

◆ 報 文 ◆

中空円形断面を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形特性

運上茂樹* 浅津直樹**

1. はじめに

山間部に建設される高橋脚などでは、橋脚自重を低減するために中空断面が採用される場合が多い。中空断面を有する鉄筋コンクリート橋脚では、大規模地震時に大変形を受けた場合、相対的に断面積が小さいことによりせん断が厳しい条件になるとともに、コンクリートの損傷、剥離が断面の外側と内側の両方で生じることが予想され、脆性的な破壊に至りやすいと考えられる^{1),2)}。

平成8年の道路橋示方書V耐震設計編³⁾(以下、道示という)では鉄筋コンクリート橋脚の変形性能を高めるために中間帶鉄筋の配筋が規定されており、中空断面橋脚に対してもこれに従うことによって、脆性的な破壊を防止することができると考えられる。

本文では、中空円形断面を対象とした模型橋脚を用いた正負交番載荷実験を実施して、損傷メカニズム、動的耐力、変形性能を検討した結果を報告するものである⁴⁾。さらに解析との比較検討を通じて、中空円形断面に対する中間帶鉄筋の配筋量が変形性能に及ぼす影響を検討した結果を報告する。

2. 正負交番載荷実験の概要

2.1 実験供試体

実験供試体は実橋脚の約1/6とし、図-1に示すように外径75cm、内径45cmの中空円形断面とした。橋脚基部から載荷点までの高さは3mであり、せん断支間比は4である。実験パラメータは中間帶鉄筋の配筋量とし、図-2及び表-1に示すような3体の供試体を用いた。No.1供試体は中間帶鉄筋がない場合、No.2供試体及びNo.3供試体は1断面あたりそれぞれ10本及び20本の中間帶鉄筋を配筋した場合である。中間帶鉄筋の両端部には半円形フックを設け、外側と内側の帶鉄筋を十分に結束した。なお、いずれの供試体においても曲げ破壊型の破壊形態となるように設計している。

