

正負交番載荷実験による矩形断面鉄筋コンクリート橋脚の
塑性ヒンジ長に関する検討

榎原泰造¹・川島一彦²・庄司学³

- 1 修（工）大林組東北支店（〒039-3212 青森県上北郡六ヶ所村大字尾駸字沖附地内）
2 フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）
3 正会員 修（工） 東京工業大学助手 工学部土木工学科（同上）

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計において、慣性力の作用位置に生じる終局変位は、橋脚基部に生じる塑性ヒンジ区間の塑性回転から計算される。この場合には、塑性ヒンジ区間における塑性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。塑性ヒンジ長は橋脚高さ、断面寸法、主鉄筋径、帯鉄筋間隔の関数であると言われているが、Priestleyら¹⁾は塑性ヒンジ長を検討し、橋脚基部から載荷点までの高さ、軸方向鉄筋の鉄筋径、橋脚の断面高さの関数として評価することを試みている。この結果は現在、各所で使用されているが、もともとそれ程多くの実験結果に基づいて検討された式ではない。星隈ら²⁾は橋脚基部の曲率計測を行い、橋脚基部の塑性ヒンジ化を塑性曲率分布によって評価している

が、曲率が高さ方向に大きく異なり、曲率の計測方法も含めてさらに検討の必要がある。

以上のように、塑性曲率と塑性ヒンジ長に関する検討は実験的にも解析的にも少ないのが実情である。そこで、本研究では、4体の曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対して正負繰り返し載荷実験を行い、主鉄筋の径および主鉄筋の降伏強度が塑性ヒンジ長に及ぼす影響について実験的な検討を行ったので、その結果を報告する。

2. 実験供試体および実験方法

本実験で対象とする供試体は、図-1に示すように主鉄筋の径と降伏強度が異なる鉄筋コンクリート橋脚4体である。各供試体の主鉄筋比 ρ_l （面積比）がほぼ1%になるように主鉄筋の径とその本数を決定

表-1 地震時保有水平耐力法より求められた各供試体の特性

特性			単位	タイプ A	タイプ B	タイプ C	タイプ D
降伏時	Type I 地震動	変位 δ_y	(mm)	5.40	5.10	5.00	5.20
		曲率 $\bar{\kappa}_y$	($\times 10^{-3}/m$)	8.88	8.45	8.31	8.62
	Type II 地震動	変位 δ_y	(mm)	5.50	5.10	5.00	5.20
		曲率 $\bar{\kappa}_y$	($\times 10^{-3}/m$)	8.92	8.44	8.30	8.61
終局時	Type I 地震動	水平耐力 $\bar{P}_u$	(kN)	89.27	80.25	82.42	81.57
		変位 δ_u	(mm)	17.60	18.60	18.70	18.50
		曲げ耐力 $\bar{M}_u$	(kNm)	129.44	116.37	119.50	118.27
		曲率 $\bar{\kappa}_u$	($\times 10^{-2}/m$)	5.39	5.85	5.90	5.78
	Type II 地震動	水平耐力 $\bar{P}_u$	(kN)	89.67	80.17	82.32	81.49
		変位 δ_u	(mm)	32.20	33.60	33.20	33.40
		曲げ耐力 $\bar{M}_u$	(kNm)	130.02	116.26	119.36	118.16
		曲率 $\bar{\kappa}_u$	($\times 10^{-2}/m$)	10.79	11.40	11.28	11.31

