

# 既損傷円形鋼製橋脚の補修に関する研究

## Study on Repair of Damaged Circular Steel Pier

今中明子<sup>†</sup>, 青木徹彦<sup>††</sup>, 鈴木森晶<sup>††</sup>

Akiko IMANAKA, Tetsuhiko AOKI, Moriaki SUZUKI,

This paper describes about experiment and numerical analysis to investigate an elasto-plastic behavior and to evaluate for repaired circular steel piers. Hyogoken-nanbu earthquake in 1995, many studies about strength and ductility of circular steel piers has been conducted. However, the repair method of damaged circular steel piers which have buckling and/or crack, is not standardized. It is not also specifically how much the reaction force has remained for damaged circular steel piers.

In this study, the repair method is proposed that is early retrofit for damaged circular steel pier after several earthquakes. And five test pieces which have elephant foot bulge damage in the bottom of columns are repaired. Additionally, cyclic loading tests are performed which is same as previous tests. Moreover, it is important to evaluate exact remain reaction force for a circular steel pier, in order to investigate the damage levels and the necessity of repair. Therefore, remain reaction force is evaluated using FEM analysis. It is shown that, the fundamental data about the repair method of the circular steel pier.

### 1. 序論

鋼製橋脚は施工性や工期等の優位性から市街地の高架道路、鉄道に多用されている。重要度の高い公共構造物は一般に直列リンク構造であることが多い。極大地震によりこれらの構造物に局所的な損傷が生じた場合、一箇所の機能不全が輸送路全体の機能損失につながる。

兵庫県南部地震(1995. 1)では、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となり、救助活動・災害復旧活動の妨げになった。また、完全に倒壊した場合を含めて比較的軽微な損傷にとどまった橋脚においても、部分的な補修では復旧できない場合が少なくなかった。そのため撤去後再構築といった方法を取った場合があり、全線開通までに1年9ヶ月を要した<sup>1)3)</sup>。このようなことから、これらの構造物の早期復旧は、人命および都市機能の回復のため、極めて重要な事項であるといえる。

以降、各研究機関で補強に対する研究は多くなされており、実績もあるが<sup>4)</sup>、地震による損傷後の補修と補修後の耐震性能を明らかにした例は極めて少ない<sup>5)</sup>。

そこで本研究では、震災後早期復旧が可能であり、かつその補修方法が恒久的な補修となり得るような補修方法を提案した。

今回着目する損傷形態は基部に発生した提灯座屈に限定した。

そして損傷後の耐震性能を実験的に明らかにするため、補修前と同様の载荷実験を行った。以上より本研究では、損傷を生じた鋼管柱の補修方法に関する基礎的資料を提示する。

### 2. 補修方法の概念

鋼管柱に地震時の水平力が作用した場合、基部に軸圧縮力と曲げモーメントが作用し、局部座屈が生じる。この現象は、はじめに鋼管柱の圧縮縁が外側方向に座屈を生じ、繰り返し荷重によって、座屈が鋼管柱全周に進展する(提灯座屈)。このような提灯座屈が生じることで、地震などの繰り返し荷重下の劣化挙動に関しては大きな影響を持ち、変形性能が低下すると考えられる。

本研究では、このように基部に提灯座屈が生じた供試体5体に簡易補修を施した。採用した補修方法は、応力伝達タイプと座屈拘束タイプの2種類の補修方法である。

#### 2・1 応力伝達タイプ補修

応力伝達タイプ補修は、座屈が生じている範囲では残存耐力が期待できないとみなして補修を行った。この補修方法は軸圧縮力と曲げモーメントにより基部に生じる応力を、補修部材に伝達することで地震力に抵抗する機構である。

この応力伝達タイプの補修には、図-1に示す3種類の補修を3体の供試体に対して施した。また、補修に用いた材料諸元を表-1に示す。

<sup>†</sup>愛知工業大学大学院建設システム工学専攻

<sup>††</sup>愛知工業大学土木工学科(豊田市)

<sup>†††</sup>愛知工業大学土木工学科(豊田市)

## (1) 三角リブ補修(PR-RIB)

三角リブ補修として、リブによる補修を提案する(PR-RIB)。基部から高さ 330mm までの座屈が生じている領域に対して図-1(a)に示すように、座屈形状にあわせて成形した三角リブを供試体の外側から溶接により取り付けた。リブは $30^\circ$ の間隔で全周にわたり 12ヶ所取り付けた。

この補修方法は、三角リブで軸方向応力の伝達と座屈の進行を抑えることを目的としている。

## (2) 円錐型鋼板補修(PR-CRN)

円錐型鋼板補修として、円錐型鋼板による補修を提案する(PR-CRN)。基部から高さ 400mm までの範囲に、円錐型に加工した鋼板をスカート状に巻き、外側から溶接により取り付けた。その後、鋼管柱と円錐型鋼板の間にモルタルを注入する補修方法である。補修概略図を図-1(b)に示す。

この補修方法はリブによる補修と同様に、作用する応力を外側に巻いた円錐型鋼板に受け持たせる。また、モルタルにより座屈の進行を抑えることを目的としている。

## (3) 円錐型鋼板・円筒帯板補修(PR-CRNSTR)

円錐型鋼板・円筒帯板補修として、リブと円錐型鋼板による補修を提案する(PR-CRNSTR)。この補修方法は、前項のリブによる補修と円錐型鋼板による補修を組み合わせたものである。ただし、円錐型鋼板の直上部で集中的に座屈が生じることが想定される。そのため座屈領域の集中を防ぎ、座屈の進行を抑制するためギャップ 0mm で鋼板を図-1(c)に示すように、円錐型鋼板の上部から 300mm の位置まで巻き付けた。なお、この外側から巻き付けた円筒帯板は供試体本体と同一の材質、板厚を有する。

表-1 応力伝達タイプ補修材料諸元

供試体名	補修部材形状	補修部材寸法
PR-RIB	三角リブ	板厚: 19mm リブ幅: 156mm
PR-CRN	円錐型鋼板	板厚: 12mm
PR-CRNSTR	三角リブ	板厚: 19mm リブ幅: 80mm
	円錐型鋼板	板厚: 12mm

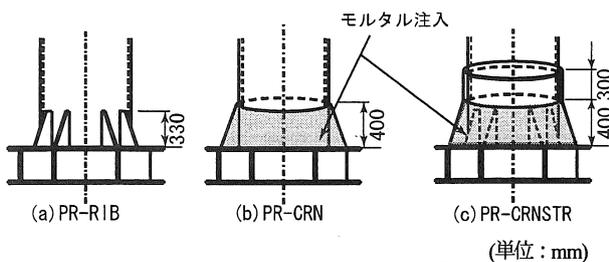


図-1 応力伝達タイプ補修概略図

## 2・2 座屈拘束タイプ補修

前述の応力伝達タイプ補修では座屈が生じている範囲では耐力が期待できないとみなしたが、このタイプは座屈領域にはある程度の残存耐力があるとみなした場合の補修方法である。この補修方法は座屈部分を外側から拘束し、座屈を生じた部分と補修部分が一体となり、地震力に抵抗する機構である。

