

繰り返し曲げを受ける RC 柱の鉄筋座屈特性に関する実験的ならびに解析的研究

An Experimental and Analytical Study on Buckling Properties of RC Columns
Subjected to Cyclic Flexural Deformation

鈴木森晶*・水野英二**
Moriaki SUZUKI and Eiji MIZUNO

* 正会員 博士 (工学) 愛知工業大学准教授 工学部都市環境学科 (〒470-0392 豊田市八草町八千草1247)

** 正会員 Ph.D. 中部大学教授 工学部都市建設工学科 (〒487-8501 春日井市松本町1200)

The present paper deals with the experimental and analytical study on the buckling properties of rebar inside the reinforced concrete (RC) columns subjected to cyclic flexural deformation. The experimental results from the cyclic loading test on RC column specimens with the different lateral hoop ratios have been examined with respect to the buckling behavior of rebar in the progressive failure zone (i.e., plastic hinge zone). Also, the buckling behavior of rebar has been numerically investigated from the finite deformation analyses of rebar under cyclic axial compression. The buckling properties have been incorporated into the finite element program FEAP, and then the numerical results have been compared with the experimental data to check the validity of buckling model of rebar. It turns out that the finite element analyses on the post-peak behavior of RC columns can be effectively performed by taking account of the buckling model of rebar at a structural level.

Key Words: RC column, rebar, lateral hoop, buckling properties, stress-strain, cyclic loading test, FEM analysis

キーワード: 鉄筋コンクリート柱, 主鉄筋, 横拘束筋, 座屈特性, 応力-ひずみ, 繰り返し載荷実験, 有限要素解析

1. はじめに

横拘束筋間隔と配筋量が鉄筋コンクリート (RC) 構造物の変形性能に大きな影響を与える。さらに、主鉄筋 (または軸方向鉄筋) のはらみ出し (以下、座屈とも称する) が RC 構造物のポストピーク域での変形性能などの挙動に大きな影響を与えることが分かっている^{1)~4)}。しかし、主鉄筋の座屈現象は、横拘束筋間隔、コンクリート強度、さらには載荷パターンなどの条件で異なるため、そのメカニズムは明確になっていないのが現状である。それゆえ、筆者らは、「軸圧縮力」および「横拘束筋間隔」⁵⁾、「横拘束筋間隔」および「載荷パターン」⁶⁾、さらには「コンクリート強度」⁷⁾を要因として、一方向曲げおよび繰り返し曲げを受ける RC 柱供試体の載荷実験をそれぞれ実施してきた。しかしながら、主鉄筋の座屈挙動に関する詳細な観察は、かぶりコンクリートが剥落した後に限られ、はらみ出し前後の主鉄筋の挙動を十分に観察することが困難であった。

本研究では、繰り返し載荷下での RC 柱基部における主鉄筋の座屈発生直後の性状も含めた詳細な観察・検討を行うため、かぶりコンクリートの有る RC 柱供試体と

無い RC 柱供試体 (200×200×1000 mm:4 体ずつ計 8 体) を作製し、一定の軸圧縮力下での一方向繰り返し曲げ載荷実験を実施した。ここでは、特に、載荷方向反転後の主鉄筋の座屈挙動に着目し、「横拘束筋間隔」および「かぶりコンクリート」の要因が、座屈発生・進展などの挙動に与える影響を実験データにより詳細に検討した。また、荷重-変位履歴曲線上の座屈発生点の特徴などを考察することにより、繰り返し力を受ける RC 柱の鉄筋座屈の発生メカニズムを考察・検討した。

これらの考察結果を基に、「横拘束筋間隔」および「繰り返し変形による主鉄筋の初期不整 (はらみ出しの程度)」を要因とした、軸圧縮力を受ける鉄筋の FEM 解析を実施し、鉄筋の圧縮耐力低減率と実験挙動との関連について考察を行った。さらに、座屈挙動の解析結果を有限要素解析プログラムの構成モデル (鋼材の修正二曲面モデルなど) に採り入れて、繰り返し曲げ力を受ける RC 柱のポストピーク領域における繰り返し挙動解析を実施した。これら解析結果と実験結果とを比較することにより、かぶりコンクリートが剥離し、主鉄筋が座屈した後の圧縮耐力低減特性のモデル化に関して、その妥当性を検証した。

2. 実験概要

2.1 供試体および材料特性

実験には、文献7)と同様、断面寸法200×200 mm、柱有効高さ1000 mm、せん断スパン比5を有する曲げ破壊先行型のRC柱供試体を用いた。主鉄筋にはD10 (SD295A)を8本、横拘束筋にはD6 (SD295A)を、間隔 $s=65, 90, 105, 120$ mmでそれぞれ配筋した。 $s=90$ mmを有する供試体の配筋を図-1に示す。打設コンクリートには、設計基準強度 $f_{ck}=40$ MPaの普通強度コンクリートを用いた。本研究では、特にRC柱基部の主鉄筋の座屈性状に着目し、主鉄筋の座屈挙動を観察するため、文献7)で筆者らが行った実験と同様の供試体4体、基部から400 mm区間をかぶりコンクリート無しとした供試体4体を加えた、計8体を作製した。作製した供試体および材料定数の一覧を表-1に示す。なお、かぶり無しコンクリート供試体を作製する際にはコンクリートを打設する前に型枠内に発泡スチロールを設置し、かぶり無し区間の鉄筋がすべて露出するようにした。

2.2 荷重装置ならびに荷重パターン

本研究では、文献7)と同様な荷重装置を用い、一定軸力(軸力比5% : かぶり有り : 87.9 kN, かぶり無し : 75.5 kN)下での一方向繰り返し荷重実験を実施した(写真-1参照)。本実験では、文献7)で用いた荷重パターン1, 2

とは異なった、2種類の荷重パターンを設定した(図-2参照)。かぶり有り供試体の場合には、荷重パターン3:0 → 8 → -8 → 8 → -16 → 16 → -16 (× δ_y)を、かぶり無し供試体の場合には、荷重パターン4:0 → 8 → -8 → 16 → -16 → 16 (× δ_y)を採用した。ここで、 δ_y は部材降伏時の柱頭での水平変位である。部材降伏時の変位 δ_y および降伏荷重 P_y を表-2に示す。

8 δ_y まで初期荷重した理由は、文献7)にあるように、8 δ_y から鉄筋のはらみ出しにより、履歴曲線に対して顕著な差異が生ずることによる。また、荷重パターンが異なる理由は、かぶりコンクリートの有無の違いによる主鉄筋の座屈状況を比較する上で、座屈発生時におけるかぶりコンクリート部分のある程度等価な状態にするためである。すなわち、荷重パターン3における0 → 8 δ_y → -8 δ_y の荷重履歴は、初期荷重で圧縮となる面にかぶりコンクリートの剥離などの損傷を生じさせる役割がある。

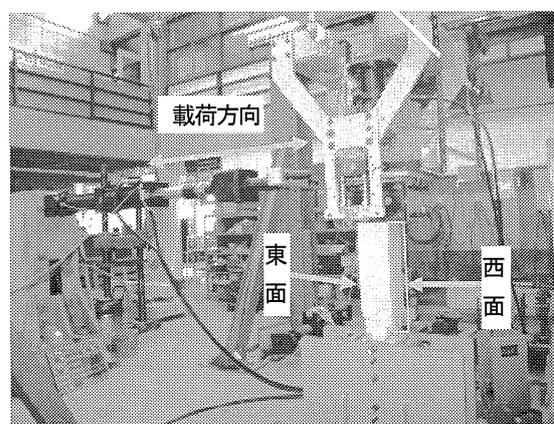
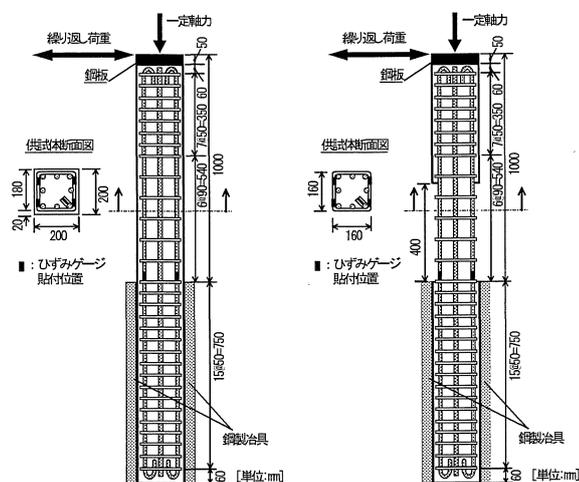
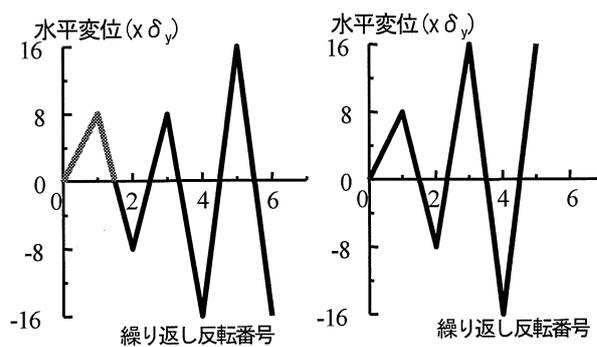


