

局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚の修復方法に関する研究

A study on repair method of circular steel bridge pier which have local buckling

嶋口儀之*, 鈴木森晶**, 太田樹***, 青木徹彦****

Yoshiyuki Shimaguchi, Moriaki Suzuki, Tatsuki Ota, Tetsuhiko Aoki

*修(工), 愛知工業大学大学院, 研究生 (〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)

**博(工), 愛知工業大学准教授, 工学部都市環境学科土木工学専攻(〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)

***愛知工業大学大学院, 建設システム工学専攻 (〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)

****工博, 愛知工業大学教授, 工学部都市環境学科土木工学専攻(〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)

After Hyogoken-Nanbu Earthquake in 1995, many studies about seismic resistance of steel bridge piers have been conducted. However, the most of those studies are only for new steel bridge piers or existing steel bridge piers which have not experienced earthquakes. Although small damages caused by earthquakes are allowed of the current design code, no method exist for repairing the damaged steel bridge pier.

In this study, we propose three types of repair methods for steel bridge piers which have local damage by earthquake. We prepared sixteen circular steel bridge pier specimens which have local buckling in the bottom of pier by previous cyclic loading experiments. After repairing them, perform cyclic loading experiments under the same load sequence as previous experiments, and evaluate seismic resistance performance of the repaired steel bridge pier.

Key Words: steel bridge pier, seismic resistance capacity, repair

キーワード: 鋼製橋脚, 耐震性能, 修復

1. 序論

鋼製橋脚は市街地の高架道路や鉄道などの重要度の高い公共構造物に多用されている。これらの構造物は一般に直列リンク構造であることが多く、極大地震により一部の橋脚が損傷を受け機能を失っただけでも、構造物全体の機能損失につながる。また、通常このような構造物の復旧には莫大な費用と時間が必要となる。このことから、損傷した橋脚の早期復旧は、震災後の人命救助、都市機能の回復のため極めて重要である。

1995年に発生した兵庫県南部地震では、それまでの設計震度を上回る地震力により、鋼製橋脚を含む多くの土木構造物が被害を受けた。都市におけるライフラインである主要幹線道路が長期間使用不能になり、救助および災害復旧活動の妨げとなった。また、地震後の橋脚の復旧作業では、修復方法に関する指針が無く、比較的軽微な損傷であっても部分的な修復では復旧できず、撤去後に再構築した場合が少なくなかった。そのため、阪神高速道路神戸線では全線開通までに1年9ヶ月を要した^{1),2)}。

以降、鋼製橋脚の耐震性能に関する研究が精力的に行われてきており、耐震設計基準に反映されてきた³⁾。しかし、これまでの研究の多くは地震による損傷の無い既存橋脚および新設橋脚についてのものである⁴⁾⁻⁷⁾。また、現在の耐震設計では、地震による橋脚の損傷を許容し、修復性についても言及しているにもかかわらず、損傷した橋脚の修復と修復後の耐震性能に関する研究は極めて少なく、損傷した橋脚の残存保有耐力に関する研究も同様に少ない⁸⁾⁻¹¹⁾。そのため、損傷した橋脚の修復方法についての検討が必要である。その理由として、例えば、現行の設計基準(道路橋示方書のレベル2地震)を満足するような橋脚が損傷した後、損傷前と比較して過剰な補強となるような修復が行われるケースも考えられる。このように損傷前よりも耐力が著しく増加するような修復を行った後、再度本震と同等の余震などに見舞われた場合、基礎工の損傷など予期せぬ被害につながる恐れがあり、望ましくないと考えられる。

そこで本研究では、基部に局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚を対象として、震災後の早期復旧が可

能な修復方法を提案する。なお、今回行う修復は本格的な復興対策がとられるまでの一時的な応急復旧を想定しているが、修復後の耐力が損傷前と同等となるような修復方法を提案し、可能であれば耐用年数内の継続利用ができるような修復を目指す。具体的には、過去に行った静的繰り返し載荷実験により損傷した円形断面鋼製橋脚に対し 3 種類の修復を行う。その後、修復前と同様の載荷実験を行い、修復後の耐震性能を実験的に明らかにし修復方法の評価を行う。また、簡易的な地震応答解析を行うことで、修復によりどの程度の性能まで回復させることが望ましいか検討する。

2. 実験計画

2.1 実験供試体

本研究では、過去に行われた繰り返し載荷実験により基部に提灯座屈が生じた円形断面鋼製橋脚供試体を 16 体使用した¹²⁾。新品時の供試体諸元を表-1 に示す。表中の降伏応力およびヤング率は材料の引張試験結果である。文献 12) と本研究の供試体名の対応については付録に示す。

本研究で用いた供試体は、橋脚全体に大きな残留変位が生じるような致命的な損傷は無いが、局部座屈が生じ、耐力や剛性が低下しており、そのままでは継続使用が困難と判断されるような場合を想定している。言い換えると、道路橋示方書に示される耐震性能 3 相当の損傷を想定する³⁾。

2.2 供試体損傷状況

一般に地震による鋼製橋脚の損傷は一律ではない。本研究では、座屈変形量および修復性の観点から、道路橋示方書とは別に損傷の程度を次のように区別する。

1) 微損傷：最大水平荷重程度まで達していたと

しても肉眼で損傷を確認できない程度(耐震性能 1 相当)

2) 中損傷：最大水平荷重を超え変形が肉眼で確認できる程度(耐震性能 2 相当)

3) 大損傷：荷重が大きく低下し局部座屈が進行したもの(耐震性能 3 相当)

本研究で使用した供試体は、過去の実験において最大水平荷重を超え、降伏水平荷重程度に低下するまで載荷しており、全て大損傷に相当する。各供試体の損傷状況には差異が見られたため、損傷状況を把握するため、図-1 に示すように、最大座屈変形量 B_b 、平均座屈発生高さ h_b 、座屈波形の頂部、上部、下部の曲率半径 ρ_t 、 ρ_m 、 ρ_b を測定した。曲率半径は座屈形状を型取りし、座屈波形の頂点およびその上下 10mm の位置の 3 点から算出した。その結果、供試体の損傷は基部から $h_b=85\sim 115\text{mm}$ 程度の位置で $B_b=15\sim 35\text{mm}$ 程度外側に膨らむ提灯座屈であった。各供試体の損傷状況測定結果を表-2 に示す。

また、使用した供試体は文献 12) に示すように圧縮芯を用いて実験を行った物も含まれており、供試体の保有剛性が荷重-変位履歴曲線から推測することが困難であった。さらに、供試体は野外に保管されており、目立った断面欠損はないものの、錆などによる耐力の変化が懸念された。そこで、修復前に降伏水平変位 δ_y の 50% 以内での繰り返し載荷を行い、保有剛性 K を測定した。表-3 に保有剛性測定結果および新品時初期剛性 K_0 、剛性比 K/K_0 を示す。

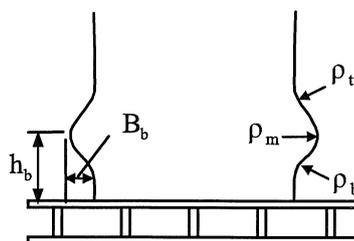


図-1 損傷状況測定位置

表-1 新品時供試体諸元¹²⁾

| 供試体 No. | 1-1, 1-2 | 2-1, 2-2 | 3-1, 3-2 | 4-1, 4-2 | 5-1~5-8 |
|--------------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 鋼種 | SS400 | | | | STK400 |
| 直径 D (mm) | 600.0 | | | | 611.2 |
| 板厚 t (mm) | 4.26 | 5.90 | 8.70 | 11.9 | 8.90 |
| 載荷点高さ h (mm) | 2890 | | | | |
| 供試体高さ h' (mm) | 2600 | | | | |
| 断面 2 次モーメント I (mm ⁴) | 3.537×10^8 | 4.859×10^8 | 7.065×10^8 | 9.509×10^8 | 7.637×10^8 |
| 降伏応力 σ_y (N/mm ²) | 342 | 332 | 268 | 298 | 337 |
| ヤング率 E (kN/mm ²) | 211 | 204 | 210 | 201 | 197 |
| 径厚比パラメータ R_t | 0.190 | 0.137 | 0.084 | 0.053 | 0.098 |
| 細長比パラメータ λ | 0.351 | 0.354 | 0.339 | 0.316 | 0.358 |
| 降伏水平荷重 H_y (kN) | 118.5 | 158.5 | 207.1 | 250.7 | 248.1 |
| 降伏水平変位 δ_y (mm) | 12.5 | 12.9 | 11.7 | 10.1 | 13.3 |

