

実大鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験

星隈順一¹・運上茂樹²・長屋和宏³

¹正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室 主任研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

²正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室 室長 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

³正会員 建設省土木研究所 耐震研究室 研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

1. まえがき

鉄筋コンクリート橋脚では、横拘束筋によって内部コンクリートの拘束効果を高めることにより、塑性変形性能を高めることができることが知られており、横拘束筋の配筋に応じた塑性変形性能の評価手法が、主として実験的な検討結果に基づいて提案されている¹⁾⁹⁾。その一方で、このような実験式に適用に当たっては、その適用範囲に注意しなくてはならない。既往の鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価式においては、曲げ耐力とせん断耐力の比、軸方向鉄筋比、帯鉄筋比、軸力比、せん断支間比等の力学的指標によりその適用範囲が示されている。しかしながら、いずれの評価式においても断面寸法に関する適用範囲は明確にされていないことが多く、また、断面寸法が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に影響¹⁰⁾¹³⁾に自体についても未解明な課題となっているのが現状である。

このような背景から、本研究では、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対する破壊までを考慮した正負交番載荷実験としては世界でも最大級の断面寸法(2.4m×2.4m)の供試体を製作し、繰返し荷重下における塑性変形性能と塑性ヒンジ領域での拘束効果について検討を行った。さらに、断面寸法で1/4の縮尺となる小型供試体に対しても同様な実験を行い、これらの実験結果の比較により、塑性変形性能に及ぼす断面寸法の影響について考察した。

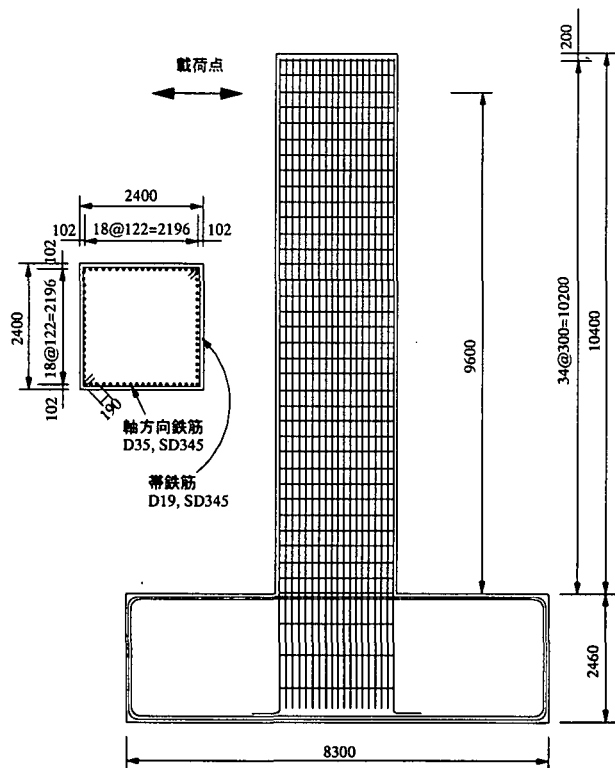
2. 正負交番載荷実験

実験に用いた模型は、大型供試体2体(L1及びL2供試体)と小型供試体1体(S1供試体)であり、それらの構造諸元をそれぞれ図-1及び図-2に示す。ここでは、L2供試体が基準であり、これを寸法で1/4に縮小させたのがS1供試体である。L1供試体は、L2供試体の帯鉄筋比を小さくした模型である。