写真-1 実験荷重装置概要



(a) かぶり有り (b) かぶり無し

図-1 供試体概要図



(a) 荷重パターン3 (かぶり有り) (b) 荷重パターン4 (かぶり無し)

図-2 荷重パターン

表-1 材料定数一覧

横拘束筋 間隔s (mm)	コンクリート 設計基準 圧縮強度 40 MPa	主鉄筋 (D10)		横拘束筋 (D6)	
		降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
65	かぶり有	328	452	326	423
90	39.7				
105	かぶり無				
120	33.4				

表-2 降伏変位および降伏荷重

横拘束筋 間隔s (mm)	かぶり有り		かぶり無し	
	降伏変位 δ_y (mm)	降伏荷重 P_y (kN)	降伏変位 δ_y (mm)	降伏荷重 P_y (kN)
65	8.31	20.5	7.88	13.5
90	8.65	20.2	7.49	14.2
105	8.24	20.4	7.60	14.5
120	8.05	22.0	7.34	12.9

3. 実験結果および考察

3.1 荷重—変位関係

すべての水平荷重—水平変位関係を図-3 および図-4 に示す。図中、圧縮側面の主鉄筋座屈開始時点を■と□で示し、引張側面の主鉄筋座屈開始時点を◆と◇で示す。黒塗り記号は第1ループ、白抜き記号は第2ループでの座屈開始時点を示す。

かぶりの有無による座屈発生メカニズムの詳細な説明は後述するが、かぶりの有無で異なる履歴が見られた。つまり、かぶりが有る場合は、 $0 \rightarrow 8 \delta_y \rightarrow -8 \delta_y \rightarrow 8 \delta_y$ の荷重で■の位置にて圧縮側面に最初の座屈が観察され、続いて、 $8 \delta_y \rightarrow -8 \delta_y$ の荷重で◆に示す位置で引張側面に座屈が観察された。一方、かぶりが無い場合は、 $0 \rightarrow 8 \delta_y \rightarrow -8 \delta_y$ の荷重で◆に示す位置で引張側面に最初の座屈が観察され、続いて、 $-8 \delta_y \rightarrow 16 \delta_y$ の荷重で■に示す位置で圧縮側面に座屈が観察された。また、横拘束筋間隔 $s = 120 \text{ mm}$ のかぶり有り供試体の場合には、一部のかぶりコンクリートが早く剥離したため、1本の主鉄筋の座屈(図-3(d)の▲記号)が早い段階で生じた。

1サイクル目の荷重にて座屈が発生した後の挙動を「かぶりの有・無」の供試体と比較すると、かぶり有りの場合は、かぶりコンクリートが十分に剥離していないために、鉄筋の座屈挙動がある程度制限される。それゆえ、目立ったピンチング現象が見られない。座屈発生後、内部コンクリートと引張を受ける側の鉄筋の強度が発揮されるため耐力が上昇し、最大耐力に至る挙動を呈する。一方、かぶり無しの場合は、かぶりコンクリートがない

ために座屈が広範囲にまで進展し、耐力が急激に低下する。しかし、内部コンクリートおよび引張を受ける側の鉄筋が抵抗するため、再び耐力が向上し、最大耐力に達した後に耐力低下を呈する。

また、2サイクル目の荷重における座屈発生個所においても、履歴曲線の湾曲に違いが見られる。かぶり有りの場合(図-3参照)、例えば、 $-16 \delta_y \rightarrow 16 \delta_y$ の荷重では、過去の最大耐力点Aを目指すことなく耐力が低下している。一方、かぶり無しの場合(図-4参照)、横拘束筋間隔が短い場合には、同じ荷重である $16 \delta_y \rightarrow -16 \delta_y$ で、過去の最大耐力点である点Bを目指すような挙動を示している。どちらも主鉄筋が座屈を生じた後の履歴であるが、これは内部コンクリートの強度劣化の違いによるものと考えられる。すなわち、かぶりが有る場合の二回目の座屈発生点(シンボル□)までの吸収エネルギー量の方が、かぶりが無い場合の二回目の座屈発生点(シンボル◇)までの吸収エネルギー量よりも大きいため、その分だけコアコンクリートの強度劣化がより顕著になる。

3.2 吸収エネルギー量について

吸収エネルギー—累積変位関係を図-5に示す。ここで、吸収エネルギーとは、柱頂部に作用する荷重により柱に入力される外力エネルギーの総和であり、一方、累積変位量とは、柱頂部の変位量の軌跡である。なお、図中、累積変位量は柱頂部の降伏変位 δ_y で無次元化してあり、吸収エネルギー量は実数値である。図-5から分かるように、いずれの供試体もかぶり有り供試体の方がかぶりコンクリートが剥落するのに必要なエネルギー分だけ概ね

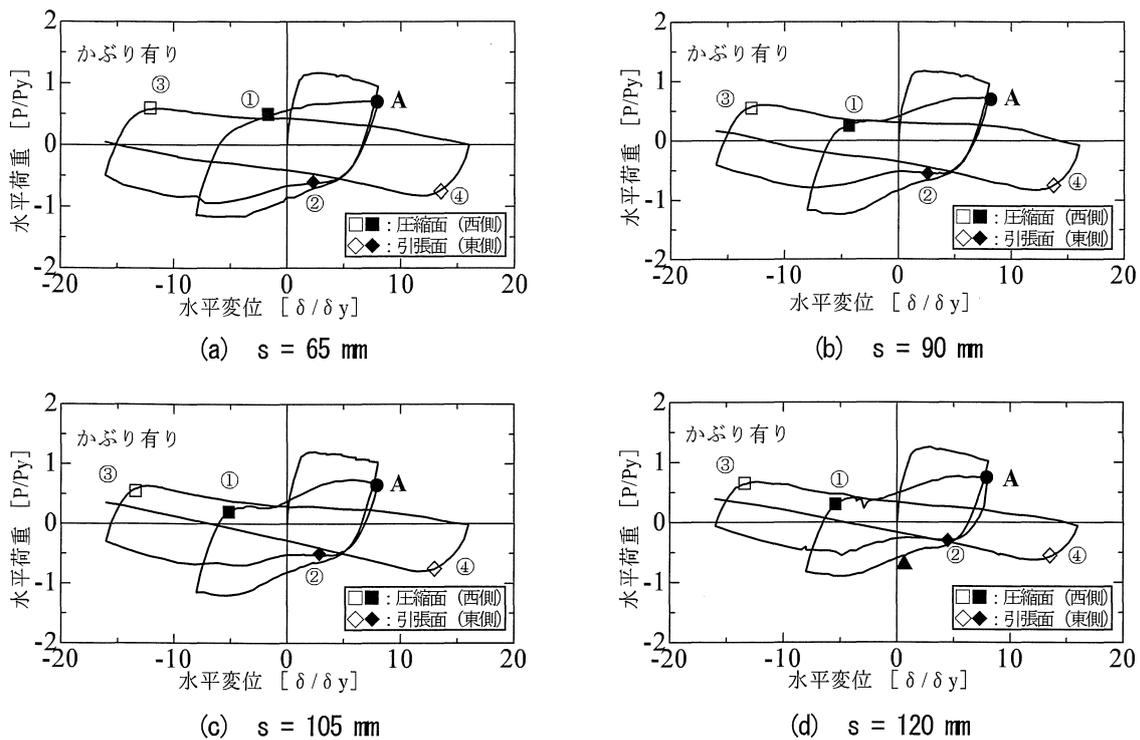


図-3 水平荷重—水平変位関係(かぶり有り)

