

# 論文 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

足立幸郎<sup>\*1</sup>・運上茂樹<sup>\*2</sup>・長屋和宏<sup>\*3</sup>・林 昌弘<sup>\*3</sup>

**要旨：** 我が国の吊橋等長大橋梁には鋼製主塔が多く採用されているが、海外では鉄筋コンクリート製主塔の採用事例も見られる。鉄筋コンクリート製主塔の利点はその経済性にあるが、その採用にあたっては、自重の軽減のために高強度材料の使用が不可欠であること、ケーブルからの反作用力として高軸力が作用することなどから、高軸力下における高強度鉄筋コンクリート部材の力学的特性を把握する必要がある。本文では、普通強度RC部材と高強度RC部材との変形性能に関する比較検討、および高強度RC部材における横拘束鉄筋量と変形性能の関係に関する実験的検討を行った結果について報告するものである。

**キーワード：** 高強度コンクリート、高強度鉄筋、高軸力、変形性能、長大橋梁、主塔

## 1. はじめに

我が国の吊橋等長大橋梁には鋼製主塔が多く採用されている。これは、我が国での地震や風の厳しい条件下で鉄筋コンクリート製（RC）主塔とした場合は、ケーブル反力が作用してくるまでのフリースタンディング状態での主塔の設計が非常に困難となるためとされていた<sup>1)</sup>。一方、地震等の設計条件の違いも考えられるが、グレートベルトイースト橋（デンマーク）、ツインマ橋（香港）等海外における長大吊橋においては、経済性の観点からRC主塔が用いられる事例も見られる。したがって、長大橋梁建設のコスト縮減策の一つとして、主塔にRC構造を適用する場合の構造上の問題を明らかにしその適用性および設計での検討事項を明らかにする必要がある。

高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を用いたRC部材に関する研究については、建築分野を中心にNewRC総プロ等で精力的に行われてきている<sup>2)</sup>。しかしながらこれまでの高強度RC部材に関する研究は、建築構造物を対象とした事例が多く、橋梁構造物に着目した研究としては増川ら<sup>3)</sup>が道路橋橋脚を対象として低鉄筋

比RC部材の破壊性状における高強度鉄筋の材料特性の影響を報告した事例等数例があるのみである。

本研究では吊橋等長大橋梁にRC主塔を採用した場合における構造条件に着目し、自重の軽減のために高強度材料の使用が不可欠であること、ケーブルからの反作用力として高軸力が作用することなどを考慮し、高軸力下における高強度鉄筋コンクリート部材の力学的特性に関する実験的検討を行った。着目する力学的特性としては、兵庫県南部地震以降大規模地震に対する耐震安全性の確保として部材の変形性能を確保することが不可欠となっていることから、変形性能に着目した検討を行った。なお、吊橋主塔のような構造部材に変形性能を期待した設計を行うかについては、地震時の全体構造挙動や修復性といった観点での検討が今後必要であるが、ここでは部材としての変形性能にのみ着目して検討を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 供試体

図-1に供試体の形状、表-1に供試体の断面

\* 1 建設省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室 主任研究員 工修 (正会員)  
 \* 2 建設省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室 室長 工博  
 \* 3 建設省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室 研究員

表-1 供試体の断面、配筋状況、材料試験値および試験条件

供試体	供試体N	供試体H	供試体HA	供試体HB
形状				
コンクリート	$\sigma_c = 37.1 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_c = 65.7 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_c = 66.8 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_c = 64.3 \text{ N/mm}^2$
主鉄筋	SD345 D13	USD685 D13	USD685 D13	USD685 D13
主鉄筋比	$\rho_s = 1.25\%$	$\rho_s = 1.25\%$	$\rho_s = 1.25\%$	$\rho_s = 1.25\%$
主鉄筋降伏強度	$\sigma_y = 399 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_y = 795 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_y = 795 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_y = 795 \text{ N/mm}^2$
主鉄筋引張強度	$\sigma_u = 587 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_u = 998 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_u = 998 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_u = 998 \text{ N/mm}^2$
帯鉄筋	SD295A D6 @40mm	SD490 D6 @40mm	SD490 D6 @40mm	SD490 D6 @80mm
帯鉄筋比	$\rho_w^* = 0.352\% \quad \rho_s^{**} = 0.833\%$	$\rho_w^* = 0.352\% \quad \rho_s^{**} = 0.833\%$	$\rho_w^* = 0.523\% \quad \rho_s^{**} = 1.667\%$	$\rho_w^* = 0.176\% \quad \rho_s^{**} = 0.417\%$
帯鉄筋降伏強度	$\sigma_y = 335 \text{ N/mm}^2$ ***	$\sigma_y = 571 \text{ N/mm}^2$ ***	$\sigma_y = 571 \text{ N/mm}^2$ ***	$\sigma_y = 571 \text{ N/mm}^2$ ***
帯鉄筋引張強度	$\sigma_u = 522 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_u = 942 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_u = 942 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_u = 942 \text{ N/mm}^2$
軸力・軸力比	$N=0.90 \text{ MN} \quad \sigma_N/\sigma_c = 12.1\%$	$N=1.79 \text{ MN} \quad \sigma_N/\sigma_c = 13.7\%$	$N=1.79 \text{ MN} \quad \sigma_N/\sigma_c = 13.5\%$	$N=1.79 \text{ MN} \quad \sigma_N/\sigma_c = 14.0\%$