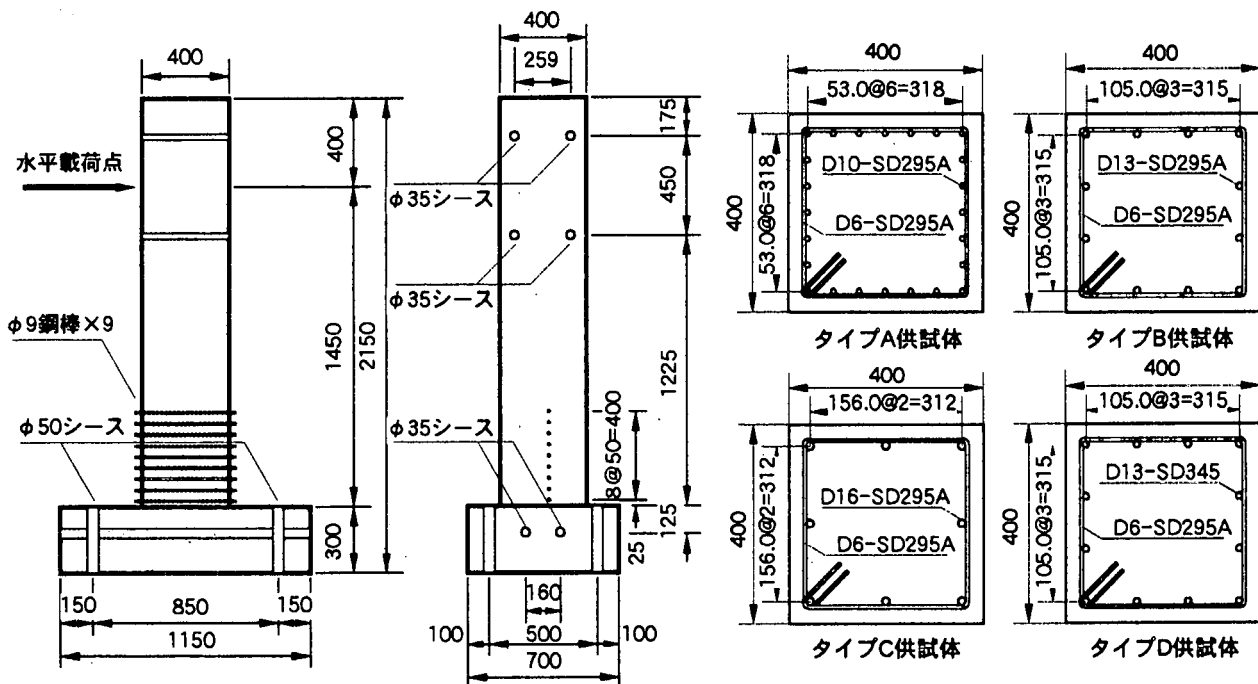


図-1 実験供試体

した。タイプ B 供試体は SD295A の D13 を 12 本配筋したもので、本実験ではこれを基準供試体と考え、これとの比較により主鉄筋径や降伏強度の違いによる影響を評価することとした。タイプ A 供試体は、タイプ B 供試体よりも鉄筋径を小さくし、D10 (SD295A) を 24 本配筋したもので、タイプ C 供試体はタイプ B 供試体よりも径を太くし、D16 (SD295A) を 8 本配筋したものである。タイプ D 供試体は、主鉄筋の径と本数はタイプ B 供試体と同じとし、主鉄筋の降伏強度を SD345 まで高めたものである。ただし、主鉄筋の引張試験を行ったところ、SD345 の降伏強度は実際には 381MPa であり、SD295A の降伏強度 (355~367MPa) と大きな相違はなかった。

帯鉄筋はすべての供試体に対して D6 (SD295A) を 50mm 間隔で橋脚躯体の全高 (1.85m) にわたって配置し、帯鉄筋比 ρ_s (体積比) は 0.77% とした。地震時保有水平耐力法³⁾に基づいて、タイプ I、タイプ II 地震動に対して各供試体の降伏変位 $\bar{\delta}_y$ 、降伏曲率 $\bar{\kappa}_y$ 、降伏耐力 $\bar{P}_y$ 、終局変位 $\bar{\delta}_u$ 、終局曲率 $\bar{\kappa}_u$ 、終局耐力 $\bar{P}_u$ を求めると表-1 によるになる。

本実験は東京工業大学の耐震部材載荷装置を用いて、1.02MPa に相当する一定軸力を橋脚天端に作用させた状態で、変位制御により水平方向に載荷を行った。変位振幅は、表-1 の降伏変位 $\bar{\delta}_y$ を基準とし、繰り返し回数 3 回の一定振幅変位漸増方式により与えた。