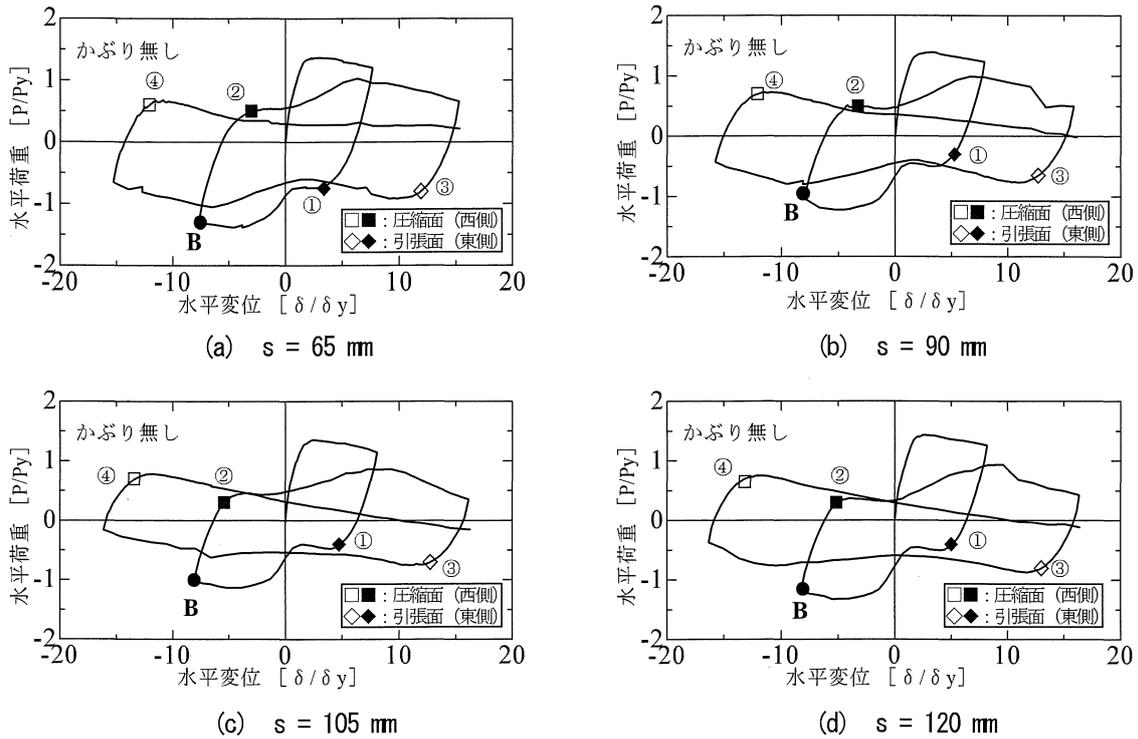


図-4 水平荷重—水平変位関係(かぶり無し)

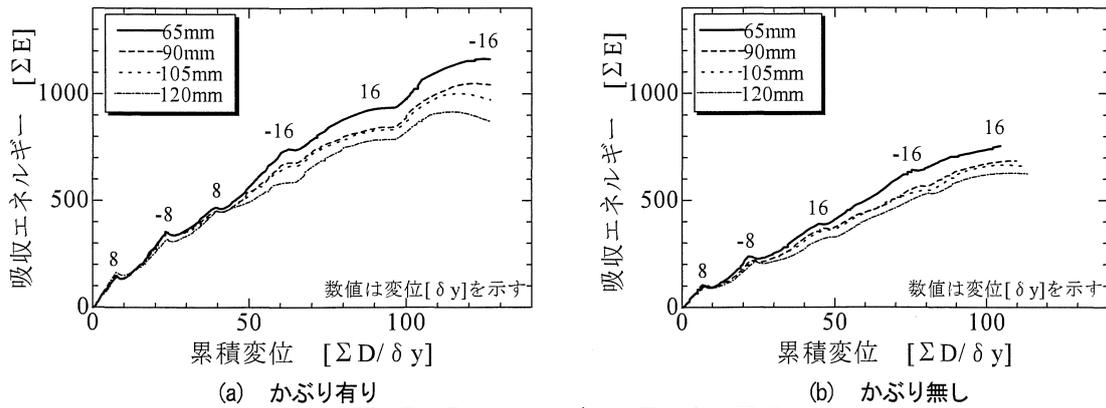


図-5 吸収エネルギー—累積変位関係

高い値となっている。また、横拘束筋間隔 s が大きくなるに従い、吸収エネルギーは小さくなる。破壊状況を比較すると、かぶり有り供試体の場合は基部コンクリートの破壊領域が広く、コアコンクリートの損傷が顕著であった。一方、かぶり無し供試体の場合は、破壊領域が基部コンクリートの一部に限定され、コアコンクリートの損傷も少なかった。

3.3 主鉄筋の座屈性状

ここでは、実験にて観察された主鉄筋の座屈状況、特に、座屈長さ L (定義を図-6 に示す) について考察する。横拘束筋間隔 $s = 65 \sim 120 \text{ mm}$ を有する供試体の荷重方向東面と西面を写真-2~写真-5 に示す。ここでは、荷重履歴 $-16 \delta_y \rightarrow 16 \delta_y$ における、かぶり有り供試体西面の主鉄筋 No.3, 4, 5 (定義を図-7 に示す) の座屈発生後の状況を写真-2~5 の(a) に示す。また、荷重履歴 $16 \delta_y \rightarrow$

$-16 \delta_y$ における、かぶり無し供試体東面の主鉄筋 No.1, 7, 8 の座屈発生後の状況を写真-2~5 の(b) に示す。

写真から分かるように、かぶりの有無で座屈形状が異なり、座屈長さ L に違いがあった。かぶり有り供試体の場合には、柱基部固定端とその直上の横拘束筋との間で主鉄筋が座屈する形状(各写真(a)を参照)が観察されたが、かぶり無しの供試体では、横拘束筋を越えて座屈範囲が広がっている(各写真(b)参照)。これは、かぶりコンクリートが無い場合横拘束筋だけでは主鉄筋が十分に拘束されず、座屈範囲が広がったと考えられる。かぶり無しの場合には、座屈形状がS字型の形状を呈した場合もあった。この座屈形状はかぶり無しの場合にのみ生じ、横拘束筋間隔は異なるものの、 $s = 65 \text{ mm}$ および 90 mm にも同様な座屈が観察された。さらに、かぶり有りとかぶり無しの場合では座屈長に違いが観察された。すなわち、かぶり有りの場合は、座屈長が横拘束筋間隔とほぼ同じ

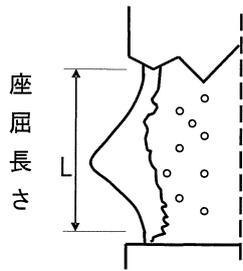


図-6 座屈長の定義

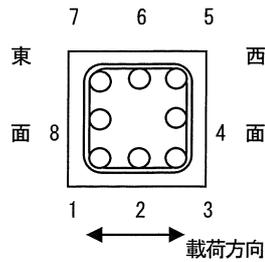


図-7 主鉄筋断面

長さ ($L = 110 \text{ mm}$ 程度) となっているが、かぶり無しの場合、座屈長が横拘束筋間隔の約2倍程度 ($L = 230 \text{ mm}$ 程度) となった。なお、横拘束筋間隔 $s = 65 \text{ mm}$ および 90 mm の場合にも座屈長は多少のばらつきはあるが、同様な傾向が見られた。これらの座屈形状および座屈長の違いは、かぶりコンクリートの拘束作用に起因する。

3.4 鉄筋の座屈メカニズム

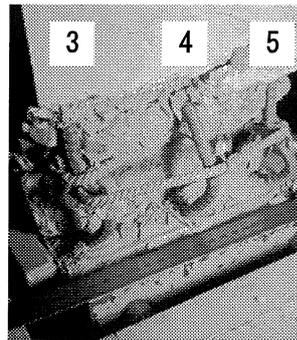
ここでは、横拘束筋間隔 $s = 90 \text{ mm}$ を有する「かぶり有り・無し」供試体の水平荷重-水平変位関係 (図-3, 図-4), 損傷進展状況 (写真-6, 写真-7) および座屈発生の様式図 (図-8, 図-9) に基づいて、主鉄筋の座屈発生メカニズムについて考察する。

写真-6および写真-7は、いずれも西面が圧縮側面(写真右側), 東面が引張側面(写真左側)となっている。ここで、圧縮(引張)側面とは、初期荷重 ($0 \rightarrow 8 \delta_y$) において、圧縮(引張)領域となる面である。

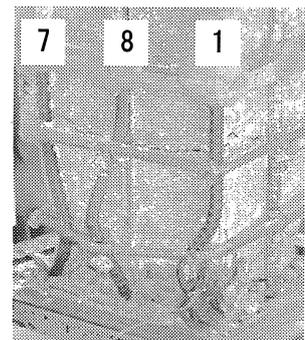
繰り返し曲げを受ける RC 柱の基部で主鉄筋が座屈を生じ始めるためには、一般に、(1) 基部破壊域でのかぶりコンクリートが剥離する、(2) 主鉄筋が塑性域で引張状態にある、(3) 荷重方向が反転して、主鉄筋が圧縮側に負荷される、プロセスが必要となる。

例えば、かぶり有り供試体の場合には、十分大きな繰り返し変形を受けて圧縮側のかぶりコンクリートが剥離した後、引張鉄筋が圧縮側に荷重を受ける過程で座屈が発生する (図-8)。すなわち、荷重-変位曲線 (図-3(b)) における $-8 \delta_y \rightarrow 8 \delta_y$ の荷重での■で示す位置にて圧縮側面(写真右側)に最初の座屈が生じており、写真-6(a)の写真からも確認できる (図-8(c)参照)。一方、かぶり無し供試体の場合は、かぶりコンクリートの剥離がすでに生じていることと同じであるため、大きな変形を受けた引張鉄筋が、荷重方向の反転により圧縮側に負荷されたときに座屈が発生する (図-9)。すなわち、図-4(b)における $8 \delta_y \rightarrow -8 \delta_y$ の荷重での◆で示す位置にて引張側面(写真左側)に最初の座屈が生じており、写真-7(a)からも確認できる (図-9(c)参照)。以後、同様に、引張側面の座屈 (図-3(b)の◆印) および圧縮側面の座屈 (図-4(b)の■印) がそれぞれ対応する。

