

鋼板貼付けによる既設円筒鋼製橋脚の補強法に関する実験的研究

忠 和男*、櫻井孝昌**、後藤芳顯***

*工修、豊田工業高等専門学校助教授、環境都市工学科（〒471-8525 愛知県豊田市栄生町2-1）

**工博、豊田工業高等専門学校教授、環境都市工学科（〒471-8525 愛知県豊田市栄生町2-1）

***工博、名古屋工業大学教授、社会開発工学科（〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町）

1995年の阪神・淡路大震災における円筒鋼製橋脚の崩壊は、橋脚の板厚変化部及び橋脚基部の応力集中部において局部座屈が生じ、これが進展するものが多く確認された。

本研究では、崩壊が橋脚アンカー部から起こらないように制御し、既設橋脚設計時の水平耐荷力の増加を一定限度内に抑え、靱性の向上を目指す補強法を検討した。この補強法として、地震時の水平力によって生じる局部座屈発生予想位置で必ず局部座屈を発生させ、橋脚の靱性を向上させる鋼板貼付けによる補強法を提案する。円筒鋼製橋脚を対象として、実構造物の縮小モデル（直径216.3mm、全長900mm、板厚2.5mm）を用いて、静的単調載荷と静的繰返載荷を行い実験及び数値解析で検討した。補強タイプの形状（貼付補強鋼板）を調節することによって、水平耐荷力の増加を10%以下にし、靱性を50%程度向上させることが可能であることを確認した。

Key Words: Experimental and Analytical study, Stiffening Method, Cylindrical Pier, Buckling,

1 はじめに

阪神・淡路大震災における円筒鋼製橋脚の崩壊は、橋脚の板厚変化部及び橋脚基部の応力集中部において局部座屈が生じ、これが進展するものが多く確認された。この震災の経験により、既設橋脚の補強に関しては、基礎部に過大な荷重負担をかけないで、橋脚部の靱性を向上させる必要性が指摘された。この目的に合った既設円筒鋼製橋脚の補強法に関する研究成果も報告されている^{1), 2), 3)}。

本研究では、崩壊が橋脚アンカー部から起こらないように制御し、既設橋脚設計時の水平耐荷力を越えることなく、靱性の向上を目指す補強法を検討した。そこで、補強法として、地震時に水平力が作用するとき生ずる局部座屈発生予想位置で必ず局部座屈を発生させ、ヒューズ的効果を発揮し、且つ橋脚の靱性を向上させる補強法を提案する。補強効果の評価は、耐荷力特性の比較や靱性特性から検討する。

本研究では、単調載荷と繰返載荷の耐荷力特性の比較、及び塑性域における靱性特性に注目し、実験および数値解析により検討した。

2. 実験

2.1 実験概要

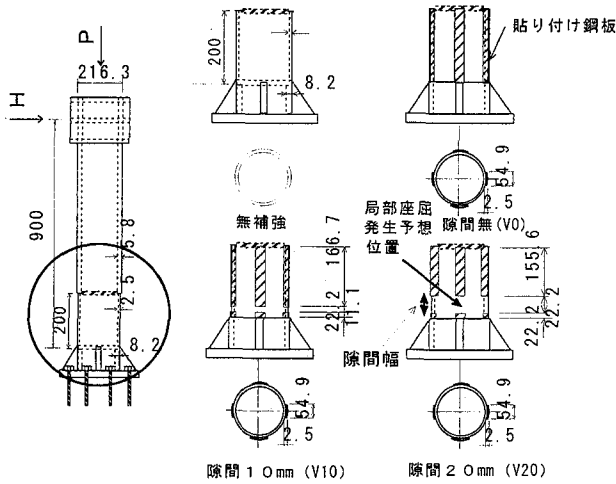
供試体は局部座屈の発生が予想される基部を実験の対象とし、寸法は実橋の1/10程度の縮小モデルとした。実験は鋼管供試体に補強鋼板を貼り付けない無補強（既設橋脚対応）、鋼管軸方向に補強鋼板を貼り付けたV0, V10, 及びV20について実験した。（尚、数値解析の場合、これらに対応する表記をS0, S10, S20とした。）載荷方法は単調載荷と繰返載荷の2通りとした。供試体本数は、計8体使用した。