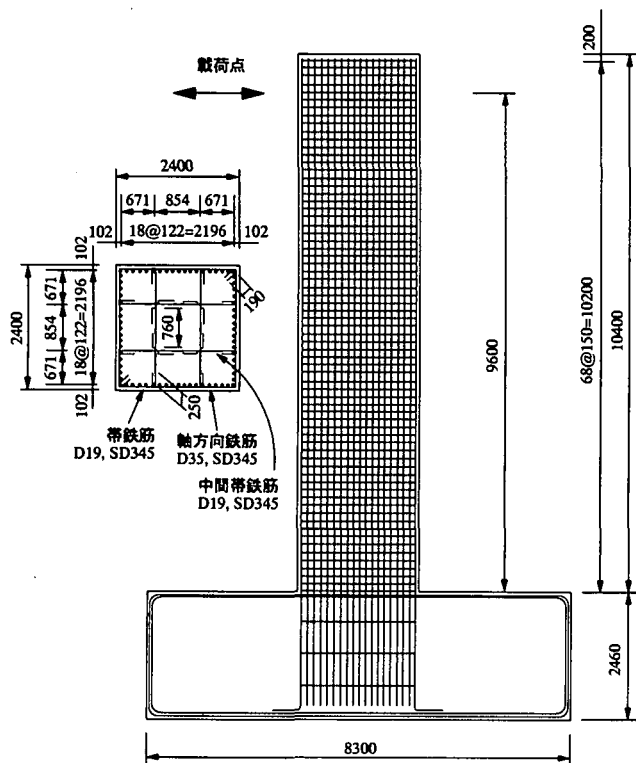
大型供試体は、断面寸法が2.4m×2.4mの正方形断面であり、橋脚基部から載荷点までの高さは9.6m、せん断支間比は4.0である。この構造諸元は曲げ変形支配型であり、また、実橋脚の配筋詳細を十分に再現できる寸法である。

まず、L1供試体では、軸方向鉄筋としてD35の鉄筋を122mm間隔で合計72本配置し、軸方向鉄筋比を1.20%とした。また帯鉄筋としては、両端に135度フックを設けたD19の鉄筋をL型に曲げ加工したものを2つ組み合わせで作成し、帯鉄筋間隔は300mmとした。なお、帯鉄筋のフック長は帯鉄筋径の10倍とし、190mmである。L2供試体では、軸方向鉄筋に関する条件は全てL1供試体と同一として、帯鉄筋間隔を150mmに狭めるとともに、各断面の帯鉄筋にはD19の中間帯鉄筋を井型に配筋した。中間帯鉄筋の両端部にはフック長250mmの180度フックをつけ、そのフックを帯鉄筋に引っかけるように配筋した。また、中間帯鉄筋の施工上の制約から、ここでは中間帯鉄筋を断面内部で重ね継手により継いでいる。重ね継手長は、中間帯鉄筋径の40倍の760mmとした。

一方、S1供試体はL2供試体の条件を基に、軸方向鉄筋に関しては、D10の鉄筋を36mm間隔で合計60本配置することにした。ここで、鉄筋径に関しては、L2供試体でD35を軸方向鉄筋に用いているので、相似則に従えば直径が8.75mm程度の鉄筋を小型供試体に使うのが理想的であるが、これに該当する規格鉄筋が存在しないため、最も近いD10を用いたものである。これに伴い、軸方向鉄筋比をL2供試体と一致させるために、軸方向鉄筋間隔を相似値から若干調整した。また帯鉄筋としては、両端にフック長が120mmの135度フックをつけたD6の鉄筋を口型に曲げ加工したものとした。さらに、各断面の帯鉄筋にはD6の中間帯鉄筋を+型に配筋した。中間帯鉄筋の両端部にはフック長120mmの180度フックをつけ、そのフックを帯鉄筋に引っかけるように配筋した。帯鉄筋および中間



(a) L 1 供試体



(b) L 2 供試体

図-1 大型供試体の構造諸元

帯鉄筋の径に関しても、軸方向鉄筋の場合と同様な理由により、L 2 供試体のそれらを完全にスケールダウンしたものとはなっており、相対的に L 2 供試体の帯鉄筋よりも大きくなっているが、帯鉄筋比を L 2 供試体と近似させることを踏まえ、帯鉄筋間隔を調整する