\*:面積帶鉄筋比、\*\*:体積帶鉄筋比、\*\*\*:明瞭な降伏点が認められなかつたため0.2%永久伸びに対する荷重値から逆算される強度を示す

および配筋状況等を示す。実験は、普通強度R C供試体1体、高強度R C供試体3体に対して行った。吊橋等長大橋梁の主塔にR C構造を採用する場合、軀体重量を軽減するため中空断面となる場合が多いが、ここでは高軸力下における高強度R C部材の変形性能のみに着目するため、充実断面の供試体を用いた。部材断面は、 $450 \times 450 \text{ mm}$ 、せん断スパン比は5とした。主鉄筋比は1.25%とした。これは、道路橋橋脚の一般的な値であり、主塔についても施工性の観点からこの程度の配筋量となると考えられたためである。供試体Nおよび供試体Hは、寸法および配筋が同一で使用材料強度がほぼ倍半分の関係になるようにした。供試体HA、HBは横拘束鉄筋比が供試体Hの倍若しくは半分となるよう中間帶鉄筋および帯鉄筋間隔を調整した。供試体の詳細および実際に使用した材料強度等は表-1に示している。なお、使用した高強度鉄筋は、降伏比0.8以下、降伏棚が降伏ひずみの3倍以上有するものを用いている。

## 2.2 実験方法

図-1に載荷状況の概要図を示す。軸力の設定にあたっては、日本での斜張橋R C主塔の事例から、軸応力度として設計基準強度の15%を導入した。なお、供試体Nと供試体Hシリーズで

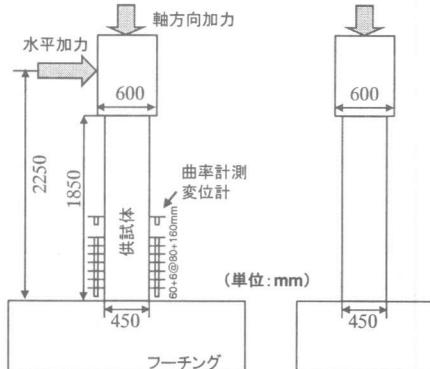


図-1 供試体形状および載荷状況

はコンクリート強度が異なるため、軸力の絶対値そのものは倍半分の関係となっている。水平方向加力は、 $1/3 \delta_{y0}$  ( $\delta_{y0}$ :初降伏変位、引張主鉄筋の降伏により定義した実験値(変位))を基準変位として1回づつ漸増載荷を行った。一般に道路橋橋脚のR C部材の変形性能は、降伏変位を基準としてその整数倍変位を3回づつ漸増載荷することによって検証される場合が多い。しかしながら、高強度材料を使用した供試体Hシリーズでは、普通強度材料を使用した供試体Nと比較して、降伏変位が大きいこと、高軸力の作用のため終局変位が小さくなることなどから、従来の載荷方法を踏襲する場合、載荷に伴う損傷進展等を十分に把握出来ない可能性が想定されたため、このような載荷方法をした。な