2.2 供試体および引張試験

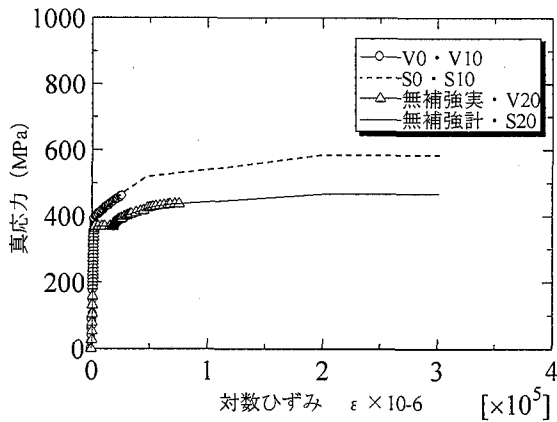
供試体は、図-1に示すような円筒供試体に補強を設けない無補強、鋼板貼り付け補強のV0, V10、及びV20の4タイプを用いた。ここで、分類記号Vの次の数値は図-1に示す隙間幅を表す。供試体は、市販の電縫鋼管（材質、STKR400）の基部200mm部分を切削し、図-1に示すような形状に加工した。また、その基部は、板厚8.2mmの円筒鋼管の表裏から均等に切削して厚さ2.5mmに仕上げたものを基準（既設橋脚対応）とした。鋼管の寸法は、実構造物、鋼構造物設計指針⁵⁾、道路橋示方書⁶⁾、既往の研究等を参照し、細長比パラメータ、径厚比パラメータ等を考慮して実構造物に近いパラメータとなるように決定した。素材の引張試験は、円筒供試体から切り出したJIS 5号試験片を使用して引張試験を行った。表-1には、供試体の諸元及び材料特性を示す。

表－1 供試体の諸元と材料特性

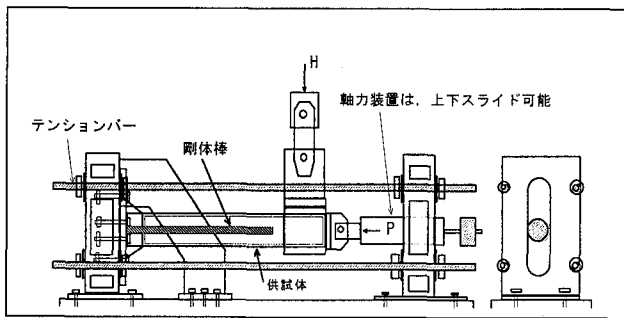
| 項 | 目 | |
|-----------------------------|---------------|-------|
| 長さ (L) mm | | 900.0 |
| 直径 (D) mm | | 209.7 |
| 板厚 (t) mm | V0・V10・S0・S10 | 2.58 |
| | 無補強・V20・S20 | 2.42 |
| 断面係数 w) cm ³ | V0・V10・S0・S10 | 85.87 |
| | 無補強・V20・S20 | 80.73 |
| 径厚比パラ | V0・V10・S0・S10 | 0.122 |
| メータ (Rt) | 無補強・V20・S20 | 0.120 |
| 降伏応力 (σ _y) MPa | V0・V10・S0・S10 | 413.3 |
| | 無補強・V20・S20 | 374.0 |
| ヤング係数 (E) GPa | V0・V10・S0・S10 | 209.1 |
| | 無補強・V20・S20 | 196.8 |
| ポアソン比 (ν) | S0・S10・V0・V10 | 0.247 |
| | 無補強・S20・V20 | 0.274 |
| 降伏水平荷重 (H _y) KN | V0・V10・S0・S10 | 32.34 |
| | 無補強・V20・S20 | 28.42 |
| 降伏水平変位 (δ _y) mm | V0・S0 | 1.88 |
| | V10・S10 | 1.89 |
| | V20・S20 | 1.86 |
| | 無補強 | 2.11 |
| | | |



図－1 供試体および数値解析モデル



図－2 応力-ひずみ関係



図－3 実験載荷装置概略

表中の径厚比パラメータを以下のように定義する。

$$Rt = \frac{\sigma_y}{\sigma_e} = 1.65 \times \frac{\sigma_y}{E} \times \frac{r}{tf}$$

Rt: 径厚比パラメータ

σ_e: 円筒シェルの変形座屈応力

E: ヤング係数 (GPa)

t: 鋼管の板厚 (cm)

r: 鋼管の半径 (cm) (中心から外縁までの距離)

f: 応力勾配による係数

2. 3 載荷実験

載荷実験装置は、±30 tf の油圧サーボ疲労試験装置を用いた。実験は、図－3に示すように、垂直方向より水平荷重 (H) を、水平方向より橋脚の死荷重に相当する一定軸力 (P: 全断面降伏軸力の15%) を作用させて行った。

実験は、供試体基部から 70cm の位置に設置した変位計によって変位制御により制御した。繰り返し載荷では単調載荷で求めた降伏水平変位 δ_y を基準制御変位量とし、±1.0 δ_y、±2.0 δ_y、・・・±n δ_yまでそれぞれ1サイクルずつ行った。なお、供試体の水平変位は剛体