以上より分かるように、かぶりの有無に違いがある場合、主鉄筋の座屈発生状況に半サイクル分の荷重履歴に

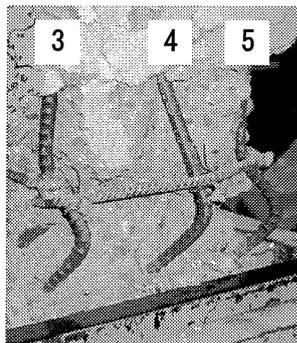


(a) $-16 \delta_y \rightarrow 16 \delta_y$
かぶり有り 西面

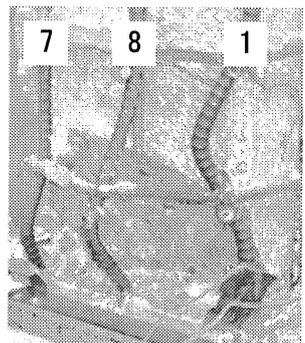


(b) $16 \delta_y \rightarrow -16 \delta_y$
かぶり無し 東面

写真-2 座屈性状 (横拘束筋間隔 $s = 65 \text{ mm}$)

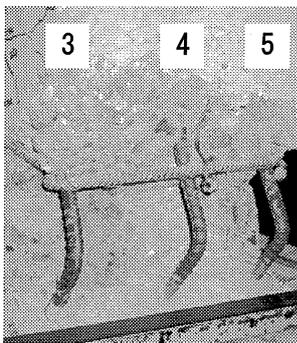


(a) $-16 \delta_y \rightarrow 16 \delta_y$
かぶり有り 西面

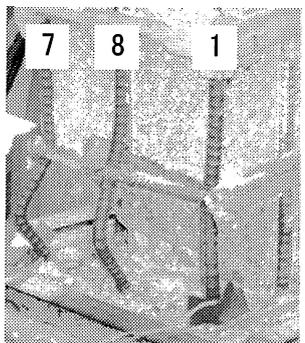


(b) $16 \delta_y \rightarrow -16 \delta_y$
かぶり無し 東面

写真-3 座屈性状 (横拘束筋間隔 $s = 90 \text{ mm}$)

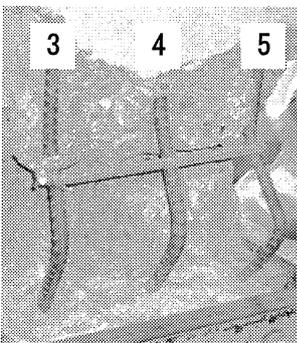


(a) $-16 \delta_y \rightarrow 16 \delta_y$
かぶり有り 西面

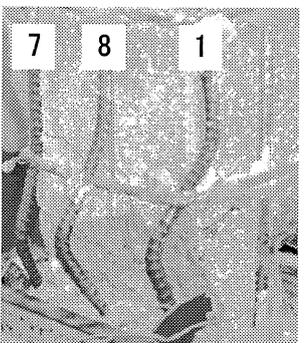


(b) $16 \delta_y \rightarrow -16 \delta_y$
かぶり無し 東面

写真-4 座屈性状 (横拘束筋間隔 $s = 105 \text{ mm}$)



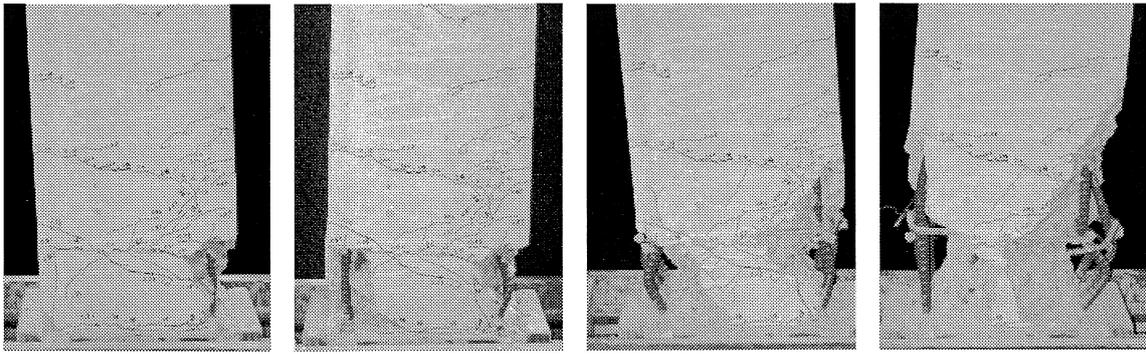
(a) $-16 \delta_y \rightarrow 16 \delta_y$
かぶり有り 西面



(b) $16 \delta_y \rightarrow -16 \delta_y$
かぶり無し 東面

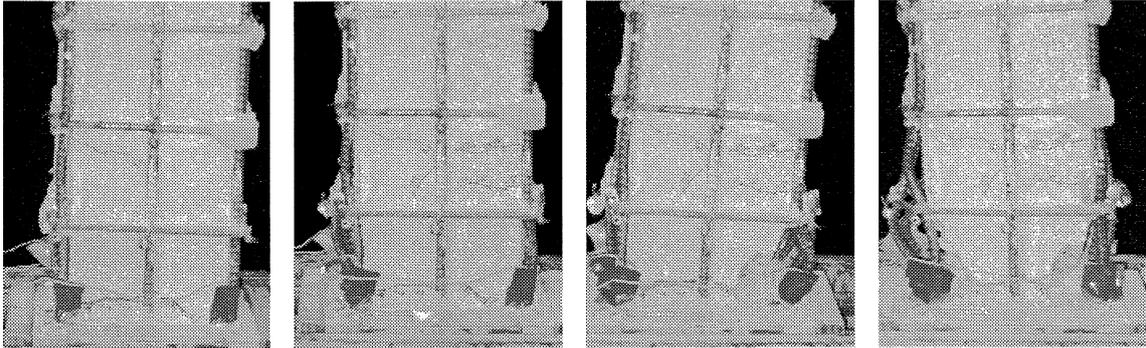
写真-5 座屈性状 (横拘束筋間隔 $s = 120 \text{ mm}$)

違いが生ずる。



(a) ■印での座屈状況 (b) ◆印での座屈状況 (c) ○印での座屈状況 (d) ◇印での座屈状況

写真-6 損傷進展状況 (かぶり有り) $s = 90 \text{ mm}$



(a) ◆印での座屈状況 (b) ■印での座屈状況 (c) ◇印での座屈状況 (d) ○印での座屈状況

写真-7 損傷進展状況 (かぶり無し) $s = 90 \text{ mm}$

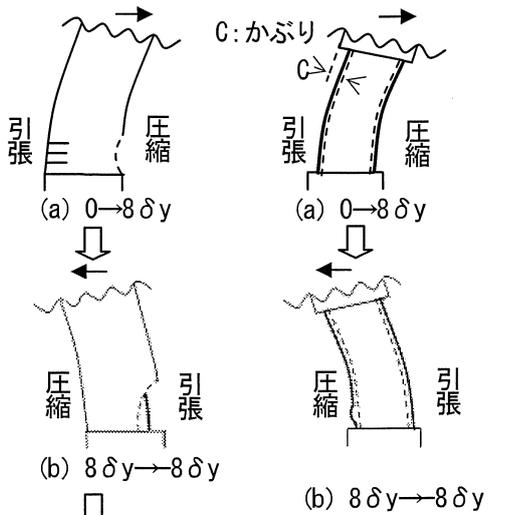


図-9 かぶり無しの場合の座屈のメカニズム

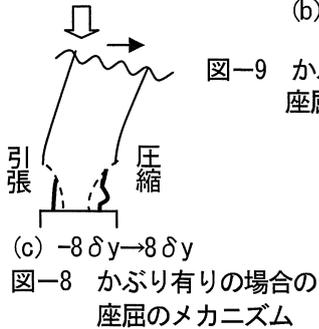


図-8 かぶり有りの場合の座屈のメカニズム

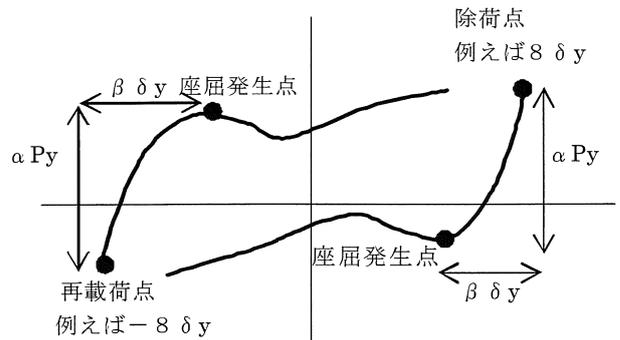


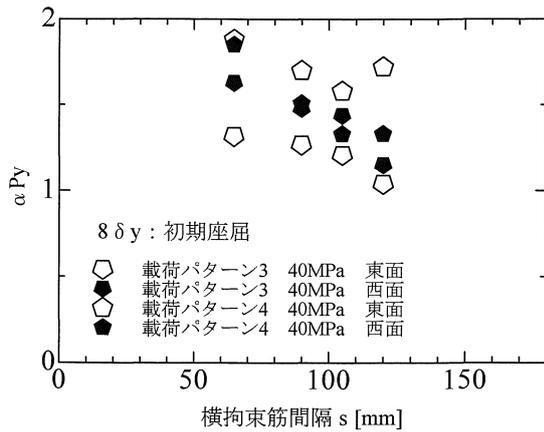
図-10 α と β の定義

して表されるが、大変形時における荷重反転後の再載荷点からの履歴ループは、主鉄筋の座屈耐力による影響が強いと考えられる。それゆえ、再載荷または除荷曲線上の座屈発生点について着目し、横拘束筋間隔 s と主鉄筋の座屈発生点との関係を考察する。そのため、図-10 に示すように、履歴ループにおいて座屈発生点を αP_y 、 $\beta \delta_y$ として定義する。以下には、本実験結果より得られた (α, β) の値と横拘束筋間隔 s との関係を検討・考察する。

