

鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する実験的研究

星隈順一¹・運上茂樹²・長屋和宏³

¹正会員 工修 建設省土木研究所耐震研究室研究員（〒305 茨城県つくば市大字旭1番地）

²正会員 工博 建設省土木研究所耐震研究室長（〒305 茨城県つくば市大字旭1番地）

³正会員 建設省土木研究所耐震研究室研究員（〒305 茨城県つくば市大字旭1番地）

1. はじめに

平成8年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編（以下、道示Ⅴと呼ぶ）では、鉄筋コンクリート橋脚の終局変位を橋脚基部に発生する塑性ヒンジを考慮して評価しているが、ここでは塑性ヒンジ断面における終局曲率と塑性ヒンジ長の両者を適切に設定することが重要である¹⁾²⁾。鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長は、一般に、橋脚高さ、断面寸法、軸方向鉄筋径、帯鉄筋間隔等によって変化するものと考えられるが、これらの影響を塑性曲率分布を基に実験的に検討した研究は我が国ではまだ少ない。そこで、本研究では、鉄筋コンクリート橋脚模型の正負交番水平載荷実験を行い、塑性ヒンジ領域における断面の塑性曲率を計測した。そして、軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔が塑性ヒンジ長に及ぼす影響について考察を行った。

2. 模型供試体と曲率の測定方法

本実験に用いた模型供試体は、図-1に示すように、断面が60cm×60cmの正方形で、基部から載荷点までの高さは3.01m、せん断支間比は5.0である。実験パラメータとしては、軸方向鉄筋径と帯鉄筋間隔とし、表-1のように製作した。すなわち、軸方向鉄筋としては、P-1供試体では、SD295, D10を48本配筋しており、軸方向鉄筋比は0.95%である。また、P-2及びP-3供試体では、SD295, D13を28本配筋し、軸方向鉄筋比は0.99%であり、P-1供試体と等価な配筋とした。ここで、軸方向鉄筋比を概ね1%とした理由は、道路橋橋脚として代表的な値を選定したためである。

一方、帯鉄筋は、P-1及びP-2供試体では、SD295, D6を7.5cm間隔で全高にわたって配筋されており、帯鉄筋体積比 ρ_s は0.3%となる。P-3供試体では、SD

295, D6が15cm間隔で全高にわたって配筋されており、帯鉄筋体積比 ρ_s は0.15%である。帯鉄筋は、断面隅角部で135度フック（フック長6cm）により内部コンクリートに定着させた。

なお、橋脚基部から高さ520mmまでの断面では、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し量ならびに断面に生じる曲率の高さ方向分布を計測するために、図-1に示すように変位計をセットした。ここでは、かぶりコンクリートが剥落する程度の損傷が生じて曲率の計測に支障がでないように、各測定断面に直径6mmの鋼棒を断面内に貫通させ、さらに

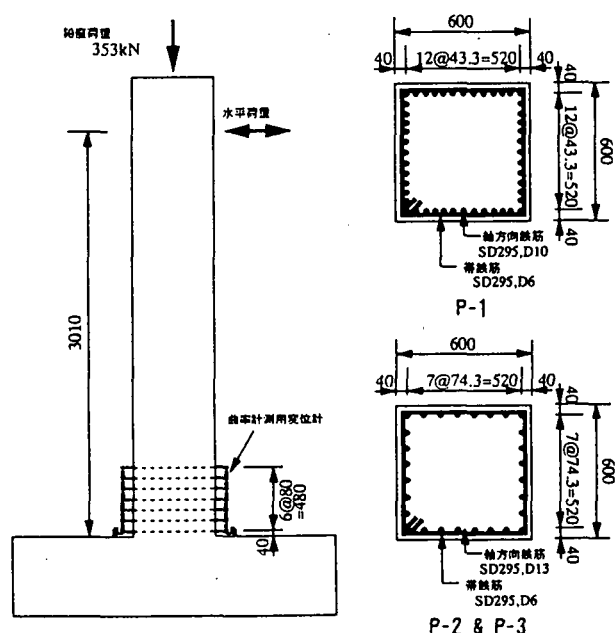


図-1 供試体諸元

表-1 実験パラメータ

供試体	軸方向鉄筋 (本数)	軸方向 鉄筋比	ϕ/d *	帯鉄筋 間隔
P-1	D10(48本)	0.95%	0.0179	75mm
P-2	D13(28本)	0.99%	0.0232	75mm
P-3	D13(28本)	0.99%	0.0232	150mm