回転を除去して測定するため、図-3に示すように剛体棒に変位計を設置して、供試体の変位を測定した。

3. 数値解析

解析モデルには、実橋の縮小モデルとして製作した実験供試体と同じ条件を用いた。解析モデルの寸法等を、図-1、表-1に示す。数値解析では、構造の対称性を利用して円筒断面の1/2について解析した。境界条件は橋脚下部を固定とし、上部中央に死荷重に相当する一定軸力（全断面降伏軸力の15%）を作用させた状態で、水平荷重（H）を変位制御によって与えることとした。

解析モデルとして、次の4種類を選んだ。1)既設橋脚に相当する全く補強しない無補強、2)軸方向鋼板が連続した補強のS0、3)軸方向鋼板が一部連続していない補強のS10、4)軸方向鋼板が一部連続していない補強のS20を対象とした。

数値解析は、有限要素法により、Von Misesの降伏条件のもとで移動硬化則を用いて、汎用構造解析プログラムMARCによる弾塑性有限変位解析を行なった。4節点厚肉シェル要素を用い、板厚方向は、7層に分割した。外力は、管軸方向に一定軸力を与え、水平方向には基部から700mmの位置の水平変位を制御することによって解析した。解析に用いた応力-ひずみ関係は、実験の引張試験より得られた結果を用いた。その応力-歪み関係を図-2に示す。

4 結果および考察

4. 1 荷重-変位曲線（実験結果）

図-4～図-7は、縦軸に H/H_y を、横軸に δ/δ_y をとった荷重-変位曲線である。ここで用いた H_y および δ_y は、表-1に示す値を用いた。これらの図から、繰返4サイクル目の除荷開始時の変位に相当する荷重とこれに相当する単調の荷重を比較すると無補強、V20、V10、V0はそれぞれ、0.5、0.46、0.71、0.70となり無補強とV20では、繰返によって著しい耐荷力の低下が生じている。それに対してV0およびV10では、補強の効果が表れて耐荷力の低下が抑えられている。

図-8は、4タイプの単調載荷と繰返載荷に関する荷重-変位曲線を示す。縦軸および横軸については前述と同様に無次元化して表す。単調載荷の比較においては、その荷重-変位経路から、最大荷重到達後の低下率が緩やかなV10およびV20の補強が靱性も向上し適切な補強法であることが分かる。繰返載荷は、4タイプの繰返載荷に関する荷重-変位曲線の包絡線を示している。V10タイプでは、無補強（既設橋脚対応）の供試体に比べて