3. 損傷状況および塑性ヒンジ長の評価

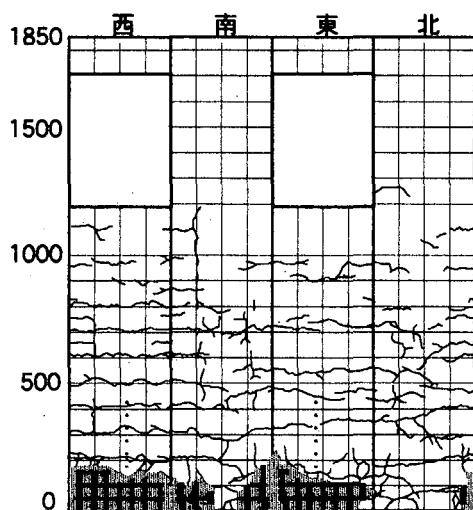
(1) 損傷状況からみた塑性ヒンジ長

各供試体の載荷終了時点における損傷状況を図-2 に示す。これによれば、タイプ A、B 供試体では橋脚基部から 200mm の範囲で主鉄筋の面外座屈およびかぶりコンクリートの剥落が生じており、タイプ C、D 供試体では橋脚基部から 100mm の範囲で主鉄筋の面外座屈およびかぶりコンクリートの剥落が生じている。タイプ A、D 供試体については主鉄筋が破断している。以上より、損傷状況から塑性ヒンジ長 L_p を評価すると、タイプ A、B 供試体では塑性ヒンジ長 L_p は 200mm 程度、タイプ C、D 供試体では 100mm 程度となる。

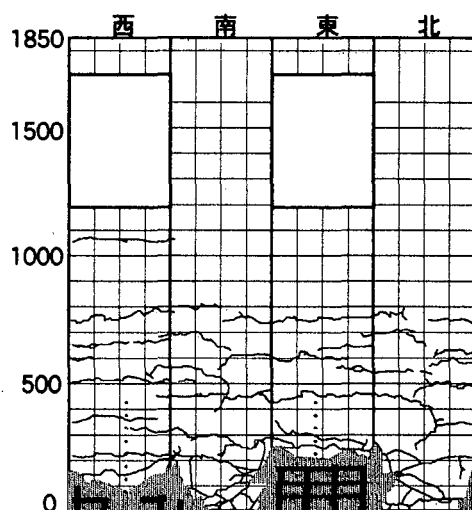
(2) 主鉄筋の軸方向ひずみ分布および帯鉄筋の周方向ひずみ分布からみた塑性ヒンジ長

主鉄筋の軸方向ひずみ分布および帯鉄筋の周方向ひずみ分布を図-3 に示す。ここでは、基準供試体であるタイプ B 供試体の場合のみを示す。主鉄筋の軸方向ひずみは各変位振幅における 3 回の正負最大値を平均した値を示しており、帯鉄筋の周方向ひずみは各変位振幅における最大値を示している。なお、3000 $\mu\epsilon$ を越えたものは降伏ひずみに達し、繰り返し載荷のもとではこれ以上のひずみ振幅におけるひずみの測定の信頼性が低いと考え、図中より省略した。

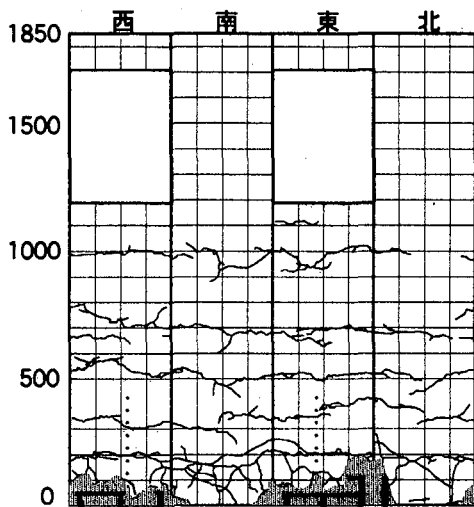
タイプ A 供試体では、橋脚基部より 100mm の位置になると軸方向ひずみ、周方向ひずみがともに降