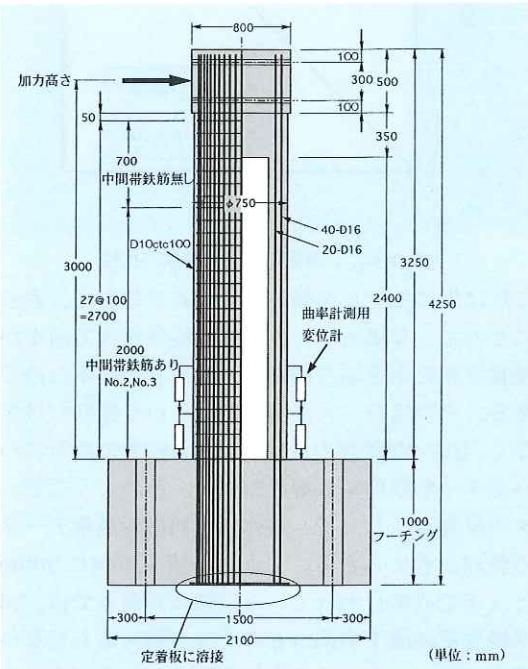


図-1 実験供試体側面図

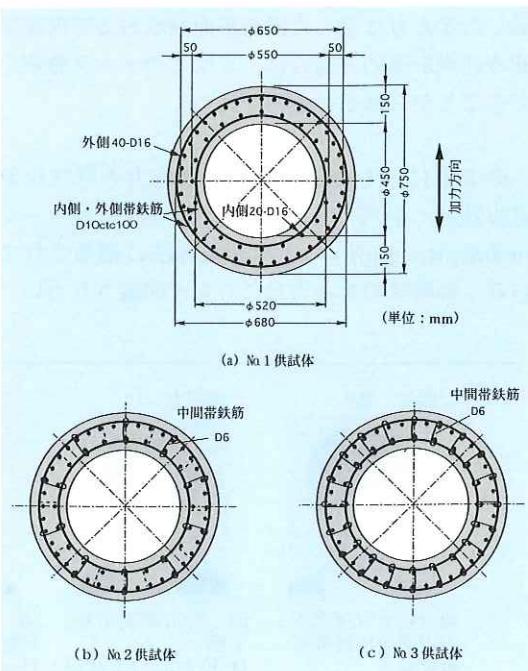


図-2 実験供試体断面図

表-1 実験供試体の配筋

実験供試体	No.1	No.2	No.3
軸方向鉄筋	外側 40-D16、内側 20-D16		
軸方向鉄筋比		4.2%	
帯鉄筋	外側、内側ともに D10ctc100		
中間帯鉄筋	なし	10-D6	20-D6
帯鉄筋体積比(%)	1.78	2.12	2.46

表-2 材料強度

実験供試体	No.1	No.2	No.3
コンクリートの 圧縮強度(N/mm ²)	25.4	27.5	31.7
鉄筋の 降伏強度 (N/mm ²)	D16	374.3	
	D10	335.3	
	D6	370.9	

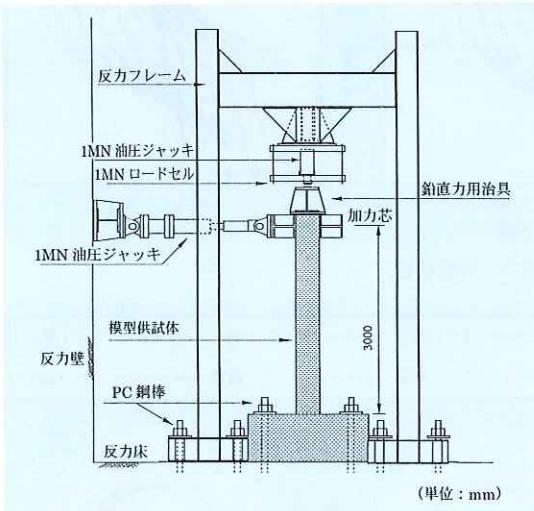


図-3 載荷実験状況

また、表-2には載荷実験当日に計測した各供試体のコンクリートの圧縮強度及び材料試験に基づく各鉄筋の降伏強度を示している。

2.2 実験方法

供試体を反力床にPC鋼棒で固定し、図-3に示すように試験体頭部に治具を介して取り付けた1MN油圧ジャッキにより、正負交番の水平力を加えた。このときの軸力としては中空断面橋脚に対する一般的な軸力程度として554kN(2.0N/mm²)とした。載荷パターンとしては、降伏変位(δ_y)を載荷基準変位とし、この変位の整数倍で順次変化を漸増させながら、損傷が進展して耐力が大きく低下するまで載荷した。各載荷変位における載荷繰り返し回数はタイプIIの地震動を想定して3回とした。降伏変位 δ_y は予備載荷実験により、最

外縁の軸方向鉄筋が降伏する際の初降伏変位 δ_{y0} と初降伏モーメント M_{y0} (水平耐力 P_{y0} から算出)を計測し、これと計算により求めた終局曲げモーメント M_u から式(1)により算出した。このようにすると載荷基準変位は、供試体の荷重～変位関係を完全弾塑性型にモデル化した場合の降伏変位に相当する。

$$\delta_y = (M_u/M_{y0})\delta_{y0} \quad (1)$$

また、本実験では図-1に示すように柱基部に設置した変位計で相対変位を計測することによって、柱基部の平均曲率を求めた。

3. 実験結果及び考察

3.1 破壊の進行状況と耐力・変形特性

図-4は、最終載荷段階における各供試体の損傷状況の展開図を示したものである。No.1供試体では $3\delta_y$ 載荷で載荷方向に直角方向の面(A、C面)で水平ひびわれが、載荷方向と平行な面(B、D面)で斜めひびわれが進展した。 $4\delta_y$ 載荷で載荷方向の最外縁の軸方向鉄筋が座屈し始め、かぶりコンクリートの剥離が始まった。載荷の進展とともに主鉄筋の座屈、コンクリートの剥離が進展し、 $4\delta_y$ 載荷の3波目の載荷では耐力が急激に低下して最終段階に至った。