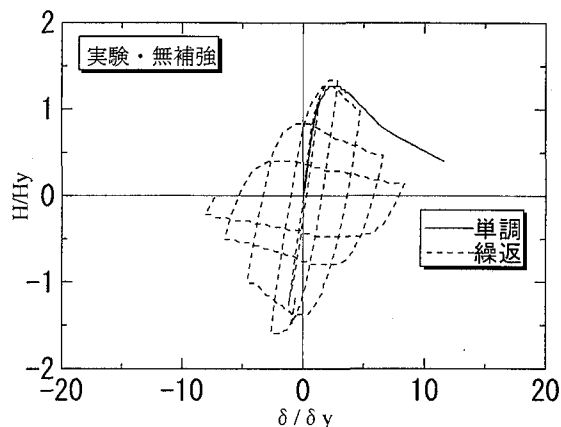


図-4 荷重-変位曲線（無補強・実験）

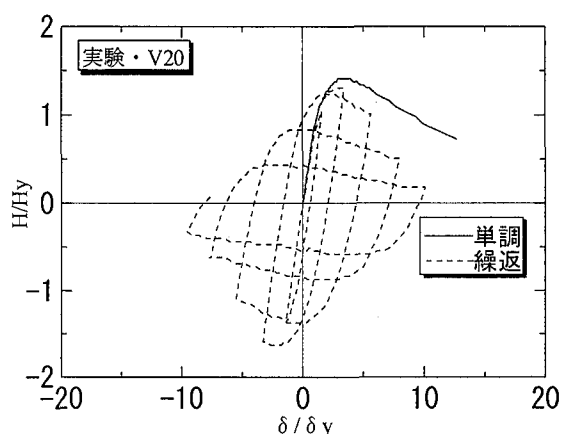


図-5 荷重-変位曲線（V20・実験）

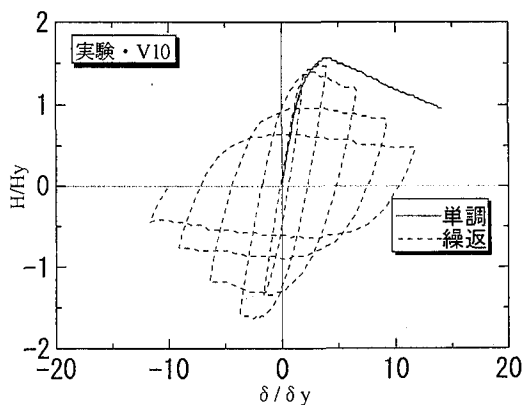


図-6 荷重-変位曲線（V10・実験）

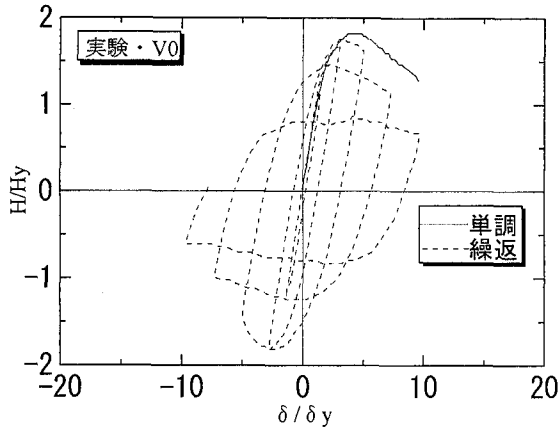


図-7 荷重-変位曲線 (V0・実験)

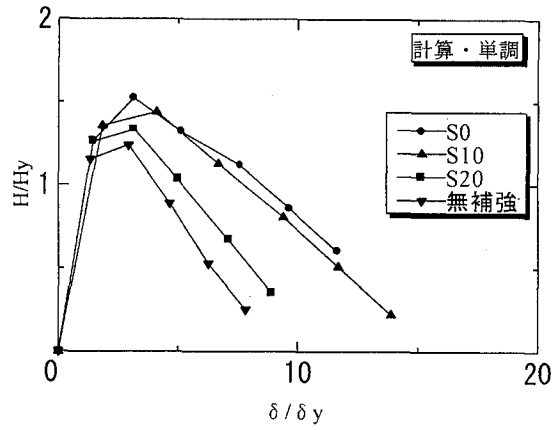


図-10 荷重-変位曲線 (繰返・計算)

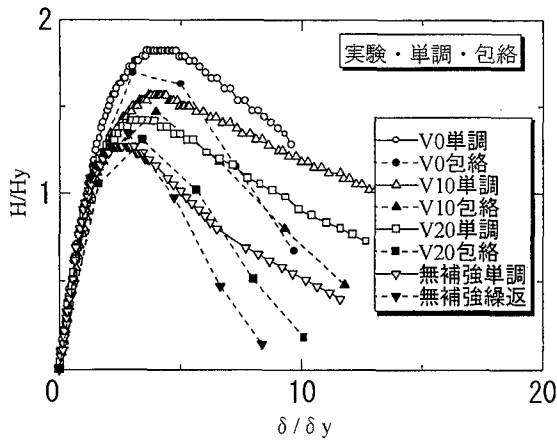


図-8 荷重-変位曲線 (単調・繰返・実験)

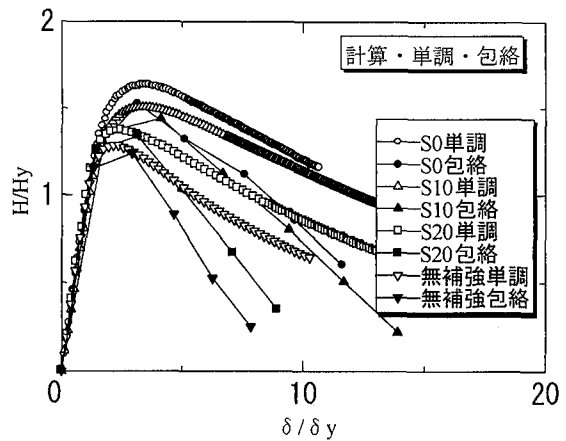


図-11 荷重-変位曲線 (単調・繰返・計算)

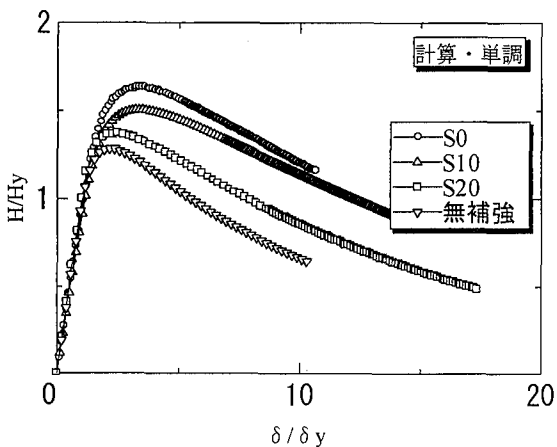
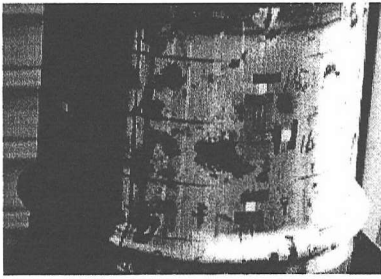


図-9 荷重-変位曲線 (単調・計算)