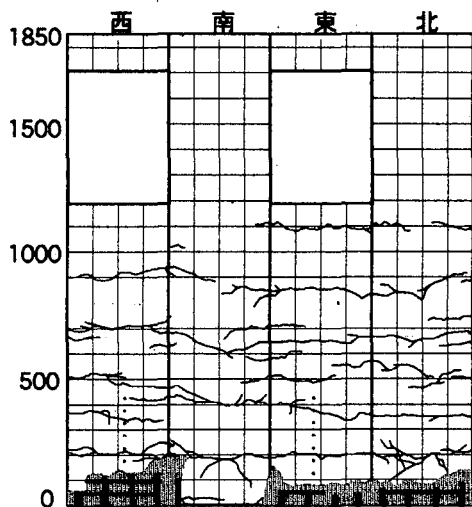
タイプA供試体



タイプB供試体



タイプC供試体



タイプD供試体

図-2 損傷状況

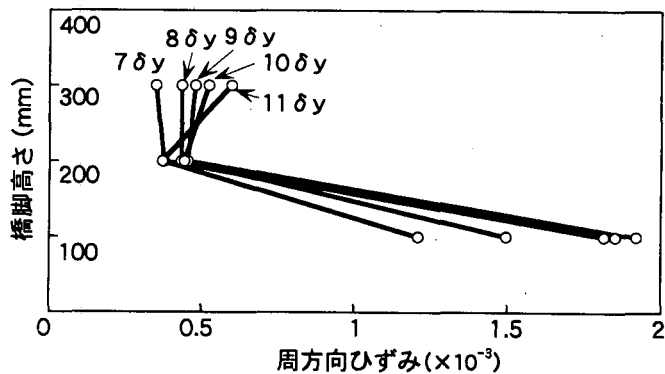
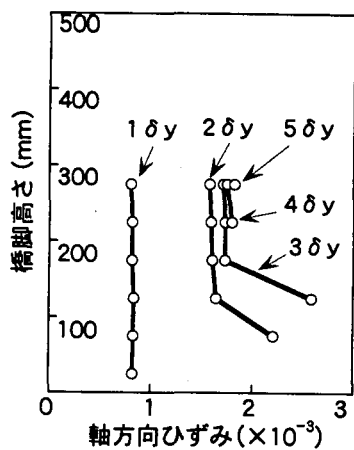


図-3 主鉄筋の軸方向ひずみと帯鉄筋の周方向ひずみ (タイプB)