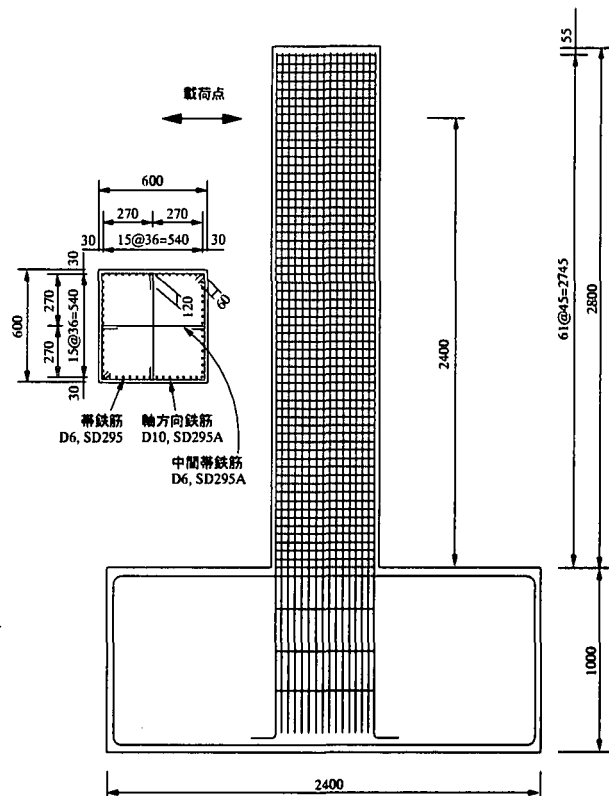


図-2 小型供試体の構造諸元

(単位:mm)

こととした。ただし、帯鉄筋間隔は軸方向鉄筋径の座屈長と密接な関係があり、塑性ヒンジ長に有意な影響を及ぼすため、帯鉄筋間隔についても相似率を合わせておくことが重要である。そこで、これらの点を考慮した上で、帯鉄筋間隔は 45mm とした。

大型供試体に対する実験の全景を写真-1 に示す。水平力は大変位加力ジャッキを 2 機並列に配置して与えた。なお、今回の実験においては、載荷装置ならびに反力床の性能上、軸力を与えることが困難であったため、軸力は載荷していない。しかしながら、本研究の目的はあくまでも寸法効果の検討であり、軸力が作用していなくても、その実験結果から導き出された寸法効果に関する検討結果には普遍性があると考えられる。

一方、小型供試体は、写真-2 に示すように、柱断面を横にした形でフーチングを反力壁に固定させている。水平力は加振機により与え、軸力は大型供試体に対する実験条件に合わせて作用させないこととした。

3. 耐力・変形性能と履歴特性

(1) 水平カードリフトの関係

図-3 は、実験により得られた各供試体の水平力カードリフトの関係を示したものである。まず、L 1 供試体では、 $4\delta_y$ (ドリフト=0.021) の 1 サイクル目の載荷ステップまでは過去の履歴における最大点を指向し

