

鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の 座屈抑制と塑性変形性能の向上

星隈順一¹・運上茂樹²・塩島亮彦³

¹正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ(耐震) 主任研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ(耐震) 上席研究員

⁴正会員 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ(耐震)

This report introduces idealized reinforced concrete column structures which will exhibit better seismic performance in terms of reparability than conventional reinforced concrete columns. Ductile reinforced concrete column structures were proposed in terms of anti-buckling of longitudinal bars based on column failure mechanism during an earthquake. Previous studies on the plastic hinge length developed in single-type reinforced concrete columns indicated that the buckling behavior was affected by mainly longitudinal bar diameter, tie spacing and concrete cover thickness. The plastic hinge length will be expected to extend by controlling these structural details and consequently flexural ductility of the reinforced concrete columns will improve. Cyclic loading tests were conducted for column models with anti-buckle longitudinal bars. Effectiveness of the structure was discussed through the test data and comparison with behavior of the conventional reinforced concrete column.

Key Words : seismic performance, reinforced concrete columns, longitudinal reinforcement, anti-buckling, cyclic loading tests

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚において耐震性能を高めるための一つの手段としては、塑性変形性能を向上させ、修復を行い得る限界変形を大きくするというのが一般的な考え方であり、塑性ヒンジ領域には拘束効果を高めるために、帯鉄筋や中間帯鉄筋を密に配置することが多くなっている。しかしながら、このようにしてコンクリートの拘束効果を高めれば高めるほど、逆に損傷は限定された断面にのみ集中して生じるようになることにも注意しなければならない。また、多量の帯鉄筋や中間帯鉄筋を用いると、その配筋が非常に煩雑となり、コンクリートの充填性等、施工性の観点からも新たな問題が生じてくる。したがって、横拘束補強以外の手法で耐震性能を向上させる新しい考え方が必要と考えられる。

このような背景から、著者らは鉄筋コンクリート橋脚の地震時破壊メカニズムを踏まえ、軸方向鉄筋の配筋、配置方法に着目し、これらに従来とは異なる新しい工夫を施すことにより塑性変形性能を向上させる方策について提案を行ってきている^{1),2),3)}。

本文では、軸方向鉄筋の座屈発生をできるだけ抑制できるような軸方向鉄筋の配置方法について検討を行った。そして、このような橋脚構造に対して、模型供試体による正負交番載荷実験を行い、塑性域での挙動や塑性ヒンジ領域に生じる損傷度や曲率分

布等について検討を行い、従来タイプの配筋構造との比較を行った。

2. 座屈の抑制を図った軸方向鉄筋の配置

鉄筋コンクリート橋脚模型に対する多数の正負交番載荷実験の結果によると、鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力の低下は、軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出して座屈し始める時とほぼ同時に生じること⁴⁾⁵⁾、塑性ヒンジ長は軸方向鉄筋の座屈長と有意な関係があること⁶⁾等が明らかとなってきた。

本研究では、軸方向鉄筋の座屈を抑制して塑性変形性能を高めることに着眼し、これを実現できる鉄筋の配置方法を図-1および図-2のように考えた。

図-1は、軸方向鉄筋を2段に配置し、外側ならびに内側の鉄筋を塑性ヒンジとなる断面領域においてX字状にクロスするように折り曲げて配筋した橋脚構造を示したものである。本構造のポイントとそのねらいを整理すると、以下ようになる。

- ①塑性ヒンジとなる断面領域において軸方向鉄筋が座屈しにくくなるように、予め軸方向鉄筋を内側に折り込み、幾何学的に外側にはらみ出しにくくし、さらに内部のコンクリートへと定着させることにより、座屈抑制に対する効果を高めている。
- ②内外の鉄筋量のバランスを制御することにより、軸方向鉄筋の座屈が生じにくくなっているX字状