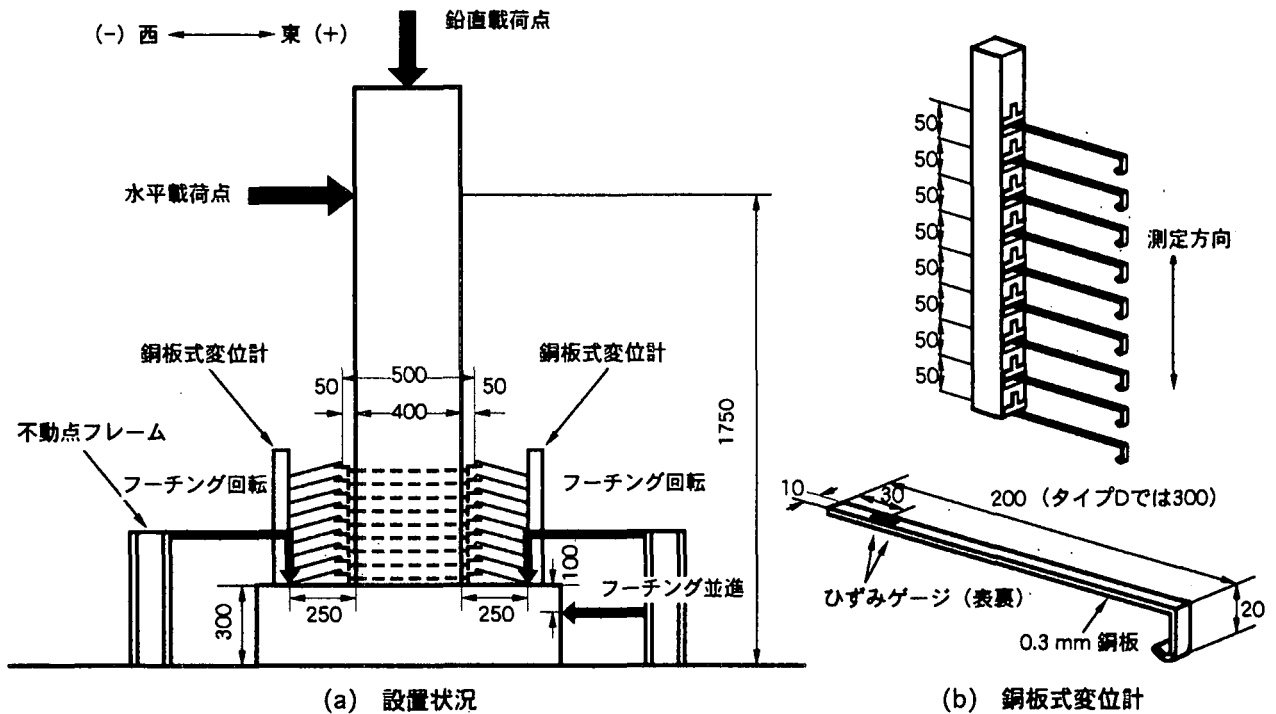


図-4 曲率計測のための銅板式変位計

伏に達していないことから、塑性ヒンジ長 L_p は橋脚基部より 100mm 以下であると考えられる。タイプ B 供試体では、橋脚基部より 100mm の位置では軸方向ひずみと周方向ひずみがともに降伏するが、200mm の位置では降伏していないことから、塑性ヒンジ長 L_p はその中間の 150mm 程度とみることができる。タイプ C, D 供試体では、軸方向ひずみと周方向ひずみがともに橋脚基部より 100mm の位置では降伏し、125mm の位置では降伏していないことから、塑性ヒンジ長 L_p は 100~125mm の範囲内と考えられる。

(3) 塑性曲率分布からみた塑性ヒンジ長

曲率計測の概要を図-4 に示す。図-4 に示す銅板式変位計は、橋脚基部から 25mm の位置から高さ 50mm 間隔で橋脚断面中央部に直径 9mm の鋼棒を 9 本貫通させ、載荷時の橋脚躯体の変形に伴って鋼棒の両端部に生じる上下方向の変位を計測するものである。鋼棒先端での上下方向変位が検出されると、橋脚基部から i 番目と $i+1$ 番目の鋼棒が貫通する断面間の部材に生じる曲率 κ_i は次式より求められる。

$$\kappa_i = \frac{\theta_{i+1} - \theta_i}{h_i} \quad (1)$$

ここで、 θ_i 、 θ_{i+1} ：橋脚基部から i 番目と $i+1$ 番目の鋼棒が貫通する断面の回転角、 h_i ：橋脚基部から i 番目と $i+1$ 番目の鋼棒が貫通する断面間の距離で、ここでは $h_i = 50\text{mm}$ である。橋脚基部から i 番目の鋼棒が

貫通する断面の回転角 θ_i は次式より求められる。

$$\theta_i = \frac{u_{Diw} - u_{Die}}{D + 2w} \quad (2)$$

ここで、 u_{Diw} 、 u_{Die} ：橋脚基部から i 番目の鋼棒の両端部の上下方向変位、 D ：橋脚躯体断面の載荷軸方向の長さで、 $D = 400\text{mm}$ 、 w ：橋脚躯体表面から銅板式変位計までの距離で、 $w = 50\text{mm}$ である。なお、橋脚基部と橋脚基部から 1 番目の鋼棒が貫通する断面間で生じる曲率 κ_0 は次式により求めることにする。

$$\kappa_0 = \frac{\theta_1 - \theta_f}{h_0} \quad (3)$$

ここで、 θ_1 ：橋脚基部から 1 番目の鋼棒が貫通する断面の回転角、 θ_f ：フーチングの回転角、 h_0 ：橋脚基部と橋脚基部から 1 番目の鋼棒が貫通する断面間の距離で、ここでは $h_0 = 25\text{mm}$ である。

