

◆ 長大橋特集 ◆

長大吊橋の鉄筋コンクリート製主塔の変形性能に関する実験的検討

足立幸郎* 運上茂樹** 長屋和宏*** 林昌弘****

1. はじめに

明石海峡大橋をはじめとする我が国の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厳しくなるためとされている¹⁾。一方、地震等の設計条件の違いもあるが、グレートベルトイースト橋(デンマーク)、ツインマ橋(香港)等の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少なくない。現在検討が進められている海峡横断道路プロジェクト等においては建設コストを縮減することが必要とされており、そのための一つの方法として、RC主塔を採用することが考えられる。しかしながら、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、建築分野を中心に精力的に行われている。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²⁾が多く、橋梁構造物に着目した研究としては増川ら³⁾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があるのみである。

したがって、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、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否かについては、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. RC 主塔模型の繰り返し載荷実験

2.1 実験供試体

高軸力を受ける高強度鉄筋コンクリート部材の破壊特性、耐力・変形性能を把握するためにRC主塔の基部を模擬した模型供試体を用いて繰り返し載荷実験を行った。図-1に供試体の形状、表-1に供試体の断面および配筋状況等を示す。実験は普通強度供試体1体、高強度供試体3体に対して行った。吊橋等長大橋梁の主塔にRC構造を採用する場合、軸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RC部材の変形性能のみに着目するため、中実断面の供試体を用いた。部材断面は450×450mm、せん断スパン比は5、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、

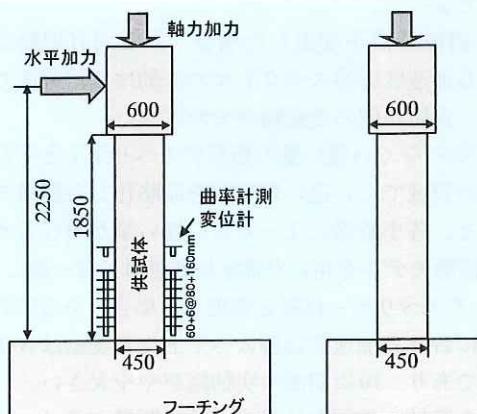
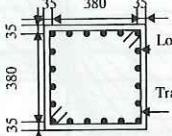
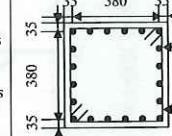
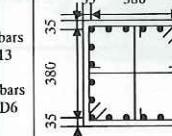
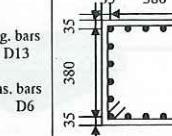


図-1 供試体形状および載荷状況 (単位: mm)

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 (単位: mm)				
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	$\rho_\lambda = 1.25\%$	$\rho_\lambda = 1.25\%$	$\rho_\lambda = 1.25\%$	$\rho_\lambda = 1.25\%$
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	$\sigma_u = 587 \text{N/mm}^2$	$\sigma_u = 998 \text{N/mm}^2$	$\sigma_u = 998 \text{N/mm}^2$	$\sigma_u = 998 \text{N/mm}^2$
帶鉄筋	SD295A D6 @40mm	SD490A D6 @40mm	SD490A D6 @40mm	SD490A D6 @80mm
帶鉄筋比	$\rho_w = 0.352\%$ $\rho_s = 0.833\%$	$\rho_w = 0.352\%$ $\rho_s = 0.833\%$	$\rho_w = 0.523\%$ $\rho_s = 1.667\%$	$\rho_w = 0.176\%$ $\rho_s = 0.417\%$
帶鉄筋降伏強度	$\sigma_y = 335 \text{N/mm}^2$	$\sigma_y = 571 \text{N/mm}^2$	$\sigma_y = 571 \text{N/mm}^2$	$\sigma_y = 571 \text{N/mm}^2$
帶鉄筋引張強度	$\sigma_u = 522 \text{N/mm}^2$	$\sigma_u = 942 \text{N/mm}^2$	$\sigma_u = 942 \text{N/mm}^2$	$\sigma_u = 942 \text{N/mm}^2$
軸力・軸力比	N=0.90MN $\sigma_N/\sigma_c = 12.1\%$	N=1.79MN $\sigma_N/\sigma_c = 13.7\%$	N=1.79MN $\sigma_N/\sigma_c = 13.5\%$	N=1.79MN $\sigma_N/\sigma_c = 14.0\%$