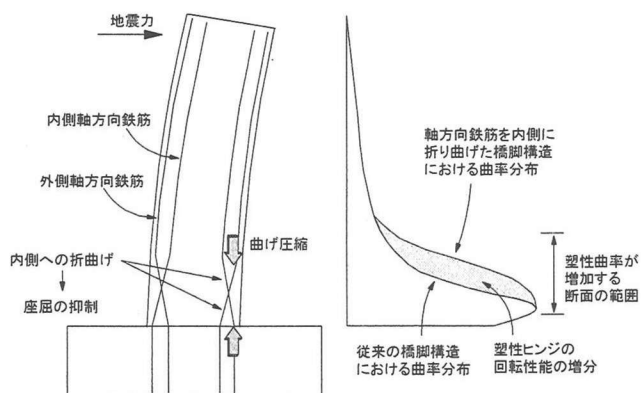


図-1 軸方向鉄筋を塑性ヒンジ領域でX字状にクロスさせた橋脚構造

に交差させている断面がクリティカルとなる（最初に終局曲げモーメントに達する）断面となるようにする。

- ③軸方向鉄筋がX字状に交差している断面では、それらの軸方向鉄筋を取り囲むように帯鉄筋を配置し、軸方向鉄筋の外側へのはらみ出し抑制の効果を高めている。

一方、図-2は、軸方向鉄筋を2段に配置した鉄筋コンクリート橋脚構造を示したものである。従来構造との違いは、2段目に配置される軸方向鉄筋を断面の内部の方に配置している点にある。従来は、軸方向鉄筋は断面の外側に配置する方が曲げ耐力を大きく確保することができるため、2段配筋の場合、通常、内側の軸方向鉄筋はできるだけ断面の外側に近い位置に配筋される。しかしながら、上述したように、軸方向鉄筋の座屈抑制という観点からは、軸方向鉄筋の外側にあるかぶりコンクリートが厚い方が有利になると考えられる。ただし、すべての軸方向鉄筋を従来よりも断面の内側に配置すると、有効高さが小さくなるため、その分曲げ耐力が低下してしまう。そこで、本構造では、軸方向鉄筋の一部を断面の内部の方に配筋している。本構造のポイントとそのねらいを整理すると、以下ようになる。

- ①一部の軸方向鉄筋は座屈しにくくするため、そのかぶりコンクリート厚を大きく確保すべく、従来よりも断面の内側に配置している。
- ②外側に配置する軸方向鉄筋の本数を減らし、軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出す力を小さくしている。

3. 模型供試体の設計と載荷方法

(1) 模型供試体の設計

図-3～5は、実験に用いた模型供試体の諸元を示したものである。断面は1辺が600mmの正方形で、基部から載荷点までの高さは3010mmである。ここで、供試体番号は、本研究で実施している一連の供試体番号となっているため、番号が不連続となっている。

No.0供試体は、本研究において基準としている標準的な曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚模型であ

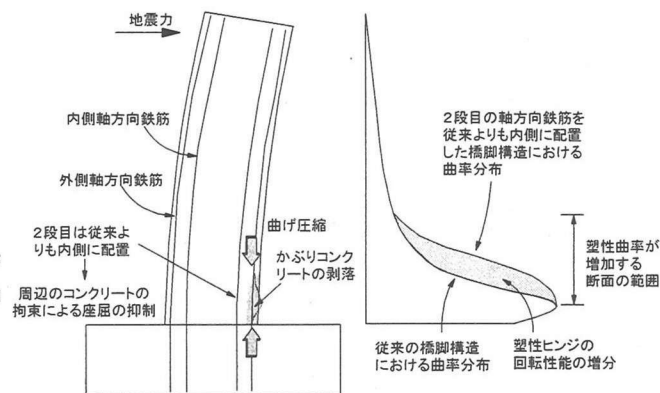


図-2 2段目の軸方向鉄筋を断面内部に配置した橋脚構造

り、軸方向鉄筋としては、最外縁から40mmの位置にD10が均等な間隔で合計48本配置されている。帯鉄筋は、D6鉄筋を高さ方向に75mm間隔で配筋している。

No.4供試体は、軸方向鉄筋を2段に配置し、基部から1D (D:断面寸法)の高さの範囲において、2段に配置した軸方向鉄筋をX字状に交差させたモデルである。本供試体の設計においては、下記の点に留意して軸方向鉄筋の設計を行った。

- ①正負交番載荷実験においてクリティカルとなる断面を、軸方向鉄筋がX字状に交差している断面となるようにするとともに、塑性ヒンジ領域において軸方向鉄筋の座屈が抑制されるように、内側と外側に配置する軸方向鉄筋量のバランスとそれらの配置位置に配慮した。

