

円形断面 RC 橋脚に対するスパイラル筋の横拘束効果

Effect of Lateral Confinement by Spirals on Seismic Performance of Circular Reinforced Concrete Bridge Piers

松川亮平 *, 川島一彦 **, 堺淳一 ***, 庄司学 ****

Ryohei MATSUKAWA, Kazuhiko KAWASHIMA, Jun-ichi SAKAI and Gaku SHOJI

* 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻修士課程 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

** 工博, 東京工業大学教授, 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

*** 博 (工), 東京工業大学大学院, 日本学術振興会特別研究員 (同上)

**** 博 (工), 筑波大学講師, 機能工学系 (〒305-8573 つくば市天王台 1-1-1)

This paper compares the lateral confinement effect of spiral and hoops for cantilevered reinforced concrete bridge piers. Four reinforced concrete bridge pier models with the tie reinforcement volumetric ratio of 0.745% and 1.49% were constructed for a cyclic loading test. It was found from the test that the progress of failure and the lateral force vs. lateral displacement hysteresis are very similar between the specimens confined by spiral and the specimens confined by hoops. It was also found that under dense confinement by either spirals or hoops, the main reinforcements did not develop significant buckling and rupture. Consequently, it is apparent that the dense confinement is effective for ensuring high ductility in bridge piers.

Key Words: seismic design, reinforced concrete bridge pier, circular section, spiral reinforcement, hoop reinforcement, ductility

1. まえがき

米国では RC 橋脚の建設に際して, スパイラル筋を横拘束として用いる場合が多いのに対し, 我が国ではスパイラル筋はほとんど用いられてきていない。この理由は, 一般にわが国の RC 橋脚の方が米国よりも断面が大きく, スパイラル筋を用いることによる施工短縮上のメリットがないことや, 我が国では矩形断面が用いられる場合が多く, この場合にはスパイラル筋を使用できないためと考えられる。しかし, 曲げ保有耐力に対する軸方向鉄筋の配置は, 矩形断面でも円形断面でもそれほど変わるわけではないこと¹⁾, 横拘束効果の確保のためには円形断面橋脚のメリットは大きいこと等から, スパイラル筋を用いた円形断面橋脚の採用はわが国においても魅力のある選択肢の一つである。スパイラル橋脚の耐震性に対しては米国で多数の報告があり, たとえば, Laplace らは, スパイラル筋によって拘束した円形断面 RC 橋脚に対して振動台加振実験を行い, ドリフトが 12% と高い領域まで変形性能を有することを明らかにしている²⁾。

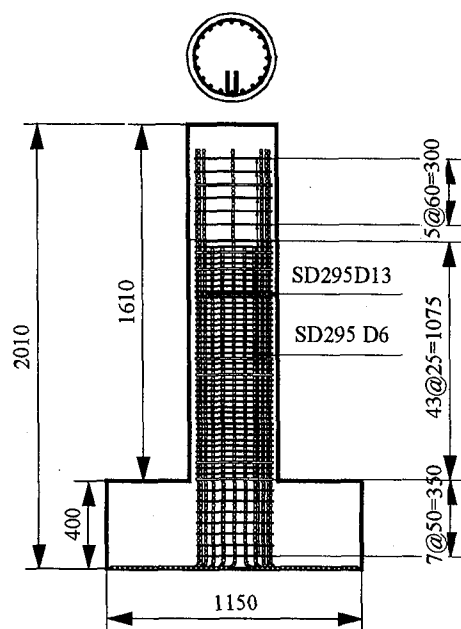
また, 米国ではコンクリートを横拘束すると同時に軸方向鉄筋の局部座屈を防止するために, スパイラル筋を非常に密に配置するが, どの程度までスパイラル筋を密

に配置するべきかはよく検討しておく必要がある。密にスパイラル筋を配置すれば, 軸方向鉄筋の局部座屈を抑え局所的な塑性回転性能は向上しても, 損傷が局所化するため, 結果的に RC 橋脚の変形性能は向上しない可能性も指摘されている⁴⁾。

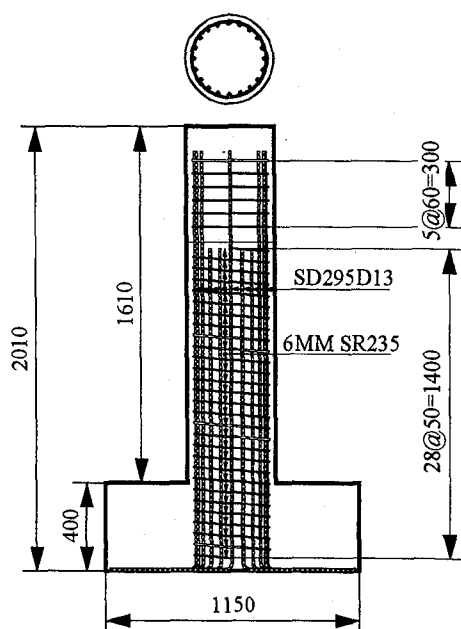
以上の問題意識から, 本研究では, 曲げ破壊先行型の単柱式 RC 橋脚にスパイラル筋を用いることにより横拘束効果に対してフープ筋との違いはあるのか, また, スパイラル筋を密に配置することにより塑性変形性能は向上するのかに着目し, 4 体の円形断面 RC 橋脚模型に対してくり返し載荷実験を行ったので, この結果を報告する。

2. 実験供試体および載荷方法

実験には, 表-1 に示すように直径 400mm, 高さ 1610mm の円形断面単柱式供試体を 4 体製作した。基部から水平力載荷点位置までの有効高さは 1350mm であり, せん断支間比は 3.38 である。スパイラル筋で横拘束した供試体とフーチングで横拘束した供試体が各 2 体ずつで, それぞれ橋脚躯体部での横拘束筋の間隔 s を 25, 50mm と 2 種類に変化させている。なお, フーチング内部ではいずれの場合でも 50mm 間隔で横拘束筋を配筋している。後