以上の測定結果より、供試体の損傷状況と剛性の関係を調べたところ、最も剛性と関連性が高いと思われるのが曲率半径であった。よって、図-2 に曲率半径と剛性比の関係を示す。これを見ると、曲率半径と剛性比には一定の相関関係があると考えられる。これより座屈の曲率半径から保有剛性を推定し、修復方法決定のための資料とすることが可能ではないかと考えられる。ただし、本研究で使用したのは剛性比が 6 割程度の大損傷の供試体のみであるため、比較的軽微な損傷については明らかになっておらず、今後データを補完する必要がある。

2.3 修復方法

本研究では震災後 72 時間以内の極短期間に修復を完了することができる修復方法を検討する。そのため、材料の入手が容易であり、複雑な加工を必要としないことが重要となる。また、損傷した橋脚にどの程度耐力が残っているかは不明であるため、損傷の程度から橋脚の保有耐力を推定し、修復方法を決定する必要がある。

修復方法を検討する上で重要となるパラメータとして、最大水平荷重、剛性、変形性能などの回復率が挙げられる。例えば、修復部の強度が著しく増加するような修復を行うと、修復部直上で座屈が生じることが考えられる。このような修復を行った場合、結果的に橋脚が短くなったことになるため、最大水平荷重は増加するが、変形性能は低下する恐れがある。さらに、損傷前と比較して最大水平荷重が増加することで、相対的に弱くなった支承部、フーチングおよびアンカーボルトなどの新たな箇所にも損傷が生じることも考えられる。そのため、耐力を回復させると同時に、破壊形態を変化させないように修復を行う必要がある。加えて、低下した剛性を回復させることも重要である。修復による剛性の回復が十分でない場合、応答変位が増加する可能性があるだけでなく、固有周期が変化し、振動系全体としての特性が変わることで予期せぬ被害につながる恐れがある。

以上より本研究では、最大水平荷重および剛性が損傷前の新品時と同等で、変形性能が同等以上となり、かつ、修復前の座屈発生位置で再び破壊が進行するような修復方法を目指す。すなわち損傷前の性能に近付けることを目標として修復を行う。

2.3.1 コンクリート充填による修復 (C Type)

この修復方法は橋脚内部にコンクリートを充填し、基部の抵抗モーメントを増加させるとともに、座屈が内側に進行するのを抑制することを目的とする。過去に筆者らが行った、損傷した矩形断面鋼製橋脚に対するコンクリート充填修復では、コンクリートを充填するのみの容易な修復方法でありな

表-2 供試体損傷状況測定結果

| No. | 供試体名 | 座屈部寸法(mm) | | 曲率半径(mm) | | |
|-----|-------------|-----------|-------|----------|----------|----------|
| | | h_b | B_b | ρ_t | ρ_m | ρ_b |
| 1-1 | C1.5D-T4.5A | 100.3 | 14.5 | 30.0 | 23.8 | 43.7 |
| 1-2 | C1.5D-T4.5B | 116.3 | 16.0 | 18.7 | 19.7 | 23.9 |
| 2-1 | C1.5D-T6.0A | 98.8 | 17.0 | 31.6 | 18.7 | 19.6 |
| 2-2 | C1.5D-T6.0B | 89.1 | 30.0 | 17.5 | 13.9 | 20.5 |
| 5-1 | C1.5D-T9.0 | 88.8 | 27.5 | 38.6 | 23.4 | 30.6 |
| 5-2 | C1.0D-T9.0 | 94.4 | 23.0 | 36.1 | 29.7 | 42.4 |
| 5-3 | C1.0D-T9.0D | 92.5 | 21.0 | 42.4 | 34.1 | 31.6 |
| 5-4 | C0.5D-T9.0 | 86.9 | 27.5 | 45.2 | 23.5 | 35.5 |
| 5-5 | C0.5D-T9.0D | 83.4 | 25.0 | 45.2 | 26.0 | 34.0 |
| 4-1 | C1.5D-T12.0 | 116.6 | 20.0 | 70.1 | 34.1 | 43.7 |
| 4-2 | C1.5D-T12.0 | 109.7 | 33.0 | 45.2 | 29.5 | 40.3 |
| 3-1 | CY0.5D-600 | 116.3 | 19.5 | 53.5 | 29.5 | 43.7 |
| 3-2 | CY0.5D-600 | 115.9 | 22.0 | 52.5 | 34.1 | 42.4 |
| 5-6 | TH50-8 | 94.4 | 22.5 | 36.1 | 26.1 | 37.2 |
| 5-7 | TH75-12 | 95.6 | 17.0 | 52.2 | 34.1 | 43.5 |
| 5-8 | TH100-16 | 93.8 | 25.5 | 32.7 | 26.0 | 34.0 |

表-3 初期剛性および保有剛性

| No. | 供試体 | 保有剛性 K (kN/mm) | 初期剛性 ¹²⁾ K_0 (kN/mm) | 剛性比 K/K_0 |
|-----|--------------|---------------------|--------------------------------------|----------------|
| 1-1 | C1.5D-T4.5A | 5.11 | 8.18 | 0.625 |
| 1-2 | C1.5D-T4.5B | 3.71 | | 0.454 |
| 2-1 | C1.5D-T6.0A | 5.77 | 10.62 | 0.541 |
| 2-2 | C1.5D-T6.0B | 4.45 | | 0.419 |
| 5-1 | C1.5D-T9.0 | 9.40 | 16.02 | 0.587 |
| 5-2 | C1.0D-T9.0 | 10.66 | | 0.666 |
| 5-3 | C1.0D-T9.0D | 10.12 | | 0.632 |
| 5-4 | C0.5D-T9.0 | 9.25 | | 0.577 |
| 5-5 | C0.5D-T9.0D | 9.64 | | 0.602 |
| 4-1 | C1.5D-T12.0A | 14.22 | 18.56 | 0.766 |
| 4-2 | C1.5D-T12.0B | 10.91 | | 0.588 |
| 3-1 | CY0.5D-600 | 10.34 | 15.08 | 0.699 |
| 3-2 | CY0.5D-600W | 10.86 | | 0.724 |
| 5-6 | TH50-8 | 8.96 | 16.02 | 0.574 |
| 5-7 | TH75-12 | 11.65 | | 0.756 |
| 5-8 | TH100-16 | 10.10 | | 0.626 |

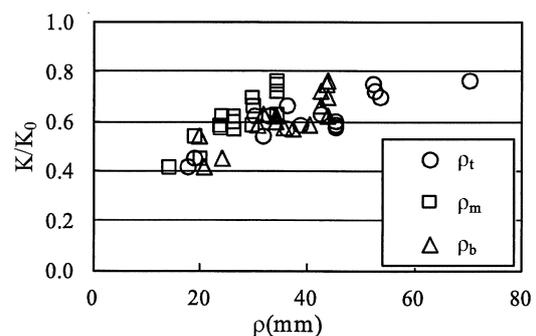


図-2 保有剛性-曲率半径関係

がら、本研究の目指す性能に近い結果が得られた⁹⁾。また、無損傷の鋼管供試体に対する補強として、コンクリート充填高さの違い、ダイアフラムの有無をパラメータとして行った実験では、ダイアフラムを設置した場合はダイアフラムが無い場合と比べ、最大水平荷重、変形性能が大きく向上した。しかし、コンクリート充填高さを基部から直径の1.5倍より高くした場合には、耐震性能の有意な向上は見られなかった¹³⁾。このことより本研究では、以下に述べる3点に注目し修復を行う。表-4にコンクリート充填修復の供試体と修復方法および使用したコンクリートの圧縮強度の一覧を示す。なお、充填コンクリートの設計強度は 24N/mm^2 である。

1)板厚および保有剛性の異なる供試体に対して同様の修復を行いその効果を比較する。コンクリート充填高さは供試体外径 D の1.5倍の高さとする。図-3(a)に修復方法概要を示す。供試体は1-1(C1.5D-T4.5A), 1-2(C1.5D-T4.5B), 2-1(C1.5D-T6.0A), 2-2(C1.5D-T6.0B), 4-1(C1.5D-T12.0A), 4-2(C1.5D-T12.0B)を使用した。