この座屈拘束タイプの補修を2体の供試体に施した。

## (1) 円筒鋼板・コンクリート充填補修(PR-CY0.5D, PR-CY1.0D)

円筒鋼板・コンクリート充填補修として、円筒型鋼板による補修を提案する(PR-CY0.5D, PR-CY1.0D)。鋼管柱の外周に40mmの隙間をあけて板厚 $t=9\text{mm}$ の鋼板を巻き立て、鋼管柱と鋼板の間にコンクリートを充填する補修方法である。なお、補修鋼板の板厚を9mmとしたのは、鋼管柱と補修鋼板における断面2次モーメントを一致させるためである。この補修方法は鋼管柱の外側から鋼板を巻き立て、コンクリートを充填する事により、基部の抵抗モーメントを増加させ、剛性復帰と座屈の進行を抑えることを目的としている。また、鋼板の巻き立て高は直径の0.5倍と1.0倍の2種類で行った。補修概略図を図-2に示す。

なお、鋼管柱の外側と円筒型鋼板の内側に十分と思われる量のジベル(ズレ止め)を溶接し、鋼材とコンクリートを一体化している。

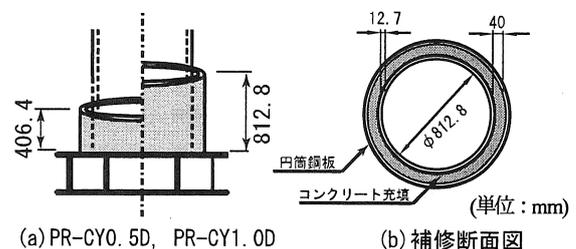


図-2 座屈拘束タイプ補修概略図

## 3. 実験計画および実験方法

## 3・1 実験供試体

鋼管柱の損傷の大半は凸状の局部座屈、あるいはこれが断面の全周に進展した提灯座屈である。このような鋼管柱特有の局部座屈は、座屈発生点で折れ曲がるため橋脚全体に大きな残留変位が生じることがある。このことから、補修を行う際には、ジャッキ操作により橋脚を鉛直に戻す作業が必要な場合もある。本研究ではこのように鉛直に戻された鋼管柱を想定している。

本研究で使用した供試体は過去に本学で行われた鋼管柱の繰返し載荷実験<sup>6)</sup>で基部に提灯座屈損傷が生じた供試体5体(以降 PR-ORG(補修前)と称す)を用いて行った。新品時の供試体概念図を図-3に、供試体寸法および各パラメータを表-2に示す。供試体は外形 $D=812.8\text{mm}$ 、板厚 $t=12.7\text{mm}$ の無縫鋼管円形断面であり、鋼種は電綫鋼管 STK400 である。表-2に示す $h$ は供試体基部から水平荷重載荷位置までの高さであり、径厚比パラメータ $Rt^7)$ 、細長比パラメータ $\lambda$ は式(1)、式(2)で表される。

$$R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \quad (1)$$

$$\lambda = \frac{2h}{\pi r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

ここで、 $R$  : 鋼管断面の板厚中心半径、 $t$  : 鋼管の板厚、 $\sigma_y$  : 降伏応力、 $E$  : ヤング係数、 $\nu$  : ポアソン比、 $r$  : 断面 2 次半径である。

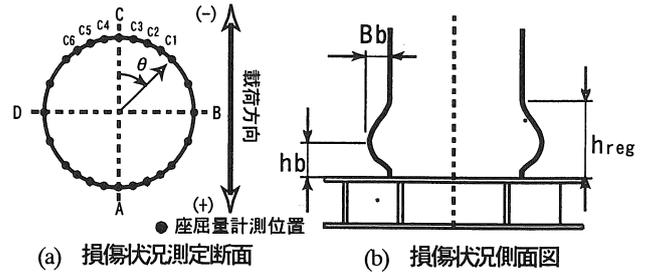


図-4 損傷状況測定概念図

表-2 新品時供試体寸法および各パラメータ<sup>⑥</sup>

鋼種	STK400
外径 $D$ (mm)	812.8
板厚 $t$ (mm)	12.7
高さ $h$ (mm)	3800
断面 2 次半径 $r$ (mm)	283
断面 2 次モーメント $I$ (mm <sup>4</sup> )	2.56E+06
径厚比パラメータ $R_t$	0.113
細長比パラメータ $\lambda$	0.396

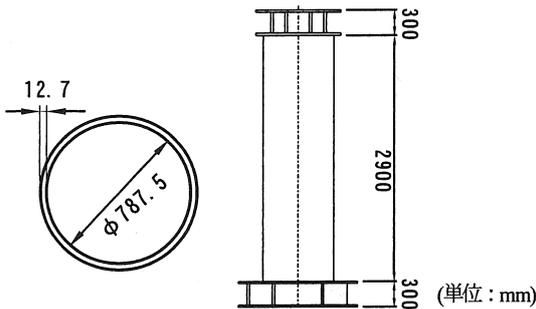


図-3 PR-ORG 供試体概念図

3・2 PR-ORG(補修前)供試体損傷状況

本研究で用いた 5 体の PR-ORG(補修前)供試体は、過去の実験で異なる載荷パターンで繰り返し載荷を行っており、損傷状況に差異があると思われたため、5 体について最大座屈量  $B_b$ 、平均座屈高  $h_b$  などをそれぞれ測定した(図-4)。その結果、基部より 100mm 前後の位置で 20~40mm 程度の外側にふくらむような提灯座屈が生じており、座屈変形量の大小はあるものの、同等の損傷が見られた。表-3 に測定諸量を示す。

表-3 損傷状況測定諸量

供試体名	最大座屈量 $B_b$ (mm)	最大座屈断面	平均座屈高 $h_b$ (mm)	座屈領域 $h_{reg}$ (mm)
PR-RIB	20.9	C	102.9	205
PR-CRN	20.0	C1	118.5	240
PR-CRNRIB	43.1	C5	77.9	174
PR-CY0.5D	21.8	C	112.2	234
PR-CY1.0D	24.9	C	105.2	210

また、補修前供試体の残存剛性を調べるため、補修を行う前に文献 6)と同様の鉛直荷重  $P=2535\text{kN}$  作用させ、降伏水平変位(理論値)  $\delta_y=20.8\text{mm}$  の約 50% (10mm) 以内での繰り返し載荷を行い、残存剛性を測定した。その結果、PR-ORG(補修前)供試体 5 体は過去に行った実験での最終剛性とほぼ同程度の剛性があることを確認した(表-4)。

表-4 保有剛性測定結果

供試体名	残存剛性 (kN/mm)	前回実験時最終剛性 (kN/mm)
PR-RIB	15.50	15.49
PR-CRN	17.73	18.35
PR-CRNRIB	10.02	10.83
PR-CY0.5D	13.17	14.31
PR-CY1.0D	14.56	15.61

