

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実験的検討

A Cyclic Loading Test for Clarifying the Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Piers

川島一彦¹, 庄司学², 榊原泰造³

Kazuhiko KAWASHIMA, Gaku SHOJI, and Yasunari SAKAKIBARA

1 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)

2 修(工) 東京工業大学助手 工学部土木工学科 (同上)

3 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)

A series of cyclic loading tests to clarify the plastic hinge length of reinforced concrete piers was conducted. Four specimens with different longitudinal bars diameters (10mm, 13mm and 16 deformed bars), and bars strengths under same longitudinal reinforcement ratio were examined. A failure mode in the plastic hinge region of piers, the strain in the longitudinal and hoop bars, and the plastic curvature distribution were investigated to clarify the plastic hinge length. The equivalent plastic hinge length from the ductility design method was defined. It was found from the test that the plastic hinge lengths in the four specimens did not significantly depend on the bars diameters and bars strengths. Since accuracy of the measurements of curvature was poor, the results from the curvature measurements had less reliability in this study.

Key Words : Seismic Design, Bridges, RC Column, Plastic Hinge Length, Curvature Distribution

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。Priestleyら^{1), 2)}は塑性ヒンジ長を検討し、橋脚基部から荷点までの高さ、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^{3), 4)}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返し荷重実験を行い、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を変化させた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本数を決定した。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を評価することとした。タイプA供試体には、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、タイプC供試体にはタイプB供試体よりも径の大きいD16(SD295A)を8本配筋した。タイプD供試体では、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。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381MPaであり、SD295Aの降伏強度(355~367MPa)と大きな相違はなかった。このため、後述するように本実験では主鉄筋の降伏強度を増加させたことによる影響は明確に現れていない。

帯鉄筋として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)にわたって配置した。帯鉄筋比 ρ_s (体積比)は0.77%となる。地震時保有水平耐力法⁵⁾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 δ_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

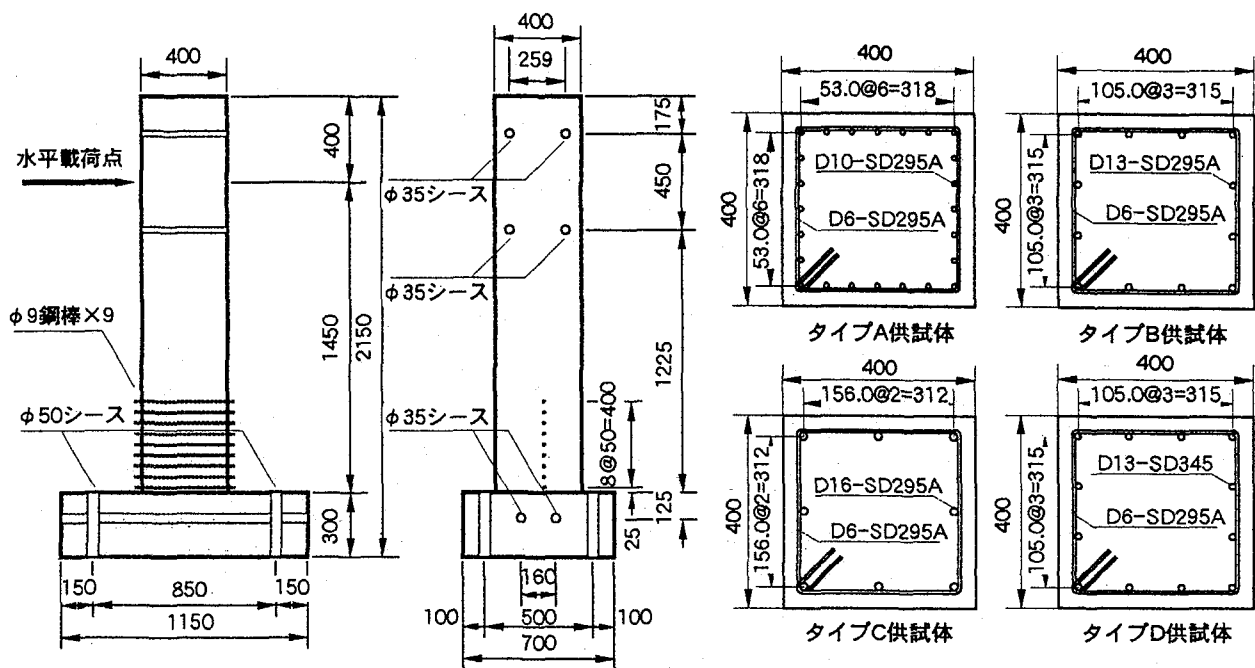


図-1 実験供試体

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
ひび割れ時		水平耐力 $\bar{P}_c$	(kN)	22.17	22.01	22.22	22.01
		曲げ耐力 $\bar{M}_c$	(kNm)	32.14	31.92	32.21	31.92
		曲率 $\bar{\kappa}_c$	($\times 10^{-4}/m$)	5.88	5.89	5.89	5.89
初降伏時		水平耐力 $\bar{P}_{y0}$	(kN)	81.86	74.16	77.25	75.42
		変位 $\bar{\delta}_{y0}$	(mm)	5.00	4.70	4.70	4.80
		曲げ耐力 $\bar{M}_{y0}$	(kNm)	118.70	107.53	112.02	109.39
		曲率 $\bar{\kappa}_{y0}$	($\times 10^{-3}/m$)	8.14	7.81	7.79	7.97
降伏時	Type I 地震動	変位 $\bar{\delta}_y$	(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 $\bar{\delta}_y$	(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 $\bar{\delta}_u$	(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 $\bar{\delta}_u$	(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
せん断耐力		Type I	(kN)	186.05	184.94	185.34	184.94
		Type II	(kN)	197.85	196.36	196.90	196.36
破壊形態				曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊