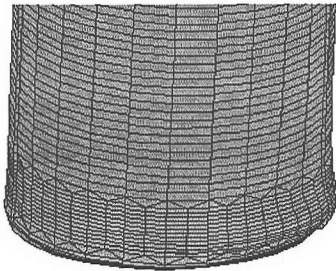
最大耐荷力が約9%増で最大耐荷力の増加も比較的小さく、また、最大荷重到達後の荷重変位経路も他の供試体に比較して緩やかなことから靱性の改善が認められる。従って、実験では靱性の向上に有効に働く補強法は、V10～V20付近の隙間幅であることが分かる。

4. 2 荷重-変位曲線 (数値解析結果)

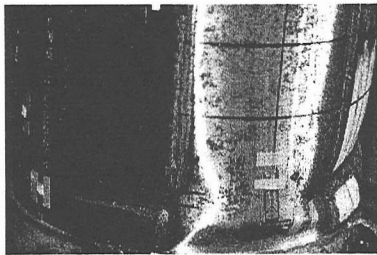
図-9, 10は、計算の単調と繰返に関する荷重-変位曲線を示す。縦軸は、表-1に示す H_y で、横軸は H_y に対応する降伏水平変位 δ_y で除して無次元化して表わした。ここで用いる δ_y は、 H_y が供試体上端に水平方向に作用するとき、梁の微小理論により求めたものである。 δ_y の値は、表-1に示した。解析モデルにおいては、実験結果の供試体と区別するため、実験におけるV0, V10, V20に対応する記号として、S0, S10, S20を用いた。