- ②橋脚の地震時保有水平耐力が、基準となるNo.0供試体と同等となるようにした。

その結果、最外縁から40mm内側の位置に12本のD10の軸方向鉄筋、また最外縁から120mm内側の位置には24本のD13の軸方向鉄筋を配置し、それらを基部から高さ600mmの位置でX字状に交差させ、内側の軸方向鉄筋は最外縁から40mmの位置、外側の軸方向鉄筋は最外縁から120mmの位置において、それぞれフーチングに定着させた。

No.5供試体でも、No.4供試体と同様に軸方向鉄筋は2段に配置しているが、軸方向鉄筋は曲げ加工することなく、まっすぐにフーチングに定着させている。本供試体の設計においては、下記の点に留意して軸方向鉄筋の設計を行った。

- ①軸方向鉄筋量の増加が顕著とならない範囲で、軸方向鉄筋の一部を従来よりも断面の内側に配置し、かぶりコンクリートが剥落しても、内側に配置した軸方向鉄筋は露出しないように配慮した。

- ②橋脚の地震時保有水平耐力が、基準となるNo.0供試体と同等となるように、軸方向鉄筋の量を調整した。

その結果、最外縁から40mm内側の位置に24本のD10の軸方向鉄筋、また最外縁から120mm内側の位置に20本のD13の軸方向鉄筋を配置することとした。基準となっているNo.0供試体との軸方向鉄筋の配置に関する違いとしては、No.0供試体における半数に相当す

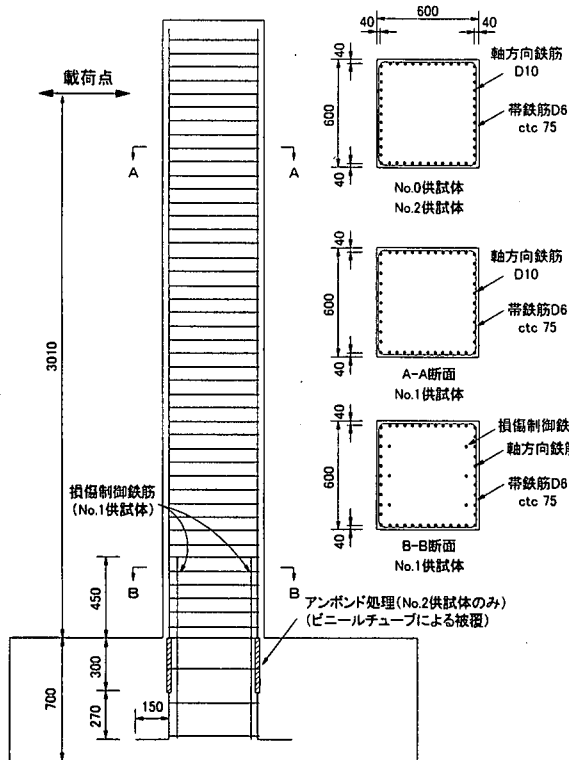


図-3 No. 0 供試体の構造諸元

る軸方向鉄筋が断面の内側の方に移動し、有効高さが小さくなった分だけ鉄筋量を増加させた点だけである。なお、本供試体では、内側の軸方向鉄筋量と外側の軸方向鉄筋量の比率はおよそ2:3程度になる。

(2) 載荷方法

載荷は、降伏変位の整数倍毎の水平変位を正負交番に与えていく変位漸増繰り返し方式で行った。ここで、各載荷ステップにおける載荷繰り返し回数は3回とした。また、降伏変位は、弾性範囲内での載荷によって得られたデータや予め計算して求めている降伏水平耐力の計算値等を基に、いずれの供試体とも11.5mmとした。なお、死荷重反力による軸応力として1N/mm²に相当する軸力を与えた。

4. 水平力-水平変位の関係と損傷の進展

図-6~8は、実験により得られた載荷点における水平力と水平変位の関係の履歴曲線を示したものであり、履歴曲線の包絡線を各供試体と比較すると図-9の通りである。また、図-10は水平力-水平変位関係の履歴曲線から各載荷ステップにおける履歴吸収エネルギーを計算し、これを各供試体間で比較したものである。ここで、履歴吸収エネルギーは各載荷変位における1サイクル目の履歴曲線を基に算定した。

