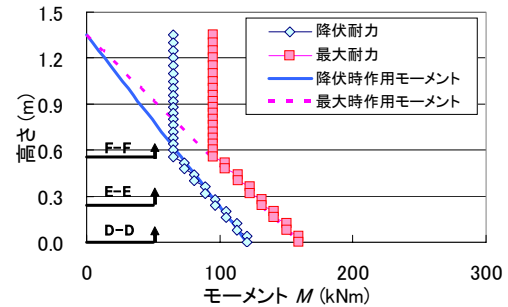
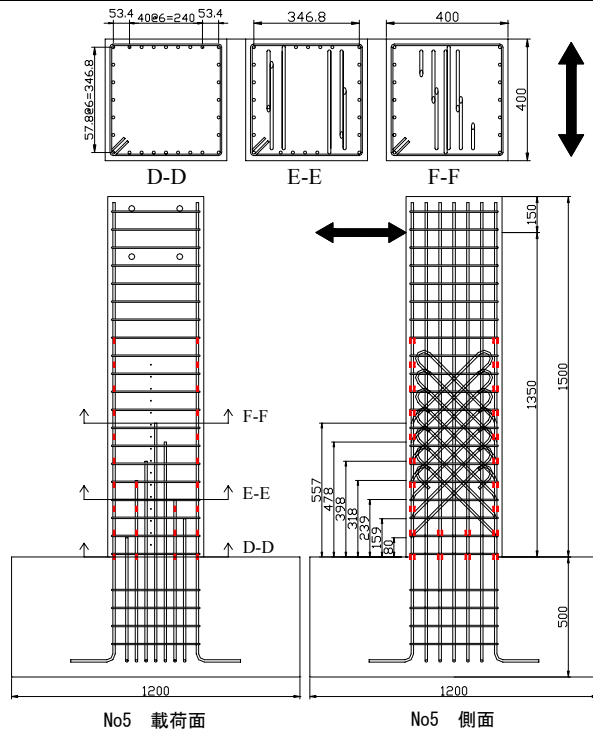


塑性ヒンジ領域内で軸方向鉄筋を段落した柱部材の変形性能に関する研究

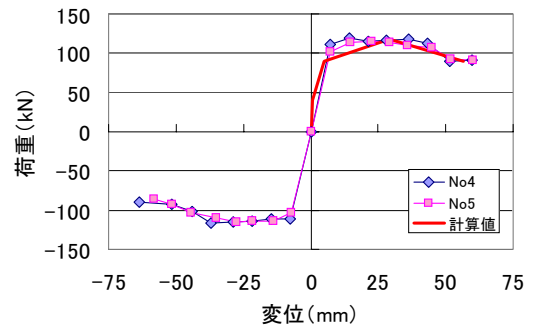
米田 大樹・原 夏生・三島 徹也・島 弘*1

Study on Deformation Capacity of Column of which Longitudinal Bars are Cut Off in Plastic Hinge

Taiju YONEDA, Natsuo HARA, Tetsuya MISHIMA, Hiroshi SHIMA



曲げ耐力と作用モーメントの分布



段落しの有無の違いによる荷重変位関係

研究の目的

柱部材の軸方向鉄筋の段落しは、塑性化領域を避けて行うのが一般的である。しかし、軸方向鉄筋の定着を十分に確保し、せん断耐力に十分余裕がある曲げ破壊先行型の柱部材であれば、段落し位置が弱点にならない可能性もある。そこで、さらなる使用鋼材量削減のため、曲げ破壊先行型の柱部材に対して、可能な限り低い位置で段落しを行うこと、およびその際の定着方法の開発を目的として、塑性ヒンジ領域内から段落しを行った試験体を用いて正負交番載荷実験を行ったものである。

技術の説明

実験では、計算上軸方向鉄筋が不要となる位置で段落しを行った。すなわち、作用するモーメントの分布に合わせて断面耐力が減少するように段落しを行ったのである。断面耐力については、部材断面を中立軸に平行な層状（ファイバー）に分割する離散化手法（通称ファイバーモデル）を用いて求めた。

以上の方法により段落しを行った本実験では、No.1 基準試験体と比較して、No.2 で約 20%、No.3 で約 13% の軸方向鉄筋の削減となっている。また、No.5 は No.4 基準試験体と比較して約 30% の軸方向鉄筋の削減となっている。

主な結論

実験の結果、初期の段階においては、段落しによって軸方向鉄筋の塑性化領域が拡大することで、部材軸方向へ曲率の分布も拡大するが、変位が進むにつれて段落しの無いものと同様の曲率分布となることがわかった。以上より、段落し部の定着を十分に確保した試験体は、段落しの無い試験体と同等の荷重変位関係であることを確認した。

* 1 高知工科大学 社会システム工学科

塑性ヒンジ領域内で軸方向鉄筋を段落しした 柱部材の変形性能に関する研究

米 田 大 樹 原 夏 生
三 島 徹 也 島 弘^{*1}

要 旨

柱部材の軸方向鉄筋の段落しは、塑性化領域を避けて行うのが一般的である。しかし、軸方向鉄筋の定着を十分に確保し、せん断耐力に十分余裕がある曲げ破壊先行型の柱部材であれば、段落し位置が弱点にならない可能性もある。そこで、さらなる使用鋼材量削減のため、軸方向鉄筋の段落し位置を可能な限り下げることが目的に、作用モーメントの分布に断面耐力を合わせる方法で、塑性ヒンジ領域内から軸方向鉄筋の段落しを有する試験体の正負交番載荷実験を行った。

実験の結果、初期の段階では、段落しによる軸方向鉄筋の塑性化領域拡大と、それに伴う部材軸方向への曲率分布の拡大が確認できた。その後、変位が進むにつれて段落しの無い試験体と同様に変形が柱基部へ集中し、軸方向鉄筋の座屈によるかぶりの剥落範囲もほぼ同様の性状となることがわかった。以上より、軸方向鉄筋の段落し部の定着を十分に確保した曲げ破壊先行型の柱部材は、段落しの無い柱部材と同等の耐力と変形性能を有することを確認した。

キーワード 段落し／柱部材／変形性能／塑性ヒンジ

目 次

- | | |
|---------|---------|
| 1. はじめに | 3. 実験結果 |
| 2. 実験概要 | 4. まとめ |

STUDY ON DEFORMATION CAPACITY OF COLUMN OF WHICH LONGITUDINAL BARS ARE CUT-OFF IN PLASTIC HINGE

Taiju YONEDA Natsuo HARA
Tetsuya MISHIMA Hiroshi SHIMA

Synopsis:

It is general that cut-off of longitudinal bars avoid plastic hinge area. However, it is thought that cut-off position does not become a weak point if anchor and shear strength are enough column. Then it experimented on cycle loading tests by column specimens that have cut-off in the position of plastic hinge to aim at to reduce the amount of the steel used and to lower the position of cut-off as much as possible.