3・3 載荷方法

実験載荷装置を図-5(a), (b)に示す。実験では、上部工重量を想定した鉛直荷重は載荷はりを通して 4400kN アクチュエータ 2 基を鉛直方向に取付け、これを引張方向に載荷する。鉛直荷重を一定に保持した状態で、地震時の上部工重量の慣性力を想定した水平荷重を 4400kN アクチュエータ 1 基を用いて載荷点位置に正負の繰り返し水平荷重を静的に載荷する。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ており、以後水平荷重は補正した値で評価している。

なお、一定鉛直荷重  $P$  は有効座屈長の概念に基づき、(式(2.3)~式(2.5))に示す局部座屈を考慮しない「はり一柱」強度相関より算出する<sup>⑧</sup>。算出された  $P$  のうち小さいほうの値を鉛直荷重として採用する。

$$\frac{\alpha P}{P_u} + \frac{C_m \alpha M}{M_y (1 - \alpha P / P_E)} \leq 1.0 \quad (3)$$

$$\frac{\alpha P}{P_y} + \frac{\alpha M}{M_y} \leq 1.0 \quad (4)$$

$$M = k_h Ph \quad (5)$$

ここで、 $\alpha$  : 安全率 (=1.14),  $C_m$  : 等価モーメント修正係数 (=0.85),  $P_E$  : オイラーの座屈強度,  $P_y$  : 降伏軸力,  $P$  : 鉛直荷重,  $M_y$  : 降伏モーメント,  $P_u$  : 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,  $M$  : 柱基部の曲げモーメント,  $k_h$  : 震度法に用いる設計水平震度 (本研究では, 0.2) である。

図-6 に載荷プログラムの概念図を示す。供試体の下端(ベースプレートの上板部直上)が降伏するときの載荷点の変位を  $\delta_y$  として, 変位  $\delta_y$  の整数倍の変位を正負方向に交互に与え,  $\pm 2\delta_y, \pm 3\delta_y, \pm 4\delta_y, \dots$  というように順次振幅を増加させ, 載荷を行った。

本実験では, 繰り返し荷重の載荷条件として各  $\delta_y$  における繰り返し回数を過去の実験と同様に 1 回ずつとした。なお, 繰り返し載荷の基本変位となる  $\delta_y$  は, 弾性理論により以下に示す式(6)より算出し  $\delta_y=20.8\text{mm}$  となった。実験では, 基部の剛体変形を含んだ状態で繰り返し載荷を行っている。

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (6)$$

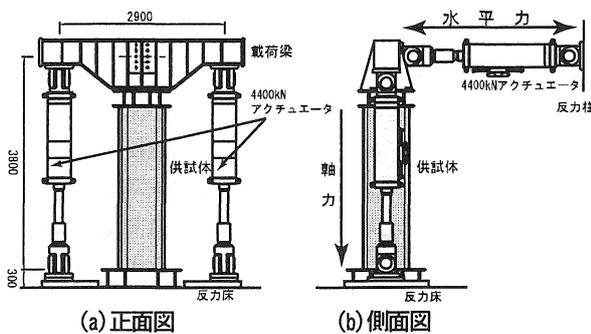


図-5 実験載荷装置

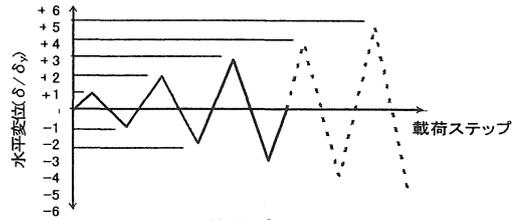
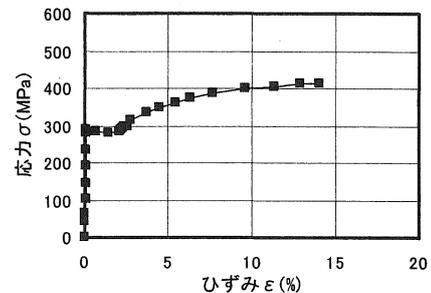


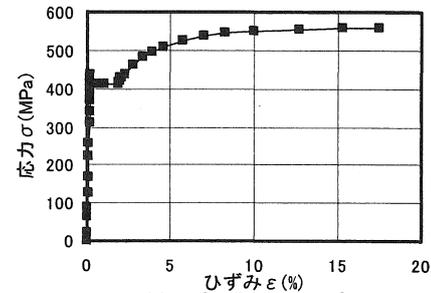
図-6 載荷プログラム

### 3.4 材料試験

応力伝達タイプ, 座屈拘束タイプ補修で用いた補修鋼板(曲げ加工前)について, JIS1 号試験片を各 3 体製作し, 引張試験を行った。試験結果の平均値を表-5 に示す。また, 補修で使用したモルタルおよびコンクリートの試験供試体 ( $\phi 20 \times 10$ ) を各補修タイプで 5 体作成し, 圧縮試験を行った。試験結果の平均値を表-6 に示し, それぞれの引張試験結果から得られた応力-ひずみ曲線の一列を図-7 (a), (b) に示す。



(a) 応力伝達タイプ



(b) 座屈拘束タイプ

図-7 応力-ひずみ曲線(補修鋼板)

表-5 補修鋼板引張試験結果

適用	応力伝達タイプ	座屈拘束タイプ	鋼管柱
ヤング係数 E (GPa)	203	208	205
降伏応力 $\sigma_y$ (MPa)	277	411	440
降伏ひずみ $\epsilon_y$ (%)	0.165	0.269	0.215
ポアソン比 $\nu$	0.27	0.26	0.29
ひずみ硬化係数 $E_{st}$ (GPa)	3.58	4.98	2.00
ひずみ硬化開始ひずみ $\epsilon_{st}$ (%)	2.06	1.94	3.04
最大応力 $\sigma_u$ (MPa)	417	560	497
最大応力時ひずみ $\epsilon_u$ (%)	18.3	14.1	18.2

表-6 圧縮強度試験結果

適用	応力伝達タイプ		座屈拘束タイプ
材料	モルタル		コンクリート
材 齢	PR-CRN	18 日	28 日
	PR-CRNSTR	28 日	
養生方法	自然養生		自然養生
圧縮強度 fc(MPa)	PR-CRN	64.5	32.8
	PR-CRNSTR	82.6	