従来タイプの軸方向鉄筋配置としたNo. 0供試体では、 $5\delta_y$ の変形までは水平ひびわれ程度の損傷であったが、 $6\delta_y$ の載荷で基部から高さ約300mmまでの範囲においてかぶりコンクリートのはらみ出しが生じ始め、その3サイクル目の載荷で水平力の低下が生じた。そして、 $7\delta_y$ の変形で軸方向鉄筋が大きく座屈

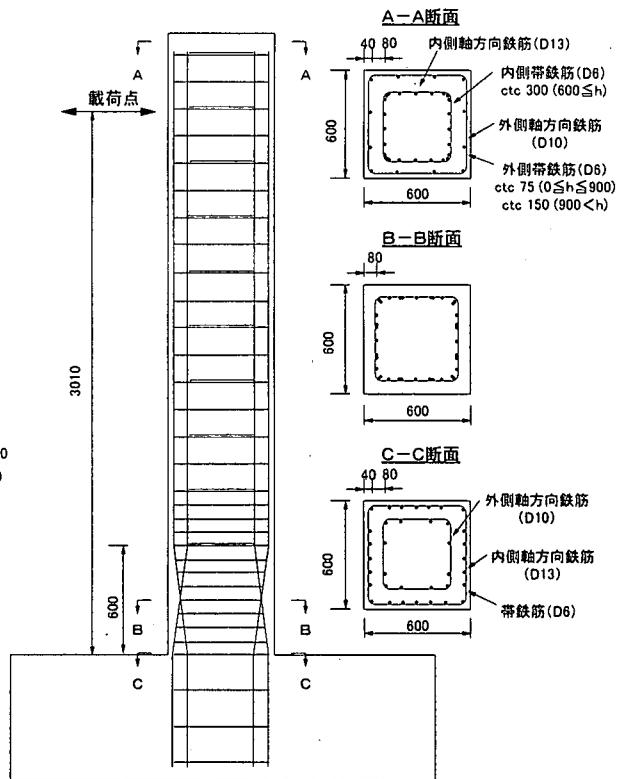


図-4 No. 4 供試体の構造諸元

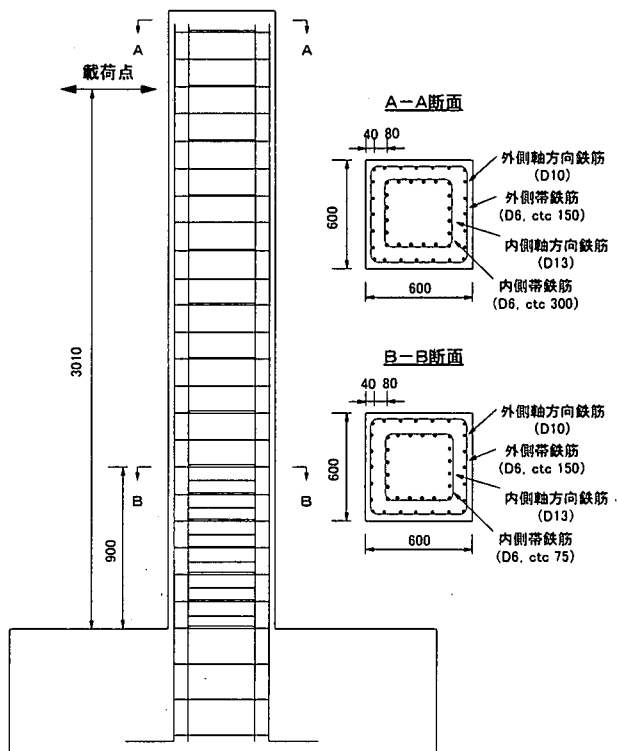


図-5 No. 5 供試体の構造諸元

するとともに、損傷が内部コンクリートにまで進展した。

軸方向鉄筋の座屈抑制効果の向上を図ったNo. 4試体では、 $6\delta_y$ の載荷まで水平ひびわれの進展が続き、主として基部から200~350mmの高さの断面付近に大きなひびわれ幅を有するひびわれが生じた。No. 0供試体に比較して高い位置の断面に大きなひびわれが