As the experiments result, it was confirmed at an initial stage that the expansion of curvature to the axial direction according to the expansion of plasticity area of longitudinal bars by decrease of flexural strength. After, the breaking area concentrates on the base of a column like specimen without cut-off according to an increase in deformation. And, buckling area was also almost the same as specimen without cut-off. Therefore, it was confirmed that anchor and shear strength are enough column is the same strength and deformation capacity as column without cut-off.

* 1 高知工科大学 社会システム工学科

1. はじめに

1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震では、RC 橋脚に多大な被害が生じ、原因の一つとして軸方向鉄筋の段落しの影響が指摘されている。既往の文献等¹⁾によれば、軸方向鉄筋の段落し部において、曲げ破壊が橋脚基部よりも先行して生じることや軸方向鉄筋の曲げ降伏後にせん断破壊への移行が見られることが報告されている。

柱部材の段落しについて、コンクリート標準示方書・構造性能照査編²⁾（以下、構造性能照査編と呼ぶ）および鉄道構造物等設計標準・同解説・コンクリート構造物⁴⁾（以下、鉄道標準と呼ぶ）では曲げモーメントが最大となる位置から断面の有効高さ h と軸方向鉄筋の定着長の合計以上離れた位置で行うこととしている。また、道路橋示方書・V耐震設計編⁵⁾では、段落しを行う場合、橋脚基部から塑性ヒンジ長の 4 倍以上離れた位置としている。すなわち、いずれの場合においても部材の塑性化領域内で軸方向鉄筋の段落しを行わないことを原則としているのである。

しかし、RC 橋脚で鋼材量の大部分を占める軸方向鉄筋の段落しは、経済性の観点からは可能な限り低い位置で行い、必要最小限の鋼材量とすることが望ましい。著者らは、既往の文献等¹⁾で報告されているような、段落し位置での破壊に対しても、軸方向鉄筋の定着を十分に確保し、せん断耐力に十分余裕がある曲げ破壊先行型の柱部材とすれば、段落し位置が弱点になることはないと考えている。

そこで、本研究は曲げ破壊先行型の柱部材に対して、可能な限り低い位置で段落しを行うこと、およびその際の定着方法の開発を目的として、塑性ヒンジ領域内から段落しを行った試験体を用いて正負交番載荷実験を行ったものである。

2. 実験概要

2.1 実験条件および試験体

本実験で用いた試験体は、表-1 に示す 5 体である。外形寸法は全て同一で、柱断面は 400mm×400mm とした。

表-1 実験条件と使用材料

試験体名	実験条件				使用材料							
	段落し	定着	側方鉄筋 (本)	帯筋間隔 (mm)	コンクリート		軸方向鉄筋 D10		帯筋 D6			
					強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	材種	強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	材種	強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
No.1	無し	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
No.2	あり	無し	5	50	33.0	30.1	SD295	338	189	SD295	338	218
No.3	あり	あり	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
No.4	無し	-	7	75	32.6	30.2	SD295	341	175	SD345	-	-
No.5	あり	あり	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

表-2 断面耐力の計算値

断面	曲げ耐力 M_u (kNm)	せん断耐力 V (kN)	曲げせん断耐力比 $V \cdot a / M_u$
A-A	145	192	1.79
B-B	126	186	1.70
C-C	107	180	1.59
D-D	159	151	1.28
E-E	132	143	1.20
F-F	95	125	1.05

※aは載荷点から断面までの距離

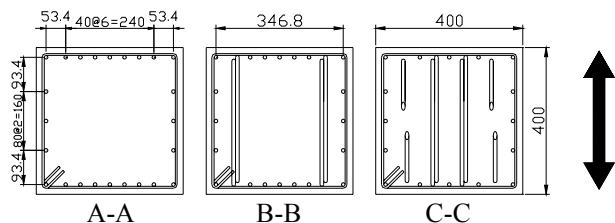


図-1 試験体断面 (No. 3)

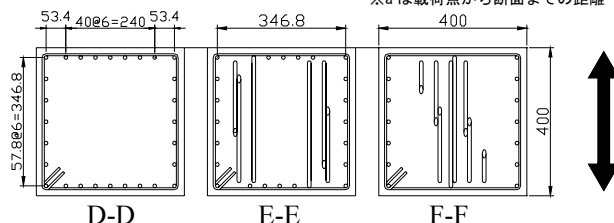


図-3 試験体断面 (No. 5)

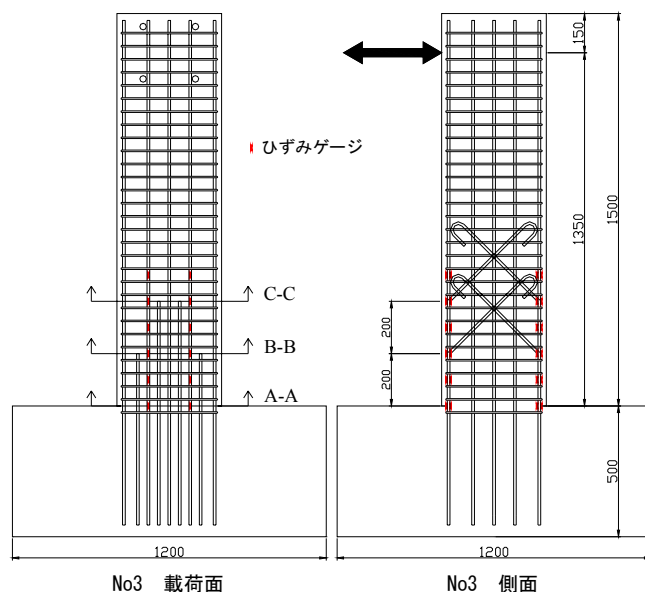


図-2 No. 3 試験体

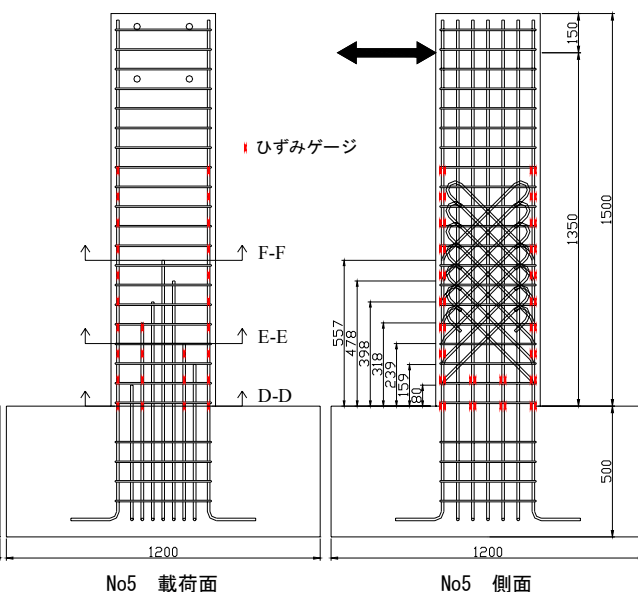


図-4 No. 5 試験体

No.1～No.3 は載荷面側に軸方向鉄筋を 9 本、側方鉄筋を 5 本配置している。No.4～No.5 についても載荷面側に軸方向鉄筋を 9 本配置しているが、側方鉄筋を 7 本に増やしている。軸方向鉄筋は全て D10 (SD295) を用いた。せん断補強筋は、No.1～No.3 については D6 (SD295) を 5cm 間隔で配置し、No.4～No.5 については D6 (SD345) を 7.5cm 間隔で配置した。代表して No.3 と No.5 の断面形状を図-1 と図-3 に、試験体の側面図を図-2 と図-4 に示す。図-3 は、No.5 の D-D、E-E、F-F の断面を代表して示したものである。

