速に軸方向鉄筋の耐力が失われるためと考えられる。このため軸力比 0.28 では、表-3 に示す範囲で変動させた供試体に対し、座屈発生後に緩やかな耐力低下となることは期待できない。既往の SRC 柱の研究において、江ら²⁴⁾は、定変位振幅で繰返し載荷されても柱の曲げ耐力が一定の値に収束し、崩壊が起こらない安定限界軸力の算定式を提案している。A2 供試体に対し、この算定式から安定限界軸力比を計算した結果、0.46 となった。また、若林ら¹²⁾は、鉄筋量と鉄骨の鋼材量が少ない場合は軸力比 0.3 程度以下、多い場合は軸力比 0.1 ~ 0.2 以下であれば曲げ耐力の低下を防げることを報告している。これらの結果に対し、本解析では、軸力比 0.28 の場合には、軸方向鉄筋の座屈に伴う耐力低下を避けることができない結果となった。

座屈区間 N_b としては、一部の場合を除き、帯鉄筋間隔 226mm で 1 区間座屈、113mm で 2 区間座屈、75mm で 3 区間座屈となった。また、帯鉄筋間隔以外は同じ諸元を有する供試体同士の比較から、帯鉄筋間隔 226mm の場合と比べ、113mm の場合には約 $1\delta_y$ 、75mm の場合には約 $2\delta_y$ 、座屈が発生する載荷ステップが遅れる結果となった。なお、帯鉄筋間隔の違いに着目して STD や LTD の値を検討したが、有意な差は見られなかった。

5. まとめ

本研究は、軸力と交番繰返し載荷を受ける SRC 柱を対象とし、軸方向鉄筋の座屈やそれに伴う耐力低下の様子を、ファイバーモデルを用いた解析により再現した。また、構築した解析モデルによるパラメータ解析により、軸方向鉄筋の座屈が生じて、急激な耐力低下を示さないための、鉄筋量と鉄骨の鋼材量の比率に関する検討を行った。

以下に、本研究により得られた結論を示す。

1. 簡易的な解析手法であるファイバーモデルに軸方向鉄筋の座屈を考慮した応力-ひずみ曲線を適用することで、正負交番載荷を受ける SRC 柱の実験結果の再現を試みた。その結果、軸力の大きさや帯鉄筋間隔等に関わらず、軸方向鉄筋の座屈が生じる変位やその後の耐力低下の様子を定量的に評価できることを確認した。
2. 実際に供用されている SRC 断面と同様の諸元を有する各供試体のパラメータ解析から、軸力比 0.21 以下であり、 M_{sc}/M_{rc} として約 1.5 を確保しておけば、軸方向鉄筋の座屈後の大変形域においても優れた変形性能を発揮できる。一方、 M_{sc}/M_{rc} が 1.0 を下回る場合には、軸方向鉄筋の座屈に伴い、急激な耐力低下を示すことを確認した。
3. 軸力比 0.28 程度になると、本研究で設定した各諸

元の変動範囲では、全てのケースにおいて、軸方向鉄筋の座屈発生と同時に急激な耐力低下を示した。

なお本研究では、軸方向鉄筋の座屈とそれに伴う SRC 柱の耐力低下の関係を定量化することを目的としたため、鉄骨部の座屈挙動をモデル化していない。鉄骨フランジ部の座屈が部材の耐力低下に与える影響は小さいことを指摘する実験結果も報告されているが^{25), 26)}、今後、これらの影響を考慮できる解析モデルを構築し、詳細に検討していきたいと考える。

参考文献

- 1) 土井希祐：鉄骨鉄筋コンクリート部材の荷重-変位履歴特性モデルに関する研究，構造工学論文集，Vol.41B，pp.403-410，1995。
- 2) 土井希祐：SRC 部材の安定限界変形量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.20，No.3，pp.805-810，1998。
- 3) 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。
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，平成 8 年版，1996。
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，1998。
- 6) 幸左賢二，大塚久哲，星隈順一，佐々木協一，新保弘：RC 橋脚の変形性能向上に関する実験的研究，土木学会論文集，No.578/V-37，pp.43-56，1997。
- 7) Mattock, A.H : Discussion of rotational capacity of reinforced concrete beam by W.G. Corley, Journal of the Structural Division, ASCE, pp.519-522, 1967.
- 8) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1987。
- 9) 林寛之，井林康，鈴木基行：鉄骨鉄筋コンクリート柱の力学的特性に関する基礎的研究，土木学会第 53 回年次学術講演会 第 5 部，pp.808-809，1998。
- 10) 上原広，西村泰志，南宏一：軸力と 2 軸曲げを受ける SRC 部材の曲げ変形能力の検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，pp.1187-1192，1994。
- 11) 星隈順一，川島一彦，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係，土木学会論文集，No.520/V-28，pp.1-11，1995。
- 12) 若林實，柴田道生：一定軸力と変動曲げモーメントを受ける鉄骨鉄筋コンクリート断面の変形能力，京大防災研究所年報第 19 号 B，pp.1-14，1976。
- 13) R.Park, M.J.Nigel Priestley, Wayne D.Gill : Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, No.ST-4, pp.929-950, 1982.
- 14) 増川淳二，須田久美子，前川宏一：かぶりコンクリートの剥離と鉄筋座屈を考慮した中空断面 RC 橋脚の 3 次元非線形 FEM 解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.37-42，1999。

- 15) 中村光, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 鉄筋の座屈が RC 構造のポストピーク挙動に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.337-342, 1992.
- 16) 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一数值解析, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1387-1398, 1999.
- 17) 加藤大介: 鉄筋コンクリート部材の主筋の座屈性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 436 号, pp.135-143, 1992.
- 18) 加藤大介, 金谷淳二: 繰り返し加力を受ける RC 造柱の主筋の座屈性状の評価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.13, No.2, pp.369-374, 1991.
- 19) 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.
- 20) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1997.
- 21) 村田清満, 池田学, 渡邊忠朋, 戸塚信弥: 鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.207-218, 1999.
- 22) 村山八州雄, 須田久美子, 一宮利通, 新保弘: 交番繰り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.
- 23) 川井治, 村田清満, 木下雅敬, 寺田昌弘: 軸力と曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱の交番載荷試験, 鉄道総研報告, Vol.9, No.4, 1995.
- 24) 江冠華, 松井千秋, 津田恵吾: SRC 柱部材の安定限界軸力の計算法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1713-1714, 1992.
- 25) 鈴木敏郎, 元結正次郎, 内山政彦: 鉄骨コンクリート部材の短柱圧縮時の耐力および変形能力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 480 号, pp.171-178, 1996.
- 26) 千田信彦, 那須敏男: 幅厚比の大きい鉄骨を用いた SRC 部材の耐震性能に関する基礎的研究 (その 2) SRC 梁の曲げ実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.2241-2242, 1982.

(2000 年 9 月 14 日 受付)