(a) H-25 供試体



(b) S-50 供試体

図-1 実験供試体の配筋

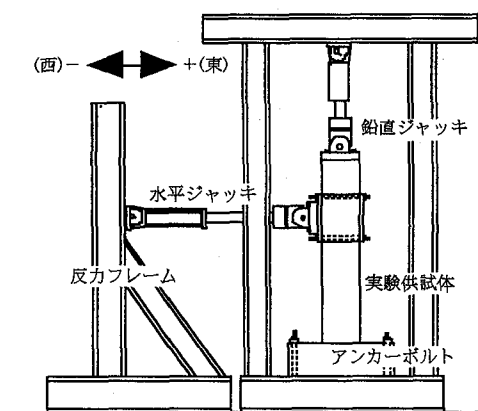


図-2 荷重装置

述するようにフーチングには損傷は生じていない。4 体の供試体はいずれもせん断耐力を大きく、曲げ破壊先行型になるように設計されている。横拘束筋の有効長（横拘束筋の中心間の直径）は 340mm であるから、次式による横拘束筋体積比 ρ_s は、1.49% ($s=25\text{mm}$)，0.75% ($s=50\text{mm}$) となる³⁾。

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \quad (1)$$

ここで、 A_h は横拘束筋の断面積、 s 、 d はそれぞれ横拘束筋の間隔、有効長である。図-1 は H-25 および S-50 供試体を示したものである。

スパイラル筋としては、SR235 で直径 6mm の丸鋼（降伏強度 $\sigma_{sy}=337\text{MPa}$ ）をらせん状に加工したものを用いた。スパイラル筋は、上端を供試体上部で、下端をフーチング底面でそれぞれコンクリートに定着した。一方、フープ筋は定着長を 100mm とし、90 度曲がりのフックを用いてコアコンクリートに定着した。図 1(a)に示すように、

フックは繰り返し荷重を加えた場合に圧縮側や引っ張り側となる面ではなく、これとは直角方向になる面に配置した。フックの位置に対してどの方向に繰り返し荷重を与えるかは、かぶりコンクリートやコアコンクリートの破壊が大きく進展した場合には重要である。しかし、後述するように、今回の実験では塑性ヒンジ領域における橋脚の損傷は小さく、このため、結果としてフックと載荷方向の関係は重要とはならなかった。

軸方向鉄筋としては D13-SD295A（降伏強度 $\sigma_{sy}=377\text{MPa}$ ）を 20 本配置した。軸方向鉄筋比は 2.02% である。フープ筋には SD295A で直径 6mm の異形棒鋼（降伏強度 $\sigma_{sy}=374\text{MPa}$ ）を用いた。コンクリートの呼び強度は 30MPa とした。載荷実験と同じ日に行った圧縮試験による橋脚躯体コンクリートの強度は表-1 に示すとおりであり、22~28MPa の範囲にある。

表 1 実験供試体

供試体	H-50	H-25	S-50	S-25
横拘束筋	帯鉄筋		スパイラル筋	
間隔(mm)	50	25	50	25
横拘束筋体積比(%)	0.745	1.49	0.745	1.49
コンクリート強度(MPa)	22.42	26.21	28.84	27.84

実験は図-2 に示すように東京工業大学の耐震荷重装置を用いて行った。以下では水平加振機を押す側（図-2 中の東向き）を正載荷、この反対側を負載荷（西向き）と呼ぶ。同一変位振幅におけるくり返し回数を 1 回として、一定振幅変位漸増方式により変位制御で荷重を加えた。正載荷側から載荷を始めることを基本としたが、H-25 供試体においては、誤って供試体の設置段階で正載荷側に約 30mm の水平変位を与えたため、本供試体のみ負載荷

側から載荷することとした。

一般にくり返し載荷では、降伏変位 δ_y の整数倍の振幅を与えることが多いが、 δ_y は載荷変位の基準を与えるに過ぎないことから、ここではドリフト $dr=0.5\%$ ($=6.75\text{mm}$)を基準とし、この整数倍の変位で制御することとした。ここで、ドリフト dr とはせん断支間長に対する水平力載荷点位置における水平変位の比である。載荷速度は、 $0.81\sim 8.91\text{mm/sec}$ (0.03Hz)である。本供試体では d_y は 20mm であるから、 d_y は約 $1.5dr$ となる。

都市高架橋の一般的な死荷重を想定して、実験時には橋脚天端に 1.13MPa に相当する一定圧縮軸力を作用させた。なお、鉛直加振機は回転自由なスイベルヘッドにより上端は載荷フレームに、下端は供試体頂部に固定されている。供試体頂部は載荷方向には水平加振機によって変位制御されているが、載荷直角方向には拘束されていない。このため、載荷の進展に伴って供試体基部の塑性化が進展すると載荷直角方向に供試体が残留傾斜し、このために終局状態を迎えた。載荷直角方向に変位を拘束しなかったのは、実際の単柱式RC橋脚においてもこの方向の変位拘束があるわけではないことを考慮したものである。

載荷実験では、断面の曲率を求めるために、橋脚基部から高さ $25\text{mm}\sim 325\text{mm}$ の範囲に 50mm 間隔で7本の鋼

棒を供試体に貫通させ、鋼棒の上下方向変位を銅板式変位計により計測した⁴⁾。これにより鋼棒に生じる回転角 θ_i が求められるため、次式によって基部から i 番目と $i+1$ 番目の鋼棒間の橋脚に生じる曲率 κ_i を求めた⁴⁾。