No.1 および No.4 は、一般的な橋脚を想定した基準試験体であり、段落しは行っていない。No.1 の断面は、柱基部から上部まで図-1 の A-A 断面、No.4 の断面は図-3 の D-D 断面と同一である。一方、No.2, No.3, No.5 の 3 体は、段落しを行った試験体である。No.2 と No.3 の段落し位置は同一であり、段落しを行った載荷面側の軸方向鉄筋は 4 本である。すなわち、B-B 断面において、軸方向鉄筋を 2 本、C-C 断面においてさらに 2 本の段落しを行った。No.5 は、載荷面の軸方向鉄筋を 7 本段落ししたものであり、「2.2」で述べる各段落し位置で 1 本ずつ段落しを行った。ここで No.3 および No.5 の段落し位置とは、鉄筋を折り曲げた位置を指しており、鉄筋が斜めに配置されている部分は定着として定義している。

No.2 は段落し位置での定着を考慮せず、段落し位置で鉄筋を切断している。一方、No.3 と No.5 は、図-2 と図-4 の側面図に示すように、段落し位置から軸方向鉄筋を 45° に折り曲げ、正負交番載荷において、引張側の軸方向鉄筋が常に圧縮側まで定着されるようにした。表-2 に各断面耐力の計算値を示す。曲げ耐力は次項「2.2」に示す方法に基づいて計算したものであり、せん断耐力は構造性能照査編²⁾に基づいて計算したものである。

2.2 段落しについて

(1) 段落し位置の設定方法

本研究の目的は、可能な限り段落し位置を下げて、軸方向鉄筋を削減することである。したがって、計算上軸方向鉄筋が不要となる位置で段落しを行った。すなわち、作用するモーメントの分布に合わせて断面耐力が減少するように段落しを行ったのである。図-5 と図-6 に、断面耐力と作用モーメントの分布を示す。図に示すように、No.2, No.3 と比較して No.5 はより細かく段落しを行っているため、ほぼ作用モーメントに一致した断面耐力の分布となっている。

ただし、No.2 は定着が無いため、段落し位置での耐力が計算よりも小さくなると考えられる。一方、No.3 と No.5 の定着長は 40D (D は鉄筋の呼径) 以上あり、構造性能照査編²⁾に示されている基本定着長よりも十分長く、段落し位置での定着を完全とみなしても問題ないと考えられる。

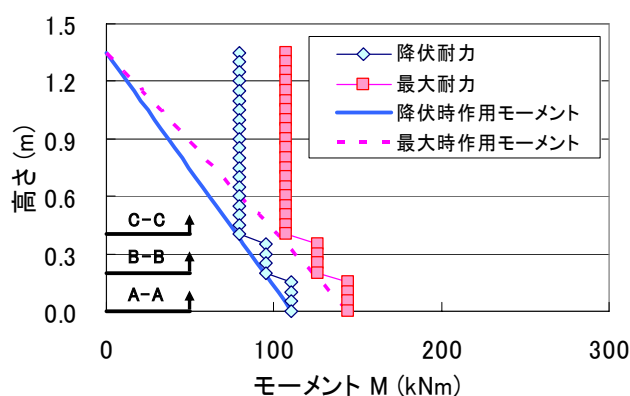


図-5 No. 2, 3 の作用モーメントと耐力分布

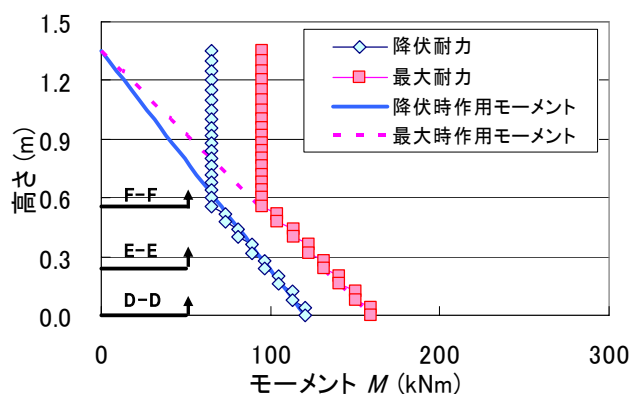


図-6 No. 5 の作用モーメントと耐力分布

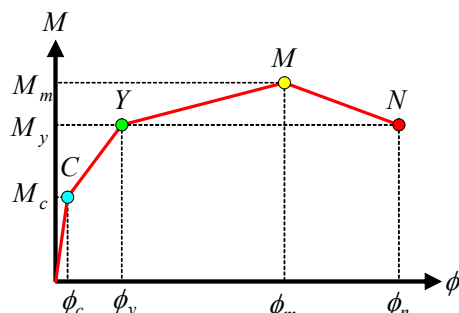


図-7 鉄道標準のテトラリニアモデル⁴⁾

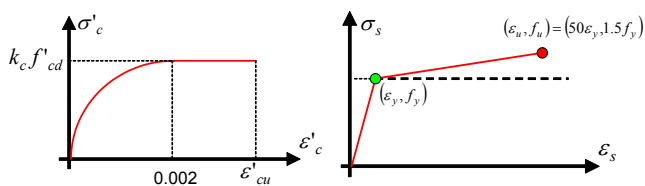


図-8 計算に使用した材料構成則

(左：コンクリート^{2), 4)}, 右：鉄筋³⁾)

以上の方法により段落しを行った本実験では、No.1 基準試験体と比較して、No.2 で約 20%, No.3 で約 13%の軸方向鉄筋量の削減となっている。また、No.5 は No.4 基準試験体と比較して約 30%の軸方向鉄筋量の削減となっている。

(2) 各段面の M- ϕ 関係について

各断面の M- ϕ 関係は、部材断面を中立軸に平行な層状（ファイバー）に分割（50 分割）する離散化手法（通称ファイバーモデル）を用いて求めた。ただし、計算量を削減するため、コンクリート標準示方書・耐震性能照査編³⁾（以下、耐震性能照査編と呼ぶ）や鉄道標準⁴⁾に示されている各イベント点のみを計算し、中間部は直線で補間した M- ϕ 関係を用いている。イベント点は、鉄道標準⁴⁾に基づき、ひび割れ発生時（C 点）、鉄筋降伏時（Y 点）、最大荷重時（M 点）、終局時（N 点）とした。図-7 に、鉄道標準⁴⁾における M- ϕ 関係のテトラニアモデルを示す。材料構成則について、コンクリートは構造性能照査編²⁾および鉄道標準⁴⁾を、鉄筋はテンションスティフニングを考慮した耐震性能照査編³⁾を用いた（図-8）。