4. 実験結果と考察

4・1 水平荷重-水平変位履歴曲線

図-8 に各供試体の水平荷重(H)-水平変位( $\delta$ )履歴曲線(ヒステリシスループ)を示す。図-8(a)は過去に本学で行われた新品時の実験結果<sup>4)</sup>(以降 PR-NEW(新品時)と称す)である。図-8(b)~(f)は今回行った PR-RIB, PR-CRN, PR-CRNSTR, PR-CY0.5D, PR-CY1.0D の実験結果をそれぞれ示している。なお、過去に行われた実験 PR-NEW(新品時)では、基部より載荷点位置までの高さ h は 3550mm であるが、今回行った実験では載荷治具が異なるため基部より載荷点位置までの高さ h は 3800mm である。そこで PR-NEW(新品時)の h=3800mm に相当する降伏水平荷重  $H_y=597\text{kN}$  と降伏水平変位  $\delta_y=20.8\text{mm}$  を算出した。本実験では降伏水平変位  $\delta_y=20.8\text{mm}$  (理論値) を基準変位として繰り返し載荷を行った。しかし 3.3 節の載荷方法で述べたように、水平荷重載荷位置で測定された水平変位には供試体基部の剛体変形の影響が含まれるため、実験後のデータ整理では水平方向のスライド量と剛体回転により発生する水平変位

を除去している。表-7 に算出した降伏水平荷重  $H_y$  と降伏水平変位  $\delta_y$  を、表-8 に実験で得られた降伏水平荷重  $H_y^*$  と降伏水平変位  $\delta_y^*$  を示す。PR-NEW(新品時)に関しては文献(6)に示すように、供試体基部に貼り付けたひずみゲージの値より算出した。1 ループ目の載荷履歴より正側と負側の折り返し点の荷重と変位をそれぞれ平均して  $H_{y0}$ ,  $\delta_{y0}$  とし表-9 に示す。この値を用いて剛性  $K$  を算出したところ、表-7 に示す剛性と差分はない。

また、過去に行われた実験では、供試体 5 体で載荷パターンが異なる。そのためここに示す PR-NEW(新品時)の実験データは、今回行った実験と同様の両振幅繰り返し載荷を行った供試体 1 体のデータである。これらの図からわかるように、履歴曲線のパターンを見ると PR-RIB, PR-CRN, PR-CY1.0D は、PR-NEW(新品時)と類似していた。それに対し、PR-CRNSTR, PR-CY0.5D は PR-NEW(新品時)と全く異なる履歴パターンを示した。また、各供試体ともに  $4\delta_y$  付近で最大水平荷重  $H_{max}$  に達した。

表-7 降伏水平荷重, 降伏水平変位および剛性値(理論値)

今回行った実験 (h=3800mm)			過去に行われた実験 (h=3550mm)		
(理論値)			(理論値)		
$H_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$K^*=H_y/\delta_y$ (kN/mm)	$H_y$ (kN)	$\delta_y$ (mm)	$K^*=H_y/\delta_y$ (kN/mm)
597	20.8	28.7	631	18.0	35.0

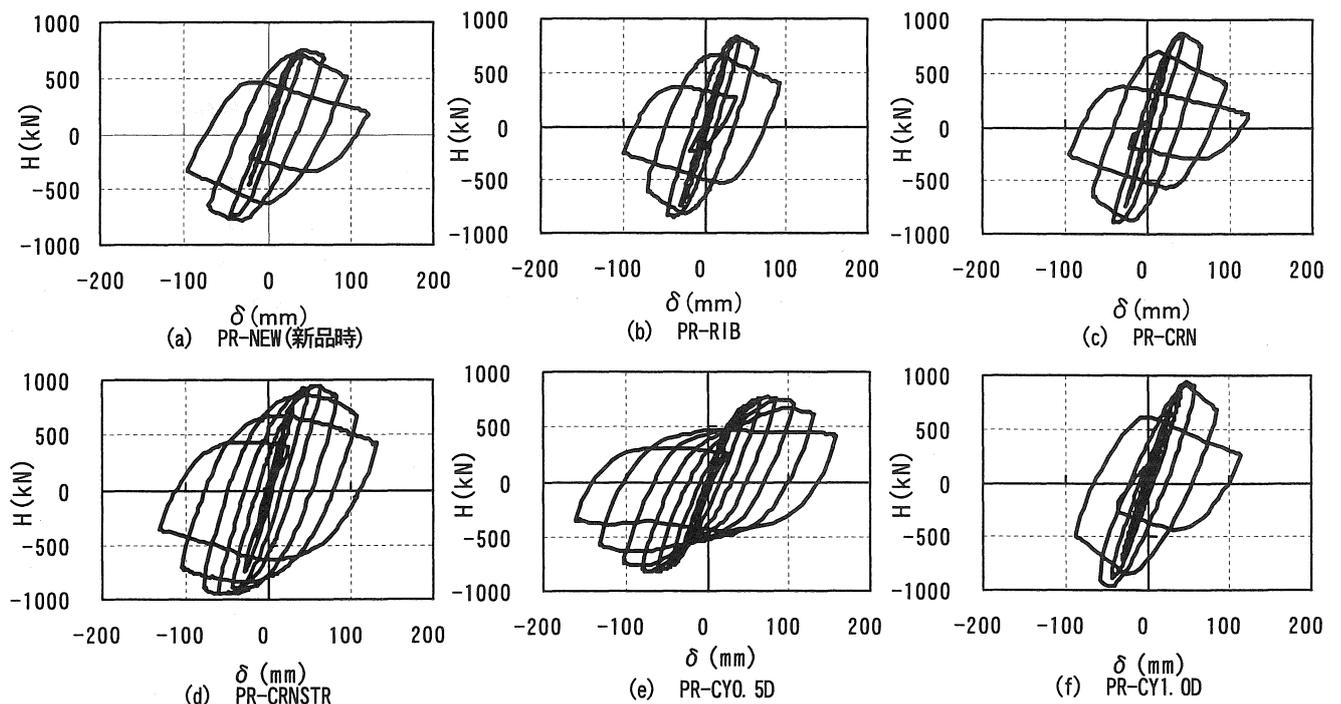


図-8 水平荷重-水平変位履歴曲線

表-8 降伏水平荷重, 降伏水平変位および剛性値(実験値)

供試体名	$\delta_y^*$ (mm)	$H_y^*$ (kN)	$K^*=H_y^*/\delta_y^*$ (kN/mm)
PR-NEW (新品時)	19.8	429	21.7
PR-RIB	14.6	420	28.8
PR-CRN	15.2	434	28.6
PR-CRNSTR	15.4	451	29.3
PR-CY0.5D	15.4	345	22.4
PR-CY1.0D	15.5	418	27.0

4・2 包絡線

図-9 に各載荷変位での最大変位点(正負の絶対値の平均)を結んだ履歴曲線の包絡線を示す。なお, PR-NEW(新品時)の実験から得られた降伏水平荷重  $H_y^*$  と降伏水平変位  $\delta_y^*$  は, 理論値より降伏水平変位で 10% 大きく生じ, 降伏荷重  $H_y$  は 32% 小さな値を示している。文献(6)では, その理由を供試体基部から高さ 0mm から 66.7mm の範囲での溶接による残留応力, 初期変形の影響があり, 理論値と実験値の誤差が生じたとしている。そこで, 無次元化に用いる降伏水平変位  $\delta_y^*$  を以下の方法で改めて算出する。また, 包絡線の無次元化に用いた降伏水平荷重  $H_y^*$  は通常実験値と理論値には大きな差異はないため, 理論値の降伏水平荷重  $H_y$  を用いた。