$$\kappa_i = \frac{\theta_{i+1} - \theta_i}{h_i} \quad (2)$$

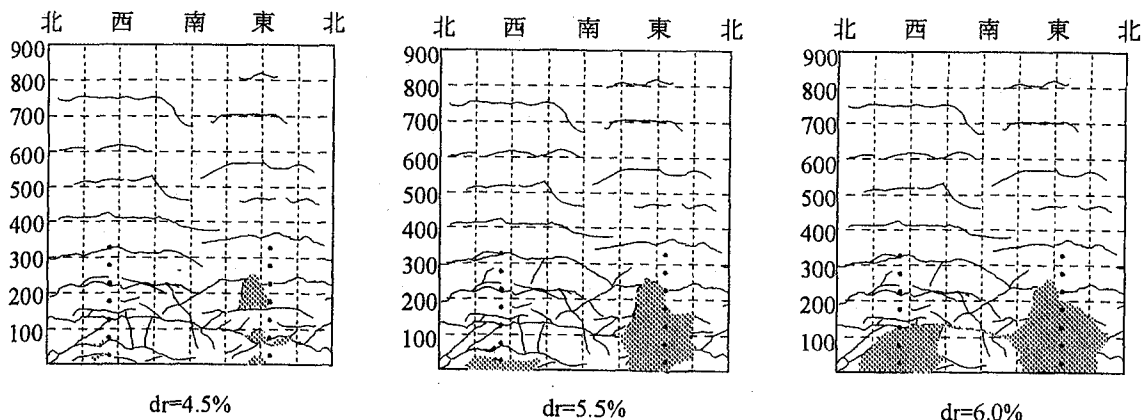
ここで、 θ_i は橋脚基部から i 番目の鋼棒の回転角、 h_i は橋脚基部から i 番目と $i+1$ 番目の鋼棒間の距離である。なお、載荷変位が大きくなった段階で、鋼棒の先端が変位計を拘束し、鋼棒の変位を正しく測定できなかった場合がある。このため、後述する曲率の解析ではこうした場合における曲率は示していない。

横拘束筋のひずみは、橋脚基部から 10mm 、 60mm 、 110mm 、 210mm の高さで、載荷面(W面)と載荷直角面(S面)の各2箇所において計測した。なお、ひずみゲージは横拘束筋の外側のみに貼付したため、軸ひずみと曲げひずみは分離できていない。

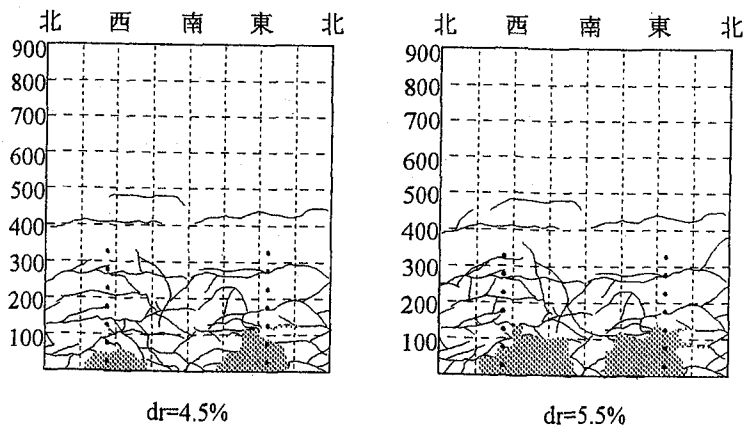
3. 破壊性状

(1) 損傷状況

横拘束筋体積比 ρ_s を 0.745% にした場合(50mm 間隔に横拘束筋を配置した場合)のH-50供試体とS-50供試体の損傷の進展状況を示すと図-3のようになる。いずれ



(a) フープ筋で横拘束した場合 (H-50供試体)



(b) スパイラル筋で横拘束した場合 (S-50供試体)

図-3 横拘束筋を 50mm 間隔で配筋した供試体の損傷の進展

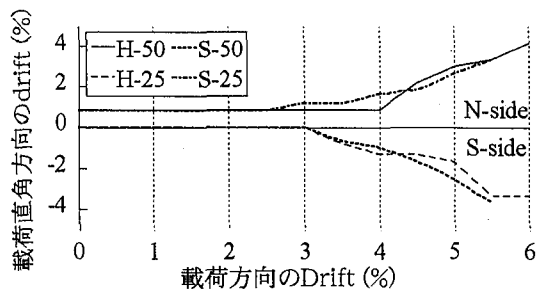


図-4 載荷方向への残留変位（ドリフト％）

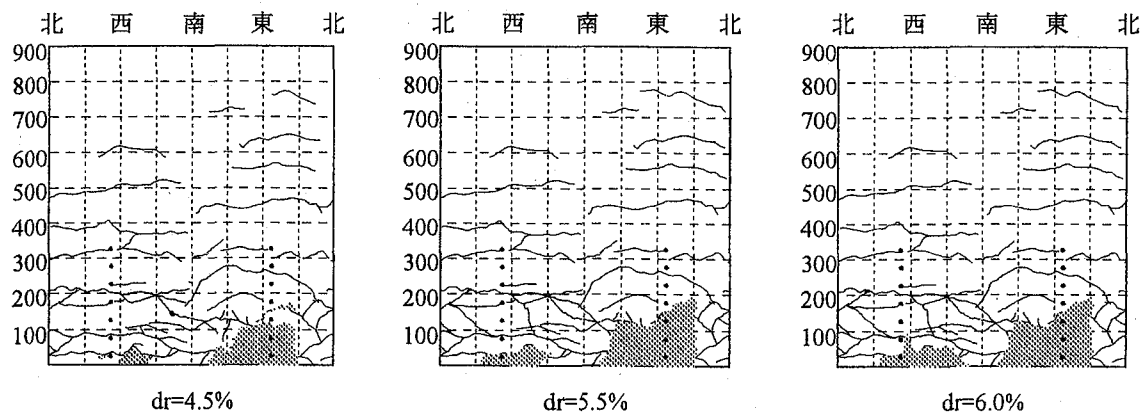
の供試体も載荷の進展とともに、まず、載荷面に曲げひび割れが発生し、これが進展し、やがて、ドリフト $dr=3\sim4\%$ になるとかぶりコンクリートが剥落する。載荷の進展とともに、かぶりコンクリートの剥落範囲は大きくなるが、実験後にかぶりコンクリートをはがして確認した結果、ドリフト $dr=5.5\sim6\%$ に達しても、コアコンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の座屈、軸方向鉄筋や横拘束筋の破断は生じていない。このため、後述するように、載荷が終了するまで耐力の急激な低下も生じていない。

しかし、図-4 に示すように、いずれの供試体において載荷の進展とおおむねドリフトで 3%あたりから橋軸直角方向に残留傾斜が生じ始め、ドリフト 5%の載荷時には残留傾斜をドリフトとして表すと 2~3%程度、ドリ