* : 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

HB は帶鉄筋比が供試体 H の倍もしくは半分となるよう中間帶鉄筋および帶鉄筋間隔を調整した。供試体の詳細を表-1 に示す。

2.2 実験方法

図-1 に載荷状況の概要図を示す。軸力は、日本での斜張橋 RC 主塔の事例から、軸応力度として設計基準強度の 15% を設定した。なお、供試体 N と供試体 H シリーズで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、 $1/3\delta_{y0}$ (δ_{y0} : 初降伏変位、引張主鉄筋の降伏により定義) を基準変位として 1 回ずつの漸増載荷を行った。ここで、一般に道路橋橋脚の RC 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 回ず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じん性率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、終局時の挙動把握に支障を来すのではないかと想定されたため、上記の手法とした。

3. 実験結果

3.1 荷重-変位関係と損傷の進展状況

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、 $4.33\delta_y$ 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、エネルギー吸収能力は良好であった。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能力は良好であった。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 HA および HB 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 HB は供試体 H、HA 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 に示した荷重-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⁴⁾ ことによって算出した。

高強度部材の使用により、耐力を増加させるとともに、原点への復元がほぼ可能な弾性範囲を増加させることができることがわかる。

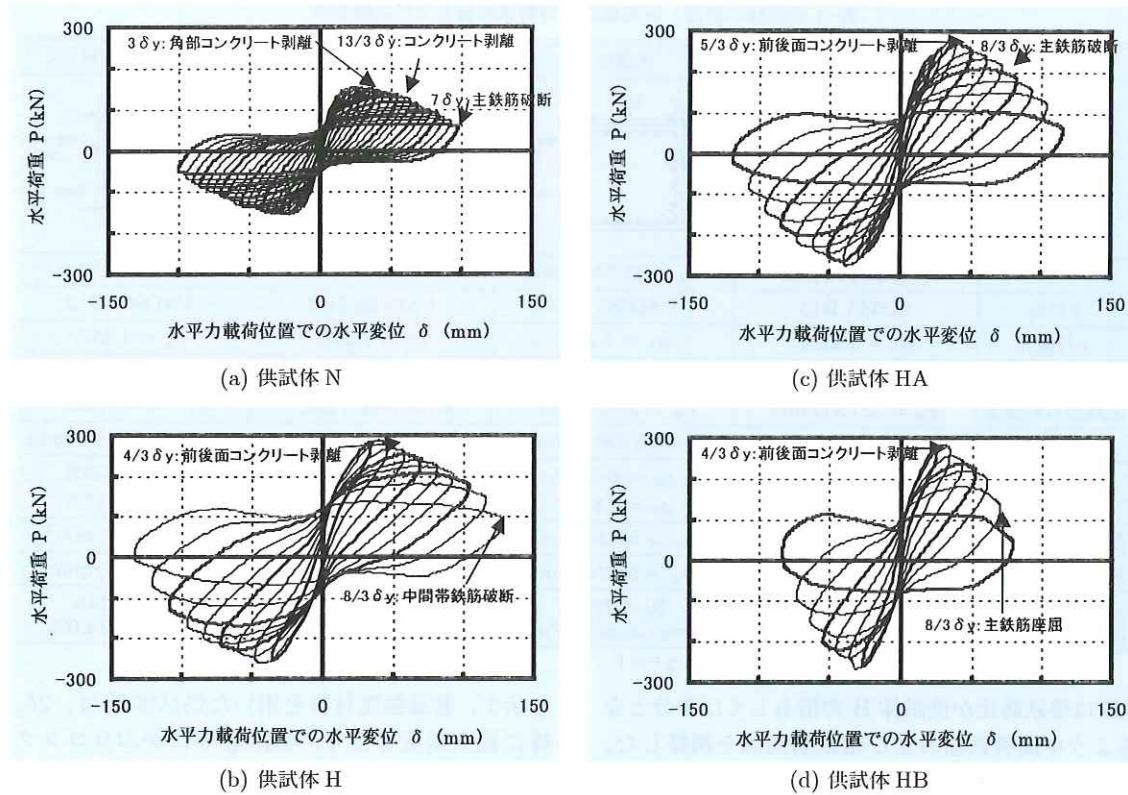


図-2 水平荷重-水平変位関係