2.3 荷重方法および計測項目

(1) 荷重方法

実験は、鉛直荷重による応力が 1MPa となるように一定軸力を作用させた状態で水平荷重の荷重を行った。水平荷重の加力サイクルは、鉄筋降伏時の変位を $1\delta_y$ とし、その整数倍の変位振幅でそれぞれ 3 回ずつ正負に水平荷重を作用させ、荷重の低下が明確になった時点で荷重を終了した（図-10）。

No.1～No.3 の $1\delta_y$ は、No.1 基準試験体において、軸方向鉄筋の降伏が確認できた時点の変位 6mm を $1\delta_y$ とした。No.2 および No.3 の $1\delta_y$ は、比較のために No.1 と同じ 6mm を $1\delta_y$ とした。No.4～No.5 の $1\delta_y$ は、No.4 基準試験体の軸方向鉄筋の降伏が確認できた時点の変位 7.4mm を $1\delta_y$ とした。No.5 の $1\delta_y$ は、No.4 との比較のために 7.4mm を $1\delta_y$ とした。

ただし、No.1 については $2\delta_y$ 正側 1 回目に荷重システムのトラブルによって、一気に $5\delta_y$ へ荷重が進んでしまった。 $5\delta_y$ からは、正常に 3 回ずつの正負交番荷重を行っている。

(2) 計測項目

No.1～No.3 は、柱頭部の荷重位置の変位計以外に軸方向鉄筋の図-2 に示す位置にひずみゲージを貼付した。No.4～No.5 については、柱頭部の変位計と図-4 に示す位置に貼付したひずみゲージ、および図-9 に示す位置にパイ型変位計を取り付けた。

3. 実験結果

3.1 荷重変位関係

図-11 と図-12 に No.1～No.3 と No.4～No.5 の各荷重ステップ第一サイクルの実験結果の包絡線を比較したものを示す。また、合わせて荷重変位関係の計算値を示す。

荷重変位関係の計算値は、耐震性能照査編³⁾や鉄道標準⁴⁾を基に、塑性ヒンジ長とその範囲での平均曲率、および

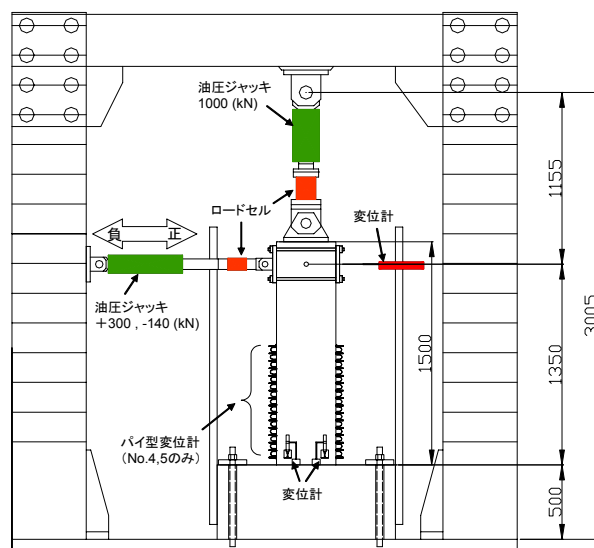


図-9 加力装置と計測機器設置状況

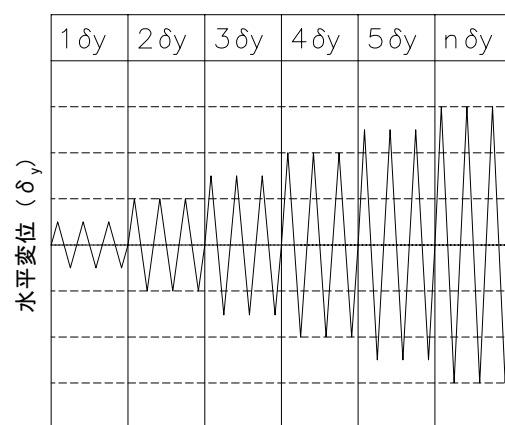


図-10 加力サイクル

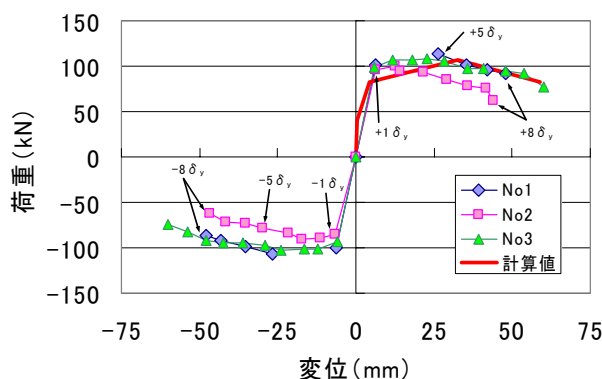


図-11 No. 1, 2, 3 の荷重変位関係の包絡線

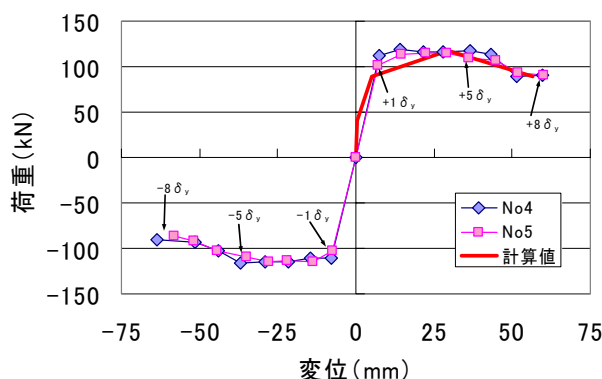


図-12 No. 4, 5 の荷重変位関係の包絡線

「2.2」で算出した $M-\phi$ 関係から部材軸方向の曲率分布を積分して算出した。塑性ヒンジ長とその範囲での平均曲率、および基部の鉄筋伸び出しによる回転角には鉄道標準⁴⁾の計算方法を用い、要素内の曲率分布は一定として計算を行った(図-13)。

$$\delta = \delta_1 + \delta_p + \delta_b \quad [1]$$

$$\delta_1 = \theta_1 \cdot L_a \quad [2]$$

$$\delta_p = \theta_p \cdot (L_a - L_p/2) \quad [3]$$

$$\delta_b = \iint_{L_a-L_p} \phi(h) dh dh \quad [4]$$

ここに、 δ ：柱頭部の全変位、 δ_1 ：基部の鉄筋抜け出しによる変形、 θ_1 ：基部の鉄筋抜け出しによる回転角、 δ_p ：塑性ヒンジ部の変形、 θ_p ：塑性ヒンジ部の回転角、 δ_b ：く体の曲げ変形、 L_a ：基部から荷重点までの距離、 L_p ：等価塑性ヒンジ長、 $\phi(h)$ ：曲率分布。