お、 $1/3 \delta_y$ を基準変位として1回づつ漸増載荷するため、降伏変位の整数倍の範囲では3回づつ載荷していることになる。

### 3. 実験結果

#### 3.1 荷重－変位関係と損傷状況

図-2に水平力載荷位置における荷重－変位関係を示す。普通強度材料を用いた供試体Nは、 $2\delta_y$ 時に最大荷重となり、 $5.33\delta_y$ 時にかぶりコンクリートが剥離崩落するが、主鉄筋が座屈し破断する $7\sim8\delta_y$ にいたるまで急激な耐力の低下は見られなかった。最終サイクルまで荷重－変位関係は紡錘型の履歴曲線となっており、エネルギー吸収性能は良好であった。供試体Hシリーズは、供試体Nと同様に紡錘型の履歴曲線となっておりエネルギー吸収性能は良好であった。供試体Hでは、 $1.33\delta_y$ 時に最大耐力を示し、 $1.66\delta_y$ 時にかぶりコンクリートの剥離が生じ、 $2.66\delta_y$ で主鉄筋が座屈したが、最大耐力発生から主鉄筋の座屈までの水平荷重の低下率はほぼ一定であった。以下、供試体H AおよびH Bにおいても同様の傾向であった。水平荷重の低下傾向は、供試体H Bは供試体H、H Aと比較してその勾配が大きい。

#### 3.2 変形性能に関する実験結果の考察

図-3に各供試体の荷重－変位包絡線の比較を示す。図-3では図-2に示す荷重－変位曲線から主鉄筋の伸び出しの影響を補正した包絡線を示す。なお、主鉄筋の伸び出しの影響はフーチング内の主鉄筋ひずみを積分する<sup>4)</sup>ことによって算出した。

じん性の評価法としては、実測の主鉄筋ひずみが降伏した点を初降伏点として、以降最大荷重後に降伏荷重まで低下した点を終局点とする方法が考えられる。しかしながら、本実験ではほぼ同一の断面形状およびほぼ同一の強度材料を用いているにも関わらず、実測の主鉄筋ひずみが降伏した変位はばらついていたため、じん性を評価するにあたり本手法を適用することは

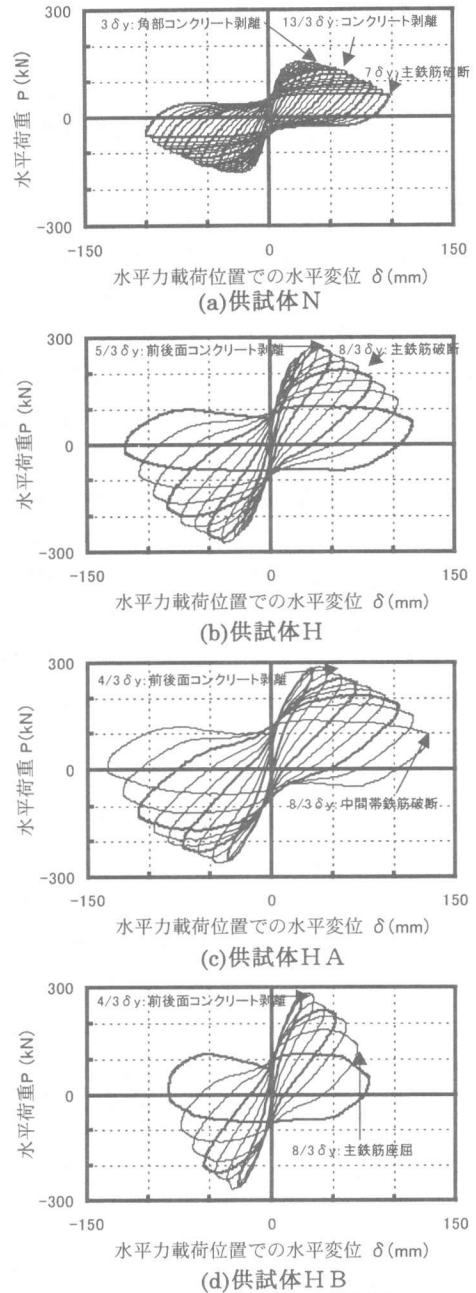


図-2 水平荷重－水平変位関係  
適当でないと考えた。そこで、荷重－変位包絡線上で計算上の初降伏荷重に達した変位を初降伏変位と定義し、以降最大荷重後に実験での初降伏荷重まで低下した時の変位を終局変位と定義した。

供試体Hシリーズでは、供試体Nと比較して軸力による付加曲げ作用が大きいため載荷変位

の増大とともに水平荷重が低下している。供試体HおよびHAにおいては最大耐力以降の水平荷重の低下は主に付加曲げ作用によるものと考えられるが、供試体HBにおいては付加曲げ作用以上の水平荷重の低下が認められる。これは、横拘束鉄筋量が不足しているためである。このように横拘束鉄筋量が最大耐力以降の耐力の保持に影響を及ぼしていることがわかる。

