

鋼製橋脚の耐震補強に関する実験

建設省土木研究所 西川和廣*・山本悟司*・上仙 靖*

新日本製鐵(株) 安波博道**

㈱横河ブリッジ 名取 暢***

兵庫県南部地震では鋼製橋脚が初めて大きな被害を受けた。鋼製橋脚の大地震時における応答および抵抗メカニズムやじん性の評価については未解明な点が多く、これらの特性を明らかにし、早急に設計法を確立する必要がある。「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」においては、鋼製橋脚は、コンクリートを充填することとしているが、既設橋脚では、コンクリート充填による耐荷力の上昇や剛性増加の応答への影響を考慮すると、基礎やアンカー部の補強を行う必要が生じる場合がある。現場施工の困難さを考えると、剛性および保有耐力の上昇を極力抑えた補強方法が望まれている。

そこで本研究では、鋼製橋脚の耐荷力を上昇させず、じん性のみを向上させるような補強方法を矩形断面、円形断面それぞれの橋脚に対して提案し、大型供試体を用いた準静的2軸繰返し載荷実験を実施して、その耐震性能向上効果を確認した。

1. はじめに

(1) 背景と目的

鋼製橋脚はこれまで大地震にさらされた経験がほとんど無く、兵庫県南部地震で初めて被害を受けたとあってよい。結果的に2基の被災例¹⁾を除き崩壊を免れたが、大地震時の応答および抵抗メカニズムやじん性の評価については未解明な点が多い。したがって、鋼製橋脚におけるこれらの特性を明らかにし、早急に設計法を確立する必要がある。

「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」^{2)・3)}においては、鋼製橋脚は、コンクリートを充填することによりじん性を確保することとしている。これは確実に高いじん性を得られる方法として、既の実験データがある程度存在していたことによるが、既設橋脚では、コンクリート充填により、耐荷力の上昇や剛性の増加の応答への影響を考慮すると、基礎やアンカー部の補強を行う必要が出てくるものと考えられる。現場での施工を考えると、基礎の補強は困難な場合もあり、剛性および耐

荷力の上昇を極力抑えた補強方法の確立が望まれている。

そこで本研究では、鋼製橋脚の耐荷力を上昇させず、じん性のみを向上させるような補強方法を考案し、大型供試体を用いた準静的2軸繰返し載荷実験を実施し、その結果耐震性能向上の効果を確認した。

(2) 鋼製橋脚の終局限界状態と補強の考え方

鋼製橋脚の終局限界状態については、今後も議論を要するところであるが、被災地における鋼製橋脚の損傷を見る限り、角溶接部が縦方向に裂け、4枚の補剛板が分離するような状況となった矩形断面橋脚以外は、かなりの局部座屈変形を生じたにもかかわらず崩壊には至っていない。したがって、今回のような大きな地震力に対して局部座屈を終局限界とすることは、必ずしも適当でないと思われる。

そこで本研究では、鋼製橋脚の終局限界状態を図-1に示すように想定することにした。すなわち、矩形断面橋脚については角溶接部が縦方向に裂ける状態、また、円形断面橋脚については、1箇所局部座屈に変形が集中し、橋脚が大きく傾いたり円周方向に割れが生じた状態とした。いいかえれば、損傷状況の観察から絶対に避けるべき状態を新たに終局限界状態と定義し直したものである。

キーワード：鋼製橋脚、じん性、終局限界状態

* 建設省土木研究所構造橋梁部、0298-64-4919

** 新日本製鐵(株)鉄鋼研究所、0439-80-2746

*** ㈱横河ブリッジ技術本部、043-247-8411

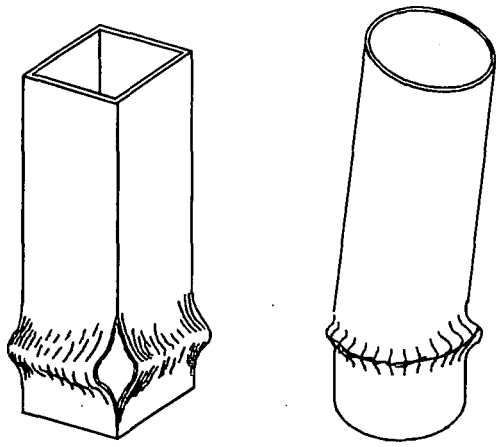


図-1 鋼製橋脚の終局限界状態

表-1 供試体の諸元

供試体	A (cm ²)	I (cm ⁴)	R _f	γ / γ^*	$\sigma_{y'}$ (kgf/cm ²)
No.2	378.4	480,480	0.51	0.91	3,864
No.3	455.2	566,520	0.26	0.37	3,755
No.4	481.6	652,808	0.51	0.91	3,779
No.5	485.4	661,327	0.51	0.91	3,770
供試体	A (cm ²)	I (cm ⁴)	R / t	$\sigma_{y'}$ (kgf/cm ²)	
No.6	444.3	434,189	28.1		3,514
No.7	444.3	434,189	28.1		3,548
No.8	251.9	250,023	50.0		2,961
No.9	251.9	250,023	50.0		2,849