No.1 や No.4 のような一般的な柱部材に対し、これらの手法は実験式を用いているため、図-10 と図-11 に示すように、実験結果と計算結果の最大荷重と荷重の低下開始点は比較的一致している。No.1 は $1\delta_y$ から $5\delta_y$ (115kN) まで荷重が増加しているが、 $5\delta_y$ 回目の繰返し時には No.3 とほぼ同じ履歴へ移行している(図-14)。一般的に、繰返し荷重を行った場合と比較して単調荷重時の荷重が増加すること、また単調荷重後に繰返し荷重を行った場合は、 $1\delta_y$ から繰返し荷重を行ってきた場合の挙動に近づくことは三島ら⁷⁾によって報告されている。したがって、No.1 は、 $2\delta_y$ から $4\delta_y$ を飛ばさずに繰返し荷重を行っていた場合には、115kN までの荷重増加は生じなかったと思われる。また、No.1 の最大荷重 115kN に対して No.3 は 107kN と若干小さいだけであり、 $6\delta_y$ 以降の No.1 と No.3 の挙動もほぼ等しいといえる実験結果であったことから、No.1 と No.3 の耐力および変形性能はほぼ同等といえる。さらに、より細かく段落しを行った No.5 について、基準となる No.4 と同じ繰返し荷重を行った結果、 $1\delta_y$ 時の荷重は若干低いものの、その後の荷重変位関係はほぼ同じであった(図-12)。No.5 が No.4 と比較して $1\delta_y$ 時の荷重が若干低かった原因は、「3.3」で詳細を述べるが、段落しによる軸方向鉄筋の塑性化領域の拡大によって曲率分布も拡大し、同一変位時における基部付近の応力分担が減少しているためと考えられる。No.2 は変位が進むにつれて荷重が低下し、軸方向鉄筋の座屈によるかぶりの剥落は、C-C の段落し位置の 10cm 程度下で生じた。No.1 と No.3、および No.4 と No.5 は、いずれも柱基部において軸方向鉄筋が座屈して荷重の低下が生じる曲げ破壊であった。

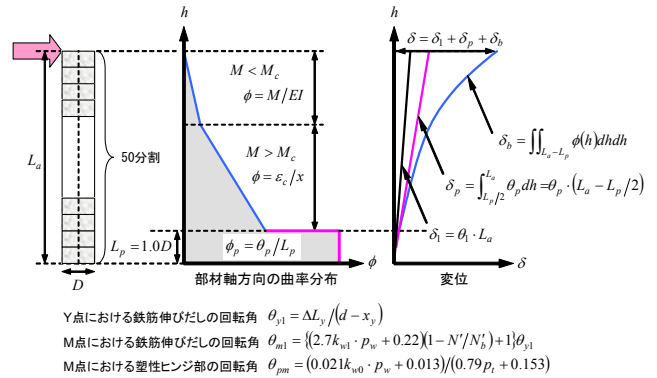


図-13 鉄道標準における棒部材の応答値の算定⁴⁾

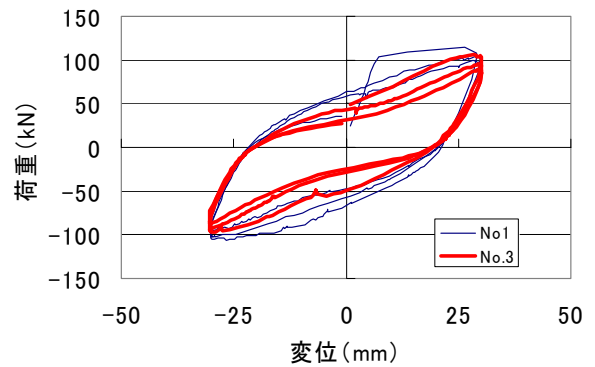


図-14 No. 1, No. 3 の $5\delta_y$ の履歴曲線

以上の結果より、No.3 と No.5 のように段落し位置で軸方向鉄筋を確実に定着した場合、No.2 のような段落し位置での破壊を回避できることを確認した。また、耐力および変形性能についても、基準試験体である No.1 と No.4 とほぼ同等であることが確認できた。

3.2 解析値との比較

No.2, No.3, No.5 のように基部付近から段落しを行った柱部材は、「3.1」の耐震性能照査編³⁾や鉄道標準⁴⁾の実験式の基となった試験体の配筋と大きく異なるため、そのまま用いることは適切でない。そこで、塑性ヒンジ領域内から要素分割を行い、断面の $M-\phi$ 関係をイベント発生点以外の各ステップでも算出して荷重変位関係を求めた。材料構成則には、東京大学コンクリート研究室で開発された COM3 の材料構成則⁶⁾を用い、要素内の曲率分布を 1 次曲線とした 3 接点アイソパラメトリック棒要素を用いた。

実験で計測された履歴曲線と本解析による結果の比較を図-15～図-18 に示す。解析における No.2 は段落し位置での定着が十分であると仮定したものであり、No.3 は段落し位置から上側の折り曲げた定着部分の影響は考慮していないため、No.2 と No.3 は同じ解析値である。No.1 と No.4 の実験結果と解析結果は、比較的良く一致している。一方、No.2,3 と No.5 の解析結果は、段落しによって軸方向鉄筋の塑性化領域が拡大し、最大荷重までの変形