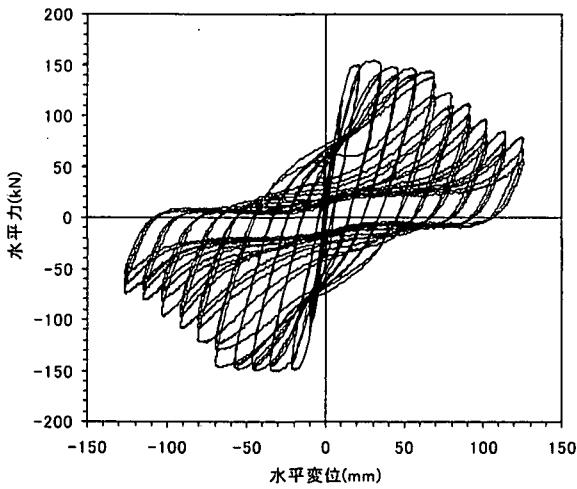


図-6 水平力-水平変位関係の履歴曲線 (No. 0 供試体)

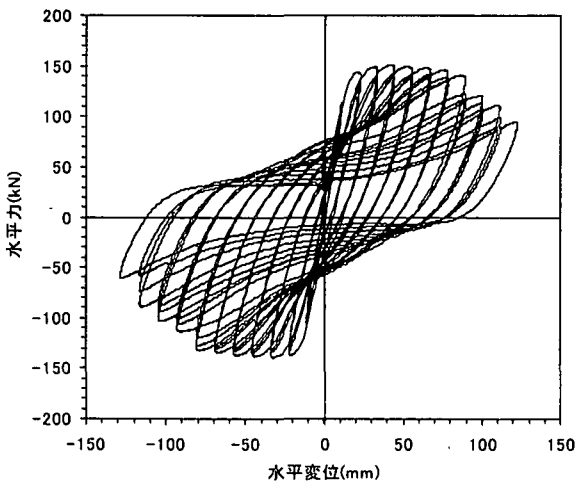


図-7 水平力-水平変位関係の履歴曲線 (No. 4 供試体)

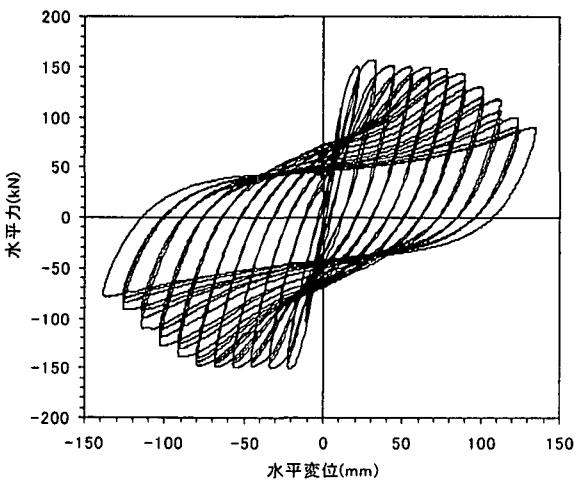


図-8 水平力-水平変位関係の履歴曲線 (No. 5 供試体)

生じたのは、2段の軸方向鉄筋をX字状に曲げて交差させ、その交点がクリティカル断面となるようにしたためである。7 δ_y の載荷でかぶりコンクリートがわずかに盛り上がったが、履歴曲線のループ形状にその影響は見られない。そして、8 δ_y の載荷で基部から高さ300mm付近までの範囲においてかぶりコ

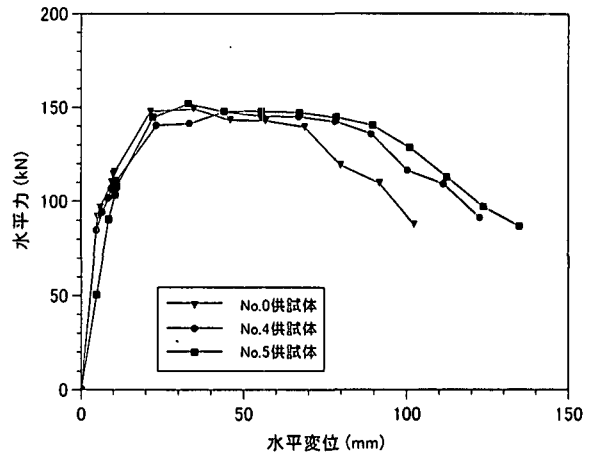


図-9 履歴曲線の包絡線の比較 (正側載荷)