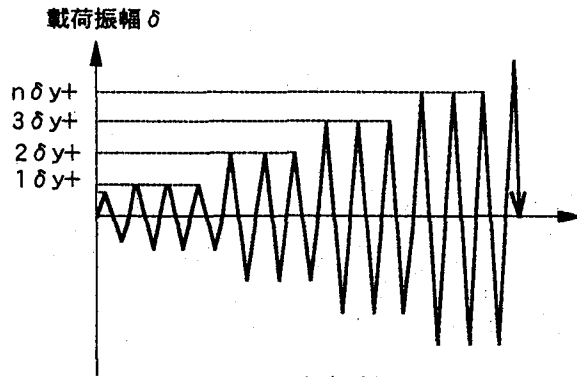


図-2 正負交番載荷

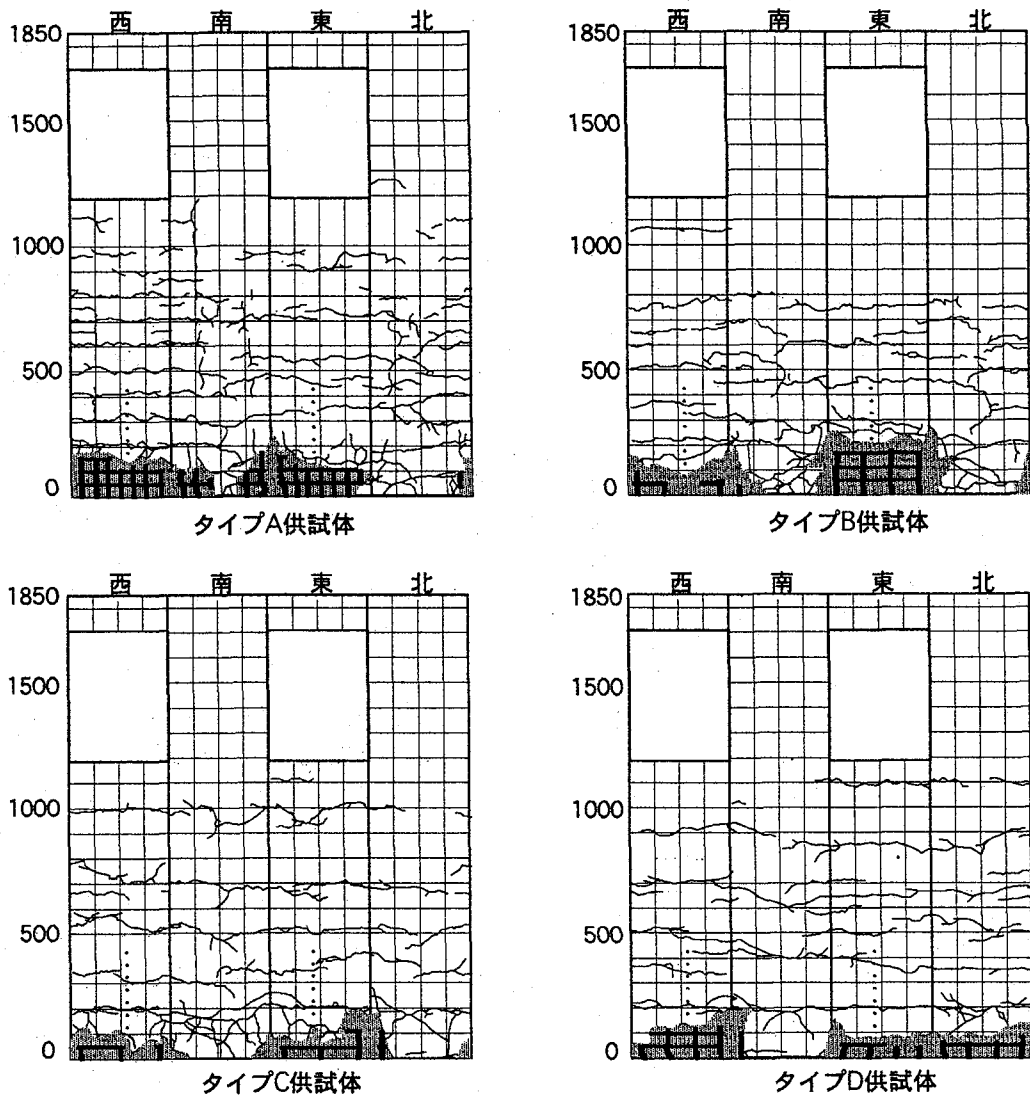


図-3 損傷状況

ると表-1 による。これらは、鉄筋およびコンクリートの履歴特性としては道路橋示方書に規定される式で与えられ、強度としては実測強度を用いた場合の結果である。

実験では東京工業大学の耐震部材荷重装置を用いて、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荷重した。変位振幅は表-1 の降伏変位 $\tilde{\delta}_y$ を基準とし、図-2 に示す繰り返し回数 3 回の一定振幅変位漸増方式により与えた。なお、フーチングからの主鉄筋の抜けだしがあるため、橋脚の降伏変位 $\tilde{\delta}_y$ に相当する水平変位を作用させても橋脚基部の鉄筋は降伏には至らない。一般に断面寸法が 400mm 程