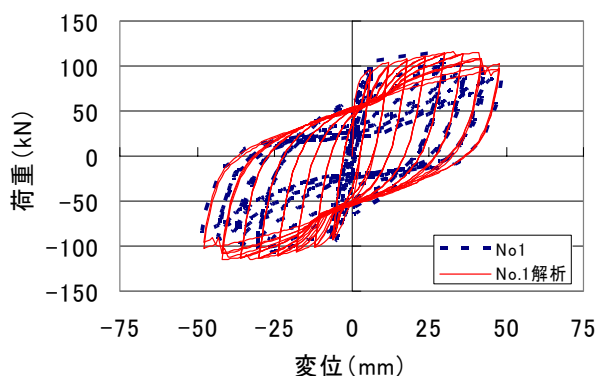


図-15 No. 1 荷重-変位の履歴曲線

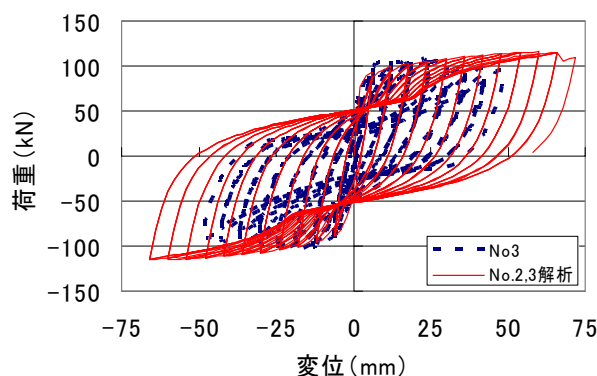


図-16 No. 3 荷重-変位の履歴曲線

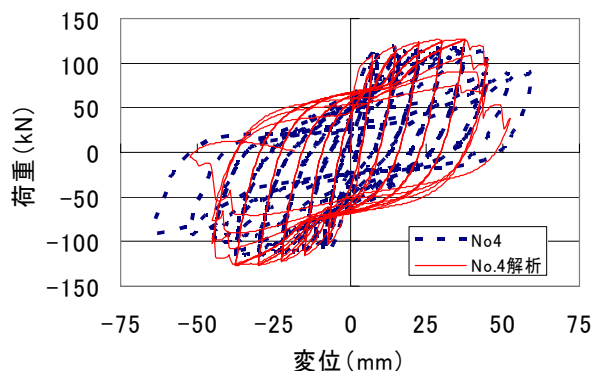


図-17 No. 4 荷重-変位の履歴曲線

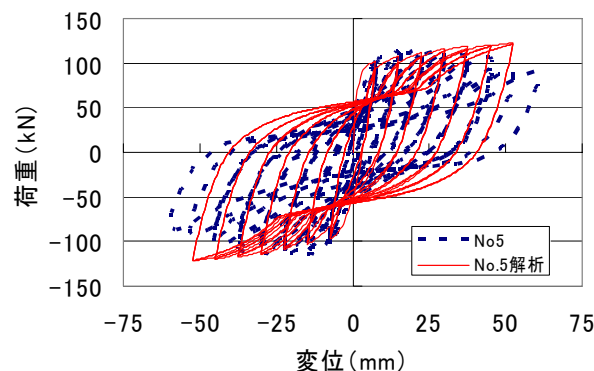


図-18 No. 5 荷重-変位の履歴曲線

量が No.1 および No.4 より増加している。しかし、実験結果は「3.1」で述べたように No.1 と No.3、および No.4 と No.5 の荷重変位関係はほぼ同等であり、解析と実験で異なる結果となっている。また、解析結果は繰返し載荷においても単調載荷のように荷重が徐々に増加しているのに対して、実験では解析ほどの荷重増加は見られない。解析によるこれらの現象は、「3.1」でも述べたように、段落しによる塑性化領域の拡大によって、同一変位時における基部付近の応力分担が減少し、材料構成則が軟化域まで達していないためである。すなわち、解析では、部材の最大荷重は変化しないが、剛性が低下しているのである。

今回の実験では、No.1 や No.4 のような柱基部が最初に降伏する場合と、No.3 や No.5 のように基部と同時に段落し位置も降伏する場合のどちらも、最終的に柱基部の軸方向鉄筋が座屈し、かぶりの剥落が生じて破壊に至っている。また、これらのかぶりの剥落範囲にも大きな違いは見られなかった。以上より、No.3 や No.5 のような軸方向鉄筋の段落しを行った場合、初期の段階においては解析のような塑性化領域の拡大による剛性低下の傾向を示すが、変位の増加とともに変形が柱基部へ集中し、段落しの無い No.1 や No.4 と同様の性状になると考えられる。

3.3 部材軸方向の曲率分布

No.1～No.5 の軸方向の曲率分布を図-19～図 23 に示す。ただし、No.1 が載荷トラブルによって $2\delta_y \sim 4\delta_y$ まで繰

返し載荷を行っていないこと、および他の試験体においても軸方向鉄筋降伏後に断線したひずみゲージが複数存在することから、No.1～No.3 については、 $1\delta_y$ までの範囲で代表的な荷重の曲率分布のみを示す。No.4～No.5 については、表面に貼り付けたパイ型変位計によって、かぶりが剥落するまでのデータが得られていることから、M 点までの曲率分布を示す。

実線は、「2.2」の方法による断面計算で算出した $M-\phi$ 関係を式 [6] の方法により部材軸方向への曲率分布に逆算したものである。ただし、応力ひずみ関係が線形で、矩形断面のような単純な場合を除き、 $M-\phi$ 関係を陽形で表現することはできない。そこで、ここでは、各断面における図-7 のような $M-\phi$ 関係を便宜上式 [5] のように表現している。曲率の実験値は圧縮と引張のひずみ差を両者の距離で除したものである。