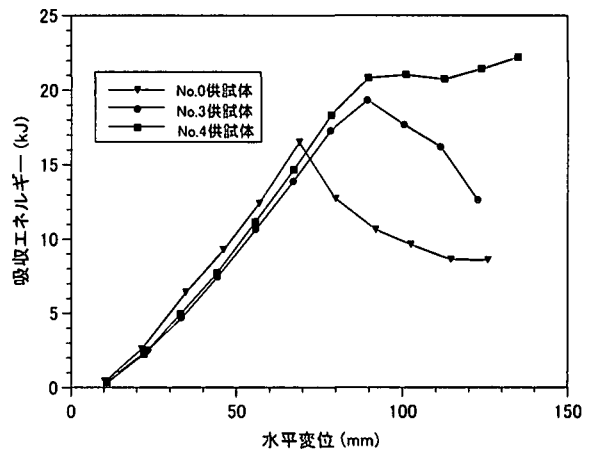


図-10 吸収エネルギーの比較 (1 サイクル目)

ンクリートが剥落して水平力が低下し始めた。その後は、かぶりコンクリートが剥落した範囲において損傷が内部コンクリートにまで進展し、それに伴って水平力が低下した。本供試体に対しては10 δ_y の変形まで載荷を行ったが、軸方向鉄筋の破断は生じなかった。

本供試体では、塑性変形性能を表わす一つの指標である水平力が低下し始める時の水平変位が約90mmであり、基準となるNo. 0 供試体よりも約30%大きくすることができた。これは、損傷域において軸方向鉄筋を断面内部の方向に向かって傾斜させた配筋構造としたことにより、曲げ圧縮力が作用しても、圧縮側の軸方向鉄筋は外側へは座屈しにくくなり、従来の配筋構造としたNo. 0 供試体よりも軸方向鉄筋の座屈抑制効果が高くなったためと考えられる。

一方、No. 5 供試体では、No. 4 供試体と同様に6 δ_y の載荷まで水平ひびわれの進展が続き、主として基部からの高さが70mm前後、150mm前後、300mm前後の断面付近に大きなひびわれが分散して生じた。7 δ_y の載荷では、橋脚基部の隅角部で、局所的にかぶりコンクリートがわずかに剥落した。ただし、有意な水平力の低下は生じてなく、また履歴曲線のループ形状にも特段の変化は見られないため、これは耐震性に影響を及ぼすようなかぶりコンクリートの剥