表-2に実験で得られた変形性能と終局時における1ループあたりの履歴吸収エネルギー量との関係を示す。同じ横拘束鉄筋比、軸応力比の供試体Nと供試体Hに着目すると、履歴エネルギー吸収能は高強度材料を用いた供試体Hが大きいが、じん性率は低下することがわかる。同軸力応力下では、高強度RC部材の変形性能は普通強度RC部材と比較して小さい。一方横拘束鉄筋量を変化させた供試体Hシリーズの比較結果により、横拘束鉄筋量の増加に伴いじん性能が改善することがわかる。

### 3.3 変形性能に関する解析的検討

道路橋示方書<sup>5)</sup>に示されるコンクリートの応力-ひずみ関係は、コンクリート強度が40N/mm<sup>2</sup>以上の場合には適用外とされている。

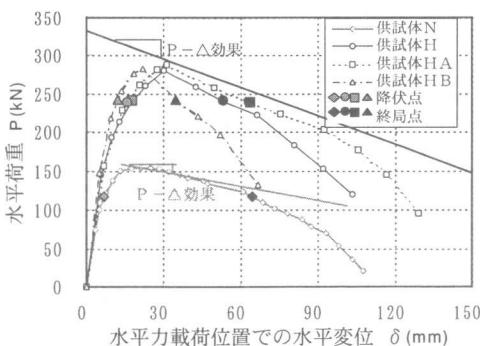


図-3 各供試体の荷重-変位包絡線の比較

表-2 各供試体の変形性能とエネルギー吸収能

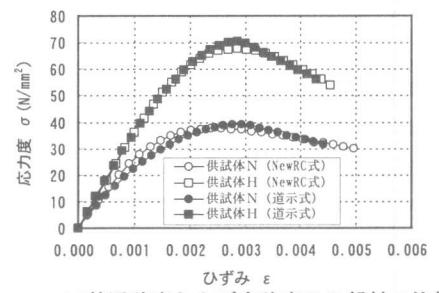
	横拘束鉄筋比 $\rho_s$	変形性能		履歴吸収エネルギー $E$ (kN·m)
		降伏変位 $\delta_y$	終局変位 $\delta_u$	
供試体N	0.833%	7.0mm	64.8mm	9.29
供試体H	0.833%	17.8mm	53.1mm	2.98
供試体HA	1.667%	15.9mm	63.9mm	4.01
供試体HB	0.417%	12.2mm	34.8mm	2.85

\*計算上の初降伏耐力に対応する実験変位 \*\*終局変位時の1ループあたりの履歴吸収エネルギー

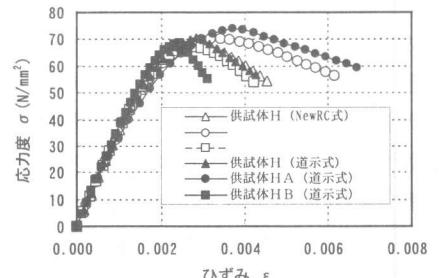
一方、高強度コンクリートの応力ひずみの代表的評価式としてNewRC総プロで提案された評価式<sup>2)</sup>（以下NewRC式）がある。ここでは、これら二つの評価式を用いて実験で得られた変形性能特性を解析的に検討した。

まず、道示式とNewRC式の特性の違いを把握するために各供試体のコンクリートの応力-ひずみ特性について比較を行った。なお、終局時は $0.8\sigma_{cc}$ 低下時と定義した。その結果を図-4に示す。横拘束鉄筋比 $\rho_s=0.83\%$ の供試体Nおよび供試体Hを比較した場合、道示式とNewRC式はほぼ同じ値を示すことがわかる。一方、供試体Hシリーズを比較した場合、道示式はNewRC式と比較して、応力-ひずみ関係の下降勾配は横拘束鉄筋量に敏感であることがわかる。横拘束鉄筋比 $\rho_s=1.67\%$ である供試体HAの場合は道示式が大きな終局ひずみを与え、横拘束鉄筋比 $\rho_s=0.42\%$ である供試体HBの場合は道示式が小さな終局ひずみを与えていることがわかる。