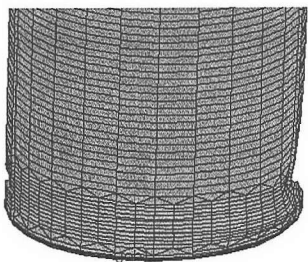
図一 1 2 無補強（実験）の変形図



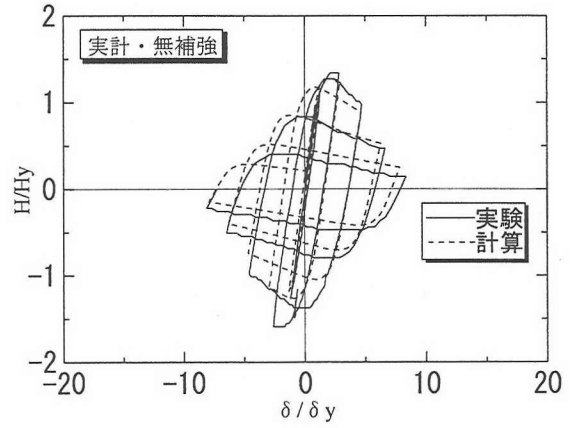
図一 1 3 無補強（計算）の変形図



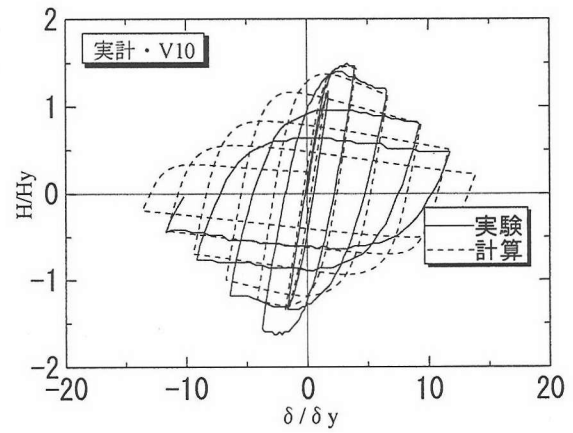
図一 1 4 V10（実験）の変形図



図一 1 5 S10（計算）の変形図



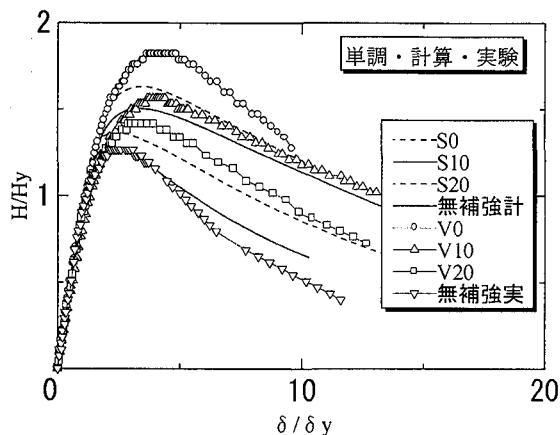
図一 1 6 荷重—変位曲線（無補強・繰返）



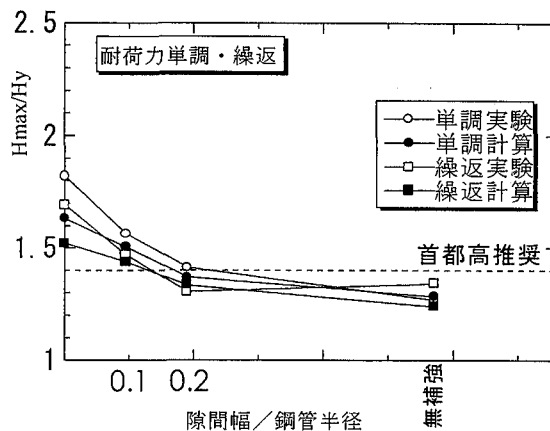
図一 1 7 荷重—変位曲線（V10・繰返）

表一 2 局部座屈形状

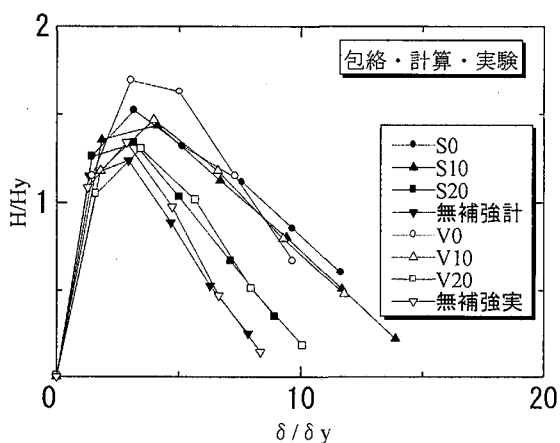
| Type | 単調 | 繰返 | 提灯形状 | 星形状 |
|------|----|----|------|-----|
| 実V0 | 提灯 | 提灯 | | |
| 計S0 | 提灯 | 提灯 | | |
| 実V10 | 星形 | 星形 | | |
| 計S10 | 星形 | 星形 | | |
| 実V20 | 提灯 | 提灯 | | |
| 計S20 | 提灯 | 提灯 | | |
| 実無補強 | 提灯 | 提灯 | | |
| 計無補強 | 提灯 | 提灯 | | |
| | | | 提灯 | 星形 |



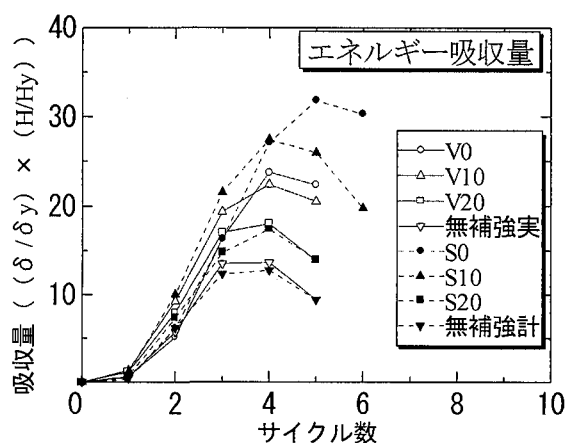
図一 18 荷重—変位曲線（単調・計算・実験）



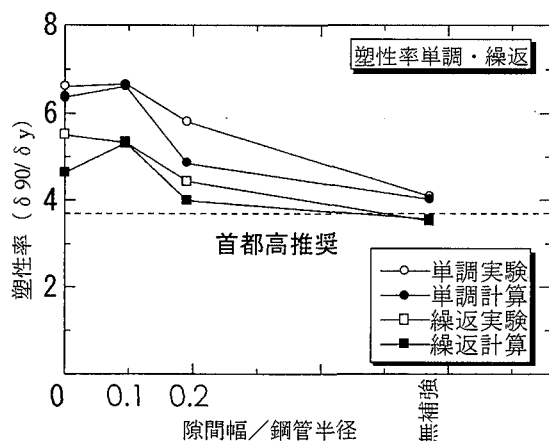
図一 21 耐荷力比と隙間幅との関係



図一 19 荷重—変位曲線（繰返・計算・実験）



図一 22 エネルギー吸収量



図一 20 塑性率と隙間幅との関係

表一 3 靱性の評価

| Type | $\mu = \delta 90 / \delta y$ | | Hmax/Hy | |
|------|------------------------------|------|-------------|-------------|
| | 単調 | 繰返 | 単調 | 繰返 |
| 実V0 | 6.61 | 5.50 | 1.82 (1.43) | 1.69 (1.33) |
| 計S0 | 6.37 | 4.64 | 1.63 (1.27) | 1.52 (1.19) |
| 実V10 | 6.67 | 5.32 | 1.57 (1.23) | 1.47 (1.16) |
| 計S10 | 6.62 | 5.33 | 1.50 (1.18) | 1.44 (1.12) |
| 実V20 | 5.80 | 4.44 | 1.41 (1.11) | 1.30 (1.03) |
| 計S20 | 4.85 | 3.99 | 1.37 (1.07) | 1.33 (1.04) |
| 実無補強 | 4.09 | 3.52 | 1.27 (1.00) | 1.34 (1.06) |
| 計無補強 | 4.02 | 3.56 | 1.28 (1.00) | 1.24 (0.98) |