- ① 実験値の曲げ剛性 EI を求めるため, 補修部が剛体とみなされ, その直上部で座屈の生じた PR-RIB, PR-CRN の 2 体 (供試体の損傷状況については 4・7 節で詳しく述べる) の水平荷重-水平変位関係より  $H_y$  (理論値) を求める。求めた  $H_y$  と実験から得られた剛性値  $K^*$  より降伏水平変位  $\delta_y^*$  を求める(式(7))。
- ② それぞれの補修部より載荷点位置までの高さ  $h'$  および①で求めた降伏水平変位  $\delta_y^*$  を用いて EI の実験値を求める(式(8))。
- ③ ②で求めたそれぞれの曲げ剛性 EI の平均値 ( $EI=3.83E+11$  (kN・mm<sup>2</sup>)) をこの鋼管の曲げ剛性 EI の実験値と定めた。
- ④ ③で求めた EI, 基部より載荷点位置までの高さにおける  $H_y$  (理論値) を用い(表-7 参照), 改めて PR-NEW(新品時)および補修鋼管 5 体の推定降伏水平変位  $\delta_y^{**}$  を算出し(式(6)), 包絡線の無次元化にはこれらの値を用いた。

表-9 に補修部が剛体とみなされた供試体の諸元を, 表-10 に上記で求めた推定降伏水平変位  $\delta_y^{**}$  をそれぞれ示す。

これらの図からわかるように, 最大水平荷重  $H_{max}$  は, 5 体の供試体全て PR-NEW(新品時)より高い値を示し, 図-9 において PR-RIB, PR-CRN, PR-CY1.0D は, PR-NEW(新品時)に比べ最大水平荷重以降の耐力の低下が激しいものとなった。また,

$$\delta_y^* = H_y / K^* \tag{7}$$

$$EI = \frac{H_y \times h'^3}{3\delta_y^*} \tag{8}$$

表-9 補修部が剛体とみなされた供試体の諸元

供試体名	$H_y^*$ (kN)	$\delta_y^*$ (mm)	$h'$ (mm)	EI (kN・mm <sup>2</sup> )
PR-RIB	645	22.4	3452	3.94E+11
PR-CRN	655	22.9	3389	3.71E+11

表-10 推定降伏水平変位

今回行った実験 (h=3800mm)	過去に行われた実験 (h=3550mm)
$\delta_y^{**}$ (mm)	$\delta_y^{**}$ (mm)
28.5	24.6

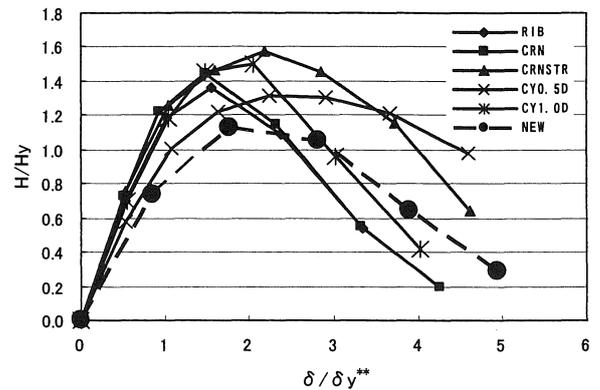


図-9 包絡線

4・3 最大水平荷重  $H_{max}$  および塑性率  $\mu_{95}$

図-10 および図-12 に各補修の新品時に対する最大水平荷重  $H_{max}^*$  と塑性率  $\mu_{95}$  の割合を示す。最大水平荷重  $H_{max}^*$  は以下に述べる方法で補正を行い求めた PR-NEW(新品時)の最大水平荷重  $H_{max(N)}^*$  で, また塑性率  $\mu_{95}$  は PR-NEW(新品時)の塑性率  $\mu_{(N)}^*$  で無次元化して示した。なお, 座屈の破壊モードが PR-NEW(新品時)に類似していた 2 体の供試体 (PR-RIB, PR-CRN) の実験データより降伏水平荷重  $H_y^*$  と最大水平荷重  $H_{max}^*$  の関係を算出し, 平均したものを降伏水平荷重に対する最大水平荷重比  $\beta$  (式(9))とした。これは, この供試体に対して一定であると考えられ,  $\beta=1.96$  となった。しかし, PR-NEW(新品時)に関して言えば, 残留応力と基部鋼板の変形拘束効果により, 座屈が早期に発生し, 最大水平荷重  $H_{max}^*$  がかなり低い値となったため, ここで示す PR-NEW(新品時)の最大水平荷重  $H_{max(N)}^*$  は, PR-NEW(新品時)の降伏水平荷重  $H_y^*$  (実験値) に  $\alpha$

倍して算出した(式(10)).表 2.11に各補修の最大水平荷重  $H_{max}^*$  および塑性率  $\mu_{95}$ , 新品時に対する最大水平荷重  $H_{max}^*$  と塑性率  $\mu_{95}$  の割合を示す.

一般に, 最大水平荷重に達したときの水平変位を降伏水平変位で除したものを塑性率としている. しかし, 最近の耐震基準・指針では最大水平荷重点を終局点とすることは必ずしも適切ではないと考えられていることから, ここでは式(11)に示すように最大水平荷重に達した後水平荷重が最大水平荷重の95%まで低下したときの水平変位  $\delta_{95}$  を推定降伏水平変位  $\delta_y^{**}$  で除した値とした.

$$\beta = H_y^* / H_{max}^* \quad (9)$$

$$H_{max(N)}^* = \alpha \times H_y^* \quad (10)$$

$$\mu_{95} = \frac{\delta_{95}}{\delta_y^{**}} \quad (11)$$

表 2.11 最大水平荷重, 塑性率および新品時に対する割合

供試体名	$H_{max}^*$ (kN)	$\mu_{95}$	$H_{max}^*/H_{max(N)}^*$	$\mu_{95}/\mu_{(N)}^*$
PR-NEW (新品時)	712	2.2	0.85	1.00
PR-RIB	812	1.8	0.97	0.80
PR-CRN	863	1.7	1.03	0.77
PR-CRNSTR	941	2.6	1.12	1.19
PR-CY0.5D	783	3.2	0.93	1.45
PR-CY1.0D	896	2.2	1.07	1.00

( $H_{max(N)}^* : 841\text{kN}$ )