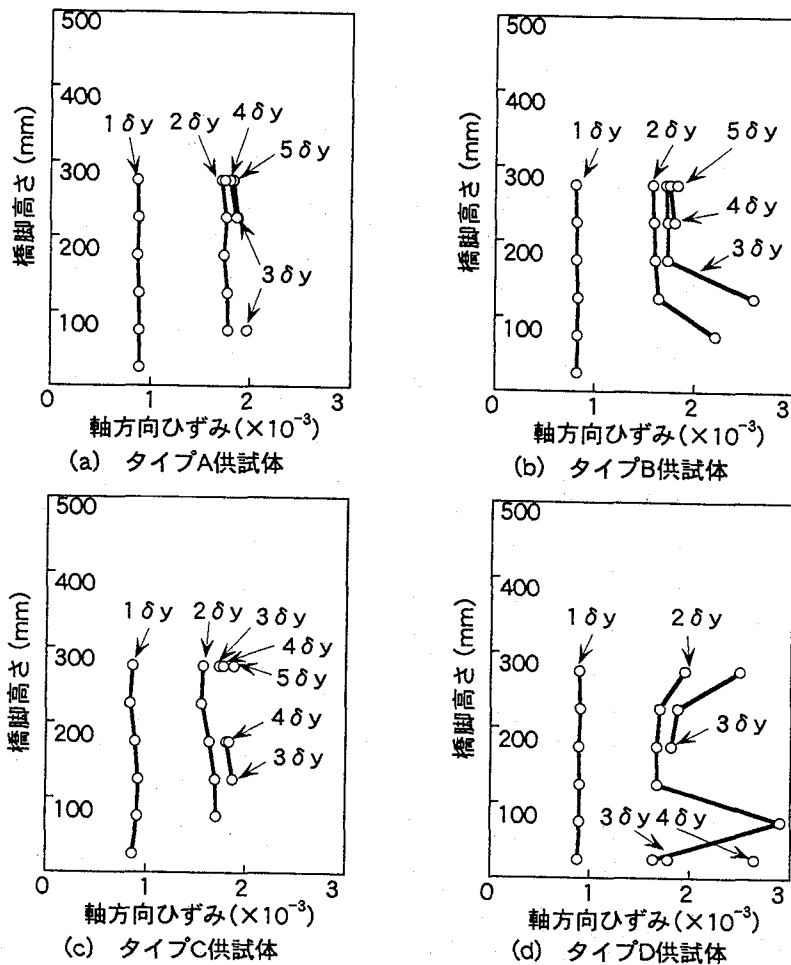


図-4 主鉄筋に生じる軸方向ひずみ分布

度の模型橋脚では、橋脚の塑性変形に伴う橋脚天端の水平変位とフーチングからの主鉄筋の抜けだしに伴う橋脚天端の水平変位は同程度となる。したがって、本文では変位制御に基づく繰り返し载荷を行う際の基準の変位として表-1の降伏変位を用いるが、これはあくまでも実験上の変位の大きさの基準を表すものであり、実際の橋脚の降伏変位とは異なるものである。

3. 損傷状況および塑性ヒンジ長の評価

3.1 損傷状況からみた塑性ヒンジ長

各供試体の損傷状況を図-3に示す。これらは、タイプA, B, C, D供試体の $10\delta_y$, $11\delta_y$, $12\delta_y$, $10\delta_y$ 载荷後の様子を示している。図-3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、またタイプ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。

主鉄筋の座屈やかぶりコンクリートが剥落した範囲が橋脚の塑性変形に寄与した、すなわち塑性ヒンジ区間であると仮定すると、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。

3.2 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

载荷方向と直角な面における主鉄筋の軸方向ひずみ分布を図-4に、载荷方向と平行な面における帯鉄筋の周方向ひずみ分布を図-5に示す。主鉄筋の軸方向ひずみは各変位振幅における3回の正負くり返し载荷から得られた値の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そのまま示している。なお、橋脚基部で 3000μ を越えるひずみが生じる箇所では、ひずみの値を示していない。これは、繰り返し载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たためである。

図-4によれば、 $1\delta_y$ 载荷においても主鉄筋は降伏するに至っていないが、これは前述したようにフーチングからの主鉄筋の抜けだしの影響によるものである。タイプA供試体では、 $2\delta_y$ になると橋脚基部から100mmの間において 3000μ 以上のひずみとなり(上述した理由により、図中には示していない)、大きく塑性化している。橋脚基部より100mm以上の位置では、 $2\delta_y$ 以上に载荷