* ϕ/d : 断面有効高さに対する軸方向鉄筋径比

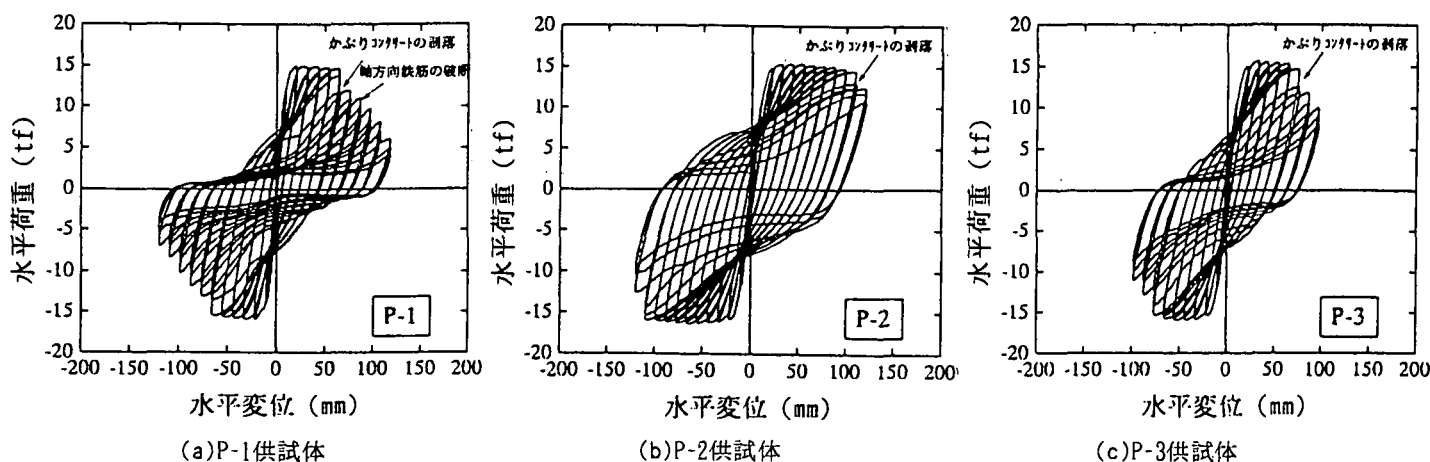


図-2 水平力-水平変位の履歴曲線

かぶりコンクリート域では鋼棒の周囲を発泡スチロールで保護した。そして、この鋼棒の端部を測定点として、前後の測定断面に配置された鋼棒の測定点との間に生じる相対変位量を計測した。

3. 正負交番载荷実験

(1) 载荷方法

载荷方法は、橋脚基部断面において、断面最外縁の軸方向鉄筋が降伏するときの载荷点位置での水平変位を $1\delta_y$ とし、その整数倍の変位を正負交番に変位制御で载荷した。また、各载荷ステップにおける繰り返し回数は3回とした。なお、供試体頭部には鉛直荷重として軸圧縮応力で 10kgf/cm^2 に相当する軸力を与えた。

(2) 履歴曲線と破壊の進展

図-2は、各供試体の载荷点位置における水平力-水平変位の履歴曲線を示したものである。また、軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落し、水平力が低下し始める時（以下、終局時という）の供試体の損傷状況は図-3に示すとおりである。いずれの供試体とも、破壊形態は曲げ破壊であった。

P-1供試体では、 $5\delta_y$ の载荷までは水平ひびわれが進展した。そして、 $6\delta_y$ の2サイクル目の载荷でかぶりコンクリートがはらみだし、3サイクル目でその一部が剥落するとともに、水平耐力の低下が生じた。その後、 $8\delta_y$ の载荷で軸方向鉄筋が1本破断し、 $9\delta_y \sim 11\delta_y$ の载荷でさらに11本の軸方向鉄筋が破断した。

一方、軸方向鉄筋比はP-1供試体と概ね等しいが、軸方向鉄筋径を大きくして本数を減らしたP-2供試体では、 $9\delta_y$ の载荷までひびわれが進展した後、 $10\delta_y$ の载荷でかぶりコンクリートが断面基部から高