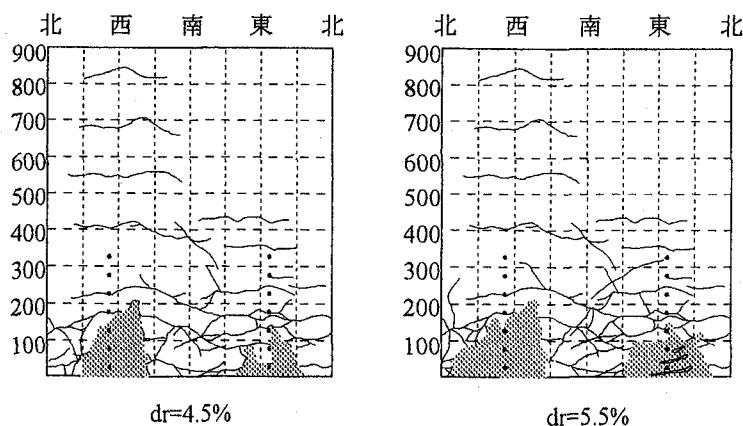
フト 6%の載荷時には残留変位をドリフトとして表すと 3~4%に達したため、載荷を打ち切った。載荷直角方向に供試体が傾斜したのは、上述したように載荷直角方向に拘束を与えておらず、基部の塑性化が進む結果、供試体が載荷直角方向に不安定になったためである。従来の実験では、載荷直角方向の変位を拘束した状態で実験された場合が多いが、実際の単柱式橋脚はこの方向の変位を拘束されておらず、残留傾斜は橋脚の耐震性確保や地震後の復旧上、重要である⁹⁾。

図-3 によれば、スパイラル筋で横拘束した場合には、フープ筋で横拘束した場合よりも、かぶりコンクリートの剥落がドリフトで 1%程小さい載荷変位の段階から生じたり、同じ載荷変位におけるかぶりコンクリートの剥落範囲がやや小さいと見ることもできるが、全体としてみれば損傷状況には大差はない。すなわち、式(1)による横拘束筋体積比 ρ_s が同じであれば、スパイラル筋とフープ筋の横拘束効果には大差はないといつてよい。

スパイラル筋を配置した場合には、塑性ヒンジ領域でスパイラル筋が破断するとこの影響はその前後に及び、コアコンクリートに対する横拘束が広範囲に失われるのではないかと予想されたが、今回の実験では上述したスパイラル筋が破断に至るまで載荷できなかったため、このような影響に関しては、検討できなかった。



(a) フープ筋で横拘束した場合 (H-25供試体)



(b) スパイラル筋で横拘束した場合 (S-25供試体)

図-5 横拘束筋を25mm間隔で配筋した供試体の損傷の進展

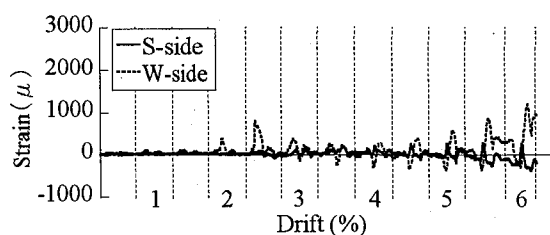
次に、横拘束筋体積比を 1.49%に高める（横拘束筋の間隔が 25mm の場合）とどのように損傷が進展するかを示した結果が図-5 である。ここには示さないが、H-25 供試体では、上述したように供試体の設置段階で $dr=2\%$ 程度に相当する変位を与えたために、ドリフト 2%程度まで W 面における曲げひび割れの数が他の供試体に比較して多かったが、これを別とすれば、損傷の進展は、H-25 供試体と S-25 供試体とでは顕著な違いは認められない。また、図-3 に示した H-50 供試体、S-50 供試体の場合ともおおむね同様な損傷の進展状況を示している。

横拘束筋を密に配置するほど、塑性ヒンジ領域の下部に損傷が集中するのではないかと考えられたが、今回の実験の範囲では損傷状況から見る限り、このような顕著な違いは認められなかった。

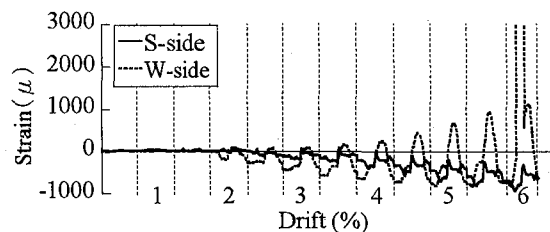
(2) 横拘束筋のひずみ

図-6, 7 は横拘束筋に生じるひずみを横拘束筋間隔が 50mm の場合と 25mm の場合に対してそれぞれ示した結果である。いずれの場合にも W 面（载荷直角面）と S 面（载荷平行面）でひずみを計測しているため、これらの比較を示している。いずれの場合にもドリフトが 4%程度までは横拘束筋に生じるひずみは数百 μ 程度と小さく、ドリフトが 5~6%に達してはじめて部分的に横拘束筋が降伏する程度である。これは、今回の载荷変位の範囲では著しいコアコンクリートの損傷が生じていないことによるものである。なお、部分的にひずみが圧縮側に生じている箇所もあるが、これは曲げひずみの影響が現れたことが原因の一つと考えられる。