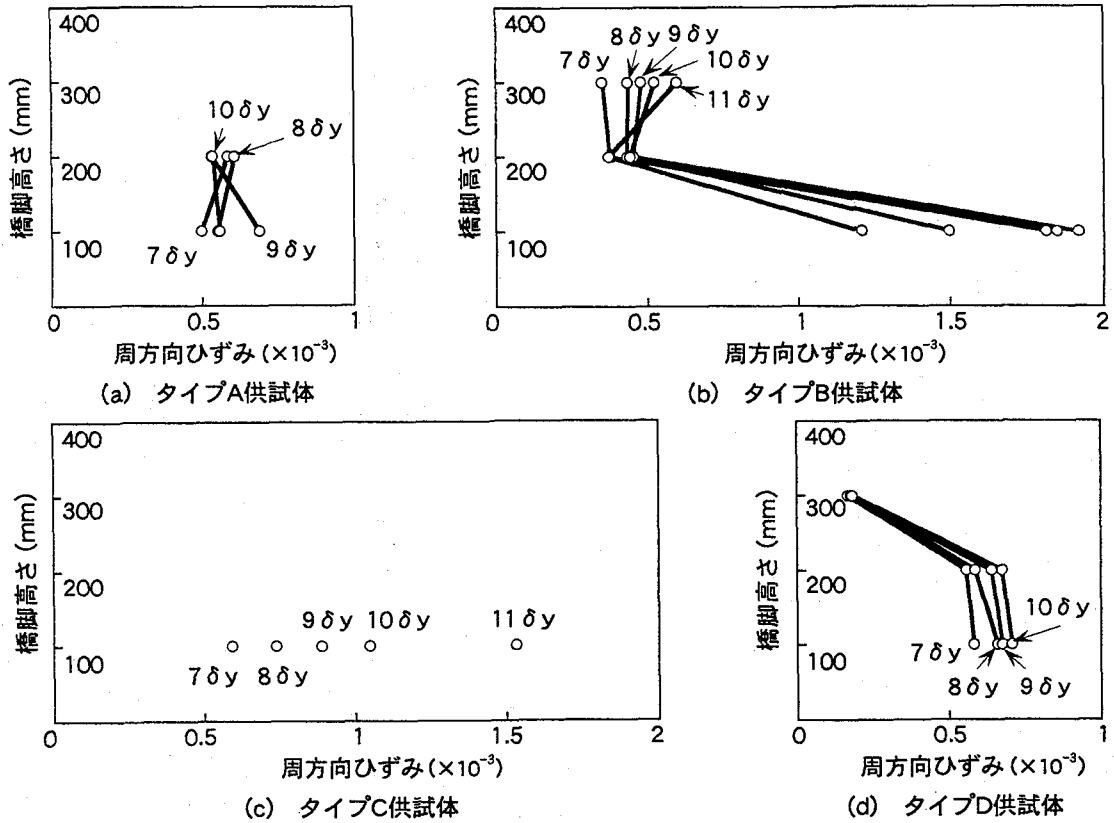


図-5 帯鉄筋に生じる周方向ひずみ分布

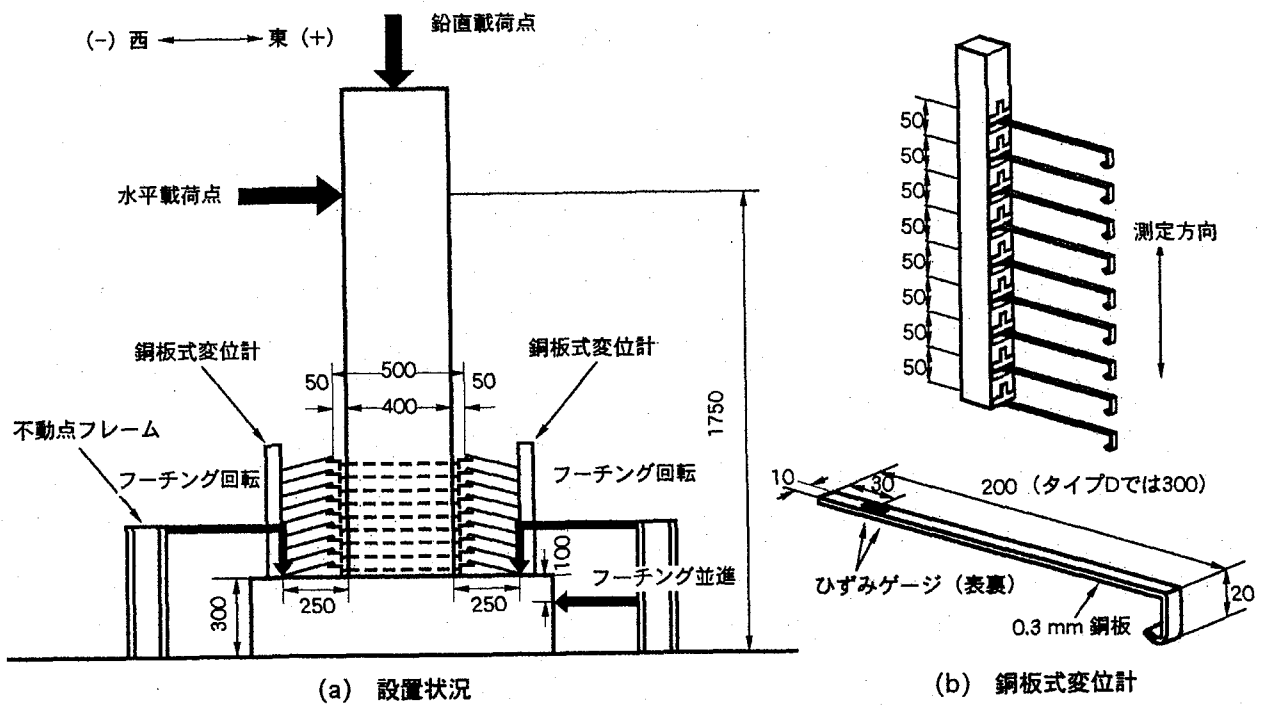


図-6 曲率計測のための銅板式変位計

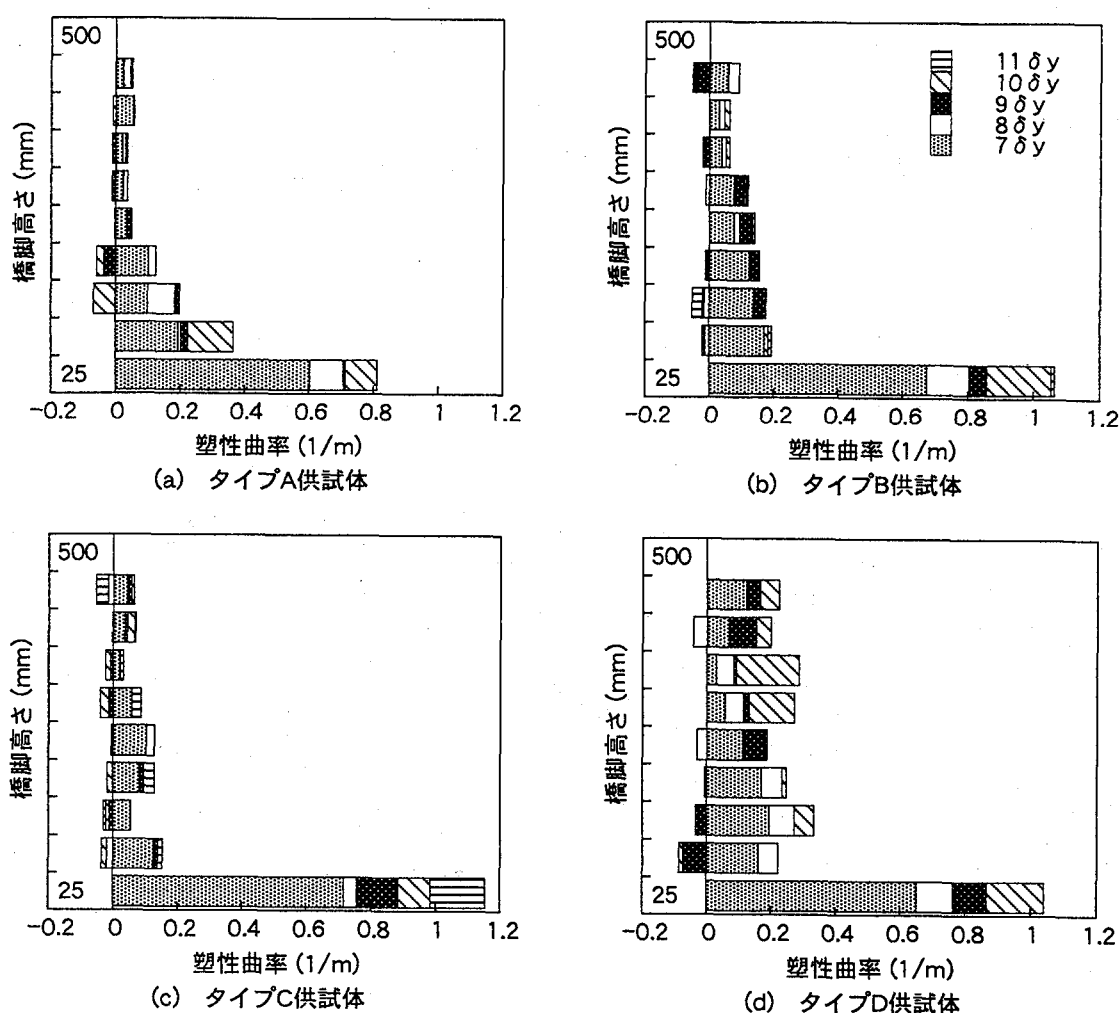


図-7 塑性曲率分布

変位振幅を増やしてもほとんどひずみは増加せず、橋脚基部から 100mm の区間においてのみ塑性ひずみが増大していくことを示している。橋脚基部から 100mm 以上の区間では軸方向ひずみ、周方向ひずみがともに降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。

これに対してタイプ 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 の範囲と考えられる。

3.3 塑性曲率分布からみた塑性ヒンジ長

曲率計測方法を図-6 に示す。橋脚基部から 25mm の位置から 50mm 間隔の高さで橋脚に直径 9mm の鋼棒を 9

本貫通させ、荷重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鋼板式変位計で計測した。鋼板式変位計とは、厚さ 0.3mm の薄い銅板を長さ 200mm、幅 10mm に切り出し、一端を固定し、他端を橋脚を貫通した鋼棒と接触させたものである。鋼棒の先端にはアクリル製の板を取り付け、ここと銅板の先端が接触するようにした。銅板式変位計に対しては別途変位計を用いたキャリブレーションを行った。