2)コンクリート充填高さによる効果を比較するために、充填高さが外径 D の1.5倍、1.0倍、0.5倍の3種の修復を行う。供試体は5-1(C1.5D-T9.0), 5-2(C1.0D-T9.0), 5-4(C0.5D-T9.0)を使用した。

3)ジベルを設置することによる効果を検証する。充填高さが1.0D、0.5Dの2種とし、ジベルの有無による比較を行う。供試体は5-3(C1.5D-T9.0D), 5-5(C1.5D-T9.0D)を使用した。これは、コンクリート充填高さを低くした場合、鉛直方向の拘束力が低下するため、コンクリートが抜け上がり、十分な効果が得られないことが考えられる。そこで、コンクリートのずれを防止し、鉛直軸力を充填コンクリートに伝達させることを目的として、供試体内部にジベルを設置する。ジベルは図-3(b)に示すようにコンクリートを充填する高さに設置し、コンクリートの抜け上りを拘束する。ジベルは施工を簡便にするため、幅50mm程度のアンクル材を全周に溶接する。ただし、既設の鋼製橋脚には溶接に適さない鋼材を使用したものもある。そのためジベルの溶接を行う場合は、溶接が可能な橋脚か事前に確認することが必要である。今回使用した鋼材は、本来、溶接性が保障されたものではないが、事前に予備の供試体を用いて、溶接性に問題がないことを確認した。

2.3.2 鋼板巻き立てによる修復 (GY Type)

この修復方法は、座屈部の外側から鋼板を巻き、隙間にコンクリートを充填することで座屈がさらに外側に進行するのを抑制することを目的とする。表-5に供試体一覧を、図-4に修復方法概要を示す。なお、図中にコンクリートの圧縮強度を示す。過去に鋼板の巻き立て高さを変えて修復を行った実験

表-4 コンクリート充填修復供試体一覧

| No. | 供試体名 | 板厚 (mm) | 充填高さ | ジベル | コンクリート圧縮強度 (N/mm ²) |
|-----|--------------|---------|------|-----|---------------------------------|
| 1-1 | C1.5D-T4.5A | 4.26 | 1.5D | — | 30.7 |
| 1-2 | C1.5D-T4.5B | | 1.5D | — | 34.0 |
| 2-1 | C1.5D-T6.0A | 5.90 | 1.5D | — | 35.4 |
| 2-2 | C1.5D-T6.0B | | 1.5D | — | 26.3 |
| 5-1 | C1.5D-T9.0 | 8.90 | 1.5D | — | 26.3 |
| 5-2 | C1.0D-T9.0 | | 1.0D | — | 28.1 |
| 5-3 | C1.0D-T9.0D | | 1.0D | 有り | 26.8 |
| 5-4 | C0.5D-T9.0 | | 0.5D | — | 27.6 |
| 5-5 | C0.5D-T9.0D | | 0.5D | 有り | 28.5 |
| 4-1 | C1.5D-T12.0A | 11.9 | 1.5D | — | 34.3 |
| 4-2 | C1.5D-T12.0B | | 1.5D | — | 27.2 |

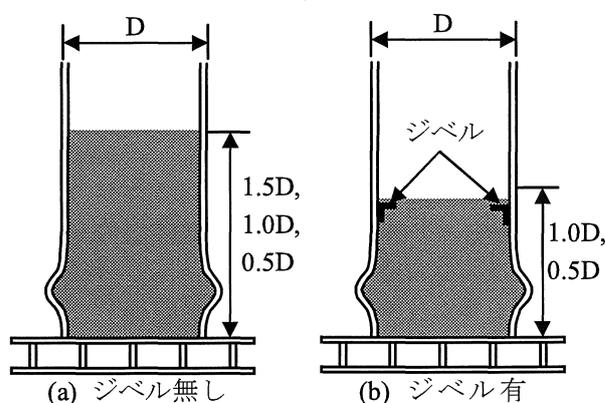


図-3 コンクリート充填修復

表-5 鋼板巻き立て修復供試体一覧

| No. | 供試体名 | 板厚 (mm) | 鋼板巻き立て高さ | 溶接 |
|-----|-------------|---------|----------|----|
| 3-1 | CY0.5D-600 | 8.70 | 0.5D | — |
| 3-2 | CY0.5D-600W | | | 有り |

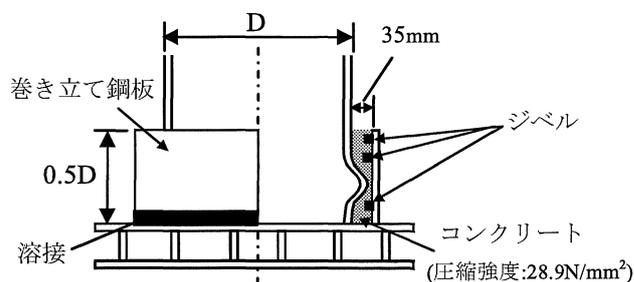


図-4 鋼板巻き立て修復

では、外径の0.5倍の高さで最も望ましい結果が得られた¹⁰⁾。ただし、この実験では巻き立て鋼板基部とベースプレートを溶接で固定する修復方法を用いており、実橋脚では同様の修復を行えない場合が考えられる。そのため本研究では、鋼板基部の溶接が無い場合でも十分な修復効果が得られるか検

証するため、溶接の有無で比較を行う。鋼板は断面2次モーメントが供試体本体と一致するよう板厚6mmのものを使用し、供試体から35mm離して0.5Dの高さまで巻き立てる。また、巻き立て鋼板の内側に30×10×10mmの鋼材をジベルとして溶接することで、コンクリートの抜け上がりを防止する。供試体は3-1(CY0.5D-600)、3-2(CY0.5D-600W)を使用した。

2.3.3 補剛材による修復 (TH Type)

この修復方法は、損傷による曲げ剛性の低下を断面が欠損したものとみなし、補剛材を溶接して欠損した断面を補うことで、曲げ剛性を回復させることを目的とする。また、同時に鉛直軸力を伝達する役割を持たせている。供試体は座屈部寸法 h_b および B_b が同程度の5-6(TH50-8)、5-7(TH75-12)、5-8(TH100-16)を使用した。表-6に供試体と修復方法の一覧および補剛材の降伏応力を、図-5に修復方法概要図を示す。本研究で用いた補剛材は断面欠損を補うことを目的としているため、通常の補剛材とは異なり、まず平板を鋼管の内側に溶接し、それにリブを溶接してT形断面とする。補剛材には、入手しやすく、加工の手間が少ない型鋼の利用も考えられる。ただし今回は補う断面積と一致する型鋼が無かったことから、平板を使用した。補剛材の高さは基部から0.5Dの高さまでとする。また、補剛材によりどの程度の断面積を補う必要があるかは明らかではないことから、今回は、補剛材の断面積は供試体の断面積に対して50%、75%、100%の3種類を設定し、比較を行った。なお、ジベルの溶接と同様、この修復方法を用いる場合は橋脚の溶接性について事前に確認する必要がある。

表-6 補剛材修復供試体一覧

| No. | 供試体名 | 板厚 (mm) | 補剛材 本数 | 補剛材の 断面積 | 補剛材 降伏応力 (N/mm ²) | |
|-----|----------|------------|-----------|-------------|-------------------------------------|-----|
| | | | | | 平板 | リブ |
| 5-6 | TH50-8 | 8.90 | 8 | 50% | 312 | 300 |
| 5-7 | TH75-12 | | 12 | 75% | | |
| 5-8 | TH100-16 | | 16 | 100% | | |

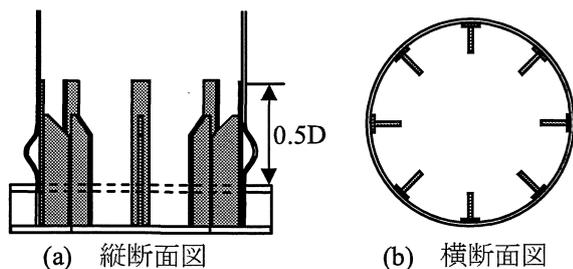


図-5 補剛材修復 (TH50-8)

2.4 実験方法

2.4.1 実験荷重装置

実験荷重装置を図-6に示す。実験では荷重梁を介して鉛直方向に設置した2基の4400kNアクチュエータを用いて、上部工重量を想定した一定鉛直荷重を載荷する。そして、水平に設置した1基の4400kNアクチュエータを用いて、地震時の上部工重量の慣性力を想定した水平繰り返し載荷を行う。アクチュエータの両端はピン構造になっており、供試体の大変形にも対応できる。また、水平荷重は鉛直方向アクチュエータの傾きによる水平成分を加えて補正した値で評価している。