次にこれら二つの評価式を用いて各供試体のじん性率を算出した。じん性率の算出にあたっては付加曲げ効果による見かけ上のじん性率の



(a)普通強度および高強度RC部材の比較



(b)横拘束鉄筋量の比較  
図-4 コンクリートの応力-ひずみ関係

変化を補正した。補正法の概念図を図-5に示す。まず初降伏点 ( $Y_0$ ) ~終局点 ( $U$ ) を算定し、初降伏変位 ( $\delta_{y0}$ ) および終局変位 ( $\delta_u$ ) 時に作用する軸力 ( $N$ ) による付加曲げモーメント ( $N \cdot \delta_{y0}$ ,  $N \cdot \delta_u$ ) の作用を控除した荷重-変位関係を求める。付加曲げ作用を控除した荷重-変位関係を完全バイリニア近似した降伏点 ( $Y'$ ) および終曲点 ( $U'$ ) から算定されるじん性率を、付加曲げ作用を考慮したじん性率として算出した。

このようにして求めたじん性率と実験結果を整理して求めたじん性率とを比較するために、それらの比と横拘束鉄筋量との関係を図-6に示した。実験結果の整理においては初降伏耐力に基づくじん性率の整理を行っており、図-5に基づく解析的に定義したじん性率とは定義手法自体が異なっているため、比の値そのものには意味がない。しかしながら評価式の傾向を知ることは可能である。NewRC式は横拘束鉄筋比に対してほぼ同じじん性率比を有しているのに対しても、道示式は横拘束鉄筋比の増加とともにじん性率比が減少する傾向にあることがわかる。

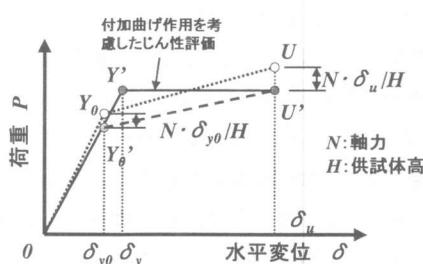


図-5 じん算定における付加曲げ作用の補正

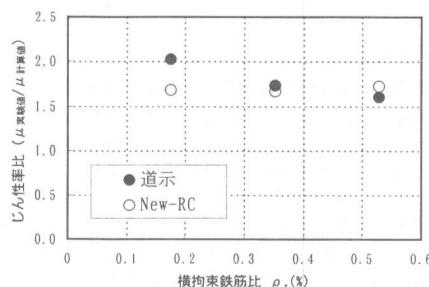


図-6 じん性率比と横拘束鉄筋比との関係

したがって、高強度RC部材に道示式を適用するにあたっては、横拘束鉄筋量と下降勾配の関係を検討する必要があることがわかる。

### 3.4 等価塑性ヒンジ長に関する検討

図-7に、高さ方向の曲率分布を示す。ここでは、前述した実験で定義した終局時に、図-1に示す曲率計測用変位計を用い単位高さ当たりの距離の変化より曲率を算出した曲率分布結果（変位計による曲率分布）と、同様の終局状態における主鉄筋のひずみ測定値より算定した曲率分布結果（鉄筋ひずみによる曲率分布）を示している。図中にはさらに道路橋示方書に示される塑性ヒンジ長と  $0.8\sigma_{cc}$  時に対応する終局ひずみより算出される終局曲率を示している。

横拘束鉄筋量が等しい供試体Nおよび供試体Hを比較した場合、変位計を用いた曲率分布からは、高強度材料を用いた供試体Hにおいて曲率が集中的に大きくなる領域が狭いことがわかる。一方供試体HA, HBを比較した場合、拘束鉄筋量の多い供試体HAにおいて曲率が集中的に大きく分布する領域が狭いことがわかる。