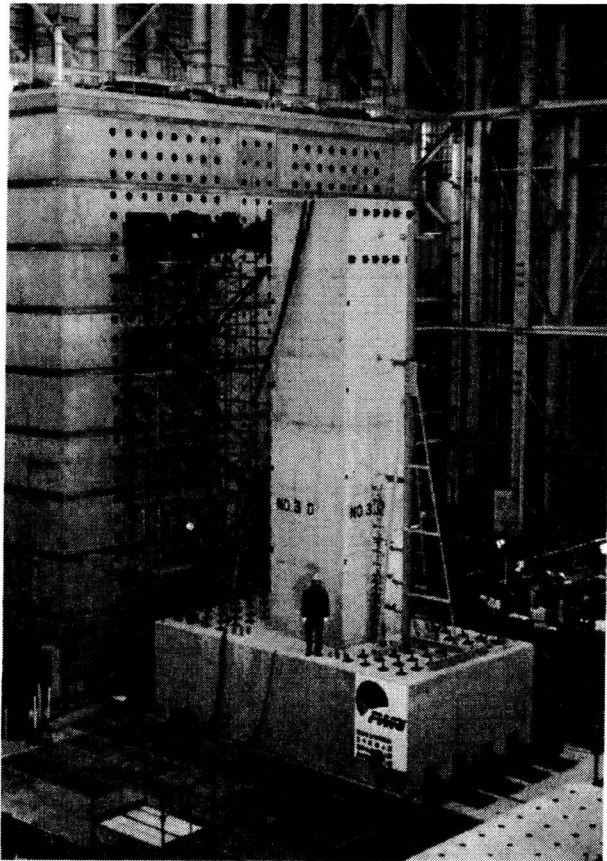


写真1 大型供試体に対する実験

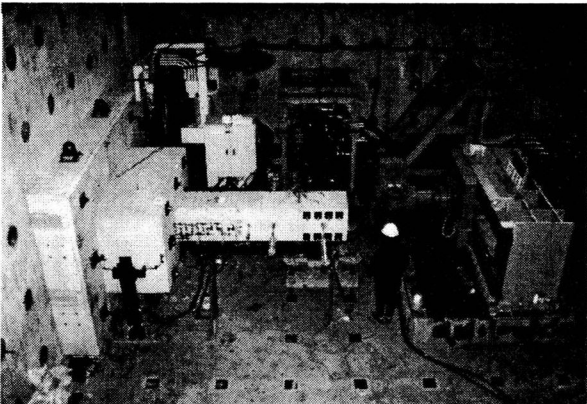
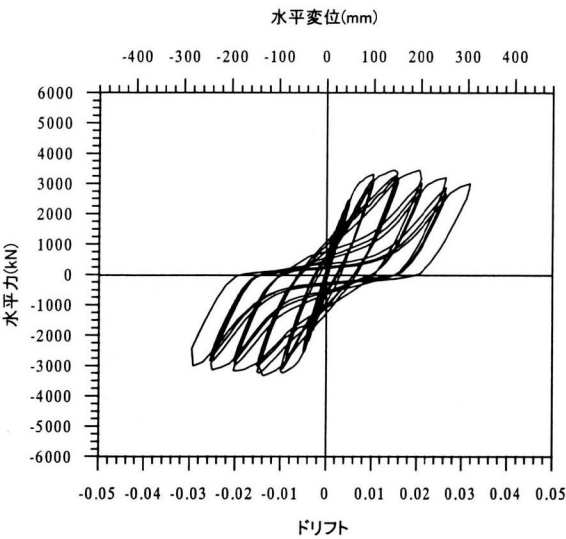


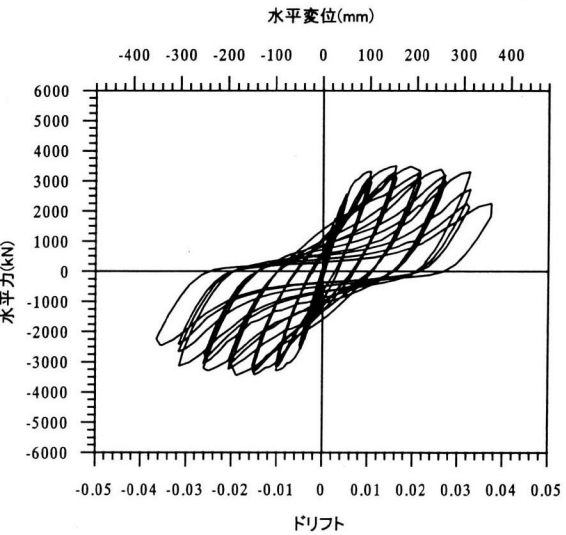
写真2 小型供試体に対する実験

た安定した履歴ループとなっている。そして、 $4\delta_y$ の2サイクル目の載荷では、履歴ループの経路が1サイクル目の経路からずれ始め、原点側に寄った形状となっており、エネルギー吸収性能が低下し始めたことを意味している。水平力-ドリフト関係の履歴曲線においてこのような現象が生じる時において、供試体に見ている損傷を見てみると、それはちょうどかぶりコンクリートが剥落して、軸方向鉄筋の座屈が確認され、また帯鉄筋のはらみだしも始まっているような状態に相当している。