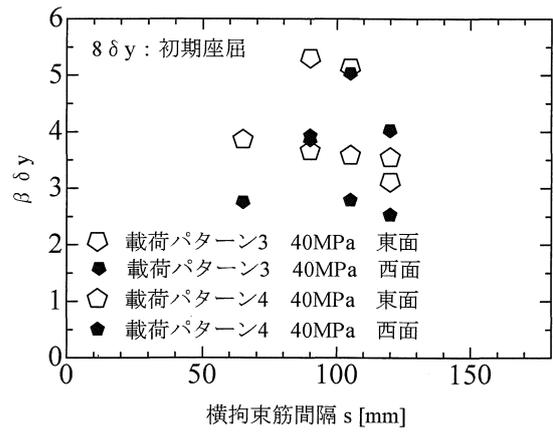
$8\delta_y$ の載荷ループにおける 1 回目の座屈発生点での α および β の値を図-11 に示す。図より分かるように、横拘束筋間隔が大きくなるにつれて α 値が全体的に小さくなる傾向にある。 $s = 65 \text{ mm}$ と 120 mm の場合を比較するとおよそ 0.7 倍となった。また、座屈発生点までの変位である β についても一部を除き α と同様の傾向がみられた。

3.5 座屈発生後の荷重-変位関係

座屈は鉄筋が塑性域にまで至る引張状態に負荷された後に、圧縮側への載荷状態で発生する。一般に、RC 柱の耐力は、鉄筋とコンクリートとの複合体による耐力と

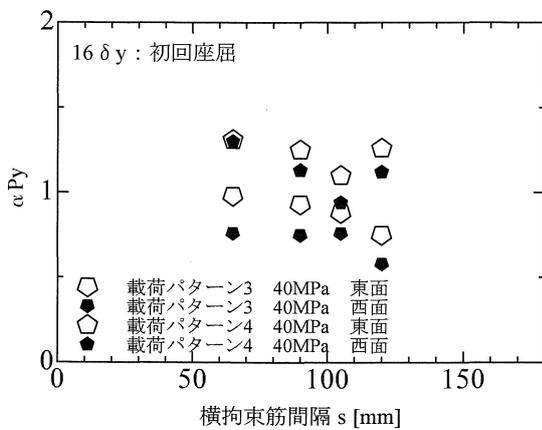


(a) $\alpha - s$ 関係

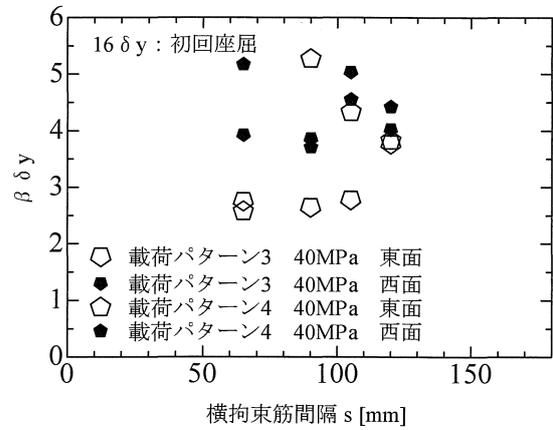


(b) $\beta - s$ 関係

図-11 座屈発生点での (α, β) と横拘束筋間隔 s との関係 ($\pm 8\delta_y$ での座屈)



(a) $\alpha - s$ 関係



(b) $\beta - s$ 関係

図-12 座屈発生点での (α, β) と横拘束筋間隔 s との関係 ($12\delta_y$ および $16\delta_y$ での座屈)

$12\delta_y$ および $16\delta_y$ の荷重ループにおける座屈発生点での α および β の値を図-12に示す。図より分かるように、荷重パターンに関わらず、横拘束筋間隔 120 mm の場合を除き、 α は一定かわずかながら小さくなる傾向にある。

4. 主鉄筋の座屈解析概要

繰り返し力を受ける RC 柱基部周辺のかぶりコンクリートが剥離し、主鉄筋と内部コンクリートとの付着が切れた段階で、荷重方向が反転する状況を図-13に示す。この場合、図中、右側の主鉄筋は引張状態にあり、荷重方向反転後、圧縮力が作用することになる。

本章では、繰り返し曲げを受ける RC 柱基部の主鉄筋のはらみ出し挙動を考察するために、まず、繰り返し圧縮力を受ける主鉄筋の耐力特性に関する座屈解析（ファイバー手法に基づいた有限変形解析）を概説する⁸⁾。

4.1 解析手法の概要

本研究においては、解析手法として有限要素解析プログラム FEAP⁹⁾を採用した。本解析手法は、以下に述べる

1) ~5) の仮定を採り入れたファイバーモデルに基づいており、当該プログラムのエレメントサブルーチンに材料構成モデルとともに組み込まれている。

- 1) Bernoulli-Euler のはりの理論が成り立つ。
- 2) 応力は軸応力のみが断面に作用する。
- 3) 局部座屈は考慮しない。
- 4) 有限要素解析にて、はりの変形は Hermitian 三次形状関数を用いて表現した。
- 5) Green のひずみを導入した近似更新ラグランジアン法を用いて仮想仕事の原理により定式化した。

4.2 材料定数

軸方向鉄筋の材料定数については、前述のように、材料試験から求めた平均応力-ひずみ関係を基に決定した（表-1 参照）。

4.3 軸方向鉄筋の構成モデル

本解析では軸方向鉄筋（鋼材）の材料構成モデルとして、降伏棚および硬化領域までの応力-ひずみ関係を表現できる修正二曲面モデル¹⁰⁾を採用した。

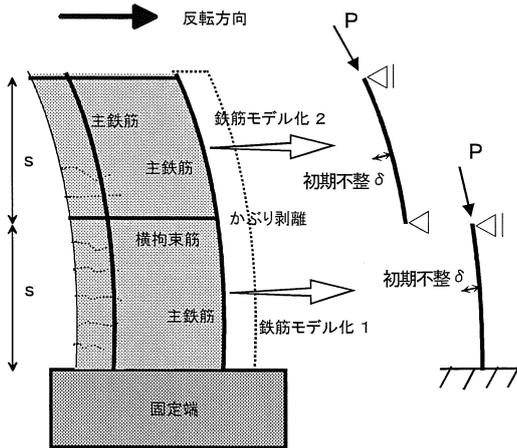


図-13 解析モデル

塑性域まで繰り返し応力を受ける鋼素材の一軸状態での応力 σ -塑性ひずみ ε^p 曲線は、図-14 に示すように、一般に、塑性ひずみが生じない弾性域（例えば図中、OA）、非線形な塑性域（AC）、さらに定常状態の塑性域（CX）に分けることができる。弾性域および定常状態の塑性域での鋼素材の挙動は、それぞれ弾性係数 E および定常状態の塑性係数 E_0^p （= 応力増分 $d\sigma$ / 塑性ひずみ増分 $d\varepsilon^p$ ）を用いて、一次関数で容易に表現できる。この場合、弾性域から塑性域へと移行する時点の応力点（例えば、図中の点 D）と境界線 YY' との距離 δ_m 、現応力点と境界線 YY' との距離 δ 、形状パラメータ h 、さらに、定常状態の塑性係数 E_0^p を用いることにより、塑性係数 E^p を決定している。本研究では、Dafalias・Popov による接線塑性係数 E^p と同様な式を用いる。

$$E^p = \frac{d\sigma}{d\varepsilon^p} = E_0^p + h \frac{\delta}{\delta_m - \delta} \quad (1)$$

ここで、 h は形状パラメータと呼ばれ、曲率の割合を表す。修正二曲面モデルのパラメータ数は弾性定数を含めて 16 であり、それらの詳細については文献 3) および文献 10) を参照されたい。

4.4 解析モデル

図-13 に示すような状況に基づいて、以下の解析モデルを設定した。

- ・柱基部と直上の横拘束筋までの主鉄筋（モデル 1）：
境界条件：固定端-ヒンジ下で、圧縮力 P を受けるはり（固定-ヒンジ解析）
- ・横拘束筋間での主鉄筋（モデル 2）：
境界条件：ヒンジ-ヒンジ下で、圧縮力 P を受けるはり（ヒンジ-ヒンジ解析）