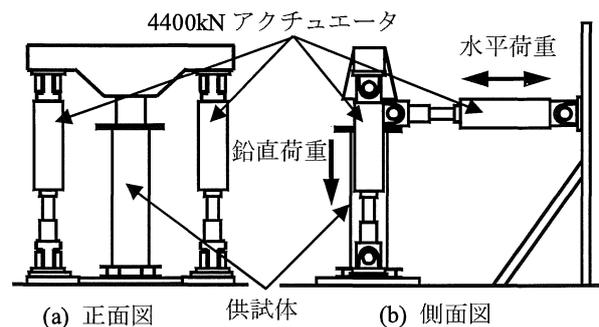


図-6 実験装置概要図

2.4.2 鉛直荷重および降伏水平荷重、変位の算定

一定鉛直荷重 P は有効座屈長の概念に基づき、式(1)~式(3)に示す局部座屈を考慮しない「はり-柱」強度相関より算出し、小さいほうの値を鉛直荷重として載荷した¹⁴⁾。なお、本研究では地盤種別をⅡ種と想定し、設計水平震度 k_h を0.25とした³⁾。

$$\frac{\alpha P}{P_u} + \frac{C_m \alpha M}{M_y (1 - \alpha P / P_E)} \leq 1.0 \quad (1)$$

$$\frac{\alpha P}{P_y} + \frac{\alpha M}{M_y} \leq 1.0 \quad (2)$$

$$M = k_h P h \quad (3)$$

ここで、 α :安全率(=1.14)、 P_E :オイラーの座屈強度、 P_y :降伏軸力、 P :鉛直荷重、 P_u :道路橋示方書に示される局部座屈の影響を考慮した中心軸圧縮強度¹⁵⁾、 C_m :等価モーメント修正係数(=0.85)、 M :柱基部の曲げモーメント、 M_y :降伏モーメント、 k_h :震度法に用いる設計水平震度(=0.25)、 h :載荷点高さである。

降伏水平荷重 H_y は鉛直荷重の影響を考慮し、式(4)より、繰り返し載荷の基本変位となる降伏水平変位 δ_y は、弾性理論から式(5)より算出した。また、

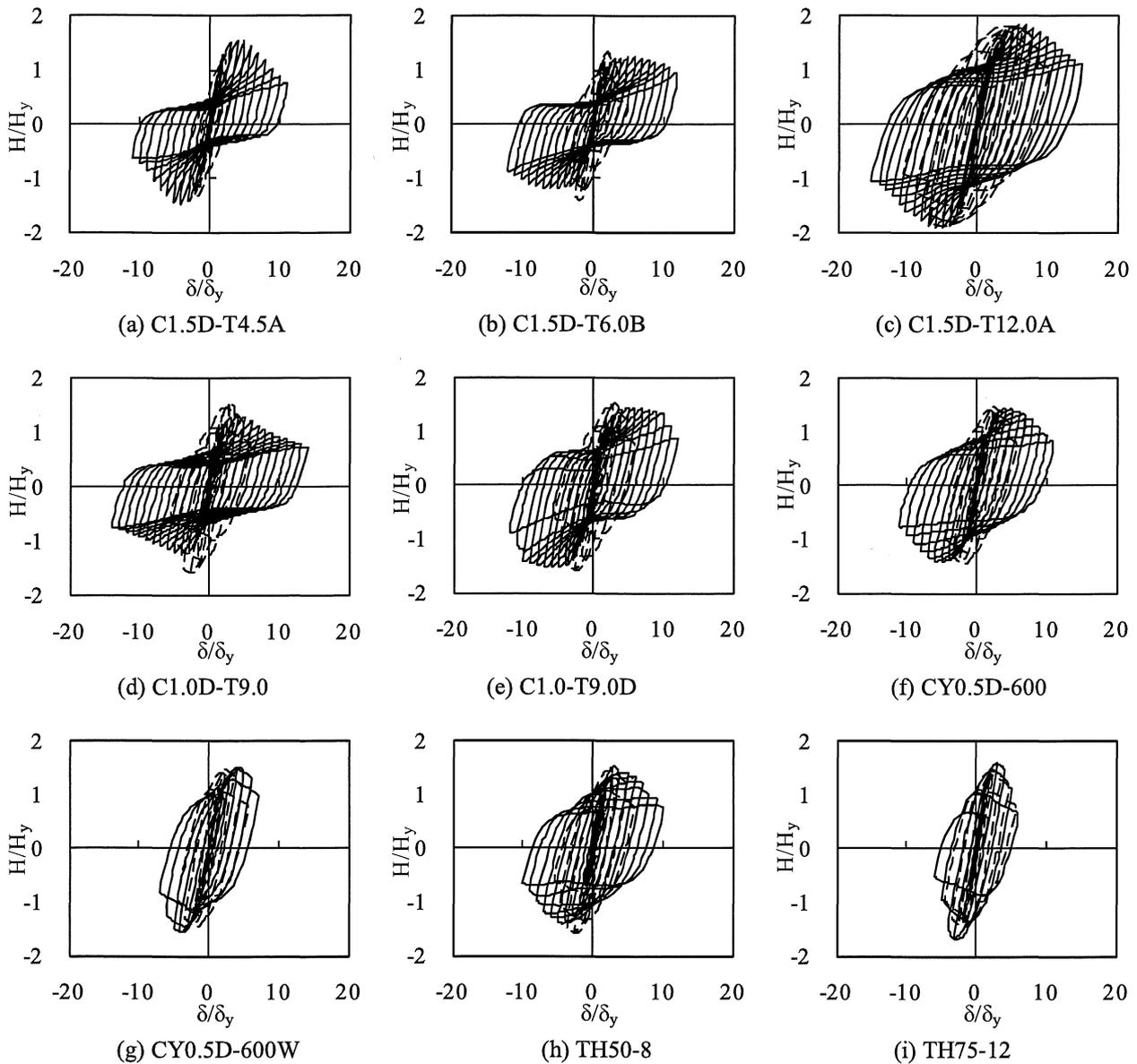


図-8 水平荷重-水平変位履歴曲線

実験では、基部の剛体変形を含んだ状態で繰り返し荷重を行っているが、結果を整理する際は、剛体変形を補正した値で評価している。

$$H_y = (\sigma_y - \frac{P}{A}) \frac{z}{h} \quad (4)$$

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (5)$$

ここで、 σ_y : 降伏応力、 A : 断面積、 z : 断面係数、 E : ヤング率表-1、 I : 断面 2 次モーメントである。

図-7 に荷重パターンの概要図を示す。降伏水平変位 δ_y の整数倍の変位を $\pm\delta_y$, $\pm 2\delta_y$, $\pm 3\delta_y$, ... のように順次振幅を増加させ、正負交番荷重を行った。

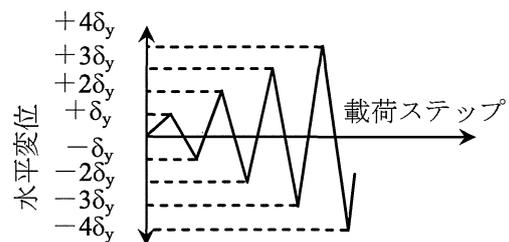


図-7 荷重パターン

3. 実験結果

3.1 水平荷重-水平変位関係

実験から得られた各供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線の一部を図-8 に示す。縦軸を降伏水平荷重 H_y , 横軸を降伏水平変位 δ_y で無次元化している。図中の破線は新品時(ORG-), 実線は修復後の供試

体の履歴を示している。

図-8 より、履歴曲線の形状から大きく 3 つのグループに分けることができる。1 つ目は (c)C1.5D-T12.0A, (f)CY0.5D-600, (h)TH50-8 のように最大水平荷重以降も安定した大きな履歴を描くグループである。このグループは新品時と比較して最大水平荷重が同程度まで回復し、かつ、高い変形性能とエネルギー吸収量が得られた。2 つ目は (a)C1.5D-T4.5A, (b)C1.5D-T6.0B, (d)C1.0D-T9.0, (e)C1.0-T9.0D のようにピンチング挙動が見られたグループである。このグループは新品時より変形性能は向上しているが、横に細長い履歴を描いており、エネルギー吸収量がやや小さくなっている。3 つ目は (g)CY0.5D-600W, (i)TH75-12 のように新品時とよく似た履歴を描くグループである。このグループは最大水平荷重については新品時より増加したものの、その後、急激な荷重の低下が見られ、変形性能は向上しなかった。また、詳しくは後述するが、いずれも修復部の直上で新たに座屈が生じた。