同一高さの横拘束筋においても、場所によってひずみには有意な差が生じている。これは、円形断面において

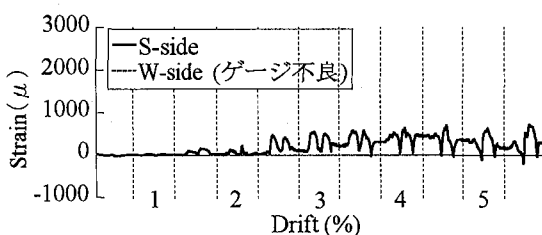


(a) 基部から 60mm 位置

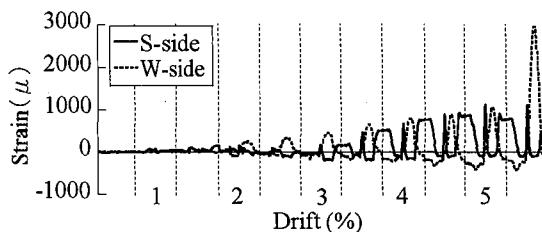


(b) 基部から 10mm 位置

(1) H-50 供試体



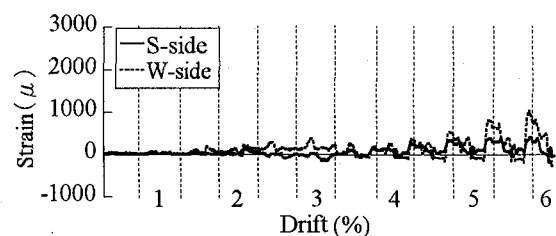
(a) 基部から 60mm 位置



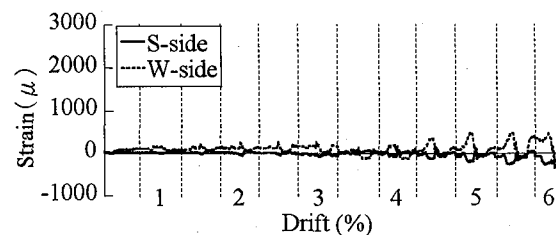
(b) 基部から 10mm 位置

(2) S-50 供試体

図-6 横拘束筋を 50mm 間隔で配置した場合の横拘束筋のひずみ

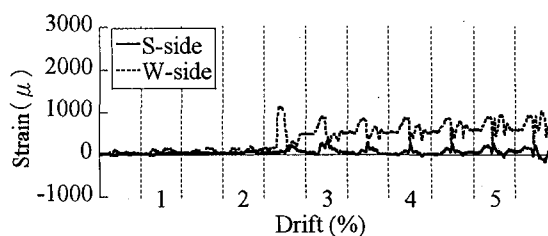


(a) 基部から 60mm 位置

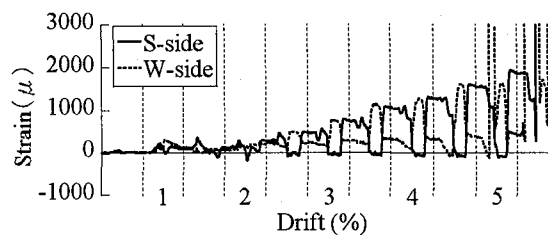


(b) 基部から 10mm 位置

(1) H-25 供試体



(a) 基部から 60mm 位置



(b) 基部から 10mm 位置

(2) S-25 供試体

図-7 横拘束筋を 25mm 間隔で配置した場合の横拘束筋のひずみ

は横拘束筋は一樣なフープテンションを受けると考えられてきたが¹⁾、実際にはこのように単純ではなく、場所によってフープテンションも変化する⁹⁾ことを示している。

横拘束筋に生じるひずみがフープとスパイラルによって異なるのか、横拘束筋の間隔によってどのように変化するのかが興味深いが、今回の実験ではこれらによる著しい違いは認められない。

(3) 曲率

図-8 は、供試体を貫通する鋼棒の上下方向変位から求めた塑性ヒンジ領域における曲げモーメント～曲率関係を示した結果である。曲率の値はどの範囲の鋼棒から求めるかによって異なり、一般に式(2)において間隔 h_i を小さくした方が曲率の定義には近づくが、回転角の測定精度の限界から、なめらかな履歴曲線が得られない⁴⁾。ここでは、 h_i として基部～75mmを取った場合の結果を示している。このため、この曲率はフーチングからの主鉄筋

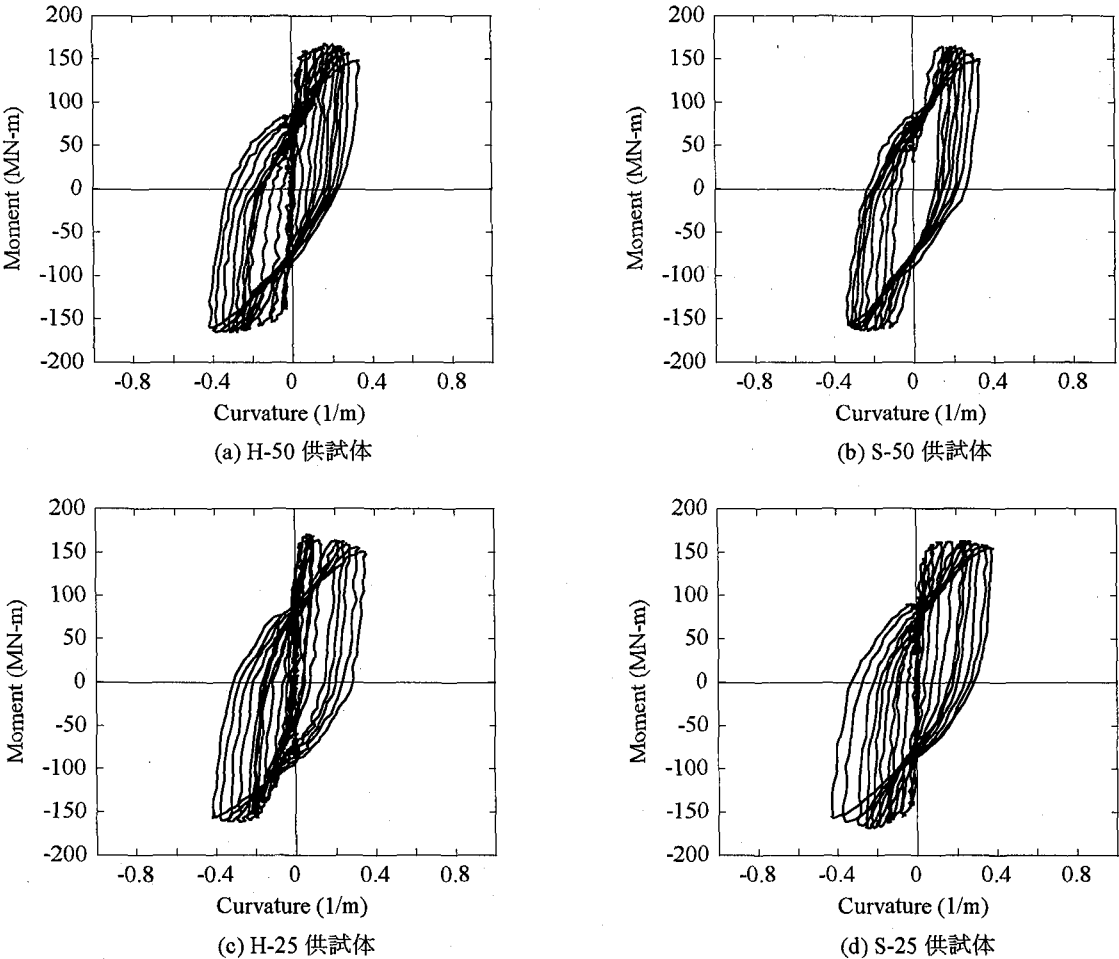


図-8 塑性ヒンジ領域における曲げモーメント～曲率関係 (橋脚基部～75mm 区間)