4.5 解析条件

- ・はりの種類：モデル 1 およびモデル 2 の 2 種類
- ・はり長さ s : 35 mm, 50 mm, 65 mm, 90 mm, 105 mm,

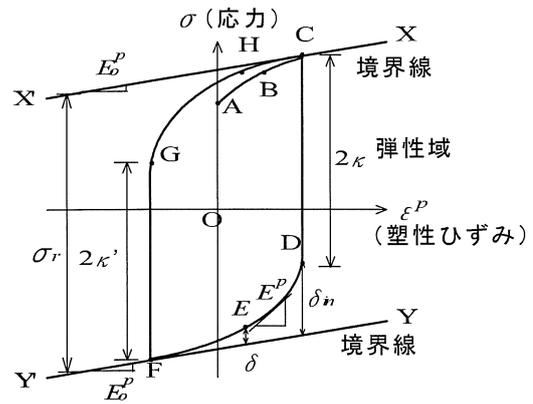


図-14 修正二曲面モデル（鋼材）

- 120 mm, 150 mm の 7 種類（横拘束筋間隔 s の種類）
- ・荷重反転時でのはりの初期不整 δ : 0 mm, 1.5 mm, 3 mm, 6 mm, 9 mm, 12 mm, 15 mm の 7 種類
- ・初期不整形状：それぞれの初期不整の形状は、有限変形解析によって設定した。
- ・分割数：はりを 10 要素に分割した。

5. 圧縮下での座屈解析および実験結果の考察

横拘束筋間隔 s ならびに初期不整 δ を水準とする「圧縮力 P -軸変位関係」、横拘束筋間隔 s を水準とする「耐力の低減率-初期不整関係」を解析より考察する。これを基に、文献 7) の実験結果ならびに本実験結果と併せて検証する。さらに、繰り返し圧縮载荷下での鉄筋の変形挙動解析を行い、繰り返し耐力の低減について考察する。

5.1 解析結果

ヒンジ-ヒンジ解析：

横拘束筋間隔 35 mm と 150 mm に対する、圧縮力 P -軸変位関係を図-15 (a) および (b) に示す。また、全解析結果をまとめた耐力の低減率-初期不整関係を図-15 (c) に示す。なお、圧縮耐力の低下は、鉄筋の軸力を降伏軸圧縮力で無次元化して、低減率としてある。

横拘束筋間隔 35 mm ならびに 150 mm の結果を比較すると、初期不整量による耐力の低減状況は、はり長さ 150 mm の方がより敏感であるが、2 mm 程度の初期不整量で耐力が 40%~60% まで大きく低減するというような、概ね同様な傾向を示している。しかし、同じ初期不整量（例えば、2 mm 程度までの不整量）を有するはりが軸変形を受ける場合、長さ 150 mm のはりの方が、軸耐力の低減が 2 倍程度早いことが分かる。また、残留耐力に大きな違いが出ていることに留意されたい。

固定-ヒンジ解析：

一例として、横拘束筋間隔 65 mm と 120 mm に対する、圧縮力 P -軸変位関係を図-16 (a) および (b) に示す。また、全解析結果をまとめた耐力の低減率-初期不整関係を図-16 (c) に示す。横拘束筋間隔 65 mm ならびに 120

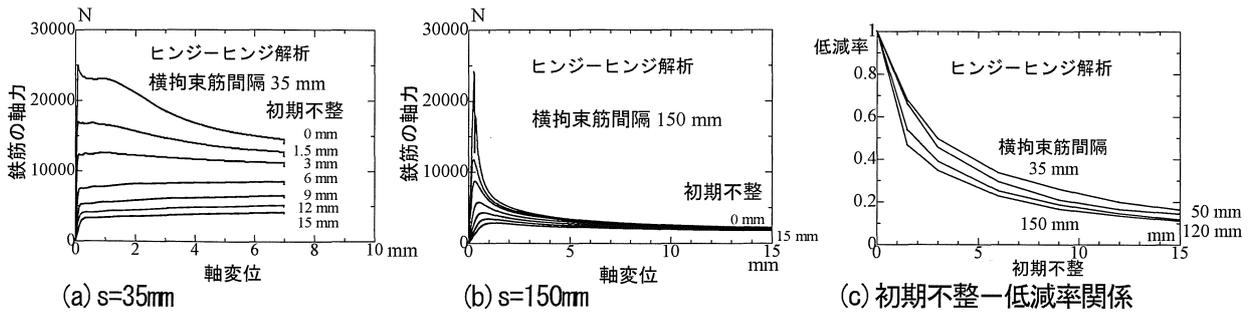


図-15 座屈解析結果 (ヒンジ-ヒンジ解析)

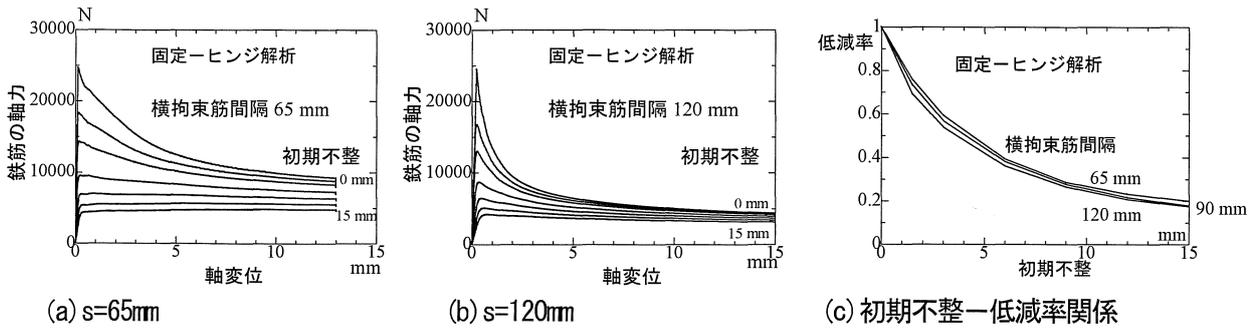


図-16 座屈解析結果 (固定-ヒンジ解析)

mm の結果を比較すると、初期不整量による耐力の低減状況は、ほぼ同様の低減傾向を示す。ヒンジ-ヒンジ解析結果と同様であるが、2mm までの初期不整量で耐力が60%程度まで低減するという、緩やかな低減傾向を示している。しかし、残留耐力に大きな違いが出ている。

5.2 実験結果の考察

座屈発生箇所：

繰り返し載荷実験を検証すると、RC 基部のかぶりコンクリートが剥離する領域は徐々に広がり、最終的には、塑性ヒンジ領域まで破壊が進展する。例えば、文献7)の実験結果によれば、横拘束筋間隔35mmでは、基部の直上の35mm区間の主鉄筋で座屈が生ずるのではなく、先ずその上の2段目にて、座屈が生じている。固定-ヒンジの条件下での軸耐力よりもヒンジ-ヒンジの条件下での軸耐力の方が小さいためと考える。しかし、破壊領域が進展するに従い、横拘束筋のはらみ出しなどによりヒンジ支持の効果がなくなり、第2層目のはり（ヒンジ-ヒンジの条件下）としての変形よりも、第1層目と第2層目とを合わせた長さ70mmのはり（固定-ヒンジの条件下）の変形へと移行する。このことは、解析結果（図-15(a)と図-16(a)）などを比較・考察することからも推測できる。

同様な傾向は、文献7)の実験および本実験の横拘束筋間隔65mmまでの供試体で観察された。一方、90mmより長い横拘束筋間隔を有する供試体では、柱基部の領域にて、固定-ヒンジの条件下で主鉄筋の座屈が生じた。座屈発生点(α) - 横拘束筋間隔との関係：

荷重反転点(変位点)が同じであっても、横拘束筋間隔が大きくなれば、初期不整量に差異が生ずる。それゆえ、初期不整量が小さい場合には、座屈耐力の低減が顕著となり、不整量が大きい場合には、低減が収束することが推測される。図-11 および図-12 を考察する限り、横拘束筋間隔の増加とともに、座屈発生点での耐力(α)の低下状態または一定状態が見られる。実験結果には初期不整量(はらみ出し)などにばらつきが含まれるものの、実験結果と本解析結果との間には同様な傾向が認められると考える。

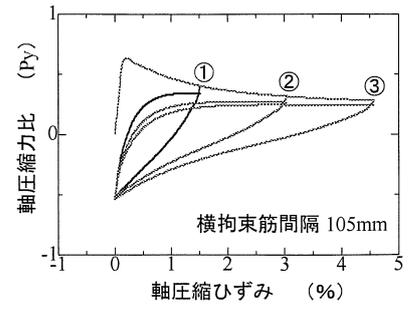
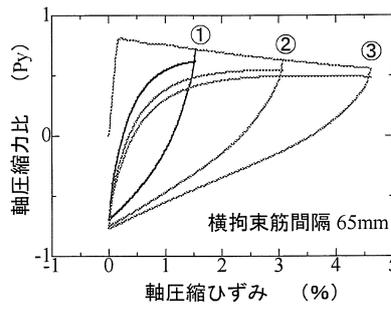
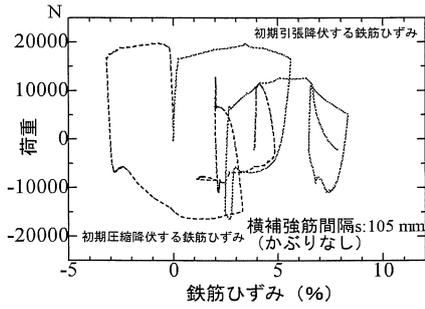
5.3 繰り返し圧縮下での座屈挙動の考察