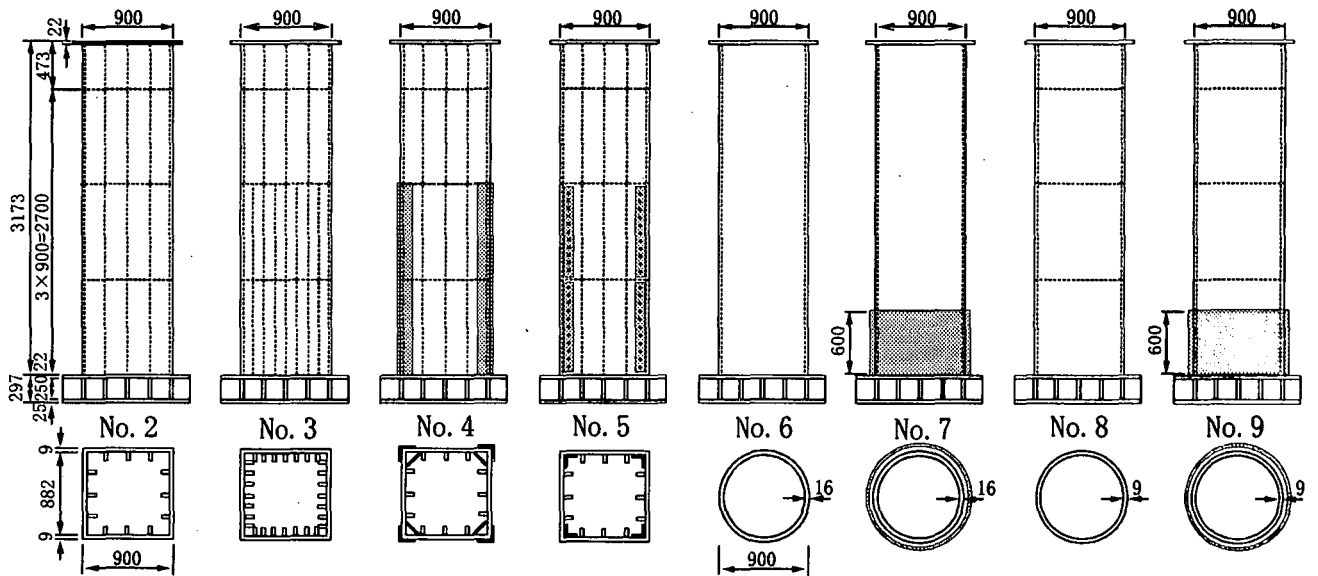


図-2 供試体の概略

次に上記の終局状態を防ぐことをねらった補強方法を考案した。

矩形断面橋脚では、崩壊を免れた橋脚では角部が座屈することなく健全であったことに注目し、角部を補強することとした。これは補剛板の局部座屈後も、角部が構成する4本柱と座屈した補剛板がブレースングとして働く安定な構造へ移行することにより、じん性の向上を図ることを期待したものである。

一方円形断面橋脚では、局部座屈発生後の変形の集中を回避し、変形領域を広げることによって、隙間を設けた鋼板巻立てによることとした。これは、局部座屈が発生し変形が一定値を超えると外側の鋼板の拘束効果が発揮され、座屈変形を制御するとともに、変形領域拡大によりじん性が向上することを期待したものである。

2. 実験方法

(1) 実験供試体

供試体は、図-2に示すように矩形断面4体および円形断面4体とし、そのうち矩形断面の1体および円形断面2体を基本供試体、残りの矩形断面3体および円形断面2体を補強を施したものとした。基本供試体の主要なパラメータは、既設鋼製橋脚を参考にして決定した^{4)・5)}。供試体の諸元を表-1に示す。ここで、Aは供試体の断面積、Iは断面2次モーメント、R_fは幅厚比パラメータ、 γ は縦リブ剛比、 γ^* は線形座屈理論に基づく最適剛比、R/tは径厚比、 $\sigma_{y'}$ は材料試験から得られた降伏応力度である。供試体高さは3470mmであり、断面は溶接の再現などを考慮してできるだけ大きな断面を与えることとした。