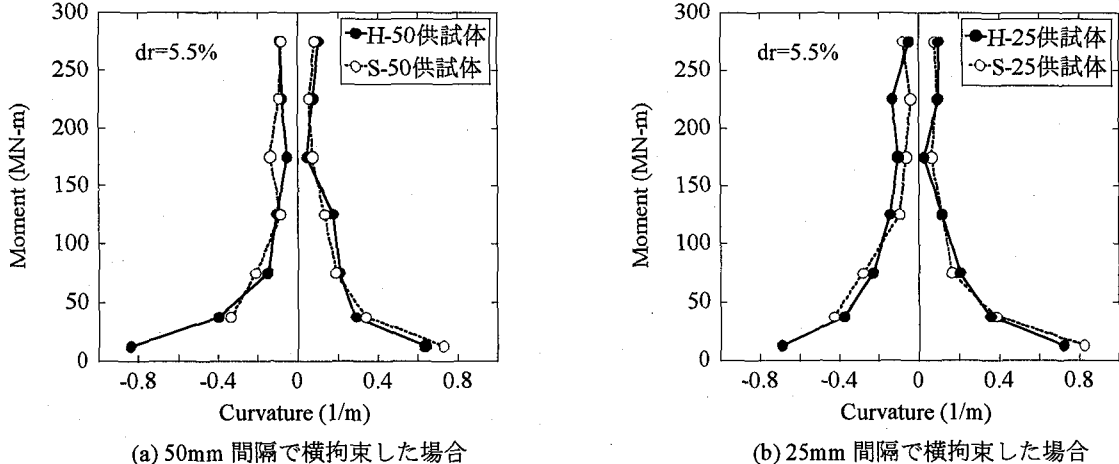


図-9 最大曲率の分布に及ぼす横拘束筋の種類及び配置間隔

の伸びだしの影響を含んだ値となっている⁷⁾。なお、S-50 供試体では、 $dr=1.5\% \sim 2\%$ におけるデータが正しく観測されなかったため、ここには示していない。図-8によれば、いずれの場合にもきれいな履歴特性を示しているが、履歴曲線の形状や最大曲率には横拘束筋の種類や間隔による顕著な違いは認められない。

最大曲率の高さ方向分布を示した結果が、図-9である。ここでは、式(2)における h_i として、基部 $\sim 25\text{mm}$ 、基部 $\sim 75\text{mm}$ 、 $25 \sim 125\text{mm}$ 、 $125 \sim 225\text{mm}$ 、 $175 \sim 275\text{mm}$ 、 $225 \sim 325\text{mm}$ 区間をとり、これらの区間に対して求めた曲率 κ_i をその中間高さにプロットしている。これによれば、曲率は橋脚基部から 100mm 程度の範囲に集中する。この傾向や曲率 κ_i の値は、横拘束筋の種類と配置間隔によって有意に変化していない。

4. 曲げ塑性変形性能・復元力特性

水平力載荷点位置における水平力～水平変位の履歴を示すと図-10 のようになる。これから、最大耐力をまとめた結果が表-2 である。図-10 において、S-50 供試体の履

歴曲線だけが多少角張っているが、これはデータのサンプリング間隔を他の3体より長くし過ぎたためである。

フープ筋を 50mm 間隔で配置した場合には、 $dr=1\%$ の段階で最外縁の軸方向鉄筋が降伏するが、これ以後も載荷に伴って順次内側の鉄筋が降伏していくため耐力は増加していき、最終的に $dr=1.5\%$ になった段階でおおむね耐力増加が一定（降伏水平耐力）になる。降伏水平耐力 P は正載荷側と負載荷側でそれぞれ 123.2kN 、 120.1kN である。その後、かぶりコンクリートが剥落しても耐力はほとんど低下せず、 $dr=6\%$ における水平力は、 116.5kN （正載荷側）、 126.2kN （負載荷側）と、降伏水平耐力の約 94% （正載荷側）、 105% （負載荷側）とほとんど変わらない。

表-2 最大水平耐力 (kN)

供試体		正載荷側	負載荷側	平均値
フープ筋	H-50	131.7	129.8	130.8
	H-25	127.1	134.0	130.5
スパイラル筋	S-50	129.3	128.1	128.7
	S-25	127.6	132.1	129.8