* : Hmax/Hyにおける () は、実無補強および計無補強の値を1.00として表示したものである。

図一 9 及び図一 10 から最大耐力において、S0 単調の H_{max}/H_y が 1.63 に対し S10 では 1.50 (9%減) また、S0 繰返の H_{max}/H_y が 1.52 に対し S10 では、1.44 (5%減) となったことから、解析モデルの単調及び繰返において S0 と S10 で最大耐力の差が数パーセントと小さい。これは、S0 において鋼板貼りつけ下部とアンカー部との間に溶接時の作業の制約による僅かな隙間があり、そこに応力集中が生じて S0 の耐力が小さくなったものと考えられる。S0 以外のタイプにおいては隙間部分が広いためにそこから局部座屈が生じ、このような現象は生じなかったものと考えられる。さらに、無補強と S20 との比較において、単調および繰返の荷重一変位経路の傾向にあまり差がないことから、隙間幅が、20mm 程度になると無補強の特性との差がなくなり補強効果が低減することが分かる。

図一 11 は、単調荷重と繰返荷重の荷重一変位曲線を重ね合わせたものである。荷重変位経路において、S0 タイプを除く 3 タイプでは、単調、繰返の両者において最大荷重までは、ほぼ同様の荷重変位経路を示すが、繰返に伴い繰返荷重では、急激な荷重低下が認められる。

4. 3 座屈形状

図 1 2 ~ 1 5 に無補強、および隙間 10 の実験、および計算の変形図を示す。図に示すように計算および実験共に、無補強の場合は、供試体基部 30 mm (全長の 30% の 1 程度) 付近から円筒外側に膨らむ提灯座屈を示した。これに対して、隙間 10 では、供試体基部から 30 mm 程度の位置で、円周方向に星型形状の変形を示した。これは、縦方向補剛材が外方向に膨らむ変形を抑え、補剛材のないところではそれが解放され星型形状になったものと考えられる。計算と実験の形状が良く一致していることが分かる。

表一 2 には、それぞれの供試体の計算と実験の変形モードを示した。4 タイプの供試体において、星形モードを示したのは、隙間幅が 10 mm の S10 と V10 のタイプで計算及び実験共に同様の結果が得られた。

4. 4 実験結果と数値解析結果の比較

図 1 6 ~ 1 7 は、実験および計算の無補強及び V10 の繰返の荷重一変位曲線を示す。実験と計算結果は、高サイクル時において、計算結果の荷重が僅かに大きくなるものの、最大耐力および荷重一変位経路共に良く一致している。

図一 1 8 は、単調に関する計算と実験の荷重一変位曲線である。S0 および V0 の荷重一変位経路において、最大耐力で、V0 に対して S0 では 10% の低下が認められる。他の供試体では、最大荷重、荷重変位経路共に計算と実験が良く一致していることが分かる。

図一 1 9 は、繰返荷重に関する計算と実験の荷重一変位曲線である。この図から耐力において V0 の $H_{max}/H_y=1.69$ に対する S0 の値が $H_{max}/H_y=1.52$ となり 10

%減となり計算結果が低くなった。このタイプを除けば計算と実験の両者共に良く一致している。

表一 3 は、図一 1 8 と図一 1 9 を基に耐力比 (H_{max}/H_y) および塑性率 (μ) を求めたものである。塑性率 (μ) は、最大荷重到達後、最大荷重の 90% に相当する変位 (δ_{90}) を降伏水平変位 (δ_y) で除したものと定義した。

図一 2 0 および図一 2 1 は、表一 3 を基に塑性率と隙間幅、および耐力比と隙間幅の関係を示したものである。図一 2 0 において、首都高速道路公団の提案¹⁰⁾ (破線で示す。) によれば補強後の塑性率が 3.7 以上を満足している。単調荷重では、塑性率と隙間幅との傾向は良く一致している。これに対し、繰返荷重には、隙間幅 0 において計算結果が 16% 程度小さくなっている。これは、鋼板貼り付け基部の溶接部における隙間の影響によるものと考えられる。

図一 2 1 において、首都高速道路公団の提案¹⁰⁾ によれば補強後の耐力は $H_{max}/H_y=1.4$ 以下になることが望ましいと提案している。繰返の結果から判断すると、計算結果では、S20 タイプの $H_{max}/H_y=1.33$ となり、実験結果では、V20 の H_{max}/H_y が 1.30 となり首都高速道路公団の推奨値を満足する。S10 のタイプに関して $H_{max}/H_y=1.44$ となり基準を僅かに越えるものの、適切な隙間に近いことが分かる。