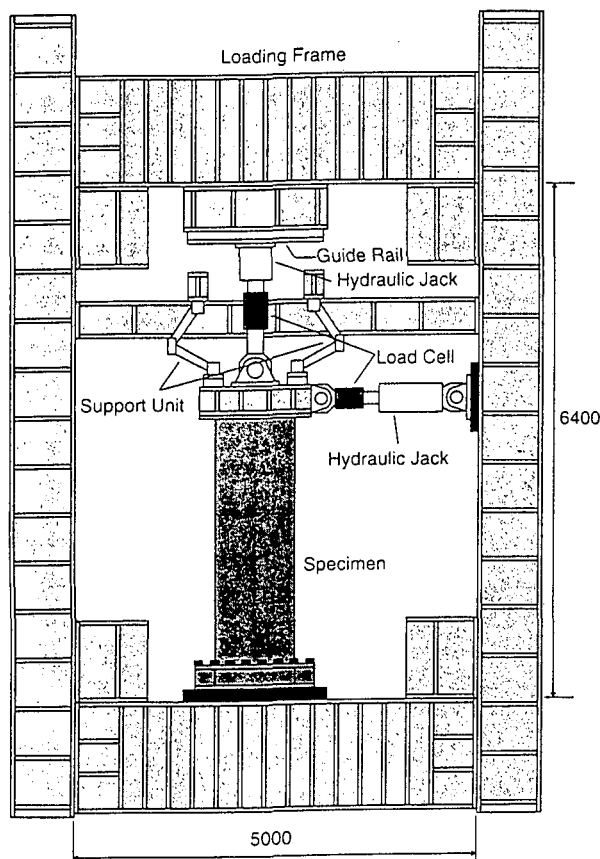


図-3 載荷装置図

矩形断面橋脚については、基本供試体（図-2のNo.2）の断面寸法が900mm×900mm，補剛板の板厚が9mm，縦リブの板厚が6mm，板幅が80mm，材質はSM490である。横リブダイヤフラムは900mm間隔とし，板厚は6mmである。基本供試体に補強を施した供試体は，補強材の断面積がほぼ等しくなるように設定した。No.3は縦リブを追加したものである。No.4は内側に閉断面となるようにコーナプレート，外側にアングルを想定した鋼板を溶接したものである。No.5はフィラープレートを通じてアングル材を高力ボルトで接合したものである。

円形断面橋脚については，基本供試体の直径が900mmであり，板厚が16mm，材質がSM490の供試体（No.6）と，板厚が9mm，材質がSS400の供試体（No.8）の2体である。補強はともに隙間を10mm確保し，板厚9mmの鋼板を巻立てた。巻立てた鋼板は，十分に局部座屈をカバーできるように高さ600mmとし，基部は脚の変形を拘束しないように溶接していない。

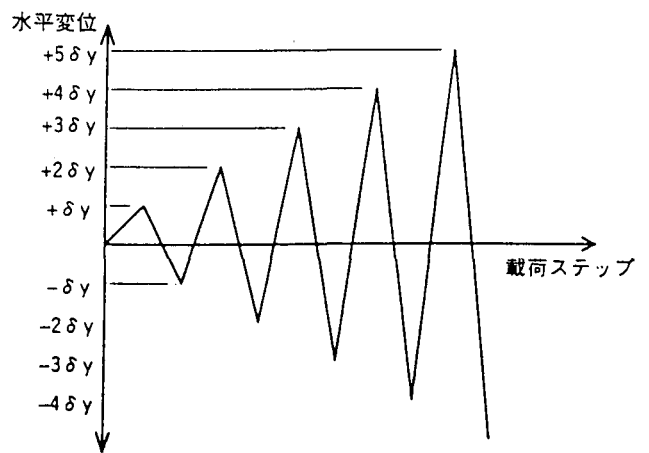


図-4 載荷方法

(2) 載荷方法

載荷は図-3に示すように載荷フレームに油圧ジャッキおよび供試体を水平に設置して行った。まず，供試体に全断面降伏荷重の15%の軸力を導入した。これは既設鋼製橋脚の平均的な値である^{4)・5)}。さらに，軸力を一定に保持しながら図-4に示すように水平荷重を漸次増加させながら，準静的に正負交番載荷した。δ_yを計算上供試体下端が降伏するときの水平変位として，δ_yを片振幅とする正負交番載荷後，±2δ_y，±3δ_y，±4δ_y，・・・というように，十分に大きな水平変位および変形が生じ，水平反力が降伏時の値より十分に下がるまで載荷を行った。各δ_yでの繰返し回数は，一般には3回ずつ繰返す方法が採用されているが^{6)・10)}，本実験では1回とした。これは鋼製橋脚においては，除荷剛性が高く，1回の繰返しによるエネルギーの吸収量がRC橋脚に比べて大きいというヒステリシスループの特徴から，変形が大きくなると両振り挙動をしにくいと推測されるためである。ハイブリッド試験や損傷状況もこのことを示していると考えられる^{11)・13)}。また，包絡線で地震時の応答を推定しようとする場合，繰返し回数1回でも安全側過ぎ，片振り試験でもよいのではないかという考え方もあり得る。