No.2供試体では、 $3\delta_y$ 載荷では水平ひびわれ、斜めひびわれが進展、わずかにコンクリートが剥離した。 $4\delta_y$ 載荷ではひびわれとコンクリートの剥離がわずかに進展した。 $5\delta_y$ 載荷ではコンクリートの剥離が進展し、3波目で軸方向鉄筋の座屈が確認されたが耐力の低下は小さい。 $6\delta_y$ 載荷では1波目の載荷で軸方向鉄筋が座屈するとともにコンクリートの剥離が顕著になり、耐力が低下して最終状態に至った。No.1供試体に比較してコンクリートの剥離や軸方向鉄筋の顕著な座屈が $1\delta_y$ 載荷分遅れる。

No.3供試体では、 $5\delta_y$ 載荷まではNo.2供試体と同様である。 $6\delta_y$ 載荷では1波目の載荷で軸方向鉄筋が3本破断し、徐々に耐力が低下した。さらにコンクリートの剥離、軸方向鉄筋の座屈が進展し、3波目で耐力が低下して最終段階となった。ケース2とほぼ同様の破壊性状であるが、 $6\delta_y$ 載荷で耐力の低下度合いが小さいこと、最終的に軸方向鉄筋の破断が先行して最終段階となった点が

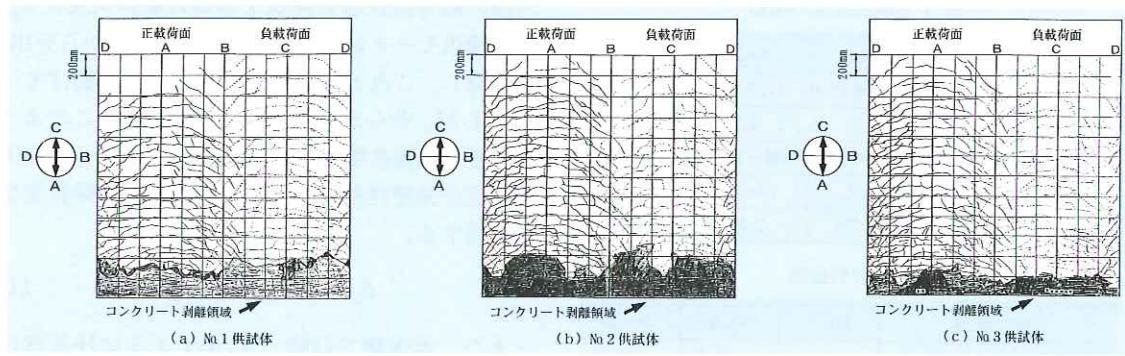


図-4 最大変位時の損傷状況

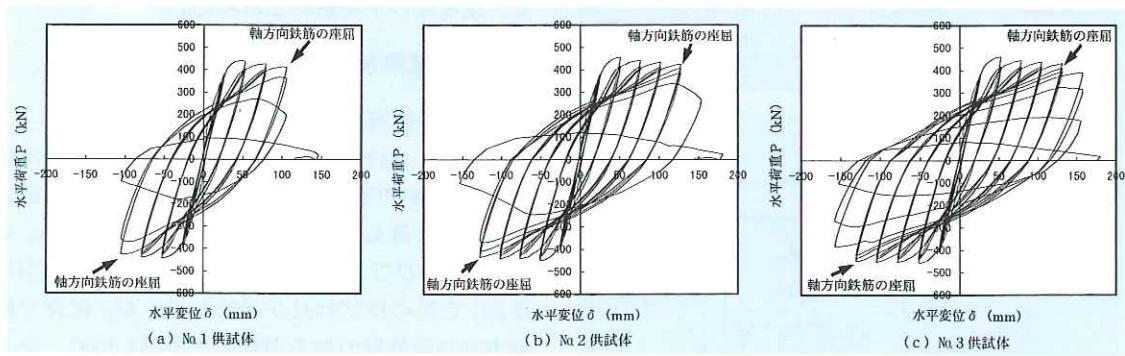


図-5 水平力-水平変位の履歴曲線

異なっている。

各供試体に共通する特徴として、かぶりコンクリートの剥離が顕著になると、軸方向鉄筋の座屈が進展して耐力が急激に低下する点が挙げられる。また、図-4に示したように載荷方向と平行な面に顕著な斜めひびわれが生じておらず、コンクリート断面積の小さい中空円形断面では、せん断が厳しい条件となることを表している。