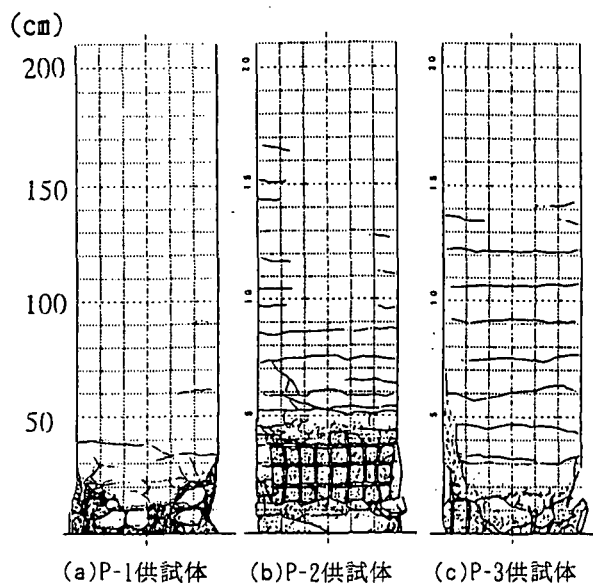


図-3 損傷状況

さ40cm程度の範囲で剥落した。その後の载荷により、軸方向鉄筋が座屈したが、 $12\delta_y$ の载荷までで破断した軸方向鉄筋は2本であった。

また、帯鉄筋間隔を150mmとしたP-2供試体では、 $6\delta_y$ の载荷でかぶりコンクリートが剥離し始め、次の $7\delta_y$ の载荷で軸方向鉄筋の座屈が生じ、水平力が低下し始めた。その後、内部コンクリートの損傷が進んだため、軸方向鉄筋の破断は最終的には1本だけであった。

(3) 塑性曲率性状

図-4は、前述した終局時、すなわち、P-1供試体では $6\delta_y$ 、P-2供試体では $9\delta_y$ と $10\delta_y$ の中間点、P-3供試体では $6\delta_y$ の载荷時における断面基部から高さ520mmまでの区間での塑性曲率（以下、終局塑性曲率という）の分布を示したものである。ここで、終局塑性曲率は、計測された終局時の曲率から、道示Vにより算出される降伏曲率を差し引いて求めた