じん性の評価法としては、実測のひずみから主鉄筋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、実測ひずみによる主鉄筋の降伏変位はばらついていたため、じん性を評価するにあたり前述の手法を適用することは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、横拘束鉄筋量が少ないためである。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。

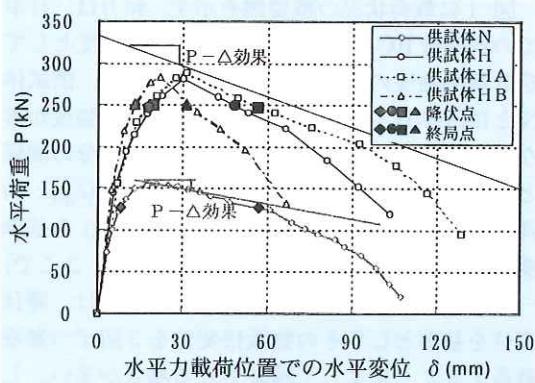


図-3 各供試体の荷重-変位包絡線の比較

表-2 各供試体の変形性能とエネルギー吸収能

帶鉄筋比 ρ_s (%)	変形性能			履歴吸収 エネルギー*(kN · m)	
	降伏変位 δ_y (mm)	終局変位 δ_u (mm)	じん性率 μ		
供試体 N	0.833	8.3	57.2	6.86	3.11
供試体 H	0.833	19.9	48.3	2.42	10.88
供試体 HA	1.667	17.8	56.6	3.19	13.22
供試体 HB	0.417	13.2	31.5	2.38	6.96

*: 終局変位時の1ループあたりの履歴吸収エネルギー

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。

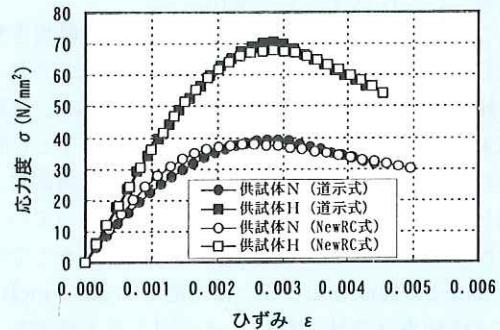
3.3 変形性能に関する解析的検討

道路橋示方書⁵⁾に示されるコンクリートの応力-ひずみ関係(以下道示式)は、コンクリート強度が40N/mm²以上の場合には適用外とされている。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建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート構造物の超軽量・超高層化技術の開発」で提案された評価式²⁾(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0.8σ_{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ρ_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ρ_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ρ_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(Y₀)～終局点(U)を算定し、初降伏変位(δ_{y0})および終局変位(δ_u)時に作用する軸力(N)による付加曲げモーメント(N·δ_{y0}/H, N·δ_u/H)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