以上のようにして、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。

また、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。なお、橋脚基部から 1 番目の鋼棒が貫通する断面、すなわち橋脚基部から高さ 25mm の範囲では軸方向鉄筋のフーチングからの抜けだしによる変形が支配的になる。このため、ここでは、式(3)で求められる回転角 θ_1 は、軸方向鉄筋のフーチングからの抜けだしによる回転角 θ_{slip} と見なすこととした。

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とどめざるを得ないことに注意していただきたい。

図-7 は、タイプ A～タイプ D 供試体の最大塑性曲率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および降伏曲率で、 $\kappa_{\max}$ は各載荷振幅における 3 回の載荷ごとの最大曲率の平均値、 κ_y は $1\delta_y$ 載荷時の最大曲率とした。また、載荷方向により、曲率は正側で最大となる場合と負側で最大となる場合があるため、図-7 ではこれを区別して示している。

図-7 によれば、橋脚基部から 25mm の範囲では、最大塑性曲率 κ_p が大きくなっているが、これは前述した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。最大塑性曲率 κ_p は橋脚基部になるにつれて小さくなっていくが、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。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から評価した塑性ヒンジ長 L_p 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 $\tilde{L}_p$ を次式より定義する。

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

ここで、 κ_{pu} ：実験より定義される終局塑性曲率、 κ_{pu} ：地震時保有水平耐力法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 $\tilde{\kappa}_{pu}$ は次式によって定義する。

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

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

ここで、 κ_u ：道路橋示方書で規定される地震時保有水平耐力法⁵⁾によって求められた終局変位 $\tilde{\delta}_u$ (タイプ II 地震動) 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 $6\delta_y \sim 7\delta_y$)で載荷した場合に生じる最大曲率、 κ_y ： $1\delta_y$ 載荷時の最大曲率、 $\tilde{\kappa}_u$ 、 $\tilde{\kappa}_y$ ：地震時保有水平耐力法により求められる終局曲率 $\tilde{\kappa}_u$ および降伏曲率 $\tilde{\kappa}_y$ (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} に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である。このため、この値を等価塑性ヒンジ長 $\tilde{L}_p$ の計算に用いることは適切ではないため、この区間の終局塑性曲率 κ_{pu} としては直上の $25 \sim 75\text{mm}$ 区間の終局塑性曲率 κ_{pu} を用いることとした。

4. 各方法により求めた塑性ヒンジ長の比較

以上のようにして、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 $\tilde{L}_p$ から推定した供試体の塑性ヒンジ長 L_p を図-8 に示す。図中には、参考のため、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、3 つの方法で求めた塑性ヒンジ長 L_p にはかなり大きな違いが見られる。中でも等価塑性ヒンジ長 $\tilde{L}_p$ が最も大きな値を与えるが、これについては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く、参考資料として見ていただきたい。かぶりコンクリートの剥落から求めた塑性ヒンジ長 L_p はタイプ A、B 供試体に対しては道路橋示方書により与えられる塑性ヒンジ長 L_p とほぼ同程度であるが、タイプ C、D 供試体に対してはこれよりも小さめに評価されている。これに対して、主鉄筋および帯鉄筋の降伏ひずみから推定した塑性ヒンジ長 L_p はいずれの場合よりも道路橋示方書により求められた塑性ヒンジ長 L_p よりも短く評価されている。かぶりコンクリートの剥離には主鉄筋の降伏に伴う面外方向への局部座屈が寄与するため、かぶりコンクリートの剥離範囲から求めた塑性ヒンジ長が主鉄筋の降伏した範囲から求めた塑性ヒンジ長よりも短い点はやや気になるが、コンクリートの圧壊によってもかぶりコンクリートは剥離する。ただ、かぶりコンクリートの剥離範囲から求めた塑性ヒンジ長と主鉄筋の降伏範囲から求めた塑性ヒンジ長の差は大きいものではなく、両者はほぼ同程度とみるべきかもしれない。