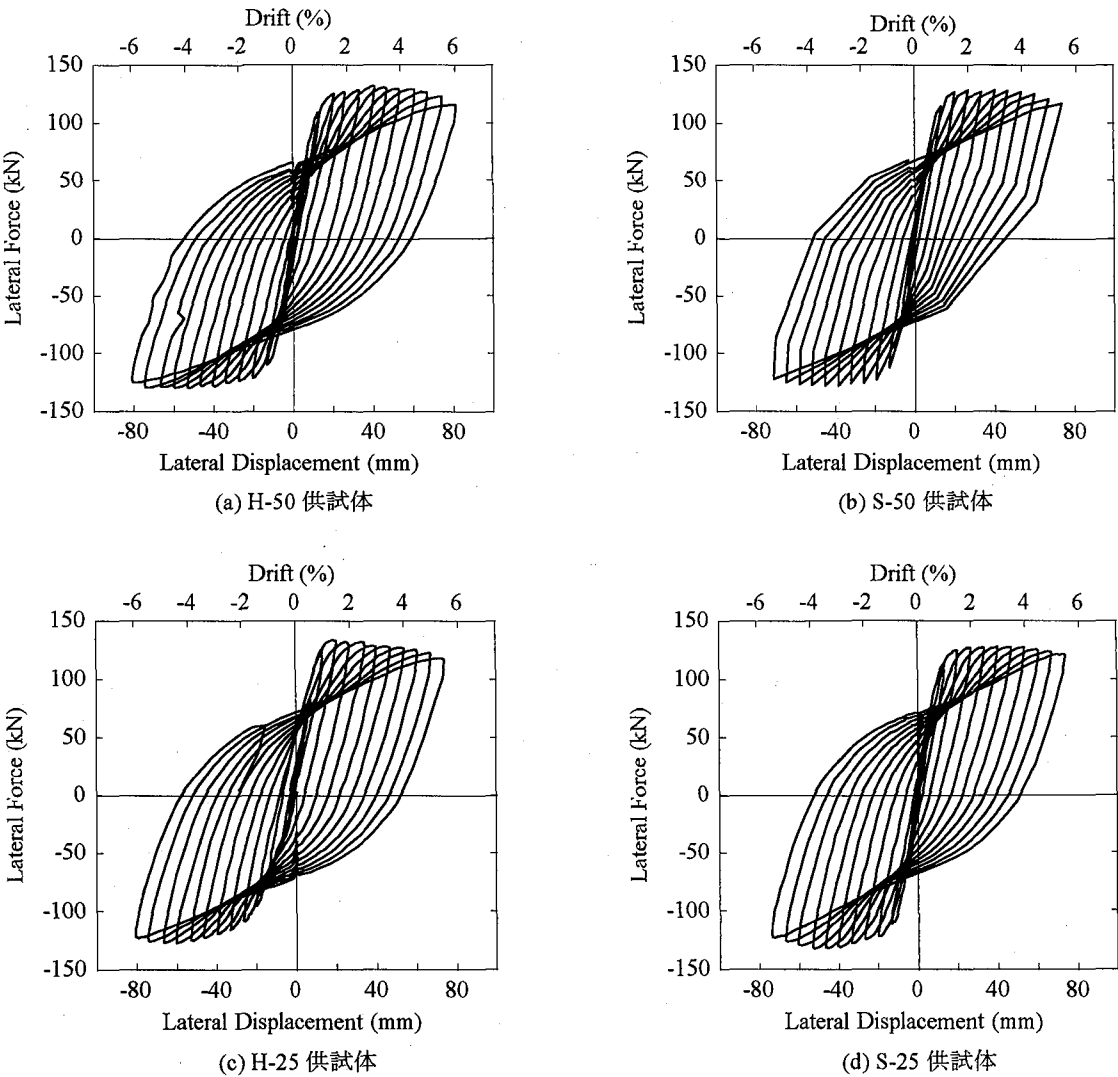
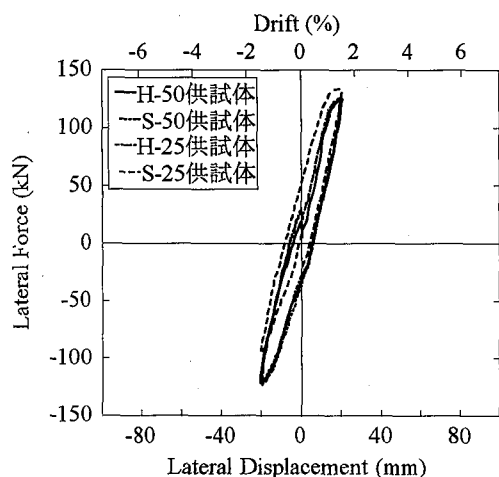
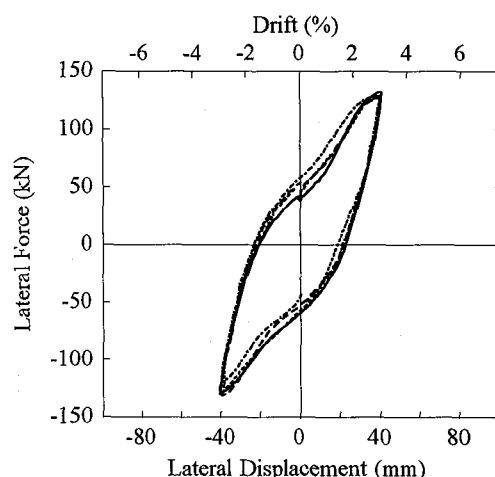