(a) 普通強度および高強度RC部材の比較

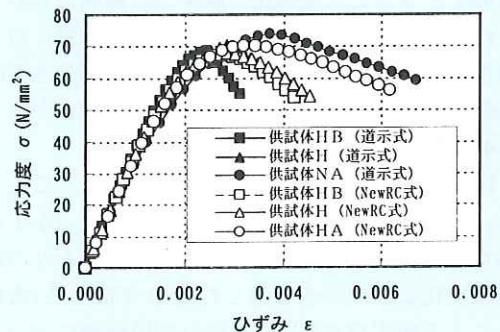
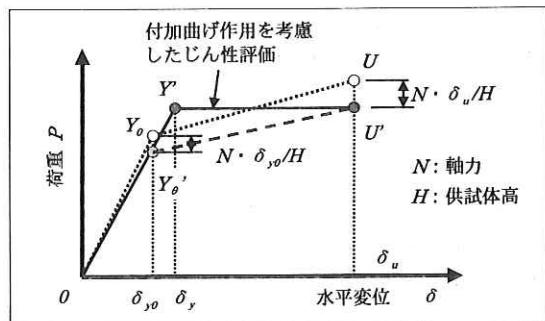
(b) 横拘束鉄筋量の比較
図-4 コンクリートの応力-ひずみ関係

図-5 じん性算定における付加曲げ作用の補正

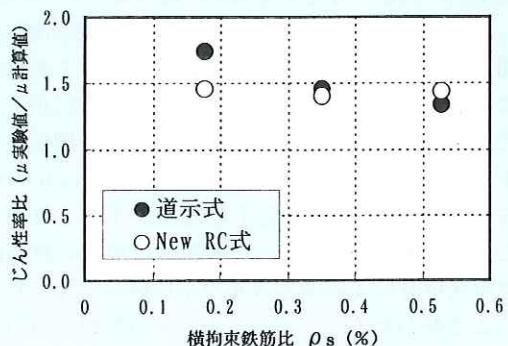


図-6 じん性率比と横拘束鉄筋比の関係

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に示す。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、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。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た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、主鉄筋ひずみから推定した曲率分布からは明確な傾向は見いだせないが、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-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