図-5(a)～(c)には各供試体の水平力-水平変位の履歴曲線を示す。No.1供試体とNo.2、No.3供試体の変形性能には明確な差があり、中間帶鉄筋の配置によるコンクリートの拘束効果により、変形性能が向上していることがわかる。No.2供試体とNo.3供試体では、中間帶鉄筋量の違いが $6\delta_y$ での耐力の低下度合の違いとして現れており、No.3供試体では中間帶鉄筋量の増加によってコンクリートの耐力が増加した結果、ねばり強さが向上している。

3.2 中間帶鉄筋の効果

図-6にNo.2供試体とNo.3供試体の2つ

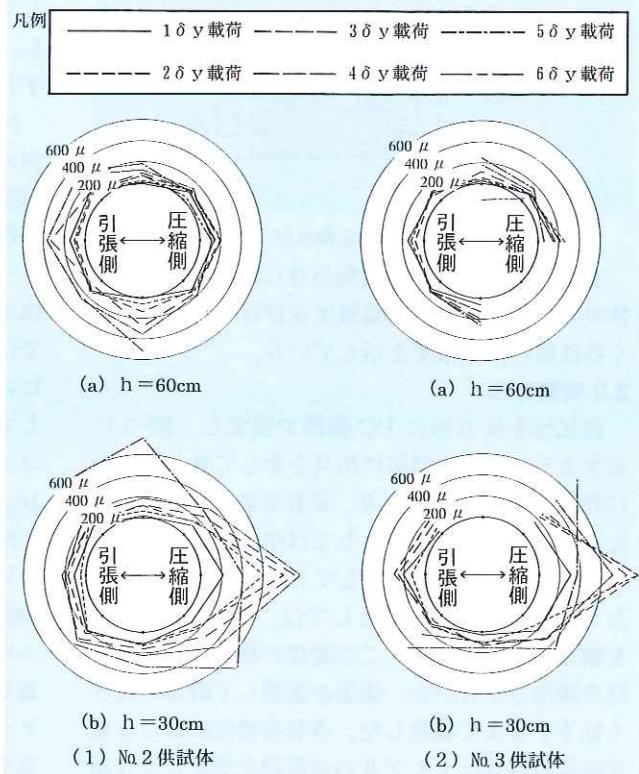


図-6 中間帶鉄筋の引張ひずみの平面分布

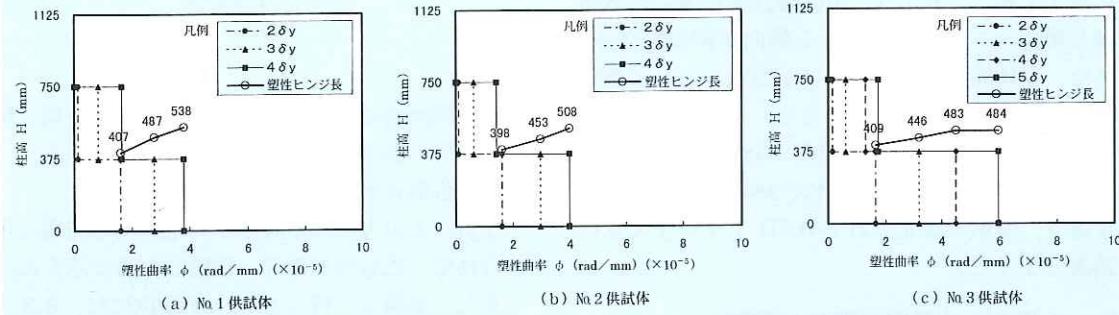


図-7 塑性曲率分布

の断面の中間帶鉄筋の引張ひずみの平面分布を示す。中間帶鉄筋の効果は、塑性ヒンジ領域に相当する柱基部から 30cm の高さにおける中間帶鉄筋のひずみ分布に顕著に表れている。図をみると、No.2、No.3 供試体ともに圧縮側の載荷方向と直角な面で大きなひずみが生じており、中間帶鉄筋が帶鉄筋を介して軸方向鉄筋の座屈とコンクリートの圧壊を抑制するように作用していることがわかる。すなわち、中間帶鉄筋は曲げによって大きな圧縮応力が作用する塑性ヒンジ領域の破壊を遅延して変形性能を向上させることにより、柱のじん性の増加に寄与していると考えられる。

これに対し、柱基部から 60cm の高さではどの方向にも大きなひずみが生じていないため、塑性ヒンジ領域をはずれると曲げに対する中間帶鉄筋の効果は小さくなるといえる。

また、No.2 供試体と No.3 供試体に生じている最大ひずみのレベルには大差がないため、中間帶鉄筋一本が担う拘束力は同等と考えられる。したがって、中間帶鉄筋全体としては配筋量が多い No.3 供試体の方が大きな拘束力を与えているといえる。

3.3 塑性ヒンジ領域

塑性ヒンジ領域は外見上は図-4 に示したようにかぶりコンクリートが大きく剥離している領域であるが、力学的に考えると柱の降伏以降の曲率が他と比べて突出している領域であり、この領域の大きさが降伏後の柱の変形性能を左右することになる。この領域は道示では塑性ヒンジ長として断面高さの 0.5 倍として与えているが、これについて検討を要する課題と考えられる。そこで、ここでは実験で得られた柱の曲率分布より、以下の方法で塑性ヒンジ長を算出した。