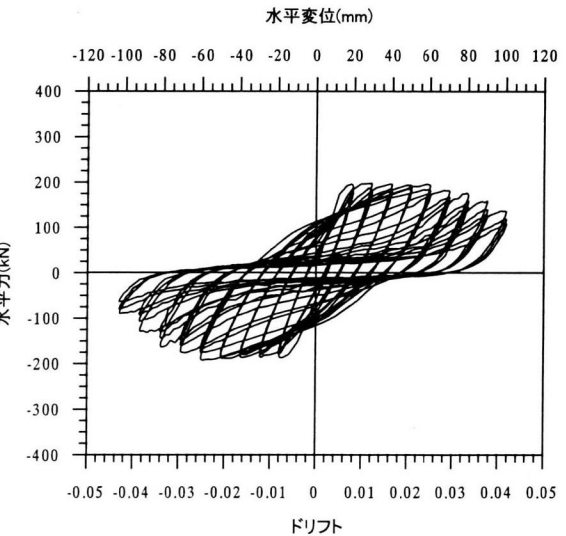
帯鉄筋比を高めたL2供試体では、 $5\delta_y$ (ドリフト



(a) L1 供試体



(b) L2 供試体



(c) S1 供試体

図-3 水平力-ドリフト関係の履歴曲線

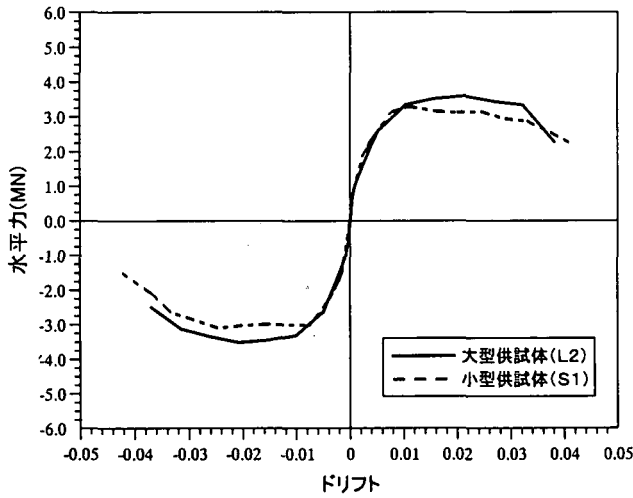


図4 水平カードリフト曲線の包絡線の比較

=0.026) の1 サイクル目の載荷ステップまでは履歴ループが安定しており、そして、その2 サイクル目の載荷から履歴ループの形状が原点側に絞られた形状となり始めている。この時に供試体に生じている損傷は、軸方向鉄筋が座屈して、帯鉄筋が外側へはらみ出し始めているような状況である。このような履歴ループと実際の損傷度との関係は、L 1 供試体と同様である。

一方、S 1 供試体では、 $6\delta_y$ (ドリフト=0.025) の2 サイクル目の載荷ステップまでは最大水平力を維持した安定した履歴ループとなっており、その3 サイクル目の載荷から、履歴ループの経路が2 サイクル目の経路から有意にずれ始め、原点側に絞られた形状と移行した。これも、かぶりコンクリートが剥離して外側へはらみだした時の状態に対応している。L 2 供試体の挙動と比較すると、かぶりコンクリートが剥離して軸方向鉄筋が座屈し始めると、履歴曲線に変化が現れ、ループの膨らみが小さくなり始めるという点は同じであることがわかる。

(2) 水平耐力と変形性能

図4は水平カードリフト関係の履歴曲線の包絡線をL 2 供試体とS 1 供試体で比較して示したものである。ここで、小型供試体の水平力は、力の次元に対するスケールファクターに基づいて式(1)により補正を行い、大型供試体と相対的な比較ができるようにした。

$$P_{se} = P_s s_\ell^2 \quad (1)$$

ここに、 P_{se} : S 1 供試体の水平力の補正值

P_s : S 1 供試体における水平力

s_ℓ : 断面寸法に対する縮小率 (=4.0)