ただし、今回の検討では、鋼棒の先端に取り付けたアクリル板と銅板式変位計との接触が悪く、精度良く曲率を計測できなかった。したがって、以下には式(1)、式(3)による曲率を示すが、これは現段階ではあくまでも参考値に過ぎないことに注意していただきたい。

図-5 はタイプ B 供試体の最大塑性曲率 κ_p の分布を示した結果である。最大塑性曲率 κ_p は次式によって定義した。

$$\kappa_p = \kappa_{\max} - \kappa_y \quad (4)$$

ここで、 $\kappa_{\max}$ 、 κ_y ：実験により求められる最大曲率

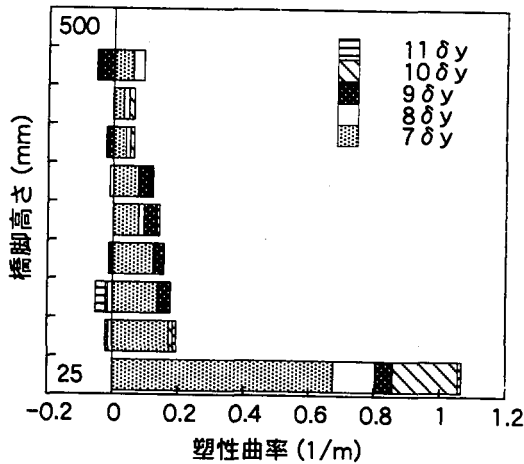


図-5 塑性曲率分布 (タイプB)

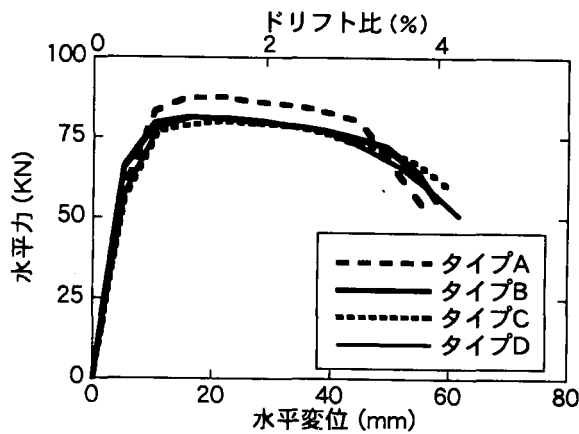


図-7 履歴曲線の包絡線の比較

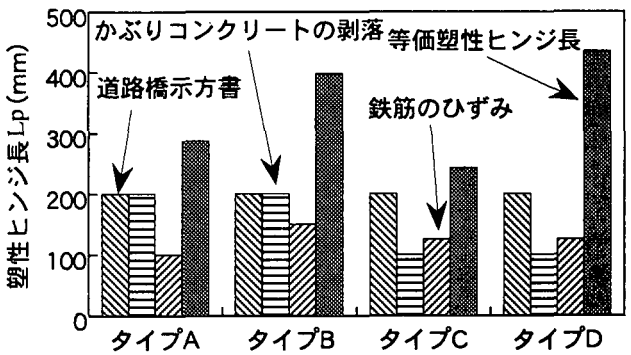


図-6 塑性ヒンジ長 L_p の比較

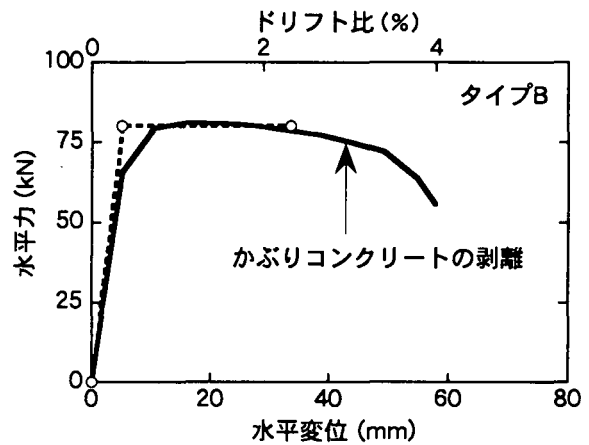


図-8 履歴曲線の包絡線と地震時保有水平耐力法による解析結果 (タイプB)