基本断面のδ_yは，次式により求めた。

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (1)$$

$$H_y = \left(\sigma_y - \frac{P}{A} \right) \frac{z}{h} \quad (2)$$

ここで、 σ_y は鋼材の降伏応力であり、荷重試験時には公称値として SM490 では 3200kgf/cm^2 、SS400 では 2400kgf/cm^2 を用いた。 H_y は水平荷重、 h は供試体高さ、 A は供試体断面積、 z は断面係数、 EI は供試体の曲げ剛性、 P は軸力である。補強断面については、基本断面の H_y を荷重したときの δ を δ_y とした。

3. 実験結果

(1) 変形の様子

a) 矩形断面供試体

No.2 では $\pm 3 \delta_y$ 時にそれぞれ圧縮側フランジ面が補剛板全体のモードで内側に座屈し始めた。 $\pm 4 \delta_y$ 時になるとウェブ面が圧縮側からふくらみ始めた。さらに、次第に角部のねじれが大きくなるように変形が進んだ。 $+ 6 \delta_y$ 時に角部に大きな圧縮ひずみが生じ、除荷時に横方向に割れが発生した。荷重は $+ 8 \delta_y$ まで行った。

No.3 では $\pm 4 \delta_y$ 時にそれぞれ圧縮側フランジ面が No.2 と同様に座屈し始めた。その後も No.2 とほぼ同様なモードで変形が進んだが、変形量は No.2 と比べて小さかった。 $+ 8 \delta_y$ 時に角部に大きな圧縮ひずみが生じ、除荷時に横方向の割れが発生した。荷重は $+ 9 \delta_y$ まで行った。

No.4 では $\pm 4 \delta_y$ 時にそれぞれ圧縮側フランジ面が補剛板全体の座屈モードで内側に座屈し始めたが、補強部分の変形は見られず、引張側になると変形が元に戻る挙動を示した。 $\pm 5 \delta_y$ 時にそれぞれ圧縮側のアングル材にふくらみが生じた。 $- 6 \delta_y$ 時、圧縮側アングルの局部的なふくらみが大きくなりアングルの角溶接部に溶接線に沿った縦割れが発生した。しかし、補剛板の変形量は No.2 と比較してかなり小さい。 $+ 7 \delta_y$ から $- 7 \delta_y$ に荷重中、圧縮側の本体角溶接部に縦方向の割れが発生した。荷重は $+ 9 \delta_y$ まで行った。

No.5 では荷重中、補強に用いた高力ボルトの滑りによる発生音が断続的に鳴り続けた。 $\pm 4 \delta_y$ 時に圧縮側フランジ面全体の座屈が始まり、縦リブ間の変形もみられた。角部は 90 度を保ったままねじれが大きくなり、実験終了時まで角部に割れは発生しなかった。荷重は $+ 9 \delta_y$ まで行った。

本実験では、想定した終局限界状態である、角部

が縦方向に裂ける割れを生じるような変形モードは基本断面で再現されなかったが、少なくとも No.4 および No.5 供試体の補強方法によれば、角溶接の縦方向の割れは防げるであろうことは容易に推察される。

b) 円形断面供試体

No.6 では $\pm 4 \delta_y$ 時にそれぞれ圧縮側に局部座屈がみられたが、 $\pm 6 \delta_y$ までは引張側になると変形が元に戻った。 $+ 7 \delta_y$ 時に座屈が全周にわたりつなごうとした。その後変形が次第に大きくなっていったが、割れが発生することはなかった。荷重は $+ 10 \delta_y$ まで行った。

No.7 では $- 6 \delta_y$ 時まで巻立て鋼板に変化はみられなかった。 $+ 7 \delta_y$ 時に圧縮側でわずかに変形がみられた。それ以降、巻立て鋼板のふくらみが徐々に進行した。荷重は $+ 12 \delta_y$ まで行った。

No.8 では $\pm 3 \delta_y$ 時にそれぞれ圧縮側に局部座屈がみられた。 $- 4 \delta_y$ 時に座屈が全周にわたりつなごうとした。その後変形が次第に大きくなっていったが、割れが発生することはなかった。荷重は $- 9 \delta_y$ まで行った。

No.9 では実験終了時まで巻立て鋼板にほとんど変化はみられなかった。荷重は $+ 12 \delta_y$ まで行った。

(2) 水平荷重—変位関係

各供試体の水平荷重—水平変位関係（ヒステリシスループ）を図-5 に、水平荷重—水平変位関係の包絡線を図-6 に示す。なお、水平変位は供試体基部の水平方向の移動と回転により供試体頂部に生じる水平変位を補正したものである。

矩形断面橋脚においては、基本供試体である No.2 と比較して、剛性、耐荷力ともに No.4 で最も大きくなり、続いて No.3、No.5 の順となった。荷重ピークを過ぎてからの劣化は、相対的に No.4 で大きく、No.5 で小さい。基本供試体に対する補強供試体の最大耐荷力は、No.3、No.4 および No.5 でそれぞれ約 1.3 倍、1.4 倍、1.1 倍となった。