これより、水平カードリフト履歴曲線の包絡線を比較すると、大型供試体と小型供試体の挙動は比較的良好に一致していることがわかる。ただし、最大耐力に関

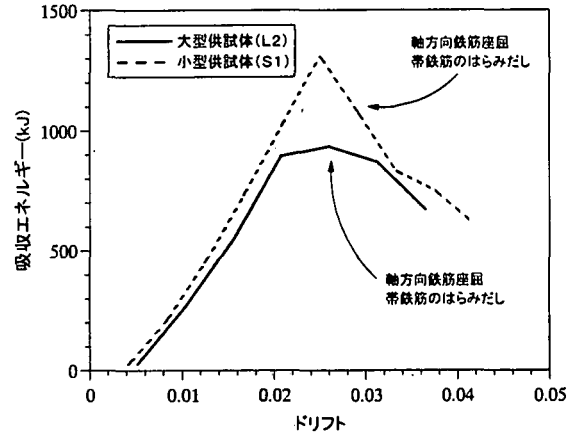


図-5 履歴吸収エネルギーの比較

しては、若干大型供試体の方が相対的に大きくなっている。これは、軸方向鉄筋比は両供試体とも1.2%で一致させたが、実際に用いた鉄筋の降伏点は大型供試体の方が7%程度大きかったためと考えられる。

(3) エネルギー吸収性能

図-5は、各載荷ステップの1 サイクル目における履歴吸収エネルギーを算出し、L 2 供試体とS 1 供試体で比較した結果を示したものである。ここで、履歴吸収エネルギーは、水平力-水平変位の関係において履歴曲線に囲まれた面積により算定した。また、両供試体の履歴吸収エネルギーを比較するために、相似則に基づいてS 1 供試体の履歴吸収エネルギーを次式により補正した。

$$\Delta W_{se} = \Delta W_s s_\ell^3 \quad (2)$$

ここに、 ΔW_{se} : S 1 供試体における履歴吸収エネルギーの補正值

ΔW_s : S 1 供試体の1 サイクル目における履歴吸収エネルギー

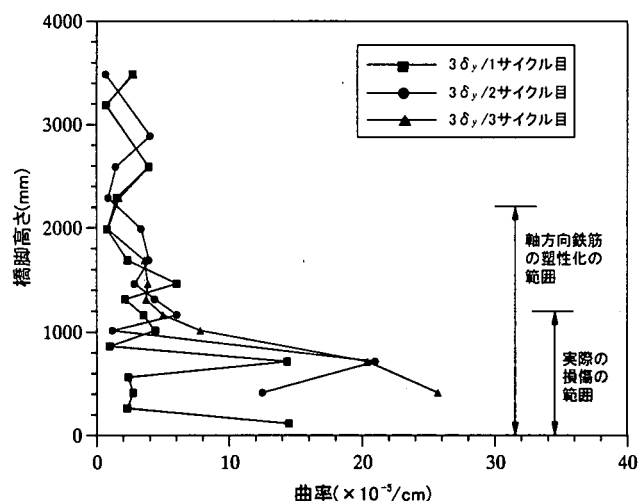
s_ℓ : 断面寸法に対する縮小率 (=4.0)

これより、ドリフトが約0.02まではドリフトと履歴吸収エネルギーの関係が両供試体で概ね等価であるが、これを超えると、L 2 供試体では吸収エネルギーが頭打ちとなるのに対して、S 1 供試体ではさらに吸収エネルギーが多くなり、ドリフトが約0.025で最大ピーク値を示している。両供試体の違いは、ドリフトでおよそ0.02から0.03の区間において顕著な差異が生じていることになる。