このように各方法による塑性ヒンジ長 L_p にはバラツキがあるが、曲率の計測精度に問題がある可能性が高い

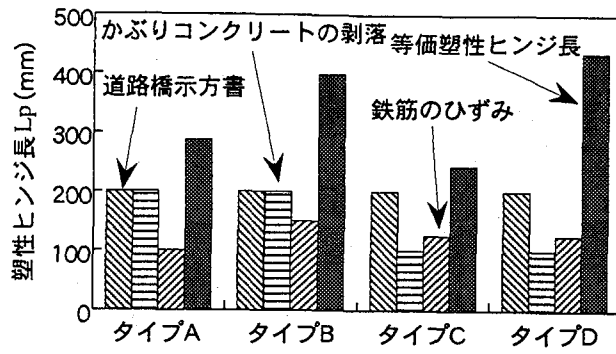


図-8 塑性ヒンジ長 L_p の比較

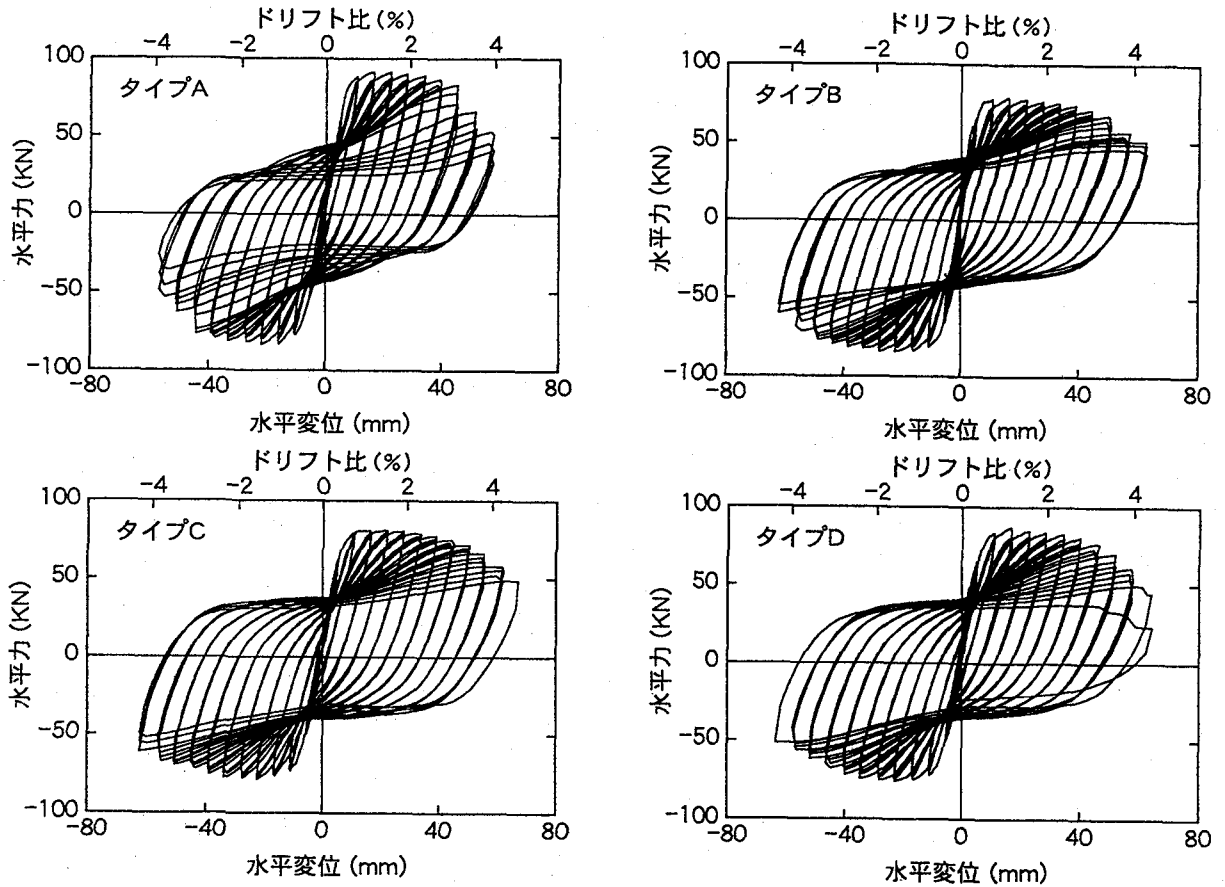


図-9 水平力～水平変位関係

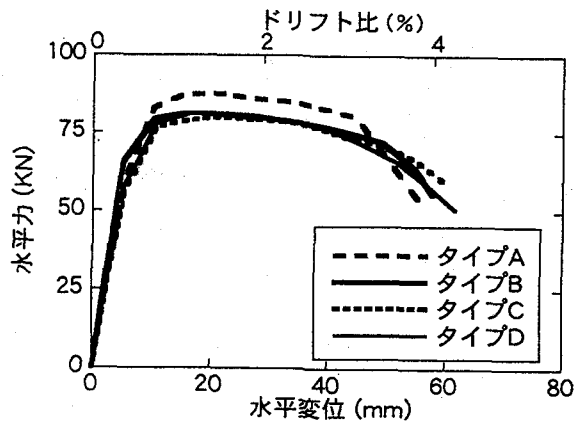


図-10 履歴曲線の包絡線の比較

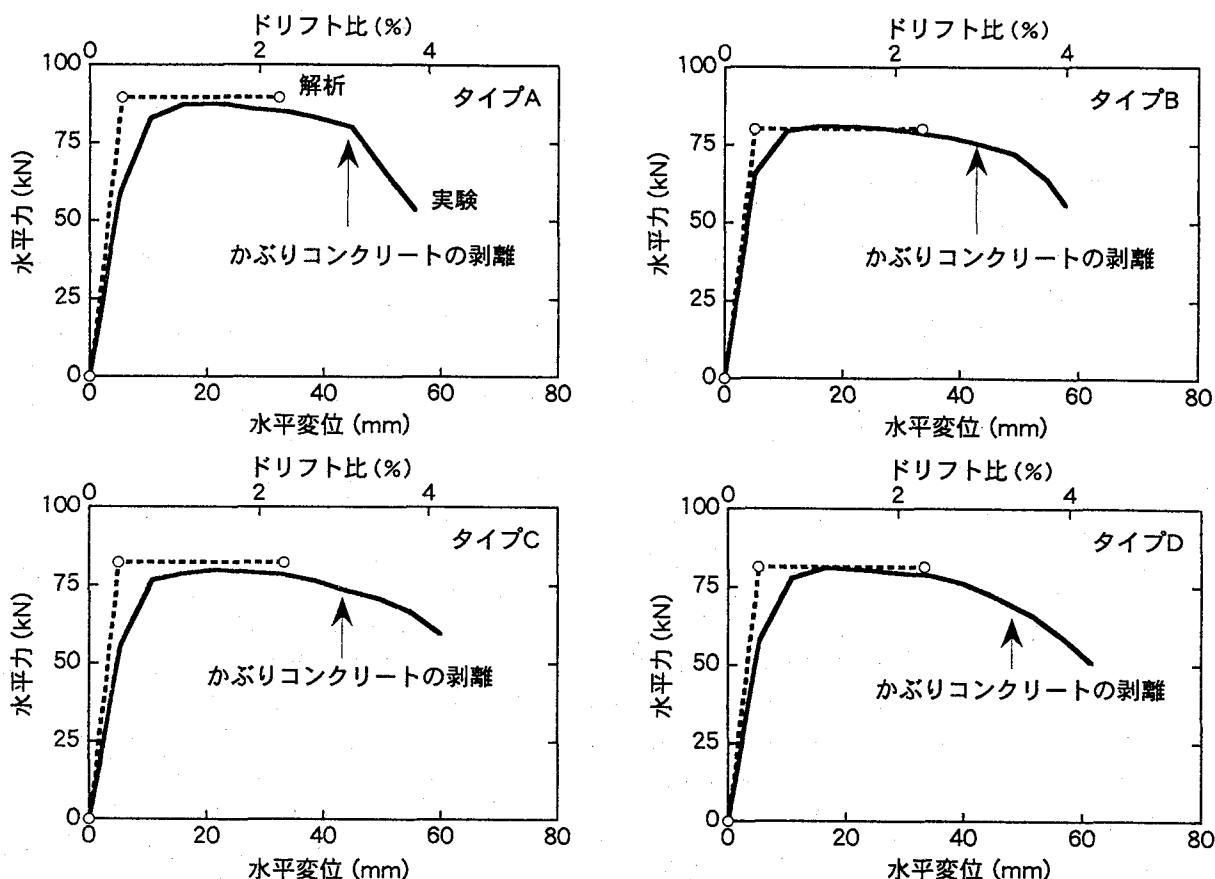


図-11 履歴曲線の包絡線と地震時保有水平耐力法による解析結果の比較

ことから、等価塑性ヒンジ長 $\bar{L}_p$ を除外すると、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供試体の等価塑性ヒンジ長 $\bar{L}_p$ がほぼ同じであるのは、タイプB、D供試体では、主鉄筋の降伏強度に違いがなかったためである。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ないと見ることができる。

5. 保有水平耐力および変形性能の比較

繰り返し載荷実験により得られた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を図-9に示す。また、履歴曲線の包絡線を正側と負側で平均した結果を図-10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、前述したように主鉄筋の降伏強度がほとんど変わらなかったことに起因する。

道路橋示方書に規定され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～水平変位の関係を比較した結果が図-11のようになる。一般に断面寸法が400mm程度の供試体の場合には、フーチングからの主鉄筋の抜けだしにより、塑性曲げ変形と同程度の水平変位が載荷点に生じる。しかし、ここでは、フーチングからの主鉄筋の抜けだしを無視した場合の結果を示している。これによれば、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している。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、これは道路橋示方書による方法により求められる終局変位とある程度一致している。しかし、上述したようにフーチングからの主鉄筋の抜けだしの影響は見込んでいないため、この影響に関しては今後さらに検討していく必要がある。