および降伏曲率で、 $\kappa_{\max}$ は各振幅における最大曲率の平均値から求め、 κ_y は $1\delta_y$ 載荷時の最大曲率とした。最大塑性曲率 κ_p は橋脚基部になるにつれて大きくなっていくが、橋脚基部に近づくにつれて単調に増加するわけではない。橋脚基部から 25mm の範囲では特に大きくなっているが、これは主鉄筋のフーチングからの抜け出しによる影響が大きいのである。前述した主鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落という損傷状況や主鉄筋の軸方向ひずみ分布および帯鉄筋の周方向ひずみ分布から評価した塑性ヒンジ長 L_p の範囲においても、必ずしも最大塑性曲率 κ_p が一定となるわけではない。

ここで、等価塑性ヒンジ長 $\bar{L}_p$ を次式より定義する。

$$\bar{L}_p = \frac{1}{\bar{\kappa}_{pu}} \int_0^L \kappa_{pu} \cdot dy \quad (5)$$

ここで、 κ_{pu} : 実験より定義される終局塑性曲率、 $\bar{\kappa}_{pu}$: 地震時保有水平耐力法³⁾より求められる橋脚基部の終局塑性曲率、 L : 曲率を計測した高さであ

る。 κ_{pu} および $\bar{\kappa}_{pu}$ は次式によって定義する。

$$\kappa_{pu} = \kappa_u - \kappa_y \quad (6)$$

$$\bar{\kappa}_{pu} = \bar{\kappa}_u - \bar{\kappa}_y \quad (7)$$

ここで、 κ_u : 道路橋示方書で規定された地震時保有水平耐力法によって解析的に求められた終局変位 $\bar{\delta}_u$ に相当する変位振幅(タイプ A およびタイプ D 供試体では $5\delta_y \sim 6\delta_y$ 、タイプ B およびタイプ C 供試体では $6\delta_y \sim 7\delta_y$)で載荷している際に生じる最大曲率の平均値、 κ_y : $1\delta_y$ 載荷時の最大曲率、 $\bar{\kappa}_u$ 、 $\bar{\kappa}_y$: 地震時保有水平耐力法により求められる終局曲率 $\bar{\kappa}_u$ および降伏曲率 $\bar{\kappa}_y$ (表-1 参照) である。

なお、橋脚基部から高さ 25mm の範囲における終局塑性曲率 κ_{pu} は前述したように軸方向鉄筋のフーチングからの抜けだしによる影響が支配的になると考え、等価塑性ヒンジ長 $\bar{L}_p$ を計算する際には、この区間の終局塑性曲率 κ_{pu} は直上の 25~75mm 区間で計測された終局塑性曲率 κ_{pu} と同じと仮定した。

(4) 各方法により求めた塑性ヒンジ長の比較

以上より、主鉄筋および帯鉄筋の降伏ひずみ、かぶりコンクリートの剥落、式(5)より求められる等価塑性ヒンジ長 $\bar{L}_p$ から推定した供試体の塑性ヒンジ長 L_p を比較した結果が図-6である。図中には道路橋示方書によって求められた塑性ヒンジ長 L_p も示している。

これによれば、等価塑性ヒンジ長 $\bar{L}_p$ が最も大きな値を与えるが、前述したように曲率の測定精度に問題があった可能性が高いため、参考資料として見ていただきたい。各方法による塑性ヒンジ長 L_p にはバラツキがあるが、全体としては塑性ヒンジ長 L_p は100mm~200mmであり、タイプA~D供試体間でそれ程大きく変化していない。基準供試体であるタイプB供試体と主鉄筋の降伏強度を上げたタイプD供試体の塑性ヒンジ長 L_p がほぼ同じであるのは、主鉄筋の降伏強度に違いが見られないためと考えられる。タイプA~C供試体においても主鉄筋の径と本数を変化させたが、今回検討した程度の径と本数の組み合わせでは塑性ヒンジ長 L_p にそれ程大きな違いを生じていない。