図一 2 2 は、エネルギー吸収量とサイクル数との関係を示したものである。1 サイクル分のエネルギー吸収量は、荷重変位履歴曲線の 1 サイクル分の面積で表している。この図から、4 サイクル ~ 5 サイクルを越えた付近から吸収量が低下する。これは、繰返に伴う塑性変形の進展に伴い、エネルギー吸収量が低下することを意味している。隙間幅が小さいほどエネルギー吸収量が大きく靱性の向上が認められる。

5. まとめ

既設円筒鋼製橋脚の耐力の増加を抑え、その靱性を向上させる補強法を検討した。

1. 局部座屈発生位置における局部座屈形状は、無補強、S0・V0 および S20・V20 では、提灯座屈の形状を示し、S10・V10 では、鋼板貼り付け付近で鋼管内部に凹み、その他の部分では外に膨らむ星型形状を示した。

2. 塑性率 μ の検討結果、繰返荷重における塑性率は、6.67 (V10), 6.62 (S10), 5.80 (V20), 4.85 (S20) となり実験及び計算ともに首都高速推奨値である 3.7 を越えており、塑性率に関する補強として上記の隙間幅は、十分満足できる結果であった。

3. 耐力比の検討で、繰返荷重における首都高速推奨値の $H_{max}/H_y=1.4$ 以下の値を満足するのは、その比が 1.30 (V20), 1.33 (S20) の 2 タイプとなる。しかし、繰返荷重のこの比が次のタイプでは V10 ($H_{max}/H_y=1.47$) S10

($H_{max}/H_y=1.44$) になることから、補強として最適な隙間幅は、実験・計算共に 10 mm ~ 20 mm の付近に存在すると推定できる。

以上のことから、耐荷力の増加を抑え靱性向上に効果があり、かつ作業性の容易さやヒューズの効果が有効に発揮できる構造は、隙間幅 10 mm ~ 20 mm 程度の補強法が実用的であることが分かった。

鋼板貼付けによる補強構造を設けることによりあらかじめ橋脚上の特定した位置に局部座屈を生じさせることができ、さらに、そこに発生した局部座屈の進展を貼付鋼板によって抑えることによって繰返に伴う急激な荷重低下を防止し、靱性を向上させることができることを解析および実験によって確認した。貼付ける鋼板の厚さや不連続部の間隔を適切に選択することにより、さらに効率の良い靱性向上の構造を設計することができるものと考えられる。

謝辞

この研究は、平成 12 年度と 13 年度の文部科学省科学研究補助金によって行ったものである。また、供試体作製に当たっては、瀧上工業株式会社にお世話になり感謝致します。

参考文献一覧

- 1) 西川・山本・名取・寺尾・安波・岡本：既製鋼製橋脚の靱性改善方法に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.42A pp975-985(1996年3月)
- 2) 井浦・熊谷・小牧：繰り返し横力を受ける円形

鋼製橋脚の強度と変形能に関する研究，土木学会論文集，no.598/I-44,125-135,1998

3) 小牧・井浦・熊谷：縦補強材を有する鋼製円筒シェルの繰り返し実験，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，土木学会，pp.149-152,1997.5

4) 櫻井・忠・三浦：ヒューズ構造による既設円筒鋼製橋脚の補強法，第 18 回 MARC ユーザーズミーティング事例集，PP.163-166,1998.6

5) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物

6) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I ~ V，平成 8 年 12 月版及び平成 6 年 2 月版

7) 水谷・宇佐美・青木・伊藤・岡本：パイプ断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.42A pp105-114(1996年3月)

8) ECCS CECM EKS : Recommended Testing Procedure for Assessing the Behavior of Structural Steel Elements under Cyclic Loads, ECCS - Technical Committee 1 - Structural Safety and Loadings Technical Working Group 1.3 - Seismic Design, 1986

9) 崎元・渡辺・富田・中嶋：繰り返し水平力を受ける構柱の終局挙動の簡易解析法，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，P.111-115,1997

10) 首都高速道路公団：既設鋼橋脚の耐震性能向上設計要領（暫定案），平成 8 年

(2001年12月7日受付)

A STIFFENING METHOD FOR IMPROVEMENT OF DUCTILITY ON THE EXISTING CYLINDRICAL STEEL PIERS WITH STIFFENING STEEL PLATE

Kazuo Chu , Takamasa Sakurai , Yoshiaki Gotou

A stiffening method of existing cylindrical steel piers is studied by experimental and analytical ways. On the experimental way steel piers are stiffened by rectangular steel plates on it. On the *Stiffening structures* are set using the plates and local buckling points created forcibly on the pier. The part of the pier which yields local buckling is controlled in base zone of it by this *Stiffening structures* and the ductility of the piers are improved with small increase the ultimate strength of it. We have been able to improve the ductility of piers by the *Stiffening structures*..