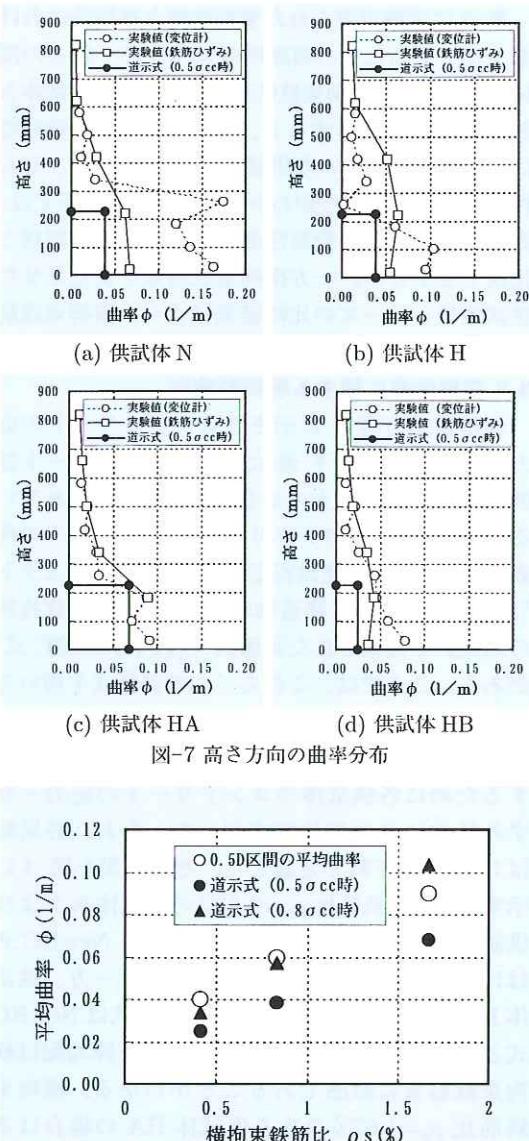


図-7 高さ方向の曲率分布

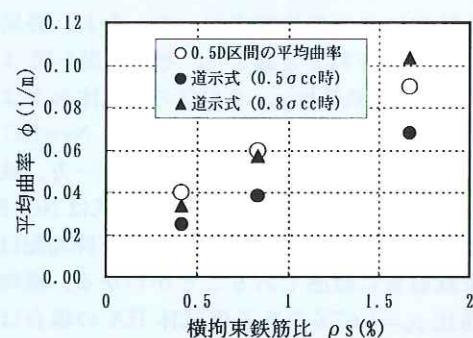


図-8 塑性ヒンジ区間(0.5D) 平均曲率と道路橋示方書による終局曲率算定値

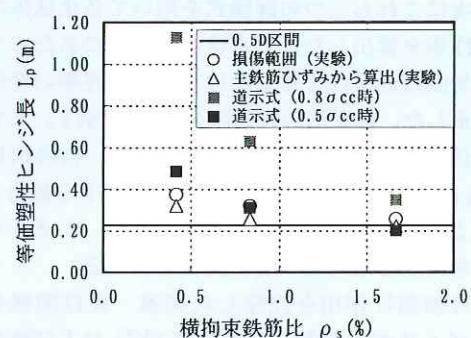


図-9 等価塑性ヒンジ長と横拘束鉄筋比

大きいことがわかる。

図-9に基部の平均曲率に基づく等価塑性ヒンジ長(L_p)を計算した結果を示す。等価塑性ヒンジ長は、次式を満たす L_p として求めた。

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

ここに、 σ_u :終局変位、 σ_y :降伏変位、 ϕ_u :終局曲率、 ϕ_y :降伏曲率、 H :供試体高、である。

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0.5σcc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、やや大きめに算定される傾向にあることがわかる。

4.まとめ及び今後の課題

高軸力下における高強度RC部材の变形性能に関する実験的検討を行った。実験により得られた成果と今後の課題をまとめると以下の通りとなる。

1) 実験結果のまとめ

- ① 高強度部材の使用により、耐力を増加させるとともに、原点への復元がほぼ可能な弾性範囲を増加させることができた。
- ② 高軸力下における高強度RC部材の变形性能は、軸力による付加曲げ効果により小さくなる。最大耐力以降は、付加曲げにより、变形とともに、耐力が減少する負勾配を有する傾向を有する。このため、最大耐力以降变形が進展した場合は、付加曲げの影響により一方向に变形が進展し、残留変位が残る变形特性となる。

足立幸郎*



阪神高速道路公団工務部
設計課
(前 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)
Yukio ADACHI

運上茂樹**



建設省土木研究所耐震
技術研究センター
耐震研究室長、工博
Dr. Shigeki UNJOH

③ 高強度RC部材の变形性能は横拘束鉄筋を増加させることにより向上する。

④ 变形性能(終局変位)を推定するコンクリートの応力-ひずみ評価において、道示式とNewRC式を比較すると、道示式の方は、横拘束筋量が大きい高拘束状態ではより大きな終局ひずみを与える、逆に低拘束状態では小さな終局ひずみを与える関係にある。

⑤ 高強度RC部材において塑性ヒンジ長は横拘束鉄筋比の増加に反比例する。道示式で終局時を0.8σcc時と仮定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。

2) 今後の課題

本実験では、高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いた中実断面橋脚を対象に非線形域の基本的な特性を検討したが、主塔にRC構造採用する場合には、重量軽減のために中空断面の採用が必要とされる。このため、こうした条件も含めて、今後、曲げによる荷重～変形性能及び限界状態の評価法、高強度材料を用いた中空断面橋脚のせん断耐力の評価法の向上とともに、合成構造・複合構造を用いた曲げ耐力・せん断耐力高度化技術を確立していく必要がある。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所: 海峽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、pp.36-39、1996.3
- 2) 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
- 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
- 4) 烏弘、週礼良、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
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書V耐震設計編、1996.12

長屋和宏***



同 耐震研究室研究員
Kazuhiro NAGAYA

林 昌弘****



本州四国連絡橋公団
保全部橋梁保全課
(前 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)
Masahiro HAYASHI