本節では、一例として、横拘束筋間隔 $s=105$ mmを有する主鉄筋の「繰り返し軸方向力-軸ひずみ関係」を有限要素解析結果に基づいて考察する。主鉄筋の境界条件を「固定-ヒンジ支持」とした。

実験データによれば、横拘束筋間隔 $s=105$ mmの場合、両側面の主鉄筋のひずみは、図-17(a)に示すような変動をしている。これを参考に、横拘束筋間隔 $s=65$ mmおよび横拘束筋間隔 $s=105$ mm間の鉄筋の繰り返し圧縮解析を、

- ① 0% → -1.5% → 0% - 1.5% ひずみ
- ② 0% → -3.0% → 0% - 3.0% ひずみ
- ③ 0% → -4.5% → 0% - 4.5% ひずみ

の領域にて行った。有限要素解析結果によれば、 $8\delta_y$ の反転点では、基部65mm区間および105mm区間の主鉄筋には、おおよそ1mmおよび2mmの不整量(水平変位)がそれぞれ生じていることから、1mmおよび2mmの初



(a) 鉄筋ひずみの変動状況 (かぶりなし : s=105 mm)

(b) 解析結果 (s=65 mm)

(c) 解析結果 (s=105 mm)

図-17 軸方向力を受ける主鉄筋の繰り返し特性

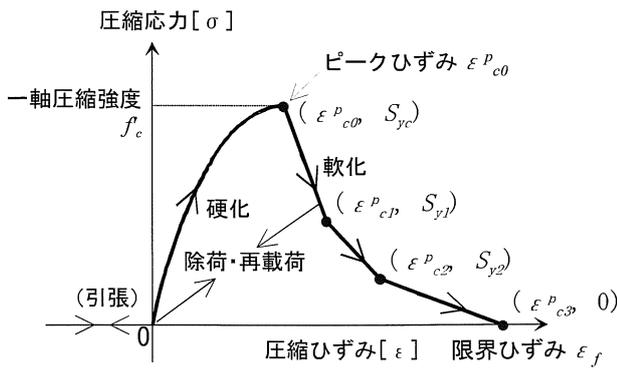


図-18 ひずみ軟化型モデル (Trilinear 型)

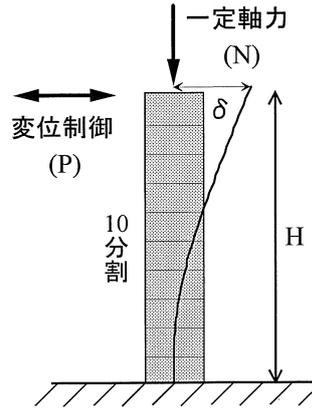


図-19 要素分割図

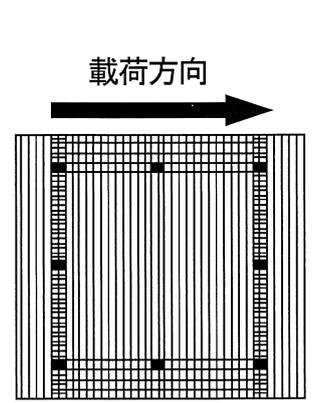


図-20 断面分割図

期不整量を有する鉄筋の座屈解析として取り扱った。解析結果を図-17 (b) および図-17 (c) に示す。

初期不整量 1 mm を有する長さ 65 mm の鉄筋の耐力特性は、軸圧縮ひずみが進展するに従って、全塑性圧縮力 P_y の 0.8 倍～0.7 倍程度まで低減する傾向が見られる。一方、初期不整量 2mm を有する長さ 105 mm の鉄筋の耐力特性は、軸圧縮ひずみが進展するに従って、全塑性圧縮力 P_y の 0.6 倍～0.4 倍程度まで低減する傾向が見られる。よって、これらの低減傾向を次章以降での「座屈を考慮した RC 柱の繰り返し変形解析」に応用した。

6. 座屈を考慮した RC 柱の有限要素解析概要

ここでは、有限要素解析プログラム FEAP⁹⁾ に採り入れる、鋼材の構成モデルおよびコンクリートの構成モデル、さらには解析モデルの概要について述べる。

6.1 材料定数

軸方向鉄筋ならびにコンクリートの材料定数については、前述のように、材料試験から求めた平均応力-ひずみ関係を基に決定した (表-1 参照)。

6.2 構成モデル

(1) 軸方向鉄筋の構成モデル

座屈発生までの軸方向鉄筋 (鋼材) には、鋼素材とし

ての修正二曲面モデル¹⁰⁾ を、座屈発生後の軸方向鉄筋には、横拘束筋間隔に応じて繰り返し圧縮耐力の低減特性 (図-17 (b) および (c)) を採用した。

(2) コンクリートの構成モデル

拘束効果を考慮できるコンクリートの構成モデルは、これまでに提案されているが^{11) ~13)}、本解析では、コンクリートの構成モデルとして、図-18 に示すようなひずみ軟化型構成モデル³⁾ を採用した。すなわち、コアコンクリートの応力-ひずみ関係は、圧縮領域では一軸圧縮強度まで上昇した後、軟化挙動を示すものと仮定した。一方、引張領域では、コンクリートの強度はゼロであると仮定した。以下にその詳細を示す。

硬化域：硬化域の応力 σ - ひずみ ε 関係式を次式のように定義した。

$$\sigma = f'_c \left\{ 2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon^{P_{c0}}} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon^{P_{c0}}} \right)^2 \right\} \quad (2)$$

ここで、 f'_c ：一軸圧縮強度、 $\varepsilon^{P_{c0}}$ ：最大応力時のひずみ (以降、ピークひずみと称する) である。

除荷・再載荷域：除荷・再載荷曲線は割線 (線形) 型のもので採用し、その勾配がひずみの進行とともに劣化するものとした。

軟化域：一般的に、横拘束を受けるコンクリートの軟化域における応力-ひずみ関係は、図-18 に示すように、ピーク以降、応力の低下が急であるが、ひずみが大きく

なるに従い、徐々にその軟化勾配が緩やかになる傾向がある。それゆえ、本解析では、コンクリートのひずみ軟化領域に対して図-18に示すような多直線型（例えば、トリリニア型）の応力-ひずみ関係を採用した。ここでは、文献5)の結果を基に、コアコンクリートには、ピーク点（圧縮ひずみ0.23%, 36.6 MPa）、点（圧縮ひずみ1.5%, 14.0 MPa）、点（圧縮ひずみ1.8%, 8.0 MPa）および点（圧縮ひずみ16.9%, 0 MPa）を結ぶトリリニア型の軟化勾配を採用した。また、かぶりコンクリートには、圧縮試験結果から得られた軟化勾配を用いた。

6.3 解析モデル

有限要素解析プログラム FEAP を用いてファイバーモデルによる二次元有限要素解析を実施した。供試体諸元に基づき、図-19に示すような1要素長：100 mm、高さ方向に10分割した解析モデルを採用した。要素長：10 cmの理由としては、1) コンクリート圧縮試験によるひずみを10 cm 間隔で計測したこと、2) コンクリートの構成モデルにひずみ軟化型モデルを使用したことによる。また、図-20に示すような断面分割モデルを採用した。ここで、図中の黒色のブロックは軸方向鉄筋を示す。

7. RC 柱の鉄筋座屈特性に関する解析的検討

本章では、まず、(1) 鋼材の構成モデルが RC 柱の解析結果に与える影響について、さらに、(2) 横拘束筋間隔 $s=65\text{ mm}$ および 105 mm の RC 供試体を例に採り、主鉄筋座屈後の耐力低減特性（図-17 (b), (c)）を考慮した解析を実施し、モデル化の有効性について考察する。

7.1 修正二曲面モデルおよび弾完全塑性モデルによる解析

ここでは、横拘束筋間隔 65 mm の供試体を対象として、鉄筋の応力-ひずみ関係を変化させた場合の解析結果と実験結果との比較を図-21 および図-22に示す。解析では、コンクリートの応力-ひずみ関係をひずみ軟化型と