3.2 包絡線

図-9～図-12 に各修復方法の包絡線の一部を示す。

図-9 はコンクリートを 1.5D まで充填した供試体である。1.5D まで充填することで最大水平荷重は十分回復し、変形性能も大きく向上することが分かる。図-10 より、コンクリート充填高さが高いほど荷重が増加することが分かる。また、充填高さにかかわらず変形性能は向上している。ジベルのある供試体はジベルのない供試体と比較して、最大水平荷重が高く、充填高さが 0.5D でも大きく荷重が回復した。最大水平荷重に達した後も $8\delta_y$ 程度までは顕著な荷重の低下はなく、変形性能も高いことが分かる。

図-11 に示す鋼板巻き立て修復では、新品時が $3\delta_y$ 、巻き立て鋼板基部の溶接が有る CY0.5D-600W が $4\delta_y$ 、基部の溶接が無い CY0.5D-600 が $5\delta_y$ 程度で最大水平荷重となっている。CY0.5D-600W は最大水平荷重、変形性能ともに向上しているが、最大水平荷重後の荷重の低下が著しい。CY0.5D-600 は最大水平荷重以降の荷重低下が緩やかであり、変形性能が大きく向上した。また、橋脚の溶接性を考慮せず使用することができる。

図-12 に示す補剛材修復では、新品時が $3\delta_y$ で最大水平荷重に達しているのに対し、TH50-8 は $5\delta_y$ 程度で最大水平荷重となっており、その後の荷重の低下も緩やかで、変形性能が大きく向上している。TH50-8 は最大水平荷重についても十分回復している。TH75-12, TH100-16 は新品時とほぼ同じ包絡線を示した。

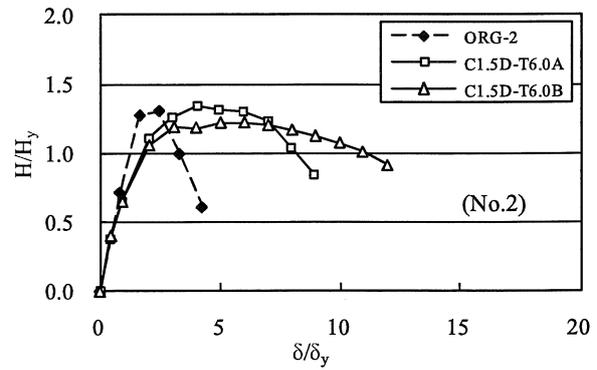


図-9 包絡線：コンクリート充填修復(T6.0)

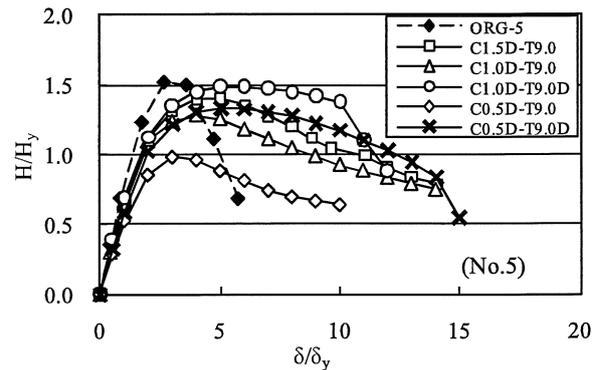


図-10 包絡線：コンクリート充填修復(T9.0)

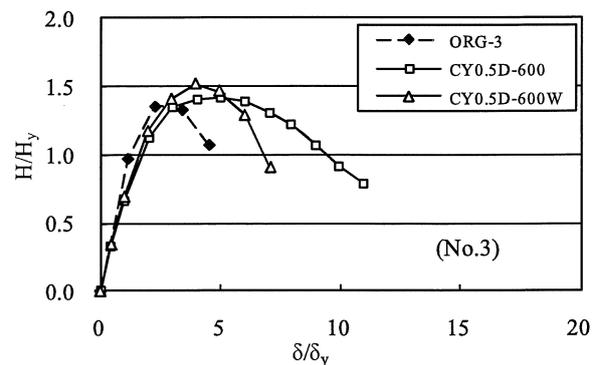


図-11 包絡線：鋼板巻き立て修復

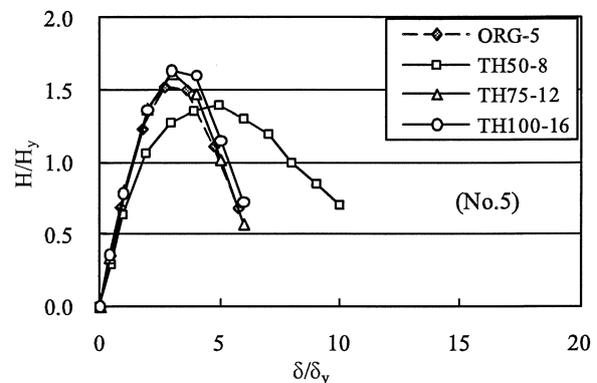


図-12 包絡線：補剛材修復

3.3 供試体損傷状況

3.3.1 コンクリート充填修復

(1)鋼管部の損傷

図-13(a), (b)に実験後の供試体鋼管部の損傷状況を示す。

ジベルの無い供試体は、板厚および充填高さに関わらず、修復前に生じていた基部の座屈が徐々に進行していった。C1.5D-T4.5A, C1.0D-T9.0, C0.5D-T9.0を除く6体の供試体は $8\delta_y$ 以降でクラックが発生した。クラックは座屈変形の頂部、座屈部の下、鋼管製造時の溶接のうち座屈部にかかる箇所いずれかで発生した。クラックが発生したのはいずれも $8\delta_y$ 以降の大変位に達してからである。これは道路橋示方書に示されているコンクリート充填円形鋼製橋脚の許容ひずみ $5\epsilon_y$ に相当する $5\delta_y$ 以上である。

ジベルの有る供試体は、基部の既存の座屈が進行するとともに、ジベル溶接位置に新たに座屈が発生した。ジベル溶接位置の座屈は充填高さが0.5Dの供試体のほうがより顕著に見られたが、これによる荷重の大きな低下などは見られなかった。その後、 $10\delta_y$ 程度の大変位において基部の座屈部の頂部にクラックが発生した。

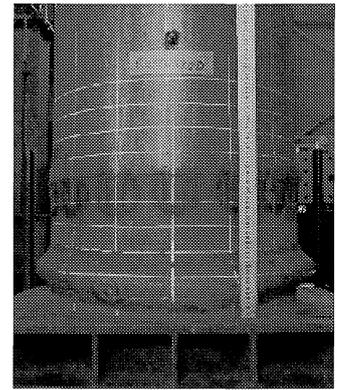
(2)充填コンクリートの損傷

実験後に供試体を溶断し、充填コンクリートの破壊状況を観察した。図-13(c), (d), (e)に充填コンクリートの損傷状況を示す。いずれの供試体も座屈部の頂点の高さで水平方向に断面全体に達するひび割れが発生した。これは、繰り返し载荷の過程で、充填コンクリートに引張力が作用した時に発生したひび割れが徐々に進行していき、断面全体に達したと考えられる。中には、ひび割れの開始高さが異なったためか、図-13(d)に示すようにひび割れが二層発生している供試体も見られた。また、鋼管座屈部に充填したコンクリートには局所的な圧壊が生じた。これは鋼管座屈部の充填コンクリートにより座屈の進行が抑えられたためと考えられる。なお、充填高さおよび鋼管の板厚が異なっても、充填コンクリートの破壊形状に大きな違いは見られなかった。

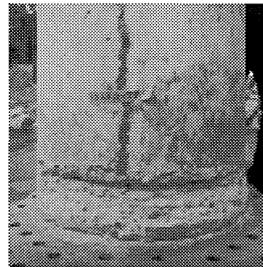
ジベルの有無で比較をすると、ジベルの無い供試体では充填コンクリートの損傷が座屈部に集中しているのに対し、ジベルの有る供試体では図-13(e)に示すように座屈部以外の箇所でも様々な損傷が見られた。これは、ジベルにより充填コンクリートの抜け上がりが拘束されるため、ひび割れが断面全体に達した後も充填コンクリートが鉛直軸力の一部を受け持っていたためであると考えられる。特に充填高さが0.5Dの供試体ではせん断破壊特有の破壊が見られた。また、ジベル周辺のコンクリートが崩れており、図-13(f)に示すようにジベルにも変形