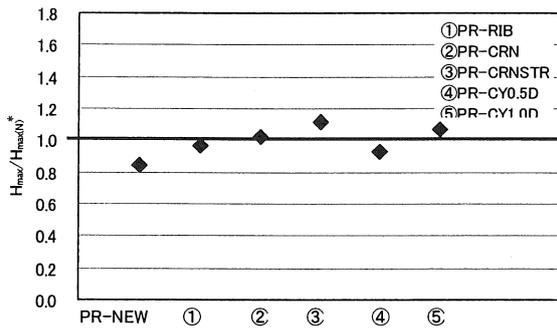


図-10 PR-NEW(新品時)に対する最大水平荷重の割合

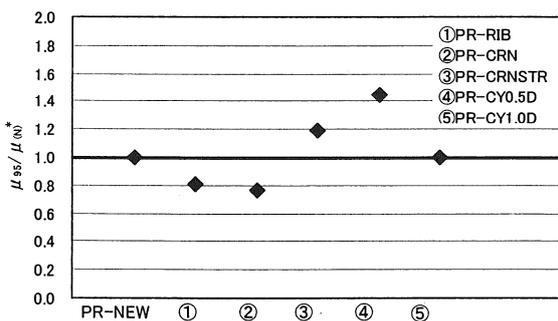


図-11 PR-NEW(新品時)に対する塑性率の割合

最大水平荷重  $H_{max}^*$  は基準値 1 に対し PR-RIB で-3%, PR-CRN で3%, PR-CRNSTR で12%, PR-CY0.5D で-7%, PR-CY1.0D で7%の変化が見られ, PR-CRNSTR を除き±7%の範囲にある. なお, PR-NEW(新品時)は,  $H_{max(N)}^*$  の値より15%低下している. その理由は前述の通りである.

また塑性率  $\mu_{95}$  に関して, PR-CRNSTR および PR-CY0.5D が PR-NEW(新品時)より高い値を示し, 最も PR-CY0.5D が高い値を示した.

極大地震において損傷を生じた橋脚の補修という立場から論じるならば, 構造物の全体システム系としてのバランスを保持する必要がある. そのため, 耐力は新品時と同等, もしくは10%程度の変化量が妥当であり, ダクティリティーを増加させる補修が良いと考えられる. 耐震性能という点に限ると,  $\mu_{95}/\mu^*$  が最も高い PR-CY0.5D が本実施工法の中では最もよい結果を示した. しかし実施に関しては, 経済性, 施工性および景観を必ず考慮する必要があり, これらの評価は後述する.

#### 4.4 モデル化

図-9において, PR-NEW(新品時)に比べ最大水平荷重以降の耐力の低下が激しい PR-RIB, PR-CRN および PR-Y1.0D は, 補修部直上で座屈が生じる結果となった. このことより, 基部で座屈が発生した供試体(No.1)と供試体中間部で座屈が発生した供試体(No.2)の変形性能比較を行う. 供試体の基部から座屈が生じた箇所を剛体とし, 図-12に示すようにモデル化を行った. 座屈が生じたことによる供試体変位について着目すると, 供試体の回転性能  $\theta^*$  は No.1, No.2 ともに同じであるが, 供試体高が異なることで変位  $\delta_1, \delta_2$  についても差異がでる(式(12)~式(14)). その結果, No.2 は基部の抵抗モーメントが大きいため, No.1 に比べ最大水平荷重値は高くなるが, 最大水平荷重以降(座屈発生後)については座屈発生位置による変位量の差により耐力は急激に低下する(図-13). 以上のことより, 供試体基部に補修を行い供試体中間部で座屈が発生する場合, 耐力は増加するが, 最大水平荷重以降の変形性能は低くなると考えられる.