固定し、鉄筋の応力-ひずみ関係を 1) 弾完全塑性モデル、または 2) ひずみ硬化型の修正二曲面モデルとして、二種類の解析を実施した。

いずれの構成モデルにおいても、 $8\delta_y$ の除荷点までは、最大耐力も含めて概ね一致した挙動を再現できている。しかし、それ以降、弾完全塑性型モデルによる挙動は実験曲線のそれとは異なった様子を呈している。変位振幅 $16\delta_y$ 間のループでは、実験曲線の勾配と概ね一致した挙動を示している。一方、修正二曲面モデルでは、変位振幅 $16\delta_y$ の最終ループ前までの挙動を概ね再現できている。この理由としては、横拘束筋間隔 65 mm の供試体においては、それまで鉄筋の顕著な座屈が生じていなかったことが挙げられる、また、鉄筋の座屈が発生するまでは、鉄筋のひずみ硬化が影響しているため、鉄筋のひずみ硬化を RC 部材の解析に採り入れる必要があることを示唆している¹⁴⁾。しかし、大きな変形が生ずるポストピーク領域（変位振幅 $16\delta_y$ のループ）では、ひずみ硬化により、耐力を高く見積もることになり、荷重-変位関係を精度良く再現できない。

7.2 座屈を考慮した主鉄筋の耐力特性を採り入れた解析

前節より分かるように、鉄筋には修正二曲面モデル、コンクリートにはひずみ軟化型の応力-ひずみ関係の組み合わせによる解析は、主鉄筋の座屈が生ずる段階までの挙動を再現することは可能である。しかし、鉄筋の座屈が生じた後の挙動は、再現できないことを確認した。

本節では、1) $8\delta_y$ 以降のかぶりコンクリートが剥離した段階で、2) 座屈発生後の鉄筋の耐力低減特性（図-17 (b), (c)）を有限要素解析プログラム FEAP に採り入れ、解析を実施した。解析結果と実験結果との比較を図-23 および図-24に示す。図から分かるように、横拘束筋間隔に応じた主鉄筋の圧縮耐力の低減が考慮されているため、座屈挙動の再現がある程度の精度で再現できている。特に、 $8\delta_y$ および $16\delta_y$ のサイクルでの座屈挙動の違いが良く再現できており、本研究での主鉄筋の座屈挙動のモデル化が有効であることを示唆している。

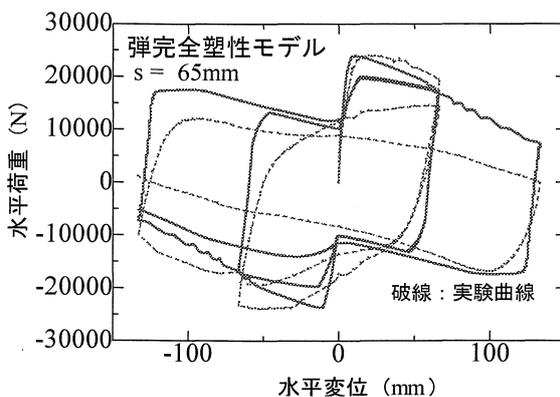


図-21 解析結果（弾完全塑性モデル：s = 65mm）

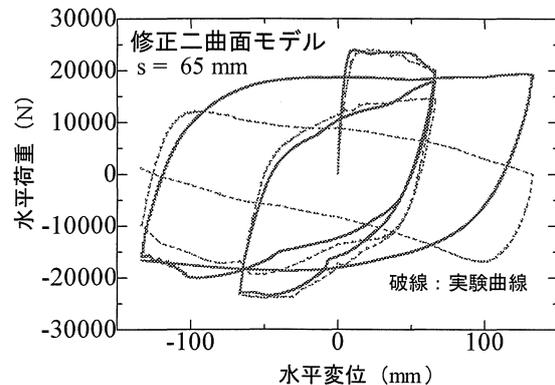


図-22 解析結果（修正二曲面モデル：s = 65mm）

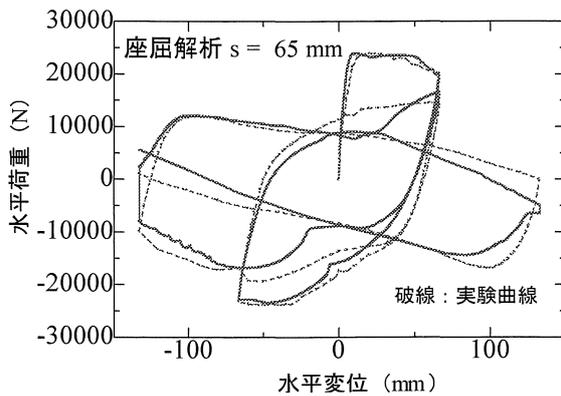


図-23 座屈を考慮した解析結果 (s = 65 mm)

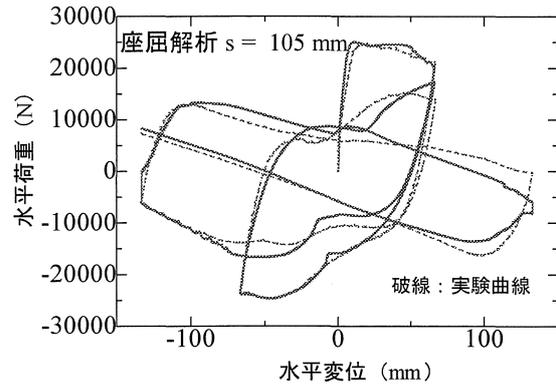


図-24 座屈を考慮した解析結果 (s = 105 mm)

8. まとめ

本研究では、繰り返し曲げを受ける RC 柱の塑性ヒンジ領域における主鉄筋の座屈特性に対して、横拘束筋間隔が及ぼす影響を実験的ならびに解析的に検証した。

- 1) かぶり有りおよびかぶり無し RC 柱供試体の座屈発生メカニズムは、かぶりコンクリートが剥落するだけ過程が異なるが、剥落後は同じ傾向を示した。
- 2) かぶり有りの供試体では、かぶりコンクリートが剥離する分だけ高い吸収エネルギー量となった。また、かぶりの有無に関わらず、横拘束筋間隔 s が大きくなるに従い、吸収エネルギーは小さくなった。
- 3) かぶり有り供試体では、 $\pm 8 \delta_y$ 直後の荷重は柱基部とその直上の横拘束筋との間で主鉄筋の座屈が観察されたが、かぶり無し供試体では、かぶりが無いため、 $\pm 16 \delta_y$ の区間は横拘束筋を越えて座屈が生じた。
- 4) 主鉄筋をヒンジ-ヒンジ支持または固定-ヒンジ支持と仮定したはりの座屈解析結果に基づいて、座屈発生箇所の変遷ならびに座屈発生時点での耐力低減と横拘束筋間隔との関係を検討・推察した結果、実験結果と概ね同じ傾向があることが分かった。
- 5) ファイバーモデルによる二次元有限要素解析を実施し、軸方向力を受ける主鉄筋の解析に基づいて実験結果を考察するとともに、座屈に関するモデルを有限要素解析プログラムに採り入れて、その有効性を確認した。

謝辞：

本研究は、中部大学総合工学研究所ならびに愛知工業大学耐震実験センターの研究助成により行った。また、実験を遂行する際には、中部大学および愛知工業大学の学生諸君からは助力を受けた。ここに感謝の意を表する。

参考文献：

- 1) 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集 JCI, Vol.12-2, pp.741-746, 1990.
- 2) 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集，JCI, Vol.14, No.2, pp.337-342, 1992.

- 3) 水野英二，松村寿男，畑中重光：繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱のポストピーク挙動解析，コンクリート工学年次論文集，JCI, Vol.13, No.3, pp.47-60, 2002.9.
- 4) 日本コンクリート工学協会編：コンクリート構造物のポストピーク挙動評価と設計への応用，2003.
- 5) 亀田好洋ら：軸圧縮下で曲げを受ける RC 柱の力学特性に関する実験的ならびに解析的研究，土木学会応用力学論文集，JSCE, Vol.10, pp.457-466, 2007.8.
- 6) 亀田好洋ら：圧縮下で繰り返し曲げを受ける鉄筋コンクリート柱の変形特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，JCI, Vol.30, No.3, pp.145-150, 2008.7.
- 7) 亀田好洋・水野英二・鈴木森晶・梅原秀哲：一方向繰り返し曲げを受ける鉄筋コンクリート柱の変形特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，JCI, Vol.31, No.2, pp.139-144, 2009.7.
- 8) 渡辺耕平：曲げ破壊型 RC 柱部材の塑性変形評価と座屈挙動に関する研究，武蔵工業大学工学部都市基盤工学科，修士論文，2002.3
- 9) Zienkiewicz, O.C.: The Finite Element Method, Third Ed., (吉識雅夫，山田嘉昭監訳「マトリクス有限要素法」)，培風館，pp.672-796, 1984.
- 10) 水野英二ら：鋼素材に関する修正二曲面モデルの一般定式化，構造工学論文集，JSCE, Vol.40A, pp.235-248, 1994.3.
- 11) 星隈順一，川島一彦ら：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，JSCE, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.8.
- 12) 例えば，土木学会編：コンクリート標準示方書 2002 年度版 [耐震性能照査編]，pp.21-25, 2002.
- 13) 秋山充良ら：普通強度から高強度までの構成材料を用いた RC 柱の一軸圧縮試験と圧縮破壊エネルギーを介したコンファインドコンクリートの平均化応力-ひずみ関係，土木学会論文集，JSCE, No.768/V-67, pp.81-98, 2005.5.
- 14) 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，pp.44-49, 1991.5.

(2010年3月9日 受付)