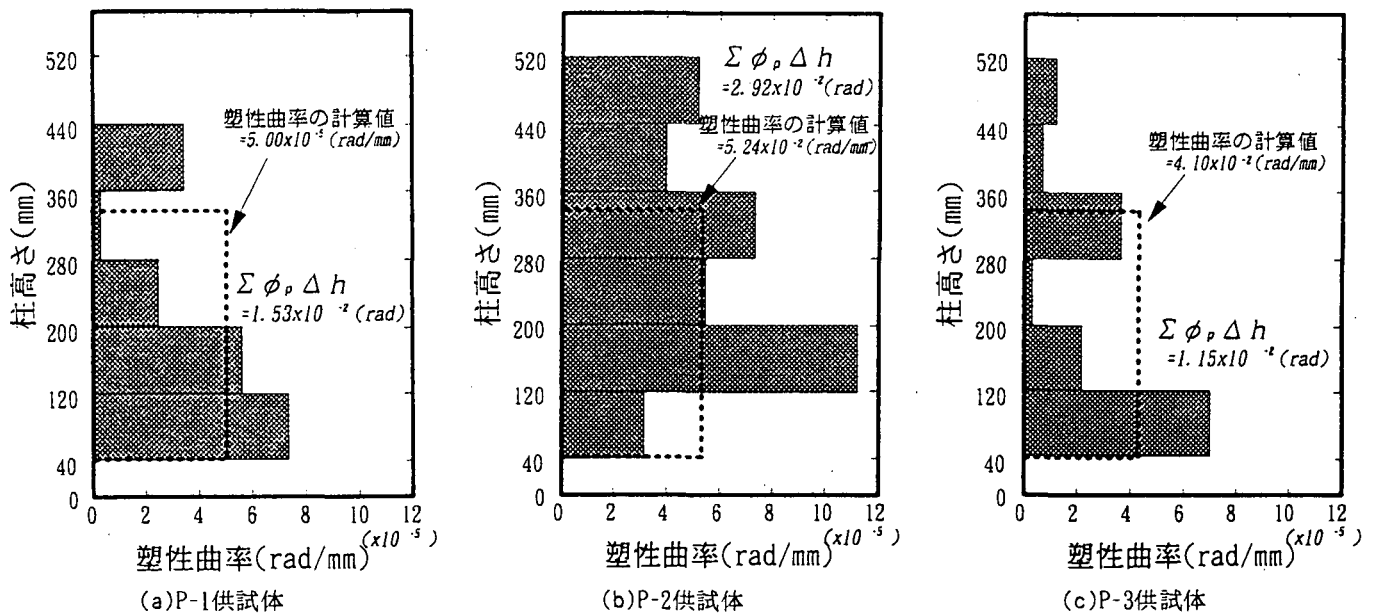


図-3 終局時の塑性曲率分布

値である。

なお、フーチング上面から高さ40mmの断面の間の相対変位も計測しているが、これは軸方向鉄筋の伸び出しによる変形が支配的であることから、この区間で生じる曲率は橋脚躯体の塑性変形に起因するものではないことから、図-4中には示していない。

いずれの供試体とも、塑性ヒンジ領域で生じる塑性曲率は、本実験のようにミクロに計測すると必ずしも塑性ヒンジ領域内で一定とはならず、大きな塑性曲率が生じる断面と小さな塑性曲率しか生じない断面とが混在していることがわかる。これは、塑性曲率の計測区間で、大きなひびわれが生じたかどうかによって、計測される塑性曲率の値が大きく変化するためである。ただし、全体的な傾向としては、断面基部に近くなるにつれて塑性曲率が大きくなる傾向が認められる。

図-4に示される塑性曲率分布を比較すると、軸方向鉄筋径が大きいP-2供試体の方がP-1供試体よりも広い範囲で大きな塑性曲率が生じていることがわかる。このことは、図-3の損傷状況からも確認される。これは、軸方向鉄筋径が大きいほど鉄筋の座屈長が大きくなるためであり、同一軸方向鉄筋比、同一帯鉄筋比であっても、軸方向鉄筋径が大きいほど塑性ヒンジ長は長くなるものと考えられる。

軸方向鉄筋に関する条件を同一として、帯鉄筋間隔のみを変化させた場合に、これが鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響を、P-2及びP-3供試体に対する実験結果に基づいて検討する。両供試体間での塑性曲率分布性状を図-4により比較してみると、帯鉄筋間隔が大きくなると、終局塑性曲率が全体的に小さくなるとともに、塑性曲率の生じる断

表-2 等価塑性ヒンジ長

供試体		P-1 供試体	P-2 供試体	P-3 供試体
初伏 降時	曲げ耐力 $M_{yo}(tf \cdot m)$	34.5	35.9	35.9
	曲率 $\phi_{yo}(\text{rad/mm})$	4.44×10^{-3}	4.36×10^{-3}	4.34×10^{-3}
降伏時	曲げ耐力 $M_y(tf \cdot m)$	40.0	41.6	41.6
	曲率 $\phi_y(\text{rad/mm})$	5.16×10^{-3}	5.06×10^{-3}	5.03×10^{-3}
終局時	曲げ耐力 $M_u(tf \cdot m)$	40.0	41.6	41.6
	曲率 $\phi_u(\text{rad/mm})$	5.52×10^{-3}	5.75×10^{-3}	4.60×10^{-3}
塑性曲率 $\phi_p(\text{rad/mm})$		5.00×10^{-3}	5.24×10^{-3}	4.10×10^{-3}
$\Sigma \phi_p \Delta h(\text{rad})$		1.53×10^{-2}	2.92×10^{-2}	1.15×10^{-2}
等価塑性ヒンジ長 $l_p(\text{mm})$		306	557	320
Priestley らによる $l_p(\text{mm})$		321	345	345

面も限定され狭まってくる傾向があることがわかる。

4. 等価塑性ヒンジ長

本実験供試体に対して、道示Vに基づいて曲げモーメントと曲率の関係ならびに等価塑性ヒンジ長を解析した結果を表-2に示す。ただし、コンクリートの終局ひずみは、タイプIIの地震動に対する値を適用した。また、等価塑性ヒンジ長 l_p は、実験で得られた終局塑性曲率 ϕ_{exp} の分布と解析により算出された終局塑性曲率 ϕ_{cal} により、式(1)で求めた。