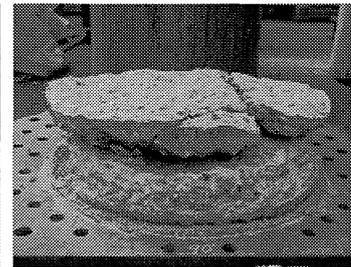
(a) C1.5D-T6.0A
基部の座屈部に発生したクラック



(b) C0.5D-T9.0D
ジベル溶接位置に生じた座屈



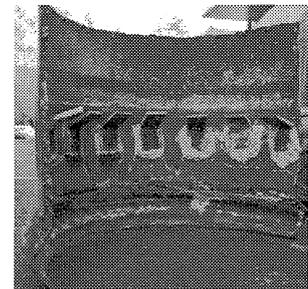
(c) C1.5D-T9.0
コンクリートの損傷
(ジベル無し)



(d) C1.5-T9.0
二層のひび割れ



(e) C0.5D-T9.0D
コンクリートの損傷
(ジベル有り)



(f) C0.5D-T9.0D
ジベルの変形

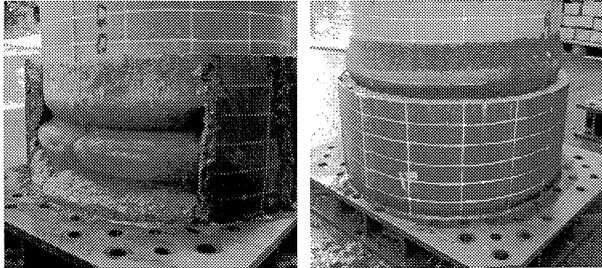
図-13 コンクリート充填修復の損傷状況

が見られた。なお、溶接が原因と考えられるクラックなどは見られなかった。

3.3.2 鋼板巻き立て修復

図-14(a)に示すように巻き立て鋼板基部の溶接が無いCY0.5D-600は、修復前から生じていた基部の座屈部の上部で、新たに内側にへこむような座屈が生じた。一方で、鋼板基部とベースプレートを溶接したCY0.5D-600Wは、図-14(b)に示すように、修復部直上に新たに座屈が生じ、修復部に損傷は見られなかった。いずれの供試体も座屈がさらに外側に進行するのは抑制されており、巻き立て鋼板基部の溶接が無くても、外側へ膨らむ座屈に対して十分な

拘束効果が得られることが分かった。実構造物では、アンカーボルトなどが存在し、容易に溶接が出来ない場合も有るため、有効な手法の一つと考えられる。また、いずれの供試体もコンクリートが抜け上がるような挙動は見られず、ジベルにより抜け上がり方が抑制されたと考えられる。

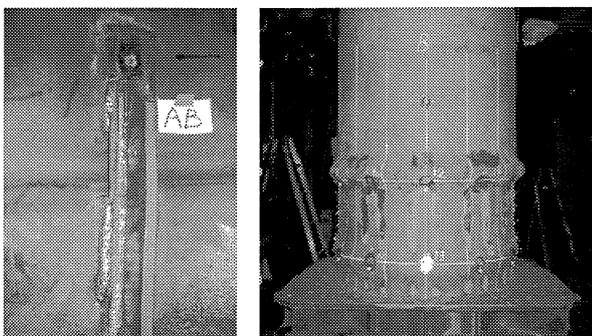


(a) CY0.5D-600 (溶接無し) (b) CY0.5D-600W (溶接有り)

図-14 鋼板巻き立て修復の損傷状況

3.3.3 補剛材修復

図-15 に補剛材修復の実験後の損傷状況を示す。TH50-8 は基部の座屈が進行するとともに、内側に溶接した補剛材に座屈やクラックが生じた。一方で、TH75-12, TH100-16 は図-15(b)に示すように修復箇所直上に新たに外側に膨らむ座屈が生じ、その後荷重が急激に低下した。これは、修復部の強度が大きく増加したためであり、耐力が過剰に増加した修復であると考えられる。補剛材については座屈やクラックは確認されなかった。TH75-12, TH100-16 は、図-8(i)に示したように荷重-変位関係は新品時と近い曲線となったが、異なる部位に損傷が発生した。このことから今、回使用した供試体の損傷の程度の場合、補剛材の量が過剰であったと考えられる。また、溶接が原因と考えられるクラックは発生しておらず、溶接性に問題はなかったと考えられる。



(a) TH50-8 補剛材の座屈およびクラック (b) TH75-12 修復箇所直上に新たに生じた座屈

図-15 補剛材修復の損傷状況

3.4 最大水平荷重および剛性

図-16 に修復後に回復した最大水平荷重 H_{max} を示す。図の横軸はそれぞれ新品時供試体の最大水平荷重 $H_{max}(ORG)$ で無次元化している。16体の供試体のうち12体は最大水平荷重が新品時のおよそ $\pm 10\%$ 以内となった。C1.5D-T4.5A は新品時に対し19%の増加, C1.0D-T9.0, C0.5D-T9.0, C0.5D-T9.0D はそれぞれ18%, 37%, 14%の減少となった。

図-17 に修復前および修復後の剛性比 K/K_0 を示す。剛性については6体の供試体が新品時の $\pm 10\%$ まで回復した。コンクリートを1.5Dまで充填したものは、剛性が大きく回復しており、特に板厚の薄

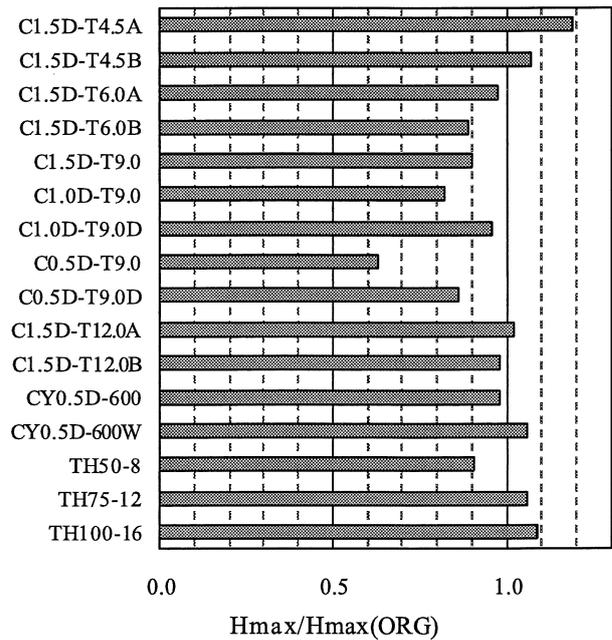
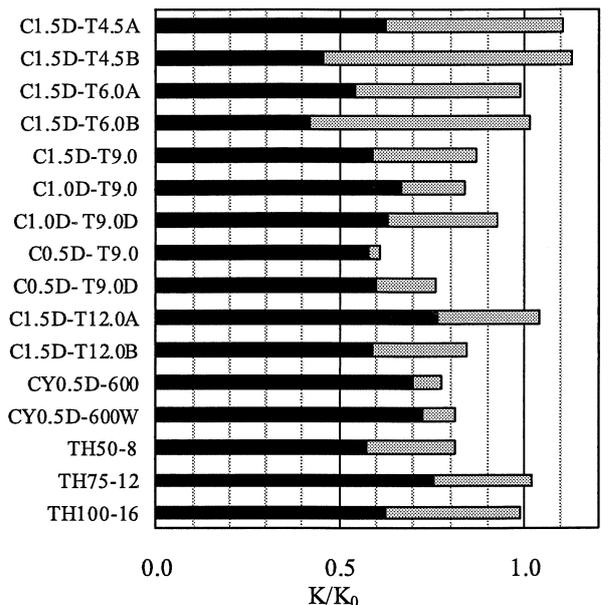