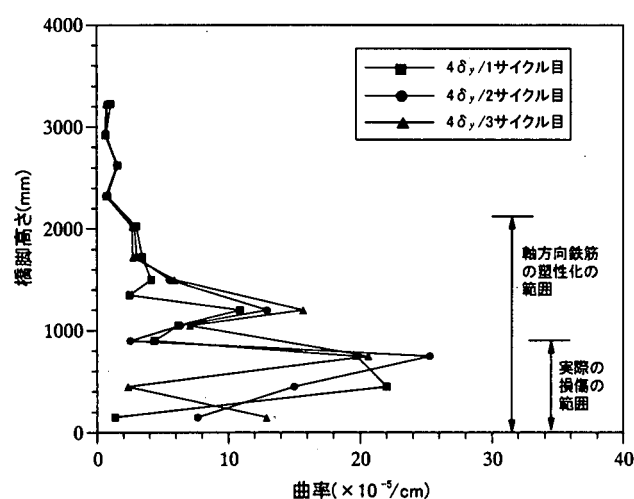
4. 塑性曲率とその分布

(1) 曲率の高さ方向分布

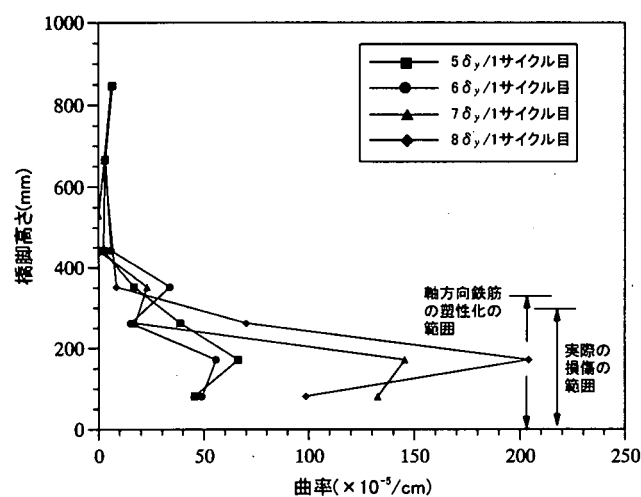
図-6は、塑性変形時における橋脚断面に生じた曲率



(a) L 1 供試体



(b) L 2 供試体



(c) S 1 供試体

図-6 曲率の高さ方向分布

の高さ方向分布を示したものである。また、各供試体に実際にかぶりコンクリートの剥離が生じた範囲、ならびにかぶりコンクリートの剥離が生じた時において軸方向鉄筋にひずみの塑性化が生じている範囲を図中

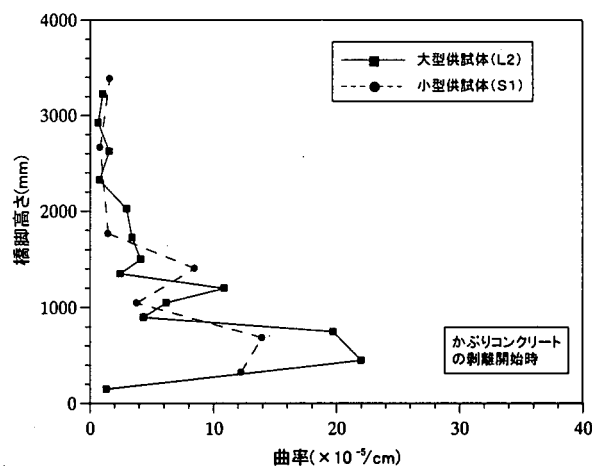


図-7 曲率分布の比較

に併記した。ここで、曲率の計測は断面基部から大型供試体で高さ 3640mm、小型供試体で高さ 937mm の区間で行っているが、最下端の断面（フーチング上面から高さ 40mm 程度までの断面）における曲率の計測値は図中に示していない。これは、最下端の断面での計測は軸方向鉄筋の伸び出しに起因して生じる回転角を調べるために行ったものであり、橋脚断面の断塑性変形による曲率とは区別するためである。

いずれの供試体も、曲率分布は、荷重変位の増大とともに徐々に基部から上方の断面へと進展した。そして、L 1 供試体では、 $3\delta_y$ の繰返し荷重中、L 2 供試体では $4\delta_y$ の繰返し荷重の間にも、断面に生じる曲率やその分布に違いが認められた。すなわち、これは同一変位振幅の繰返し変形の途上において塑性曲率やその生じる範囲が進展していることを示している。前述した供試体の損傷と比較すると、このような塑性ヒンジが形成されるのは、ちょうど基部においてかぶりコンクリートが剥離し始めたところに相当している。また、塑性曲率が生じている範囲は、軸方向鉄筋の塑性化の範囲ともよく一致している。

一方、S 1 供試体では、 $5\delta_y$ の荷重まで基部に近い断面領域においてのみで曲率の塑性化が集中して生じ、次の $6\delta_y$ から塑性曲率の生じる範囲が上方へと広がり始めた。S 1 供試体の損傷の進展と比較すると、塑性曲率が上方へと進展して塑性ヒンジが形成され始める時とかぶりコンクリートの剥離が生じる時が一致していることがわかる。