$$l_p = \left(\int \phi_{exp} dh \right) / \phi_{cal} \quad (1)$$

$$\approx (\Sigma \phi_{exp} \cdot \Delta h) / \phi_{cal}$$

ここで、 Δh は塑性曲率の計測長で、本実験では80mmである。

これより、軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔が変化した場合においても、終局塑性曲率の計算値は実験値と良く一致していることがわかる。また、等価塑性ヒンジ長に着目すると、P-1供試体では306mmであり、これは、図-3に示される損傷の状況から見ても妥当な等価塑性ヒンジ長を与えているものと考えられる。一方、軸方向鉄筋径を大きくしたP-2供試体では、等価塑性ヒンジ長は557mmとなり、P-1供試体よりも塑性ヒンジ長が長く評価された。このことは、図-3の損傷状況ともよく一致している。また、帯鉄筋間隔を大きくしたP-3供試体では、等価塑性ヒンジ長は320mmであり、これも実際の損傷状況と一致しているが、P-2供試体と比較すると、同一の軸方向鉄筋の配筋であっても、帯鉄筋間隔が大きくなると、等価塑性ヒンジ長が小さくなっている。

以上より、道示Vにより算出される終局塑性曲率は実験で計測された終局塑性曲率とよく一致すること、また、式(1)で求められる等価塑性ヒンジ長は、実際の損傷範囲と概ね適合していることがわかった。

5. 海外における塑性ヒンジ長に関する研究と本実験結果との比較

海外における塑性ヒンジ長に関する研究としては、Priestley らの研究³⁾がある。Priestley らは、塑性ヒンジ長に有意な指標として、橋脚高さ、橋脚断面寸法、軸方向鉄筋の直径の3つに着目し、米国流の配筋条件でなされた鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験結果の統計的分析から、塑性ヒンジ長の評価式を式(2)で提案している。

$$L_p = 0.08H + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{bl} \quad (2)$$

ここに、 L_p ：等価塑性ヒンジ長(mm)

H ：単柱形式であれば橋脚基部から慣性力の作用位置までに高さ(mm)

f_y ：軸方向鉄筋の降伏強度(MPa)

d_{bl} ：軸方向鉄筋の直径(mm)

ここで注目したいのが、塑性ヒンジ長が、断面寸法でなく橋脚高さの関数となっている点である。これは、実験データの重回帰分析の結果、断面寸法の項に係る係数が概ね0となり、断面寸法が塑性ヒンジ長に及ぼす影響は他の指標に比べれば相対的に小さいという結果によるものである。

Priestley らの提案式と本実験により得られた等価塑性ヒンジ長を比較するために、本実験供試体の塑性ヒンジ長を式(2)により求めた。その結果を表-2中に示す。これより、P-1及びP-3供試体では、実験により得られた等価塑性ヒンジ長が Priestley らの提案値とほぼ等しいことがわかる。しかしながら、P-2供試体では実験値は提案値の1.6倍程度であり、塑性ヒンジ長が過小評価となっている。したがって、軸方向鉄筋径と帯鉄筋間隔の条件によっても塑性ヒンジ長は有意に変化するものと考えられる。

6. 結論

塑性ヒンジ領域における曲率分布に着目した鉄筋コンクリート橋脚模型供試体に対する正負交番載荷実験を行い、塑性ヒンジ長に関する実験的な検討を行った。本研究により得られた知見をまとめると以下の通りである。

- 1) 同一軸方向鉄筋比、同一帯鉄筋比であっても、軸方向鉄筋径が大きい方が塑性曲率が広い範囲で生じる。これは、軸方向鉄筋径が大きくなると座屈長が長くなるためと考えられる。
- 2) 軸方向鉄筋に関する構造条件を同一として帯鉄筋間隔のみを大きくすると、終局塑性曲率が全体的に小さくなるとともに、塑性曲率の生じる断面が限定されてくることがわかった。
- 3) 等価塑性ヒンジ長は、軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔によっても有意に変化することが明らかとなった。また、本実験により得られた等価塑性ヒンジ長は、Priestley らの提案式により算出される塑性ヒンジ長とよく一致した。ただし、軸方向鉄筋径と帯鉄筋間隔の条件によっては、Priestley らの提案式では塑性ヒンジ長が過小評価される場合もあることがわかった。

参考文献

- 1) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：載荷繰返し回数の影響を考慮した鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価法、土木技術資料、第39巻、第2号、1997年2月
- 2) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：塑性曲率分布に基づく鉄筋コンクリート橋脚の塑性回転性能、土木学会第52回年次学術講演会、I-B、1997年9月
- 3) M. J. N. Priestley, R. Park : Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridge Columns Under Sesimic Loading, ACI Structural Journal, Vol. 84, No.1, Jan.-Feb. 1987, pp.61-76