円形断面橋脚においては、剛性および最大耐荷力は基本供試体と補強供試体と同様であり、局部座屈が巻立ての鋼板に接して初めて補強の効果が現れている。補強供試体のうち、巻立て鋼板の拘束効果が

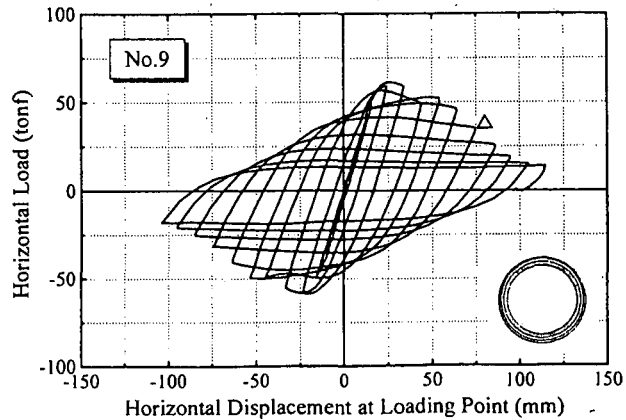
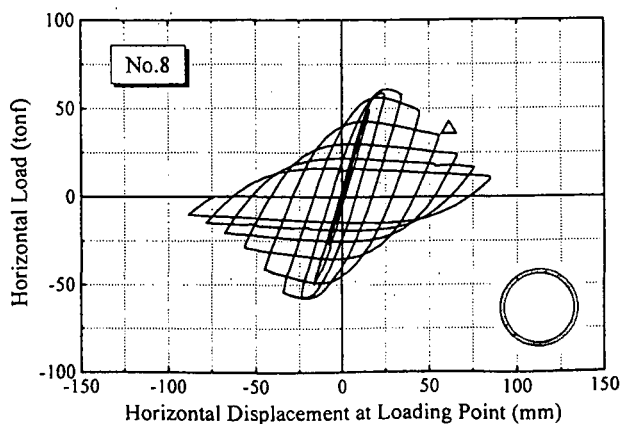
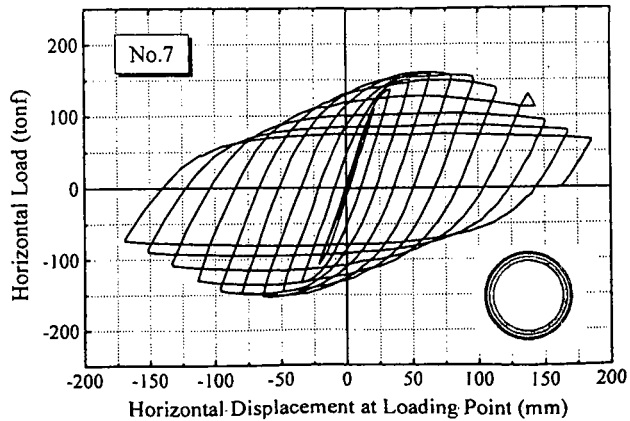