6. 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供試体を基準として、タイプB供試体よりも鉄筋径を小さくし、D10(SD295A)を24本配筋したタイプA供試体、タイプB供試体よりも主鉄筋径を太くし、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供試体と同じとし、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塑性ヒンジ長 L_p を評価すると、タイプA、B供試体の場合には塑性ヒンジ長 L_p は200mm程度、タイプC、D供試体の場合には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、基準としたタイプB供試体では150mm程度となるのに対して、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) 等価塑性ヒンジ長 $\tilde{L}_p$ を除外すると、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 $\tilde{L}_p$ から推定した供試体の塑性ヒンジ長 L_p はタイプA～D供試体間でそれ程大きく変化しない。今回検討した程度の主鉄筋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ないと見ることができる。

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。

5) 主鉄筋としてSD345を用いたタイプD供試体に対する検討を行ったが、結果的に主鉄筋の降伏強度がSD295Aを用いたタイプB供試体とほとんど同じであったため、主鉄筋の降伏強度を増加させることによる影響はほとんど見られなかった。

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) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. : *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, New York, 1996, 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂出版，1998.4.
- 3) 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.
- 4) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏，池田博之：大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能，第10回日本地震工学シンポジウム，Vol.2，pp.2123-2128，1998.11.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996.

(1999年9月17日受付)