図-16 修復後の最大水平荷重



■ 修復前 □ 修復による回復量

図-17 修復後の剛性比

い供試体では効果が大きくなっている。一方で C0.5D-T9.0 は剛性の回復はわずかである。これは内部に充填したコンクリートが抜け上がったためであると考えられる。また、鋼板巻き立て修復(CY Type)では、最大水平荷重は±10%以内に回復したが、剛性の回復量は小さくなっている。これは、水平荷重が作用した場合、圧縮側の座屈部が外側に膨らむのは拘束されるが、引張側では座屈部が延ばされ橋脚が抜け上がるような挙動を示すため、コンクリートの拘束効果があまり発揮されなかったためと考えられる。

3.5 塑性率

橋脚の変形性能について塑性率を用いて評価する。本研究では、図-18に示すように最大水平荷重に達した後、最大水平荷重の95%となった時の水平変位を δ_{95} とし、式(6)より塑性率 μ_{95} を算出した。図-19に修復後の塑性率を示す。図の横軸は新品時供試体の塑性率 $\mu_{95}(\text{ORG})$ で無次元化している。

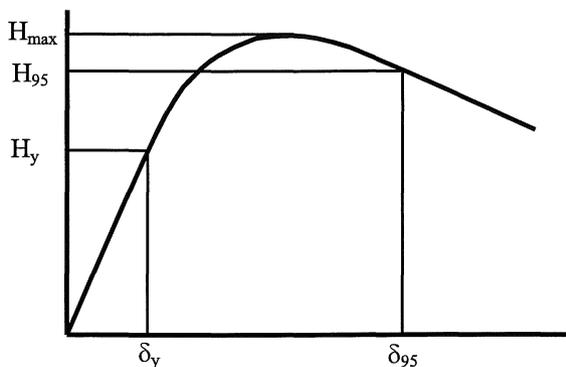


図-18 塑性率の算出

$$\mu_{95} = \delta_{95} / \delta_y \quad (6)$$

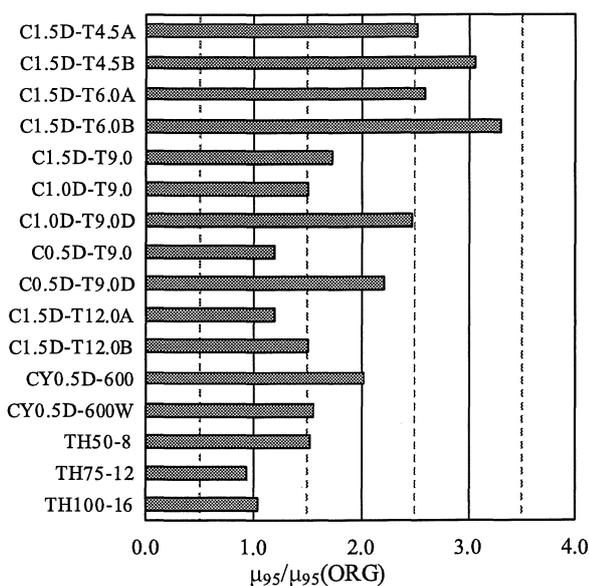


図-19 修復後の塑性率

コンクリート充填による修復(C Type)ではすべての供試体で塑性率が向上し、最高で新品時の3倍以上に向上した。このうちジベルの無い供試体では、充填高さによる効果の違いが見られ、充填高さが0.5Dの場合塑性率の向上はわずかである。ジベルを設けた供試体では、いずれも新品時の2倍以上となった。鋼板巻き立て(CY Type)および補剛材(TH Type)による修復では、修復箇所の直上で新たに座屈が生じたCY0.5D-600W, TH75-12, TH100-16の場合、同種の修復方法でもCY0.5D-600, TH50-8と比較して塑性率が低くなっている。特にTH75-12については新品時よりも低下している。

4. 修復後の耐震性能に関する検討

本研究で実施した修復方法では、修復方法ごとに最大水平荷重および剛性が異なる様々な結果が得られた。修復後に、恒久的な使用を考慮する場合、どの程度の性能まで回復させればよいか議論をする必要がある。しかし、修復後の性能がどの範囲内であれば恒久的な使用に耐えられるかは明らかでなく、有効な修復方法の判定は困難である。

そこで、本研究では、バイリニアモデルでの簡易的な地震応答解析を行った。最大水平荷重比 H/H_0 (=0.7~1.3)および剛性比 K/K_0 (=0.6~1.3)をパラメータとして解析を行い最大応答変位の変化を調べた。ここで、 H_0 および K_0 は、それぞれ新品時の最大水平荷重および剛性である。表-7に使用した橋脚モデルの諸元を示す。実験供試体に対し4倍の大きさの橋脚を想定している。

図-20に解析結果を示す。図の縦軸は最大応答変位 X を新品時の橋脚($H/H_0=1$, $K/K_0=1$)の最大応答変位 X_0 で無次元化した値である。図中には新品時の結果を中心に、 $K/K_0=0.8\sim 1.2$, $X/X_0=0.8\sim 1.2$ の範囲を実線で示している。なお、応答変位については新品時から大きく増加しないことを必要な性能と設定する。

図-20より、地震波により異なるものの、概ね剛性および荷重が低下するほど変位が増加している。剛性に関しては、例えば図-20(a), (e)より、新品時の80%以下の場合、応答変位が大きく増加してい

表-7 橋脚モデル諸元

| | |
|--------------------------------|--------------------------|
| 直径 D (mm) | 2444.7 |
| 板厚 t (mm) | 35.6 |
| 載荷点高さ h (mm) | 11560 |
| 断面2次モーメント I (mm ⁴) | 1.955 × 10 ¹¹ |
| 径厚比パラメータ R _t | 0.098 |
| 細長比パラメータ λ | 0.358 |