$$\delta_1 = h_1 \cdot \theta^* \quad (12)$$

$$\delta_2 = h_2 \cdot \theta^* \quad (13)$$

$$h_1 > h_2, \text{ よって } \delta_1 > \delta_2 \quad (14)$$

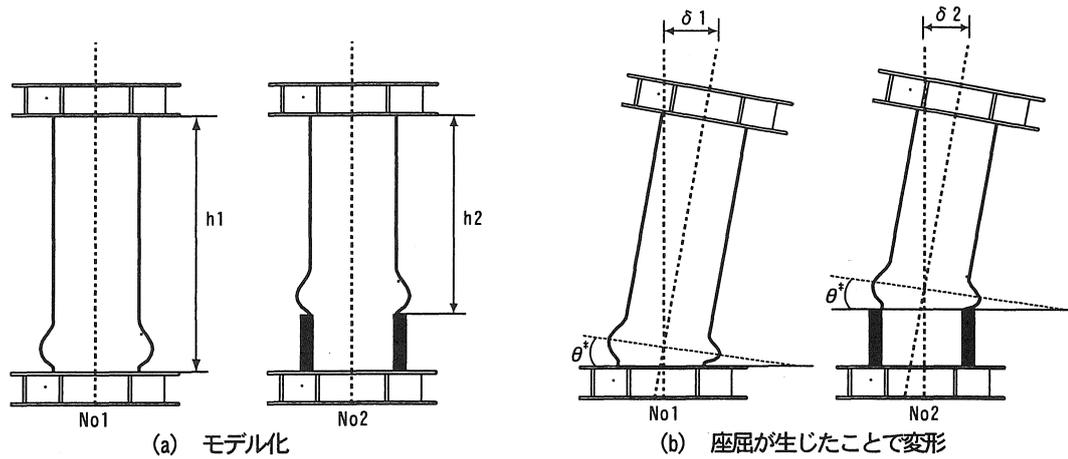


図-12 座屈位置の違いにおけるモデル化

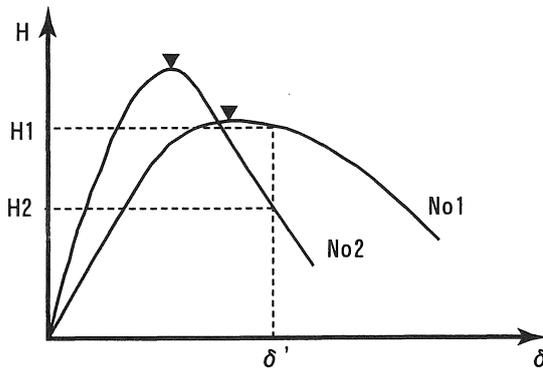


図-13 変形性能比較

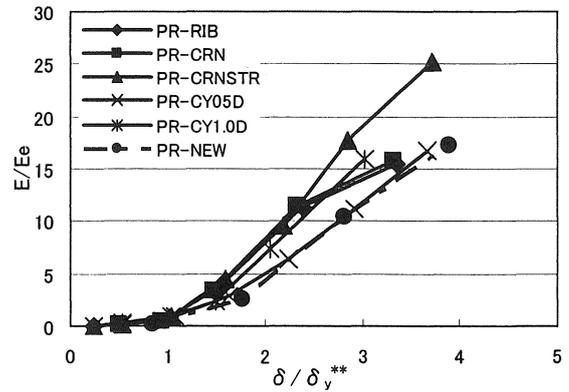


図-14 履歴エネルギー吸収量

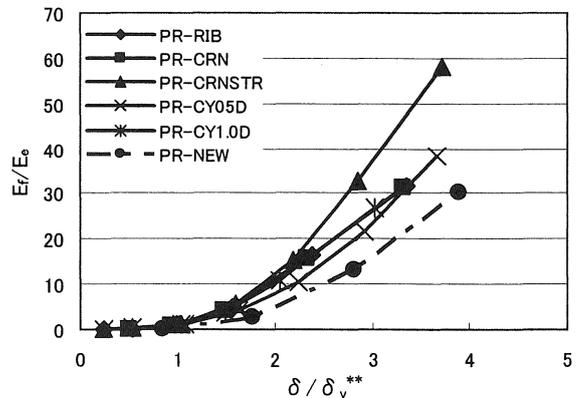


図-15 累積履歴エネルギー吸収量

4・5 エネルギー吸収量

構造物の変形能を評価する指標としてエネルギー吸収量がある。エネルギー吸収量は、地震時に構造物が地震外力をどの程度吸収できるかという耐震性能を評価する上で重要な指標である。水平荷重-水平変位履歴曲線において、各サイクルごとのループの面積がそのサイクルでの供試体のエネルギー吸収量を表す。各載荷サイクルにおける履歴エネルギー吸収量  $E$  を図-14 に、累積履歴エネルギー吸収量  $E_t$  を図-15 に示す。エネルギーは弾性ひずみエネルギー  $E_e = H_y \cdot \delta_y^{**}/2$  で除して無次元化した。

図-9 の包絡線を見ると PR-CY05D は PR-NEW (新品時) と比べ最大水平荷重以降の強度低下が少なく、大きなエネルギー吸収量があるように思われる。しかしながら、実際にはエネルギー吸収性能は図-14 に示すように PR-NEW (新品時) の履歴エネルギー吸収量の特性に類似したものとなった。その理由として、PR-CY05D の履歴パターンは PR-NEW (新品時) と比べ最大水平荷重以降の強度低下が少なく、大きなエネルギー吸収量があるように思われるが、PR-CY05D の履歴ループで最大水平荷重以降の 1 ループの面積が小さかったためと思われる。また、5 体の供試体全て PR-NEW (新品時) と同等以上の履歴エネルギー吸収量を示している。さらに、PR-RIB, PR-CRN, PR-CY1.0D とともにほぼ等しい履歴エネルギー吸収量の特性を示しており、PR-CRNSTR は  $\delta/\delta_y = 5.0$  で PR-NEW (新品時) の約 2 倍の累積履歴エネルギーを吸収している。

4・6 剛性低下

水平荷重-水平変位履歴曲線の除荷域の勾配すなわち剛性は、局部座屈、バウシinger 効果などの影響で載荷を繰り返すごとに低下していく。図-16 に水平変位と剛性の関係を示す。横軸には載荷ループ数  $n$  をとり、縦軸にはループが水平荷重  $H=0$  を横切るときの接線勾配  $K$  ( $H>0$ ,  $H<0$  の平均値) を求め、弾性域における剛性  $K_0$  で無次元化したものである。

PR-CY05D が PR-NEW (新品時) の剛性低下とよく類似しており PR-RIB は 3 ループ、PR-CRN は 2 ループ以降、剛性が急激に低下しているのに対し、PR-CRNSTR, PR-CY05D および PR-CY1.0D は変位が増加するにしたがい、徐々に剛性低下しているのが分かる。また、5 供試体の比較をすると、PR-CRN は載荷ループ数=5.0 で最大 45% の剛性低下が見られた。

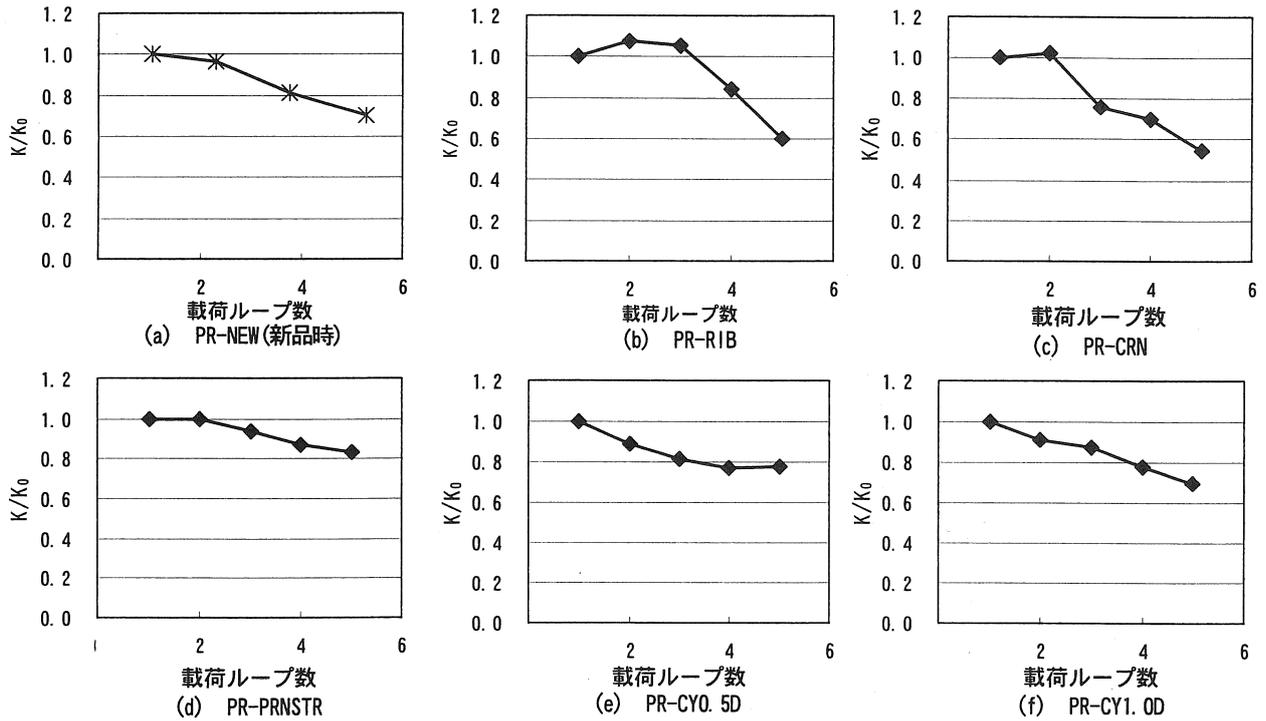
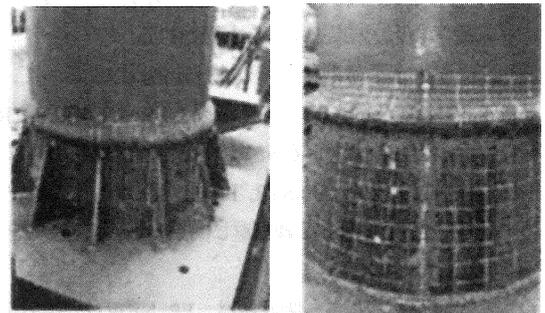