図-7 は各供試体の柱基部～375mm(区間 I) 及び 375～750mm(区間 II) の各載荷段階における平均塑性曲率を示したものである。ここで、平均塑性曲率は各区間の平均曲率から降伏時である $1\delta_y$ 載荷時の曲率を差し引くことにより算出することができる。ただし、正負交番の繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚では、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しが生じるため、下段の平均曲率の中にはこの影響が含まれている。ここでは伸び出し量 Δ を式(2)によって算出し、これを柱基部の曲率に換算して、算出された塑性曲率から控除した⁴⁾。

$$\Delta = \int \varepsilon dy \doteq \sum_{i=1}^m (\varepsilon_i + \varepsilon_i + 1) h_i / 2 \quad (2)$$

ここに、

ε_i : フーチング上面から数えて i 番目の位置で計測された軸方向鉄筋のひずみ

h_i : i 番目の計測位置と $i+1$ 番目の計測位置の区間距離

なお、No.2 供試体では終局時に相当する $5\delta_y$ の曲率が計測できなかったため、 $4\delta_y$ までの曲率を示している。

図-7 をみると、塑性曲率は区間 I で支配的に生じているが、区間 II でも生じていることから、塑性領域内で塑性曲率が一定と仮定すれば、塑性ヒンジ長 L_p は式(3)で算出することができる。

$$L_p = (\phi_{p1} + \phi_{p2}) \cdot h / \phi_{p1} \quad (3)$$

ここに、

ϕ_{p1}, ϕ_{p2} : 区間 I、区間 II の塑性曲率

h : 区間長

算出された各載荷段階の塑性ヒンジ長を図-7中に併記する。これより、中間帶鉄筋が多い供試体ほど塑性ヒンジ長が短くなる傾向が確認できる。また、全体的に載荷ステップが進むにつれて塑性ヒンジ長は長くなる傾向にある。終局時の塑性ヒンジ長としてはNo.1供試体で538mm(約0.70D、D:柱の直径)、No.3供試体で484mm(約0.65D)であり、道示で規定される0.5Dよりやや大きい結果となった。