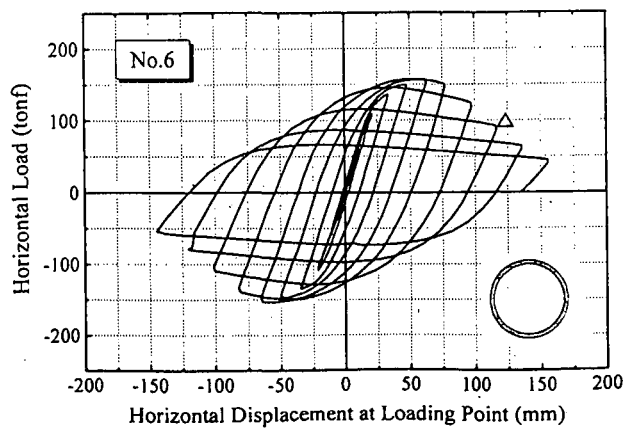
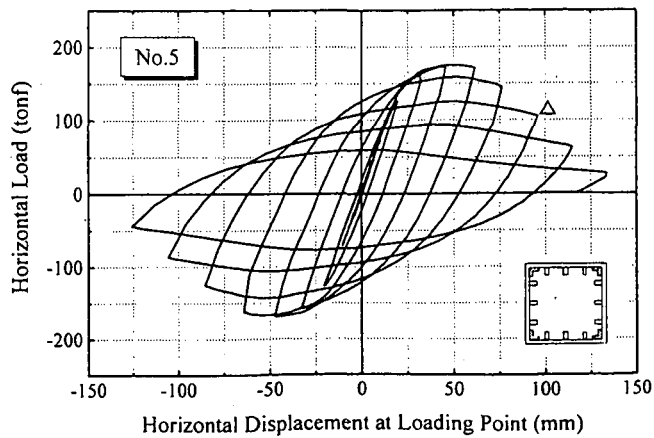
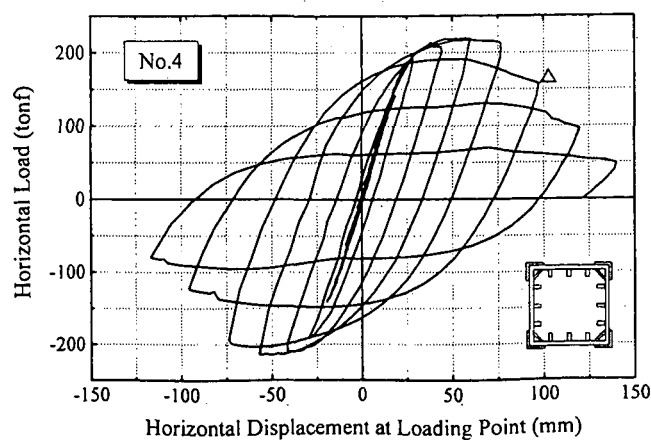
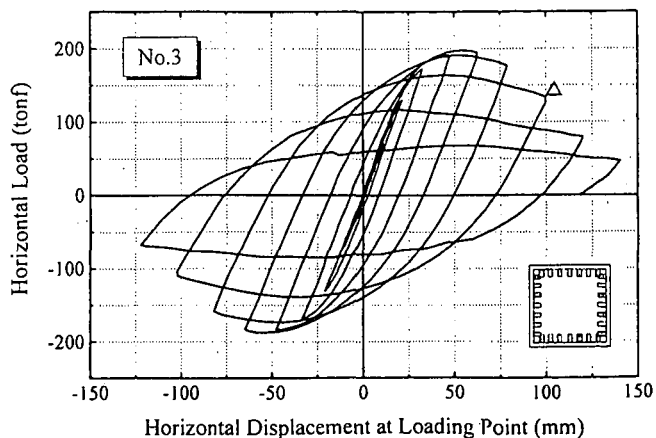
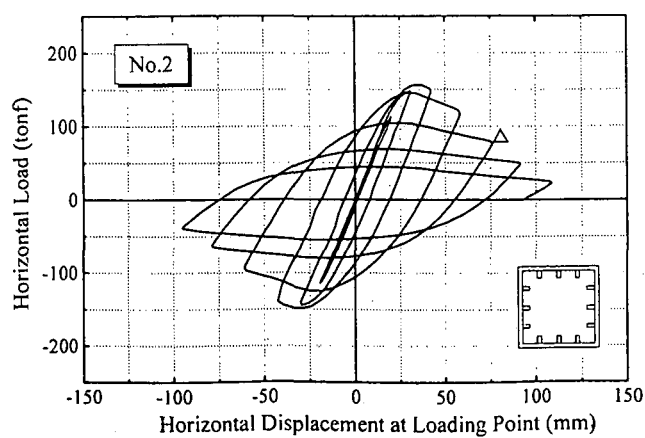