(2) 断面寸法が曲率分布に及ぼす影響

図-7は、L 2 供試体と S 1 供試体における曲率の高さ方向分布を比較して示したものである。ここで、S 1 供試体の高さ及び曲率は、L 2 供試体と相対的な比較を行うために、相似則に基づいて実測値をそれぞれ ($s_l=4.0$) 倍及び ($1/s_l$) 倍して補正して示している。

これより、両供試体の曲率の塑性化が生じている範囲はS 1 供試体の方が若干広がっていることがわかる。これは、前述したように、軸方向鉄筋の座屈長を両供試体で比較すると、S 1 供試体の方が相対的に長く、その影響により、塑性曲率の生じる範囲はL 2 供試体よりも広がったものと考えられる。したがって、両供試体における曲率分布の違いは、軸方向鉄筋の座屈長の相対的な違いによるものと考えられる。

6. 結論

本研究では、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響を検討するために、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対する実験としては世界でも最大級の断面寸法を有する大型供試体に対して正負交番載荷実験を行うとともに、この大型供試体を可能な限り理想的にスケールダウンさせた小型供試体に対しても同様に実験を行い、両者の繰返し荷重下における塑性変形性能について、水平力-水平変位と断面に生じる塑性曲率分布に着目して検討を行った。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) 水平力-ドリフト履歴曲線の包絡線を大型供試体と小型供試体で比較すると、その挙動は比較的良好一致している。
- 2) 大型供試体と小型供試体でエネルギー吸収性能を相対的に比較すると、終局時に達する前までの範囲では、各載荷ステップにおける履歴吸収エネルギーは概ね等価であったが、終局時には、小型供試体の方が相対的に履歴吸収エネルギーが大きくなった。
- 3) かぶりコンクリートの剥離が始まる時における曲率分布を大型供試体と小型供試体で比較すると、塑性曲率の生じている範囲は、小型供試体の方が若干広がった。これは、今回の実験条件下においては、小型供試体の軸方向鉄筋の座屈長が大型供試体よりも相対的に長くなったためと考えられる。

謝辞：本研究は、建設省土木研究所、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団との共同研究「鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する研究」として実施した内容であり、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 太田実：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究、土木研究所報告第 153 号、1980 年 3 月
- 2) 檜貝勇：大変位の繰返しによりせん断破壊する RC 部材の変形能力、第 8 回コンクリート工学年次論文報告集、pp.769-772、1986 年
- 3) 町田篤彦、睦好宏史、豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究、土木学会論文集、No.378/V-6、pp.203-212、1987 年 2 月
- 4) 石橋忠良、吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究、土木学会論文集、No.390/V-8、pp.57-66、1988 年 2 月
- 5) 中村光、二羽淳一郎、田辺忠顕：解析的研究に基づく RC 部材の塑性変形能定量化、土木学会論文集、No.442/V-16、pp.127-135、1992 年 2 月
- 6) 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法、構造工学論文集、Vol. 44A、pp.877-888、1998 年 3 月
- 7) 阪神淡路大震災被害分析と靱性評価式、阪神大震災調査研究特別委員会WG報告、土木学会コンクリート技術シリーズ 12、1996 年 8 月
- 8) M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, 1996
- 9) M. J. N. Priestley, R. Park : Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, ACI Structural Journal, Vol. 84, No.1, Jan.-Feb. 1987, pp.61-76
- 10) 幸左賢二、小林和夫、村山八洲雄、吉澤義男：大型 RC 橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究、土木学会論文集、No.538/V-31、pp.47-56、1996 年 5 月
- 11) 小池狭千朗、畑中重光、奥谷伸幸：鉄筋コンクリート梁の塑性変形性能に及ぼす供試体寸法の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 11、No. 2、pp.27-32、1989 年
- 12) 水町実、岩瀬裕之、六郷恵哲、小柳治：RC はりの曲げ破壊における変形の局所化と寸法効果、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15、No. 2、pp.329-334、1993 年
- 13) W. C. Stone, G. S. Cheok : Inelastic Behavior of Full-Scale Bridge Columns Subjected to Cyclic Loading, NIST Building Science Series 166, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, Jan. 1989