4. 水平力-水平変位関係の解析

4.1 解析方法

道示にしたがい、断面の曲げモーメント-曲率関係を算出した。ただし、横拘束鉄筋比 ρ_s については、式(4)に示すように、帯鉄筋と中間帶鉄筋により分割拘束されるコアコンクリート内の実際の体積比として算出した。

$$\rho_s = \frac{2\pi(r_1 + r_2)A_{h1}/n + 2(r_1 - r_2)A_{h2}}{\pi(r_1^2 - r_2^2)s/n} \quad (4)$$

ここに、

r_1, r_2 : 外側、内側帯鉄筋の半径

A_{h1}, A_{h2} : 帯鉄筋、中間帶鉄筋の断面積

n : 中間帶鉄筋の本数

s : 横拘束筋の間隔

また、コンクリートの終局ひずみとしてはタイプIIの地震動に対する値を用いた。

次に水平力-水平変位関係は完全弾塑性型としてモデル化し、降伏水平変位及び終局耐力は道示にしたがって算出した。終局水平変位については以下の2方法によって算出し、比較を行った。

(1) 道示の方法

終局水平変位 δ_u は柱の塑性変形が塑性ヒンジの回転によって生じる変位であるという考えに基づき、式(5)で与えられる。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(H - L_p/2) \quad (5)$$

ここに、

ϕ_u, ϕ_y : 終局、降伏曲率

L_p : 塑性ヒンジ長 (=0.5D)

H : 柱基部から載荷点までの高さ

(2) 曲率分布を数値積分する方法

曲率分布を直接数値積分することにより終局水平変位 δ_u を算出すする方法で、式(6)で与えられる。

$$\delta_u = \int \phi y dy \quad (6)$$

ここに、

ϕ : 各断面の曲率分布で、高さ方向に終局、降伏、ひびわれ点をもつ直線分布とする

y : 曲率 ϕ が生じている断面の高さ

なお、この方法は平成2年の道路橋示方書で用いられていたものであり、比較のために示した。

また、実験より得られた水平変位には、3.3で述べた軸方向鉄筋の伸び出しによる柱の回転変位が加わるため、曲げ変形による水平変位よりも大きくなる。そこで、解析でもこの影響を考慮するものとし、伸び出しによる水平変位 δ を式(7)によって算出して、水平変位に加算した。なお、伸び出しによる変位は降伏時で全変位の23%程度、終局時で15%程度となる。

$$\delta = \frac{\Delta}{x} H \quad (7)$$

ここに、

Δ : 式(2)で算出される伸び出し量

x : 中立軸から最外縁鉄筋までの距離

H : 柱基部から載荷点までの高さ

4.2 解析結果及び実験結果との比較

図-8に実験より得られた荷重-変位履歴曲線の包絡線上に解析値をプロットした結果を示す。

まず、水平耐力に着目すると、各供試体とともに解析における終局水平耐力は実験における最大耐力より5%程度小さいが、変位が進むにつれて実験では耐力が減少していくためその差は小さくなり、耐力が大きく低下する直前の終局時には両者はほぼ一致している。これは、解析においてかぶりコンクリートの面積を無視しているためであり、実験の載荷初期段階ではこの部分の圧縮応力が有効に働いて解析値より高い耐力を示すが、変位の進行とともにかぶりコンクリートが剥離するため解析値に近づいていく。

次に終局変位については、曲率分布を数値積分する方法ではいずれの供試体でも、実験結果において急激に耐力が低下し始めるときの水平変位と概ね一致している。これに対して道示による方法では全体的にやや小さめの評価となっており、3.3で述べた塑性ヒンジ長の設定に課題が残ることを