$$M = f(\phi) \quad [5]$$

$$\phi = f^{-1}(M(h)) \quad [6]$$

ここに、 ϕ : 曲率、 $M(h)$: 基部からの高さによるモーメント、 f : 「2.2」の方法による断面計算時の $M-\phi$ 関係である。

載荷初期の段階では、段落しの有無に関わらず部材軸方向の曲率分布が実験結果と計算結果で比較的一致して

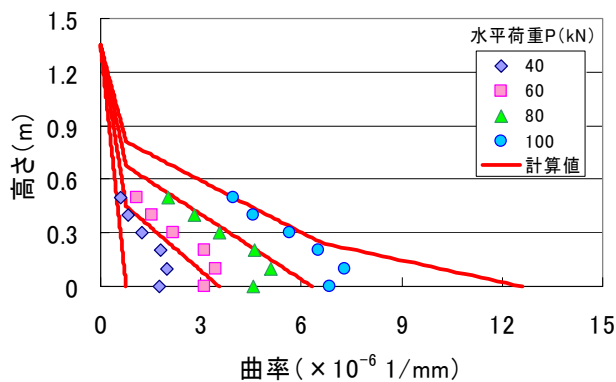


図-19 No. 1 の曲率分布

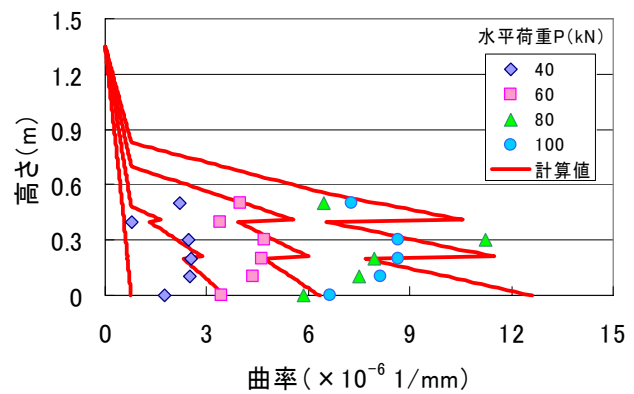


図-20 No. 2 の曲率分布

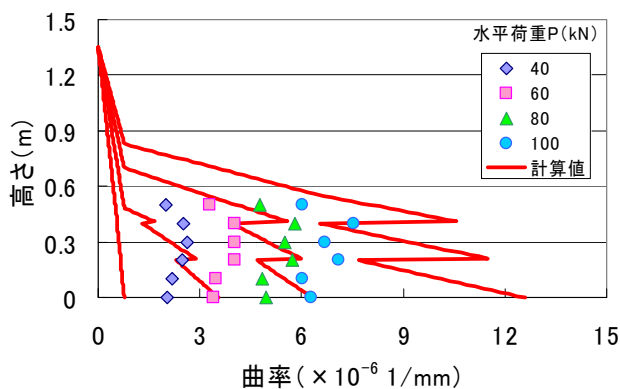


図-21 No. 3 の曲率分布

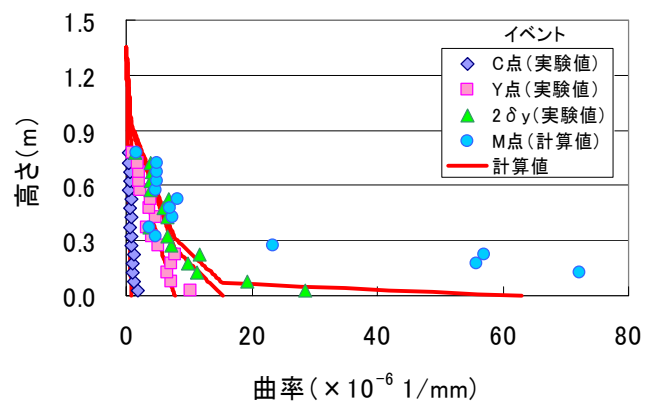


図-22 No. 4 の曲率分布

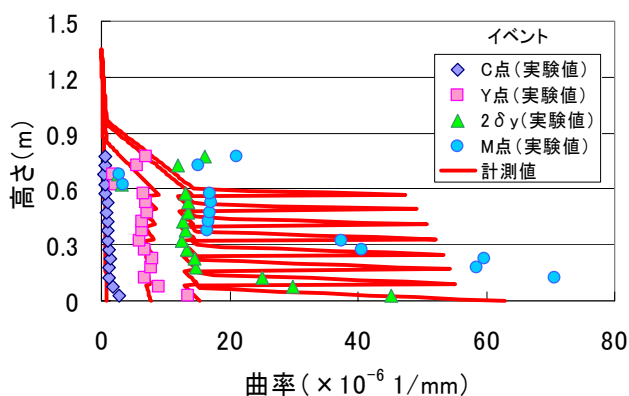


図-23 No. 5 の曲率分布

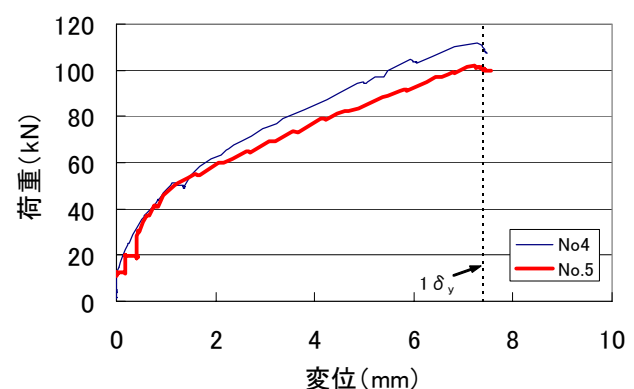


図-24 No. 4, No. 5 の載荷初期の荷重変位関係

いる。また、段落しを有する No.2, No.3, No.5 は、載荷初期の段階において、曲率分布が No.1 と No.4 のような三角形分布ではなく、高さ方向へ均等に増加しているのが分かる。すなわち、載荷初期の段階では、「3.2」の解析で述べたような曲率分布の拡大による部材の剛性低下が実際に生じているのである。図-24 に No.4 と No.5 の正側 $1\delta_y$ 回目までの荷重変位関係を示す。No.4 と比較して No.5 の剛性が若干低くなっていることがわかる。ただし、「3.1」で述べたように、No.5 の荷重は $3\delta_y$ まで上昇を続け、荷重変位関係も No.4 と同等になっている（図-12）。また、曲率分布も変位の増加に伴って、No.5 は No.4 と同じような基部への集中化が生じている（図-

22, 図-23）。「3.2」の解析で最大荷重までの変形が増加した理由は、この集中化を表現できていないため、最大荷重まで曲率が均等に増加しているためである。

一方、No.2 のように、断落し位置が基部よりも弱い場合には、その部分へ変形の集中化が生じている。図-21 に示すように、No.2 は 80kN 時点でも断落し部である C-C 断面の少し下に変形の集中化傾向が見られ、最終的にはその部分（基部から 0.3m 付近）でかぶりの剥落が生じて破壊に至っている。これは、段落し位置で鉄筋を切断しているため、定着不足により段落し位置から 10cm 程度は鉄筋による引張力が負担できていないためと考えられる。

以上より、初期の段階で「3.2」の解析のような軸方向

鉄筋の塑性化領域の拡大による曲率分布の拡大が生じても、変形の集中がどこか一箇所で生じるため、変形の集中した位置が同じであれば荷重変位関係もほぼ同じになると考えられる。

島ら^{8) 9)}は、軸方向鉄筋の座屈によって部材のじん性が特徴付けられることを示しており、今回の実験でも軸方向鉄筋の座屈発生時に荷重の低下が生じている。さらに、段落しの有無の違いによる軸方向鉄筋の座屈発生時期、および座屈によるかぶりの剥落範囲に大きな違いは見られなかった。したがって、軸方向鉄筋の塑性化領域が拡大しても、軸方向鉄筋の座屈性状は大きく変化しないと思われる。

以上より、軸方向鉄筋の座屈性状に対して段落しによる影響があまり無いこと、および No.2 以外は全て柱基部

へ変形が集中したこと等により、荷重変位関係が段落しの有無に関わらず同じになったと考えられる。

3.4 等価粘性減衰定数と累積吸収エネルギー

図-25～図-30 に等価粘性減衰定数、累積履歴吸収エネルギー、基準化した履歴曲線を示す。No.1 は $2\delta_y$ から $4\delta_y$ を飛ばして $5\delta_y$ まで単調載荷である。したがって、No.1～No.3 の累積履歴吸収エネルギーは、比較のために $5\delta_y$ からの累積値を計算している。No.4～No.5 については、 $1\delta_y$ からの累積値である。

No.1 と No.4 の基準試験体では、 $5\delta_y$ 時点の等価粘性減衰定数をもっとも大きく、その後は段落しを行った No.3 と No.5 へ徐々に近づいている。 $6\delta_y$ の履歴曲線を比べてみると、第一サイクルの最大荷重はほぼ同じであるが、