図-5 水平荷重-水平変位関係の履歴曲線

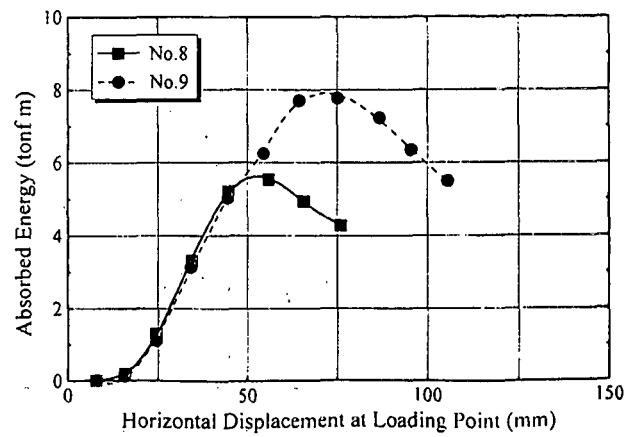
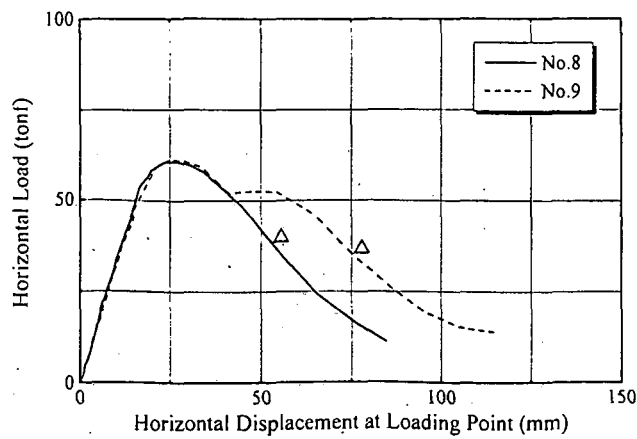
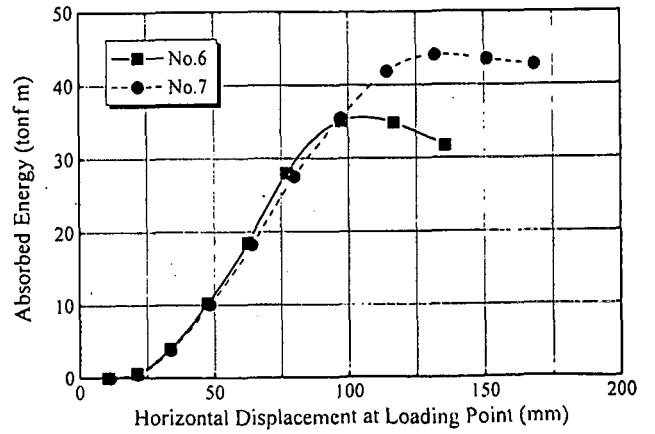
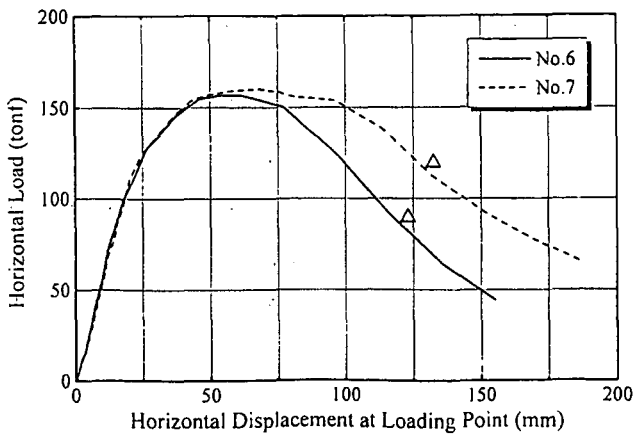
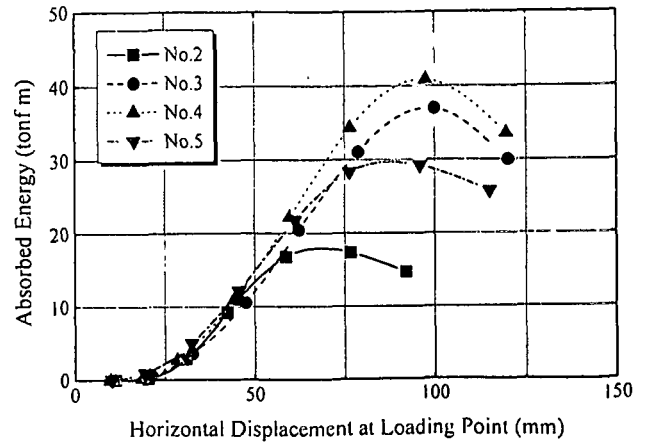
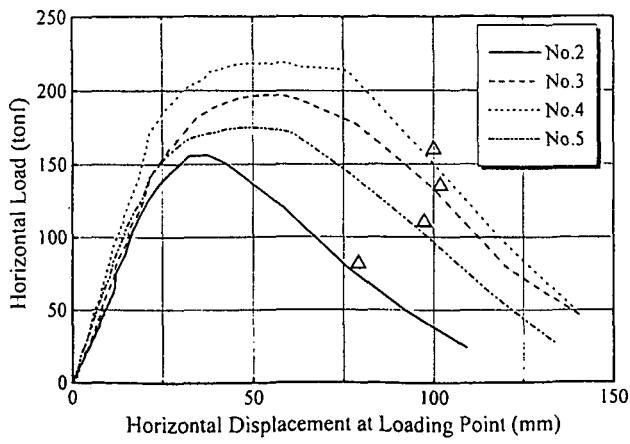


図-6 水平荷重-水平変位関係の包絡線

図-8 エネルギー吸収量

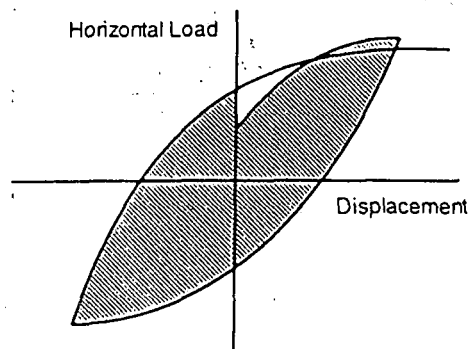
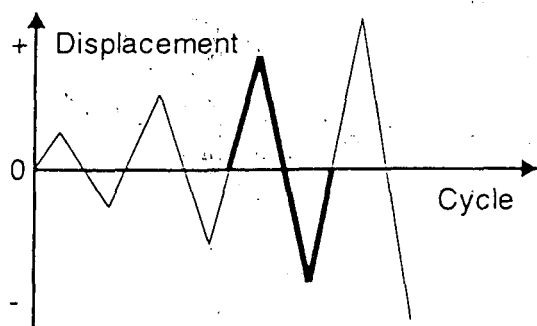