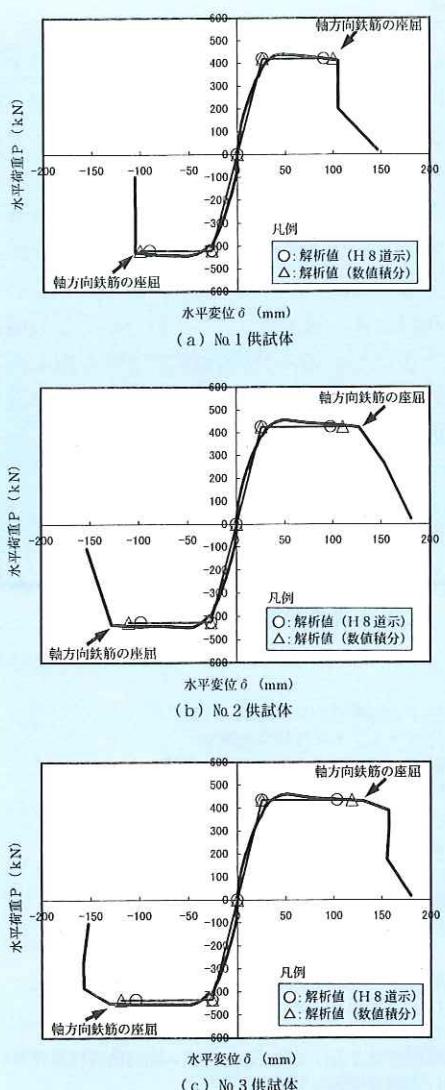


図-8 水平力-水平変位履歴曲線の包絡線と解析結果の比較示している。しかしながら、どちらの解析方法でも各供試体間の中間帶鉄筋量の違いによる変形性能の違いが評価されており、中空円形断面の場合でも帶鉄筋比 ρ_s をパラメータとしたコンクリートの応力-ひずみ曲線の適用が可能であると考えられる。ただし、中空円形断面では終局に至ると急激に耐力が低下するという破壊特性を有していることに留意する必要があると考えられる。

5.まとめ

本研究により明らかになった事項をまとめると、以下のようになる。

(1) 中空円形断面橋脚では、かぶりコンクリート

の剥離が顕著になり、軸方向鉄筋の座屈が生じると急激に耐力が低下するという破壊特性を有する。また、せん断ひびわれが多く発生していることから、コンクリート面積の少ない中空円形断面では、せん断耐力に留意する必要がある。

(2) 中間帶鉄筋を配置して内外の帶鉄筋を結束するとじん性が向上する。中間帶鉄筋の量を多くしていくとコンクリート破壊のモードから軸方向鉄筋の破断が生じるモードに移行し、ねばり強さが向上するが、多くしすぎても軸方向鉄筋の破断が支配的となるため効果は限られる。

(3) 中間帶鉄筋は塑性ヒンジ領域で大きな効果を発揮し、この領域から離れると効果が減少する。

(4) 中空円形断面の塑性ヒンジ長は今回の実験の範囲では $0.65D \sim 0.7D$ 程度であり、中間帶鉄筋量が多いほど塑性ヒンジ長が短くなった。

(5) 中空円形断面橋脚においても、帶鉄筋比 ρ_s をパラメータとしたコンクリートの応力-ひずみ曲線を適用した道示の解析方法によって、耐力及び変形性能を比較的精度よく評価することができる。ただし、塑性ヒンジ長に対しては、今後さらに検討していく必要がある。また、設計においては中空円形断面の破壊特性に留意する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 川島一彦：中空円形 RC 橋脚の動的耐力及び変形性能、土木技術資料、Vol.34-10, pp.34-39, 1992 年 10 月
- 2) 池田尚治、山口隆裕、恵谷舜吾：コンクリート円環柱の耐荷挙動に関する研究、第 8 回コンクリート工学年次学術講演会論文集、1986。
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996 年 12 月
- 4) 運上茂樹、浅津直樹：RC 橋脚の動的耐力に関する実験的研究(その 6) 中空円形断面 RC 橋脚の動的耐力・変形性能、土木研究所資料第 3650 号、1999 年 6 月

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

浅津直樹**



同 耐震研究室交流研究員
Naoki ASAZU