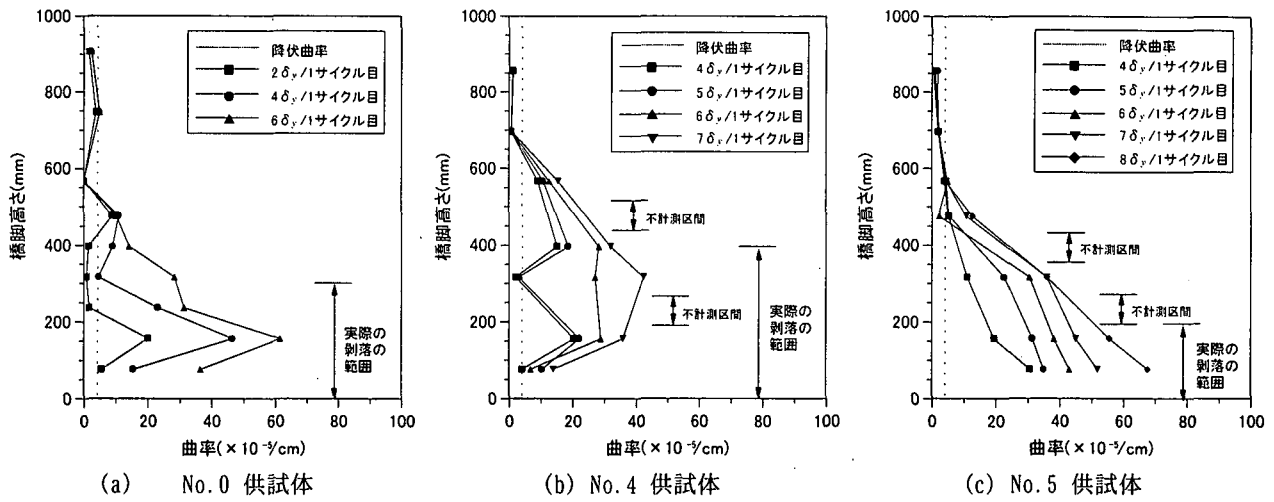


図-11 曲率の進展とその分布

落とは区別できる損傷と見られる。No.0 供試体と比較してひびわれが分散して塑性変形性能が向上したのは、最外縁に近い位置に配置する軸方向鉄筋の量を減らしたことによって、軸方向鉄筋がその座屈によってかぶりコンクリートを押し出す力が小さくなったためと考えられる。そして、 $8\delta_y$ の载荷で、基部から高さ 150mm 付近までの範囲において外側に配置した軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出しながら座屈した。この時、内側に配置した軸方向鉄筋は内部コンクリートに取り囲まれており、まだ露出していない状況であった。ここで注目すべき点は、外側の軸方向鉄筋には座屈が生じたにも関わらず、水平力-水平変位の関係の履歴曲線には明確な変化はなく、比較的安定した履歴ループを維持していることである。No.0 供試体に対する実験結果からわかるように、一般に、軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落するような損傷が生じると、水平力-水平変位の関係の履歴曲線の形状が紡錘形から逆S字形へと変化する。これは、ひとたび座屈した軸方向鉄筋に引張変形を与えても、軸方向鉄筋がまっすぐになるまでは引張抵抗力が十分に発揮できず、その間は曲げ抵抗モーメントが小さくなるためである。しかしながら、No.5 供試体では、全軸方向鉄筋量の約 $3/5$ を断面の内部に配置し、最外縁に近い位置に配置する鉄筋の量を No.0 供試体よりも減らしたことにより、内部に配置した軸方向鉄筋が座屈せずに有効に引張抵抗力を発揮し、外側の軸方向鉄筋が座屈しても直ちには水平力の低下には至らなかったものと考えられる。

$9\delta_y$ の载荷になると、その繰り返し载荷による水平力の低下が顕著となってきた。外側の軸方向鉄筋の座屈はさらに大きくなり、内部のコンクリートに損傷が進展していったが、内側の軸方向鉄筋は依然露出してなく、座屈は確認されなかった。また、この载荷ステップにおいては、外側の軸方向鉄筋の破断は生じなかった。そして、 $10\delta_y$ の载荷により、外側の軸方向鉄筋が合計 5 本破断し、水平力がさらに低下した。ただし、内側の軸方向鉄筋の座屈は、

$10\delta_y$ の変形を与えても生じず、水平力こそ低下したが、履歴ループは紡錘形の形状をしており、安定した復元力特性が確保されている状態であった。

このように、座屈する軸方向鉄筋の割合を少なくすることにより、水平力が低下し始める時の水平変位を約 100mm にまで向上させることができた。これは、基準となる No.0 供試体よりも約 40% 大きい値である。また、水平力が低下し始めた後も、内側の軸方向鉄筋が座屈せずに有効に機能するため、図-10 からわかるように、高いエネルギー吸収性能を保持し続けている。一般に、断面外側に配置された軸方向鉄筋が座屈し始めると、No.0 供試体のように载荷 1 ループで吸収するエネルギー量が低下してくるが、そのような低下が生じないのも本橋脚構造の大きな特徴の 1 つである。

5. 塑性ヒンジ領域における曲率分布

図-11 は、各供試体の曲率分布を示したものである。ここで、曲率計測のためにセットした変位計の不具合により、No.4 供試体では基部からの高さが 197~277mm の区間ならびに 437~517mm の区間の 2 計測区間、No.5 供試体では 197~277mm の区間ならびに 357~437mm の区間の 2 計測区間で、それぞれ曲率の計測が適切にできなかった。したがって、当該区間における曲率の計測値のプロットはせず、その上下の計測区間の曲率を直線で結んで示している。なお、図中には材料の実勢強度を用いて計算した降伏曲率の計算値も示している。