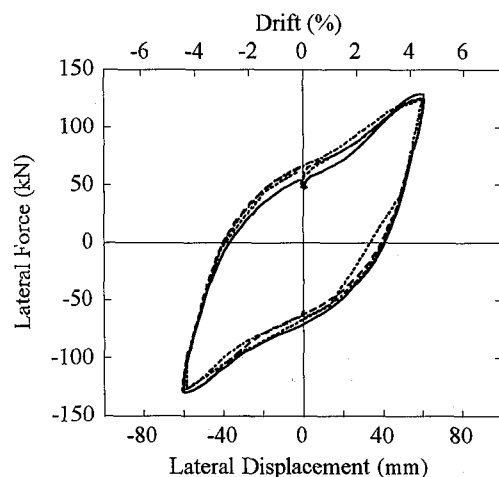
図-10 水平力～水平変位の履歴曲線



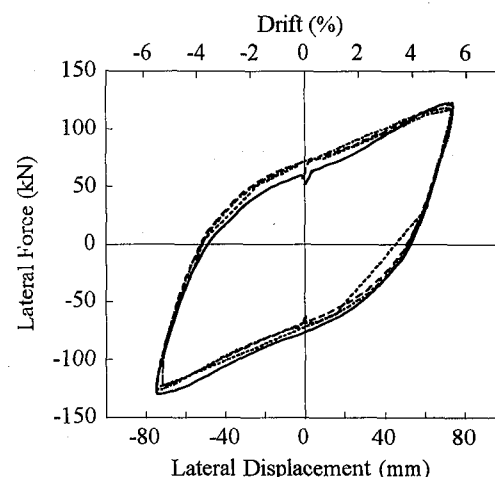
(a) $dr=1.5\%$



(b) $dr=3\%$



(c) $dr=4.5\%$



(d) $dr=5.5\%$

図-11 主要な載荷段階における履歴ループの比較

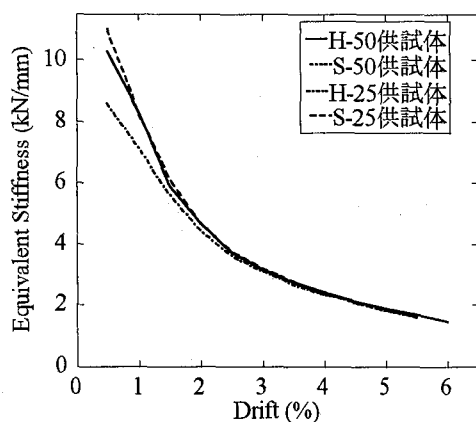


図-12 等価剛性

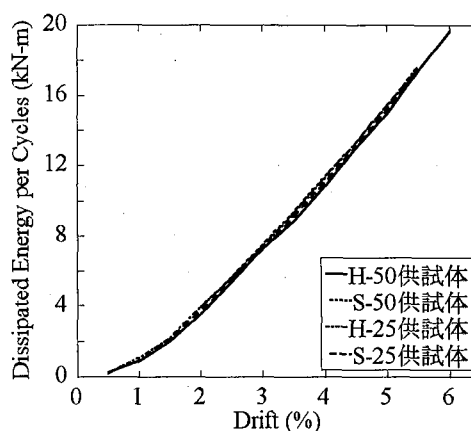


図-13 履歴吸収エネルギー

スパイラル筋を 50mm 間隔で配置した場合にも、 $dr=1.5\%$ で降伏耐力に達すること、そのときの耐力は 127.1kN (正載荷側), 123.2kN (負載荷側)であること、除荷、再載荷の履歴曲線の特性等は、H-50 供試体とほとんど変わらない。また、 $s=25\text{mm}$ とした H-25 供試体、S-25 供試体でも、こうした特徴に有意な差はなく、おおむね同様の特性を示している。なお、上述したように H-25

供試体では、実験開始前に正載荷側に $dr=2\%$ 程度に相当する変位を与えてしまった。 $dr=2\%$ までは負載荷側の水平力が他の供試体に比較して小さめになっているが、これにはこうした初期載荷の影響が表れている可能性がある。

いずれの供試体も、ドリフト $dr=5.5\% \sim 6\%$ で載荷直角方向に傾斜が残留したため載荷をうち切ったが、もし載

荷方向だけの変形性能に着目して荷重直角方向の傾斜を拘束すれば、さらに大きなドリフトに至るまで安定した履歴を示したと考えられる。

図-11 は、図-10 に示した履歴曲線の中から主要な荷重段階をとりだし、履歴ループが4 供試体間でどのように変化するかを示した結果である。いずれの荷重段階においても4 供試体の履歴はよく一致している。

5. 等価剛性及び履歴吸収エネルギー

図-12 は、荷重ステップごとに等価剛性を求め、これを4 供試体間で比較した結果である。ここで、等価剛性とは履歴曲線の正荷重側と負荷重側の最大変位点を結ぶ直線の勾配として定義している。また、図-13 は、荷重ステップごとに1 回の履歴による履歴吸収エネルギーを求めた結果である。H-25 供試体では、設置時に、降伏変位を超える変位が与えられたため、等価剛性が $d_r=0.5\% \sim 2\%$ の範囲では小さめに与えられているが、これを別とすれば、等価剛性、履歴吸収エネルギーに関しても、4 供試体間に有意な差はない。

6. 結論

本研究では、スパイラル筋で横拘束した場合の変形性能をフープ筋で横拘束した場合との比較によって明らかにすると同時に、横拘束筋（スパイラル筋、フープ筋）を横拘束筋体積比 ρ_s で0.745%、1.49%と高密度に配筋した場合の変形性能の向上効果に着目し、4 体の円形断面RC 橋脚模型に対するくり返し荷重実験を行った。本研究から得られた結論をまとめると以下のようになる。

(1) スパイラル筋を用いてもフープ筋を用いても、同じ横拘束筋体積比に相当する横拘束筋を配置すれば、損傷状況は同程度であり、塑性ヒンジ部の曲げモーメント～曲率関係、荷重作用点における水平力～水平変位の履歴特性には有意な違いは生じない。これから、スパイラル筋とフープ筋の横拘束効果にはほとんど違いはないと見ることができる。

(2)ただし、今回の実験では、スパイラル筋やフープ筋が破断することはなかったが、スパイラル筋が破断した後には塑性ヒンジ領域における横拘束が比較的広い範囲で失われる可能性がある。こうした影響に関しては、今後

さらに検討していく必要がある。

(3)横拘束筋体積比で0.745%、1.49%と高密度に横拘束すると、ドリフトで5.5~6%程度の荷重変位を加えても、主鉄筋は顕著な座屈を生じず、また、破断もしない。さらに、帯鉄筋もほとんど降伏しない。上記の横拘束筋体積比の範囲では、スパイラル筋、フープ筋いずれで横拘束した場合にも、橋脚の変形性に及ぼす横拘束筋体積比の影響は顕著ではない。

(4)荷重軸直角方向には拘束を加えなかったため、ドリフトが3%程度になると急速にこの方向に残留変位を生じ、ドリフト5%程度ではドリフトで2~3%程度に相当する大きな残留変位を生じ、結果的にこのために荷重をうち切らざるを得なかった。単柱式橋脚の耐震設計では、残留変位に十分に留意しておく必要がある。

謝辞：本実験に際しては、渡邊学歩、永井政伸氏をはじめとする東京工業大学土木工学専攻川島研究室のメンバーに御協力を得ました。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., 1996. (川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂, 1998)
- 2) Laplace, P. N., Sanders, D. H., Saiidi, M. S. and Douglas, B.: Shaking Table Testing of Flexure Dominated Reinforced Concrete Bridge Columns, Report No. CCEER 99-13, 1999.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.
- 4) 川島一彦, 庄司学, 榊原泰造：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研究, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 767-776, 2000.
- 5) Kawashima, K., MacRae, G. A., Hoshikuma, J. and Nagaya, K.: Residual Displacement Response Spectrum, Journal of Structural Engineering, ASCE, 124-5, pp. 523-530, 1998
- 6) 米田慶太, 川島一彦, 庄司学：炭素繊維シートを用いた円形断面鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強効果, 土木学会論文集, 682/I-56, pp. 41-56, 2001
- 7) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏：実大 RC 橋脚における軸方向鉄筋のフーチングからの伸びだし特性とその評価, コンクリート工学年次論文報告集, 22-3, pp. 1471-1476, 2000

(2001年9月14日受付)