図-7 1サイクルのエネルギー吸収量

現れたのは、包絡線から No.7 では最大耐荷力付近、No.9 では耐荷力が減少してからと考えられる。したがって、板厚の小さい No.9 の隙間を小さくすることにより、さらにじん性の向上が可能であると考えられる。

(3) エネルギー吸収

図-7 に示すような1ループごとのヒステリシスループの面積、すなわちエネルギー吸収量を供試体のタイプ別に図-8 に示す。エネルギー吸収量最大時を図-5 および図-6 中に▽印で示す。エネルギー吸収量は、ピーク荷重後も増加し続け、最大となるのはピーク荷重をかなりすぎたところであることがわかる。降伏荷重まで下がってもかなりのエネルギー吸収能を有しているといえる。

4. まとめ

本研究では、鋼製橋脚の耐荷力の上昇を伴わずに、じん性を向上させる工法を考案し、大型供試体による準静的2軸繰返し載荷実験を行って、期待した効果を確認することができた。

矩形断面橋脚においては角補強を施すことにより、補剛板の局部座屈後にも角部が構成する4本柱と座屈した補剛板のブレーシング効果により安定した構造系を保つことが明らかとなり、じん性の向上が確認された。角補強の方法については、溶接により補強部材を取り付けると、断面定数の増加に応じて剛性および耐荷力が増加すること、これに対して高力ボルトにより補強部材を取り付けた場合には、大変形時に接合部の滑りを生じるため、剛性および耐荷力の上昇は抑えられるとともに、じん性については向上させる効果があることがわかった。

円形断面橋脚では、隙間を空け巻立てた鋼板の拘束効果により、局部座屈発生後の変形を制御し、変形領域を拡げることで、剛性および耐荷力を上昇させることなくじん性を向上させ得ることを確認できた。

今後、これらの工法によりじん性の向上を図った鋼製橋脚について、動的解析や疑似動的載荷試験を行うなどして定量的な評価を行い、鋼製橋脚の耐震設計の策定に活かしていきたいと考えている。

なお、ここまでの実験では矩形断面橋脚の角溶接

部が縦方向に裂けるような破壊モードは再現されていないが、今後、各種の条件を変えた実験を行い、角溶接部補強の信頼性を確認する予定である。

なお現在、鋼製橋脚の耐震設計法に関する共同研究を建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、(社)日本橋梁建設協会および(社)鋼材倶楽部の5機関で実施しており、本実験はその準備段階において計画されたものであることを付記する。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査中間報告書，平成7年3月。
- 2) 建設省：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様，平成7年2月。
- 3) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)，平成7年6月。
- 4) 中井 博，河井章好，吉川 紀，北田俊行，酒造敏広：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)，橋梁と基礎，Vol.16, No.6, pp.35-40, 1982年6月。
- 5) 中井 博，河井章好，吉川 紀，北田俊行，酒造敏広：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(下)，橋梁と基礎，Vol.16, No.7, pp.43-49, 1982年7月。
- 6) 宇佐美勉，水谷慎吾，青木徹彦，伊藤義人，安波博道：補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A, pp.105-117, 1992年3月。
- 7) 宇佐美勉，葛 漢彬，水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.39A, pp.249-262, 1993年3月。
- 8) 葛 漢彬，宇佐美勉，戸谷和彦：繰返し挙動を受けるコンクリート充填柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A, pp.163-176, 1994年3月。
- 9) 富永知徳，安波博道：厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A, pp.189-200, 1994年3月。

- 10) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 竹本潔史: 鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.507 / I - 30, pp.99-108, 1995年1月.
- 11) 才塚邦宏, 宇佐美勉, 木曾英滋, 伊藤義人: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.277-288, 1995年3月.
- 12) 宇佐美勉, 才塚邦宏, 木曾英滋, 伊藤義人: ハイブリッド地震時応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動, 土木学会論文集, No.519 / I - 32, pp.101-113, 1995年7月.
- 13) 宇佐美勉, 鈴木俊光, 伊藤義人: 実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.525 / I - 33, pp.55-67, 1995年10月.
- 14) 西川和廣, 山本悟司, 名取 暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集に投稿中.

EXPERIMENT ON SEISMIC PERFORMANCE OF STEEL BRIDGE PIERS

Kazuhiro NISHIKAWA, Satoshi YAMAMOTO, Yasushi JOHSEN,
Hiromichi YASUNAMI and Tohru NATORI

In Hyogo-ken Nanbu Earthquake of 1995, steel bridge piers were severely damaged for the first time. Seismic response, resistant mechanism and evaluation of the ductility of steel piers subjected to great earthquake have not been completely found. It is necessary to make clear of the characteristics of steel piers and to establish the design method.

In this research, large-scale biaxial static loading experiments are carried out and several reinforcing methods of steel bridges piers which includes rectangular section and circular section are investigated.