これより、No.0 供試体では基部から高さ 150mm 付近の断面で曲率が最も大きく、それよりも上方の断面では徐々に曲率が小さくなるような分布となっている。

これに対して、No.4 供試体では、橋脚基部に近い断面では、载荷点における水平変位が大きくなって曲率が進展せず、主として基部からの高さが 120~440mm の区間の断面において曲率の塑性化が進展していることがわかる。これは、No.4 供試体では、

基部から 300mm の高さの断面がクリティカルとなるように軸方向鉄筋の配置を設計したためであり、その断面付近で塑性化が生じていることが確認される。

また、No. 4 供試体においては高さが 437~517mm の区間において曲率の計測ができなかったため、塑性曲率がどの高さの断面まで生じていたかについては明言しにくいものの、No. 0 供試体の場合よりも高い位置の断面まで塑性曲率が生じていると言える。これは、X字状の配筋によって軸方向鉄筋の座屈がNo. 0 供試体よりも抑制され、塑性ヒンジの高さが長くなったことによるものと考えられる。

No. 5 供試体では、実際に生じたかぶりコンクリートの剥落範囲は基部から200mm程度の高さまでであり、他の供試体よりも狭い範囲でしか損傷していないが、塑性曲率は、この剥落範囲よりもさらに上方にまで進展していることがわかる。剥落した範囲が狭くなったのは、外側の帯鉄筋の間隔を150mmに広げたため、外側の軸方向鉄筋はこの範囲でしか座屈しなかったためであるが、内側に配置した軸方向鉄筋の座屈が生じなかったことにより、剥落が生じた区間にひずみが局在化せず、曲げ塑性変形の増加に伴って、順次上方の断面へとひずみが配分されたものと考えられる。

このように、軸方向鉄筋の座屈を抑制させることは塑性変形性能を向上させるための有効な方策であり、その効果は塑性ヒンジ長が従来構造よりも長く確保できるという点に現れることが曲率分布からも確認できた。

6. 結論

本研究では、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形メカニズムを踏まえ、軸方向鉄筋の座屈発生をできる限り抑制できるような軸方向鉄筋の配置方法について検討を行うとともに、その橋脚構造の塑性変形性能を模型供試体による実験により確認するとともに、従来の橋脚構造の塑性変形性能との比較を行った。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橋脚に大きな曲げ塑性変形が正負交番に作用した場合においても、軸方向鉄筋の座屈の発生を遅らせることを目的として、図-1および図-2に示すような軸方向鉄筋の配置方法を提案した。
- ②軸方向鉄筋を2段に配置し、外側ならびに内側に配置された軸方向鉄筋を塑性ヒンジとなる断面領域においてX字状にクロスするように折り曲げて配筋して座屈しにくくした橋脚構造、2段に配置した軸方向鉄筋のうち、内側の軸方向鉄筋を従来よりも断面の内部の方に配置し、座屈する軸方向鉄筋の本数を低減させた橋脚構造とともに、軸方向鉄筋の座屈が抑制され、従来の軸方向鉄筋の配置とした曲げ破壊型の橋脚構造よりも塑性変形性能が30~40%程度向上した。これは、軸方向鉄筋の座屈が従来構造よりも抑制され、引張側の軸方向鉄筋に生じるひずみの塑性化がより広い範囲に

生じるようになり、塑性ヒンジの長さが長く確保できるためである。

謝辞：本研究は、科学技術振興調整費「構造物の破壊過程解明に基づく生活基盤の地震防災性向上に関する研究」の一環として実施したものである。また、(社)土木学会技術推進機構に設置された「構造物の破壊過程解明に基づく生活基盤の地震防災性向上に関する研究」第3分科会第4班において貴重な意見を賜った。ここに、関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の向上策に関する実験的研究, 第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム, pp.135-140, 2000年3月
- 2) 運上茂樹, 星隈順一, 長屋和宏, 塩島亮彦: 曲げ損傷した鉄筋コンクリート橋脚の修復性能の向上策に関する実験的研究, 第2回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム, pp.157-162, 2000年3月
- 3) 運上茂樹, 星隈順一, 塩島亮彦: 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の向上とその評価, 第3回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム, pp.195-200, 2002年2月
- 4) 星隈順一, 長屋和宏, 運上茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1461-1468, 2000年3月
- 5) 浅津直樹, 運上茂樹, 星隈順一, 近藤益央: 軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究, 土木学会論文集, No.682/1-56, pp.177-194, 2001年7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