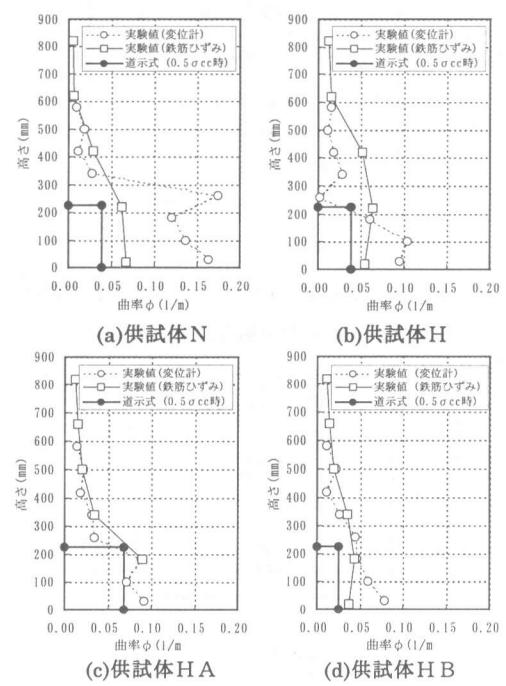


図-7 高さ方向への曲率分布図

図-8に基部から0.5D(225mm, D:断面幅)区間において実験で定義した終局時における変位計による曲率分布の平均と、道路橋示方書に示された方法によって算定された終局曲率との関係を示す。道路橋示方書を用いた曲率算定時では $0.5\sigma_{cc}$ および $0.8\sigma_{cc}$ 時に対応する終局ひずみを算出した。この図より $0.5\sigma_{cc}$ で定義した場合の終局曲率が変位計による曲率分布の平均値とよく一致することがわかる。しかしながら、道路橋示方書式では横拘束鉄筋量の増加に対応する終局ひずみの増加傾向が、実験で得られた増加傾向と比較して大きいことがわかる。

図-9に、基部の実測平均曲率もしくは道示式により得られた曲率に基づいて、実測された終局変位を算出する等価塑性ヒンジ長( $L_p$ )を逆算した結果を示す。等価塑性ヒンジ長の算定には次式を用いた。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot (H - L_p/2) \quad (1)$$

ここに、 $\delta_u$ : 終局変位、 $\delta_y$ : 降伏変位、 $\phi_u$ : 終局曲率、 $\phi_y$ : 降伏曲率、 $H$ : 供試体高

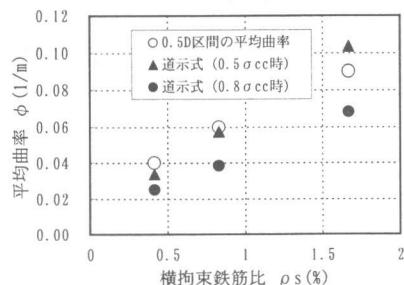


図-8 塑性ヒンジ区間(0.5D)の平均曲率と道路橋示方書による終局曲率算定値との関係

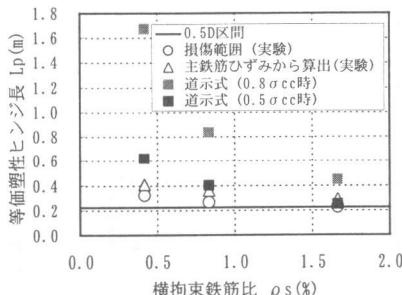


図-9 等価塑性ヒンジ長と横拘束鉄筋比との関係

図-9中に示す供試体の損傷範囲と主鉄筋の平均終局ひずみから逆算される等価塑性ヒンジ長は概ね一致している。この場合の等価塑性ヒンジ長は約0.5~1.0Dの範囲となっている。また横拘束鉄筋量の増加とともに等価塑性ヒンジ長が減少する傾向にある。道路橋示方書の手法で $0.5\sigma_{cc}$ 時を終局と定義した場合の等価塑性ヒンジ長は供試体の損傷範囲とほぼ一致する。しかし、横拘束鉄筋量の増加による等価塑性ヒンジ長の減少傾向については、やや過大に算定される傾向にあることがわかる。

#### 4. おわりに

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を行い、加えて道路橋示方書に示される変形性能評価式の適用性について検討を行った。得られた主な成果を以下に示す。  
①高軸力下における高強度RC部材の変形性能は軸力による付加曲げ効果により小さくなる。  
②高強度RC部材の変形性能は横拘束鉄筋により向上する。  
③コンクリートの応力-ひずみ評価において、道示式はNew RC式と比較して、横拘束筋量 $\rho_s$ が1.67%と高拘束状態では大きな終局ひずみを与え、逆に0.42%と低拘束状態では小さな終局ひずみを与える傾向にある。  
④高強度RC部材においても塑性ヒンジ長は横拘束鉄筋比の増加に反比例する。道示式で終局を $0.5\sigma_{cc}$ 時とした場合の等価塑性ヒンジ長と実際の損傷範囲がよく一致した。

#### 参考文献

- 建設省土木研究所:海峡横断プロジェクト技術調査委員会報告書、土木研究所資料第3479号、pp36-39、1996.3
- 例えば、(財)国土開発技術センター:建設省総合技術開発プロジェクト報告書、1989.3~1993.3
- 増川淳二、天野玲子、須田久美子、大塚一雄:高強度鉄筋を用いたRC橋脚部材の開発、コンクリート工学論文集、Vol.9、No.1、1998.1
- 島弘、周礼良、岡村甫:異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性、土木学会論文集第378号/V-6、1987.2
- 日本道路協会:道路橋示方書V耐震設計編、1996.12