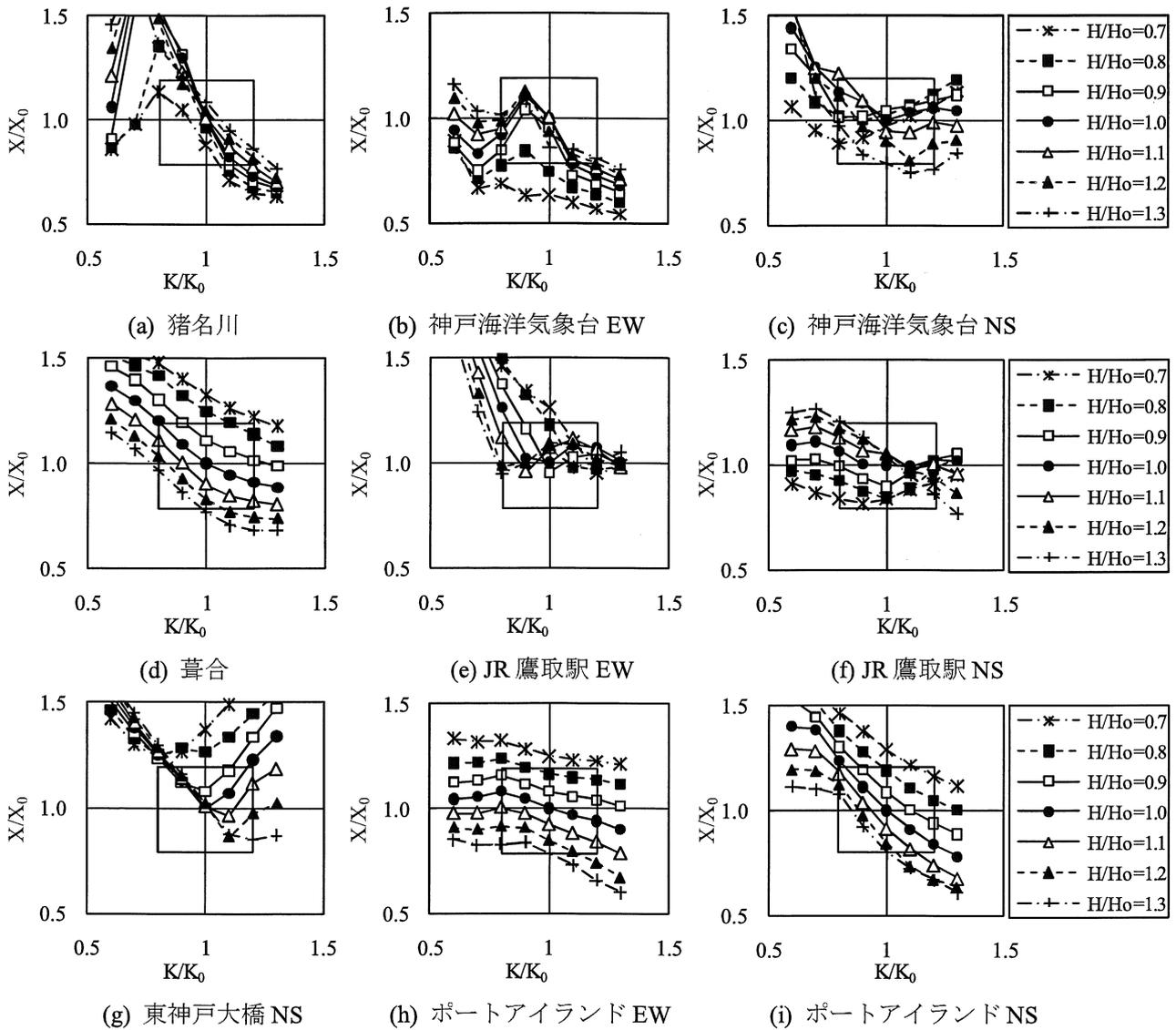


図-20 最大応答変位の解析結果

ることが分かる。剛性が高いほど応答変位は安定するが、図-20(g)のようにばらつきが見られるケースもある。なお、剛性を回復させるのに伴い固有周期が大きく変化することは好ましくない。従って、例えば固有周期の変化を±10%以内に抑えるならば、 $T=2\pi\sqrt{m/k}$ の式を用いて換算すると、剛性は、新品時に対し±20%程度とすることが望ましいと考えられる。

最大水平荷重比 H/H_0 については図-20(d), (i)より90%以下の場合、応答変位の増加が顕著に見られる。また、地震波によっては図-20(b), (c), (f)のように H/H_0 が増加するにつれて応答変位が増加する場合もある。橋梁全体として予期せぬ挙動が発生することで、2.3で述べたように損傷箇所の変化も予想される。

入力地震動による解析結果の差はあるものの、本研究で目標とした修復後の性能と解析結果は概ね一致した。以上より、本研究では、新品時に対して

剛性が±20%程度、最大水平荷重が±10%程度まで回復するような修復をすることを提案する。ただし実験では、修復後の性能が目標範囲内であっても、新たな部位に損傷が生じるなど損傷箇所が変化するケースが見られる。そのため、修復部近傍での耐力の急激な変化を緩和するような修復方法をとる必要がある。

5. 結論

本研究では極大地震により損傷した鋼製橋脚の早期復旧を想定し、基部に座屈の生じた円形断面鋼製橋脚に対し3種類の修復を施し、繰り返し載荷実験を行ってその耐震性能を検討した。本研究で得られた結論を以下に示す。

1. 本研究で提案した3種類の修復方法は、いずれも目標とする耐震性能まで回復させることが可能である。

2. コンクリート充填修復では、1.5D 程度の高さまで充填することで、最大水平荷重、剛性ともに大きく回復し、優れた修復効果が得られた。また、ジベルを設置することで、充填高さが 0.5D 程度でも剛性が 76%、最大水平荷重が 86%まで回復した。
3. 補剛材修復では補剛材の本数や形状を適切に選択することで、損傷前の耐力まで回復させ、変形性能を向上させることができると考えられる。ただし、橋脚本体の溶接性が確保されていることを確認する必要がある。
4. 鋼板巻き立て修復では、鋼板基部の溶接の有無によらず十分な座屈拘束効果が得られ、最大水平荷重は新品時に対して±10%まで回復した。
5. 解析および実験結果を踏まえ、新品時に対して最大水平荷重を±10%程度、剛性を±20%程度まで回復させることで、本研究で目標とする修復後の性能を満足すると考えられる。

謝辞

本研究は愛知工業大学耐震実験センターにおいて実施し、愛知工業大学耐震実験センター研究経費および科学研究費（基盤研究B，代表：名城大学宇佐美勉）を使用して行いました。ここに感謝の意を表します。

付録

本研究と文献12)で使用した供試体の対応表を表-A1に示す。文献12)で行った実験は、軸力比、板

表-A1 供試体名の対応表

| No. | Type | 本研究 | 文献12) |
|-----|--------------|-----------------|----------------|
| 1-1 | C Type | C1.5D-T4.5A | R4.5-NC(ORG-1) |
| 1-2 | | C1.5D-T4.5B | R4.5-CR |
| 2-1 | | C1.5D-T6.0A | R6.0-NC(ORG-2) |
| 2-2 | | C1.5D-T6.0B | R6.0-CR |
| 5-1 | | C1.5D-T9.0 | P35-NC |
| 5-2 | | C1.0D-T9.0 | P25-NC |
| 5-3 | | C1.0D-T9.0D | P15-CR |
| 5-4 | | C0.5D-T9.0 | ORG-5 |
| 5-5 | | C0.5D-T9.0D | pushover |
| 4-1 | | C1.5D-T12.0A | R12.0-CR |
| 4-2 | C1.5D-T12.0B | R12.0-NC(ORG-4) | |
| 3-1 | CY type | CY0.5D-600 | R9.0-CR |
| 3-2 | | CY0.5D-600W | R9.0-NC(ORG-3) |
| 5-6 | TH Type | TH50-8 | P25-CR |
| 5-7 | | TH75-12 | P15-NC |
| 5-8 | | TH100-16 | P35-CR |

厚、圧縮芯の有無、載荷履歴などの条件が異なっている。なお、P15、P25、P35は軸力比P/Py(%), R4.5、R6.0、R9.0、R12.0は板厚(mm), CR、NCはそれぞれ圧縮伸の有無を意味する。本研究では、供試体を板厚、鋼種および損傷の程度から分類して用いた。供試体名はC Typeでは、例えばC1.5Dはコンクリート充填高さ1.5D、T4.5は鋼管の板厚が4.5mm、末尾のA、Bは通し番号を意味する。CY Typeでは、CY0.5Dは鋼板巻き立て高さ0.5D、600は鋼管の直径が600mm、末尾のWは溶接ありを意味する。TH Typeでは、例えばTH50は断面積の50%、8は補剛材の本数を意味する。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：大震災に立ち向かって-阪神・淡路大震災記録書，1996.1.
- 2) 阪神高速道路管理技術センター：大震災を乗り越えて-震災復旧工事誌一，阪神高速道路公団，1997.9.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書。同解説 V 耐震設計編，2002.3.
- 4) 例えば 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraj H.P.Mamaghani，葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525/ I -33,pp.69-82,1995.10.
- 5) 例えば 松村政秀，北田俊行，澤登善誠，中原嘉郎：無充填区間を有するコンクリート充填工法による既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.35-44，2001.3.
- 6) 例えば 北浦雅司，折野明宏，石澤俊希：コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究，土木学会論文集，No.696/ I -58，pp.285-298，2002.1.
- 7) 例えば 忠和男，櫻井孝昌：既設円筒鋼製橋脚の鋼板貼り付けによる耐震補強法，構造工学論文集，Vol.49A，pp.139-144，2003.3.
- 8) 鈴木森晶，青木徹彦，野村和弘：簡易修復後鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.135-142，2000.3.
- 9) 尾松大道，鈴木森晶，青木徹彦：損傷した矩形断面鋼製橋脚の修復後の耐震性能に関する研究，構造工学論文集，Vol.52A，pp.445-453，2006.3.
- 10) M Suzuki,H Omatsu,A Imanaka,T Aoki : Seismic resistance capacity of repaired steel bridge piers after severe earthquake, International Conference on STRUCTURAL CONDITION ASSESSMENT, MONITORING AND IMPROVEMENT, pp.291-298, December 2005.

- 11) Moriaki Suzuki, Yoshiyuki Shimaguchi, Tetsuhiko Aoki : RESIDUAL STRENGTH OF DAMAGED STEEL BRIDGE PIER WITH CIRCULAR CROSS SECTION AND ITS REPAIR METHOD, JOINT CONFERENCE PROCEEDINGS 7CUEE & 5ICEE, pp.2011-2016, March 3-5, 2010.
- 12) 服部宗秋, 青木徹彦, 鈴木森晶 : 圧縮芯をもつ鋼管橋脚の耐震性能実験, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.465-475, 2006.3.
- 13) 森下益臣, 青木徹彦, 鈴木森晶 : コンクリート充填円形鋼管柱の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.73-83, 2000.3.
- 14) 宇佐美勉 : 鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.79-88, 1990.3.
- 15) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書. 同解説 II 鋼橋編, 2002.3.

(2011年9月14日受付)