4. 保有水平耐力および変形性能の比較

各供試体の載荷点位置における水平力~水平変位の履歴曲線の包絡線を正側と負側で平均した結果を図-7に示す。図中のドリフト比とは、橋脚基部から載荷点までの高さに対する載荷点の水平変位の比である。ドリフト比が3.5%以上の耐震設計上重要とされる領域に着目すると、鉄筋径が細く、鉄筋本数を増やしたタイプA供試体では、他の供試体に比べて早い段階から耐力低下が始まる。反対に鉄筋径が太く、本数を減らしたタイプC供試体では、他の供試体と比較して耐力低下が生じにくい。主鉄筋の降伏強度を上げたタイプD供試体の耐力や変形性能がタイプB供試体とほとんど変わらないのは主鉄筋の降伏強度がほとんど変わらなかったためである。

地震時保有水平耐力法と本実験より得られた各供試体の水平荷重~水平変位関係を比較した結果が図-8である。図-8にはタイプBの場合のみ示すが、最大耐力については各供試体とも地震時保有水平耐力法による解析結果と概ね一致する。道路橋示方書では、降伏耐力付近で安定していた耐力が低下し始める変位が終局変位と定義されている。本実験においても、降伏耐力付近から耐力が低下し始める変位に着目すれば、これは地震時保有水平耐力法により求められる終局変位とよく一致している。

5. 結論

主鉄筋径とその本数、および主鉄筋の降伏強度が塑性ヒンジ長に及ぼす影響を検討するため、4体の鉄筋コンクリート橋脚に対して正負繰り返し載荷実験を行った。SD295AのD13を12本配筋したタイプB供試体、タイプBよりも鉄筋径を小さくし、D10(SD295A)を24本配筋したタイプA供試体、タイプBよりも径を太くし、D16(SD295A)を8本配筋したタイプC供試体、主鉄筋の径と本数はタイプBと同じとし、主鉄筋の降伏強度をSD345まで高めたタイプD供試体の合計4体である。本研究から得られた知見をまとめると以下の通りである。

1) タイプA, B供試体では橋脚基部から200mmの範囲で主鉄筋の面外座屈およびかぶりコンクリートの剥落が生じており、タイプC, D供試体では橋脚基部から100mmの範囲で主鉄筋の面外座屈およびかぶりコンクリートの剥落が生じている。このような損傷状況から、タイプA, B供試体の塑性ヒンジ長 L_p は200mm程度、タイプC, D供試体の場合は100mm程度と言える。

2) 主鉄筋の軸方向ひずみ分布および帯鉄筋の周方向ひずみ分布から塑性ヒンジ長 L_p を求めると、タイプB供試体では150mm程度となり、それに対して鉄筋径を細くしたタイプA供試体では100mm程度、鉄筋径を太くしたタイプC供試体では125mm程度となる。

3) 主鉄筋および帯鉄筋の降伏ひずみ、かぶりコンクリートの剥落、等価塑性ヒンジ長 $\bar{L}_p$ から推定した供試体の塑性ヒンジ長 L_p は、等価塑性ヒンジ長 $\bar{L}_p$ を除外すると、タイプA~D供試体間でそれ程大きく変化していない。

4) ドリフト比3.5%以上の領域においては、鉄筋径を太くしたタイプC供試体では、基準としたタイプB供試体に比較して耐力低下が生じにくく、反対に鉄筋径を細くしたタイプA供試体では、耐力低下が早く生じる。

謝辞

本実験供試体の製作に際しては、(株)ピー・エスの野村貞広氏、森拓也氏、武村浩志氏、堀内達斗氏に大変お世話になりました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Priestley, M. J. N. and Park, R.: Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns under Seismic Loading, *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No.1, pp.61-76, 1987.
- 2) 星隈順一、運上茂樹、川島一彦、長屋和宏: 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価方法, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.877-888, 1998.3.
- 3) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.