図-16 水平変位-剛性

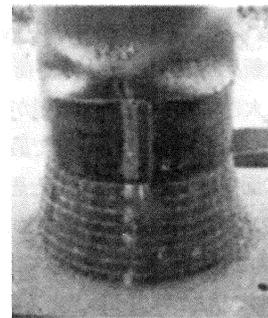
4・7 載荷試験後の損傷状況と耐震性能評価

載荷実験後、供試体を基部から2000mmの位置で切断し内側からの損傷状況と外側からの損傷状況を観察した。その結果PR-RIB、PR-CRN、PR-CY1.0Dは、補修部分の直上で外側にふくらむような全体座屈変形が生じており、過去の実験で生じた座屈の進行は抑制されていた。PR-CRNSTRは円錐型鋼板の上部から300mmの位置まで巻き付けた鋼板により、溶接部の直上で新たに発生した座屈の領域が広がり、この鋼板上部で局部座屈変形が生じた。PR-CY0.5Dは、過去の実験で生じた座屈上部において、鋼管の内側へ座屈が進行していた。実験終了後損傷が生じた供試体を写真-1に示す。

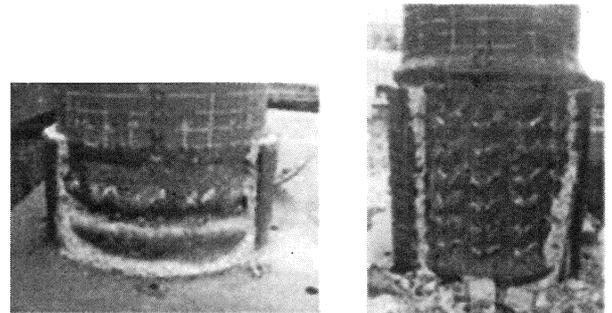
以上のことより、本研究で提案した補修方法の性能評価を表-12に示す。また補修において、美観と経済性という観点は重要な項目であるため、美観および経済性における評価もおこなった。経済性に関しては、本研究では溶接長を基準とし評価を行った。この表より、5体の耐震性能評価はPR-CY0.5Dが最適な補修であるといえる。



(a) PR-RIB (b) PR-CRN



(c) PR-CRNSTR



(a) PR-CY0.5D (b) PR-CY1.0D

表-12 性能評価一覧

適用	強度	変形性能	耐震性能評価	美観	経済性
PR-RIB	○	×	△	×	○
PR-CRN	○	×	△	◎	△
PR-CRNSTR	△	◎	○	○	△
PR-CY0.5D	○	◎	◎	△	○
PR-CY1.0D	○	○	○	×	×

写真-1 供試体損傷状況(座屈拘束タイプ)

## 5. 結論

過去に行われた実験で損傷を生じた鋼管柱に 2 種類の補修 (応力伝達タイプ補修 3 体, 座屈拘束タイプ 2 体) を施した。補修後における鋼管柱の繰り返し載荷実験を通じて以下の結果が得られた。

- (1) 補修後の耐震性能は, 補修前橋脚の最大水平荷重および塑性率を基準とし評価を行う。しかし本研究では, 補修前の橋脚 (PR-NEW (新品時)) は, 残留応力と基部鋼板の変形拘束効果により, 座屈が早期に発生し, 最大水平荷重が低い値となったため, PR-NEW (新品時) の降伏水平荷重に  $\alpha$  (降伏水平荷重に対する最大水平荷重比) 倍して算出した。その結果最大水平荷重は全ての供試体において  $\pm 10\%$  程度となった。
- (2) 供試体基部に補修を行うとき, 基部に施した補修部分の強度が高くなり, その上部で座屈が生じると, 補修前の供試体と比較すると耐力は増加するが, 最大水平荷重以降の変形性能はやや低い結果を示した。その理由として, 座屈が発生した部分より載荷点位置までの高さの違いの影響が大きく, また本研究では, PR-NEW (新品時) の耐力が低く, また最大水平荷重以降の変形性能が顕著に低い結果を示したと思われる。
- (3) 最大水平荷重および塑性率の差異は別として, 履歴曲線のパターンを見ると PR-RIB, PR-CRN, PR-CY1.0D は, PR-NEW (新品時) と類似していた。それに対し, PR-CRNSTR, PR-CY0.5D は PR-NEW (新品時) とかなり異なる繰り返し回数の多い履歴パターンを示した。
- (4) 履歴エネルギー吸収量は, PR-NEW (新品時) の特性に類似している供試体は PR-CY0.5D 補修であった。その理由として, PR-CY0.5D の履歴パターンは PR-NEW (新品時) と比べ最大水平荷重以降の強度低下が少なく, 大きなエネルギー吸収量があるように思われるが, PR-CY0.5D の履歴ループで最大水平荷重以降の 1 ループの面積が小さかったためと思われる。
- (5) 補修後の耐震性能を確保するためには, 最大水平荷重値を過剰に増大させるのではなく, 変形性能が向上するような補修方法が好ましいと考えられる。耐震性能という点のみから評価すると 5 体のうちでは, PR-CY0.5D が最適な補修であるといえる。しかし実施工においては, 美観および経済性など総合的な評価が必要である。

- (6) 座屈拘束タイプ補修では, 円筒型鋼板の巻き立て高により, 耐震性能および実験後の損傷状態が異なるものであった。このことから, 巻き立て高や補修鋼板の板厚を適切に設定することで, 補修後の耐震性能を調節できる可能性を示した。

謝辞: 本論文の作成にあたり終始一貫して親切なるご指導および貴重なご指示を賜りました青木徹彦教授, 鈴木森晶助教授, 四俵正俊教授に, 深く感謝いたします。また鈴木博技術員には, 実験の実施および安全管理にご尽力頂き感謝いたします。本研究を遂行するにあたり, 本学大学院建設システム工学専攻の加藤剛也君には研究上生じた問題の相談にのっていただき感謝します。実験の際には, 本学土木工学科 4 年生の安藤博之君, 伊豫田良平君, 尾松大道君, 小島聖君, 後藤祐介君, 堀場丈夫君, 北野俊君, 荻野哲史君を始めとする多くの方々の協力していただいた。ここに記して深く感謝する次第であります。

## 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) 阪神高速道路公団: 大震災を乗り越えて—震災復旧工事誌—, 1997. 9.
- 3) 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報告書, 1995. 12.
- 4) 安波博通: 円形断面鋼製橋脚の耐震性能評価および補強構造に関する研究, 九州大学学位請求論文, 1998. 12.
- 5) 鈴木森晶, 青木徹彦, 野村和弘: 簡易補修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, pp135-142, 2000. 3
- 6) 成瀬孝之, 青木徹彦, 鈴木森晶: 繰り返し等荷重を受ける逆 L 形鋼管橋脚の強度と変形性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp45-55, 2001. 3
- 7) (社) 土木学会: 鋼構造物の設計指針, PART A 一般構造物, 鋼構造シリーズ 3A, 1987.
- 8) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計 WG: 鋼橋耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996. 7.

(受理 平成 16 年 3 月 19 日)