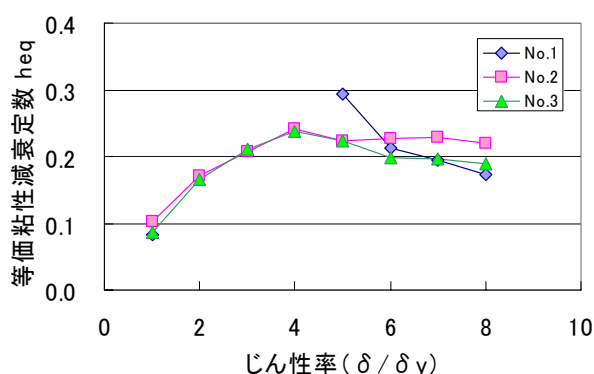


図-25 No. 1, 2, 3 等価粘性減衰定数

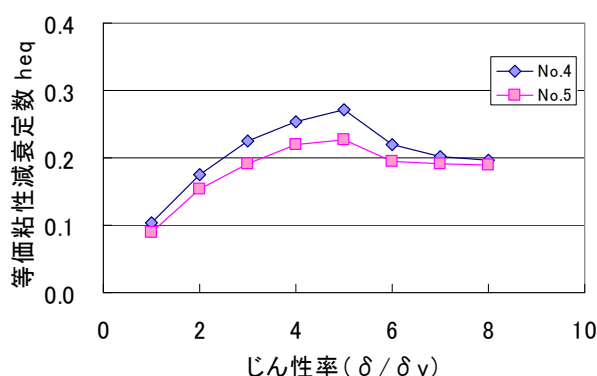


図-26 No. 4, 5 等価粘性減衰定数

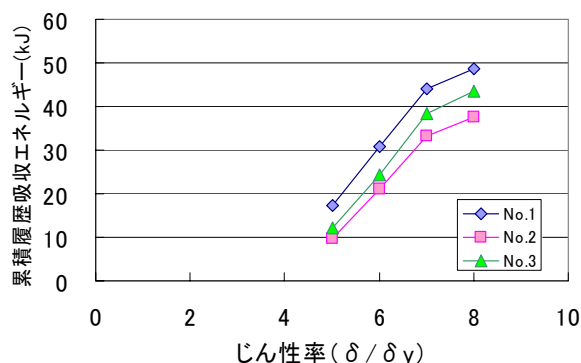


図-27 No. 1, 2, 3 履歴吸収エネルギー

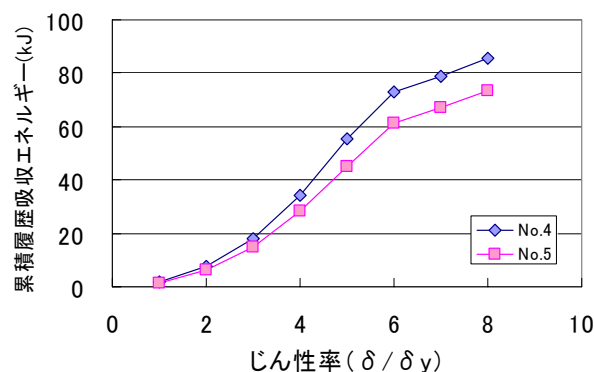


図-28 No. 4, 5 履歴吸収エネルギー

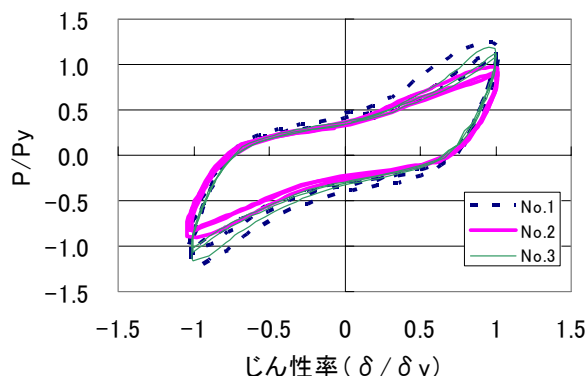


図-29 No. 1, 2, 3 履歴曲線 ($6\delta_y$)

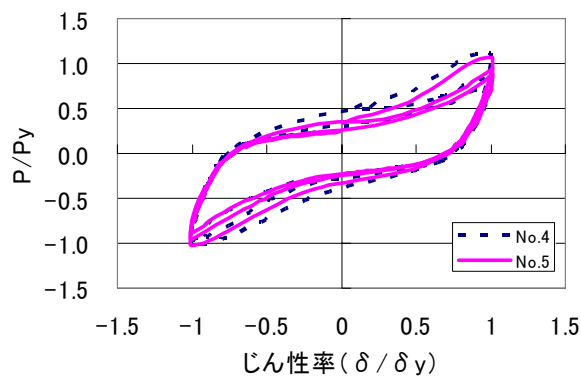


図-30 No. 4, 5 履歴曲線 ($6\delta_y$)

No.1 と No.4 の方が段落しを行っている No.3 と No.5 よりも大きなループを描いている。したがって、No.3 と No.5 については、若干エネルギーの吸収が減少するものの、No.2 ほど大きな低下とはなっていない。No.2 の等価粘性減衰定数は、 $6\delta_y$ 以降も増加しているが、これは図-29 の履歴曲線で示すように、No.2 は No.1,3 と比較して荷重低下による履歴曲線の逆 S 字型の傾向が緩和されたためである。したがって、No.2 の累積吸収エネルギーは No.1,3 と比較して小さい値となっている（図-27）。

以上より、段落し部の定着を確保することで、エネルギーの吸収能力についても大きな低下を避けることが可能であることが確認できた。

4. まとめ

柱部材の経済的合理性の追求のため、軸方向鉄筋の段落し位置を可能な限り下げること、およびその場合の耐力と変形性能を確保するための定着方法の開発を目的として、塑性ヒンジ領域内から作用モーメントの分布に合わせて段落しを行い、軸方向鉄筋の定着方法を改善した試験体で正負交番載荷試験を行った。本研究の範囲内で得られた結論をまとめる。

- (1)段落し部の軸方向鉄筋の定着を確保すれば、塑性ヒンジ領域内で段落しを行っても、耐力は段落しの無い柱部材と同等である。
- (2)段落し部の軸方向鉄筋の定着を確保すれば、塑性ヒンジ領域内で段落しを行っても、変形性能は段落しの無い柱部材と同等である。
- (3)段落し部の軸方向鉄筋の定着を確保すれば、段落しによる履歴吸収エネルギーの大きな低下を防ぐことが可能である。
- (4) 段落しによって、載荷初期においては、曲率分布は部材軸方向へ拡大する。しかし、最終的には変形の局所化や軸方向鉄筋の座屈性状が変わらないことにより、解析のような変形性能の向上は見られない。

以上のことから、塑性ヒンジ領域内から軸方向鉄筋の定着を確保して段落しを行えば、耐震性能を維持しつつ、大幅な鉄筋の削減が可能であると考えられる。

参考文献

- 1) 例えば、幸左賢二、藤井康男、田中克典：損傷形態に着目した被災 RC 橋脚の分析、コンクリート工学年次論文集、Vol.21, No.3, pp.1201-1206, 1999.6
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書（構造性能照査編）、2002
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書（耐震性能照査編）、pp.28-30, 2002
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）、pp.98-106, pp.242-247, 2004
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）、pp.177-179, 2002
- 6) 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、1991
- 7) 三島徹也、原夏生、前川宏一：交番載荷による RC ひびわれ面でのせん断剛性低下のメカニズム、土木学会論文集、No.442, pp.191-200, 1992.2
- 8) 伊藤圭一、島弘：繰返し荷重を受ける RC 橋脚における耐力の低下に関する解析、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.11, No.2, pp.275-280, 1989.6
- 9) 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