

繰返し漸増水平変位載荷による既設鋼製橋脚 補剛板の耐震補強法に関する実験的研究

Experimental Study on Seismic Retrofitting Method of Stiffened Plates in Existing Steel Bridge Piers under Cyclic Loading

北田俊*、中井 博**、松村政秀***、加賀山泰一****

Toshiyuki Kitada, Hiroshi Nakai, Masahide Matsumura, Taichi Kagayama

* 工博 大阪市立大学教授, 工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

** 工博 福井工業大学教授, 工学部建設工学科 (〒910-8505 福井市学園 3-6-1)

*** 工修 大阪市立大学助手, 工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

**** 工修 阪神高速道路公団, 保全施設部, 保全企画課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

After the Hyogo-ken Nanbu Earthquake, a design method for retrofitting the stiffened plates of the existing steel bridge piers has been drafted in the Hanshin Expressway Public Corporation. In this paper, the effect of retrofitting stiffeners according to this design method upon the strength and ductility of the existing steel bridge piers is investigated through the cyclic loading test by using 6 specimens. It is concluded that the sufficient ductility can be obtained in the existing steel bridge piers strengthened by this design method with the increase of the ultimate strength by only 20%.

Keywords: existing steel bridge pier, seismic retrofitting, stiffened plate, ductility, cyclic loading test
キーワード: 既設鋼製橋脚, 耐震補強, 補剛板, 変形性能, 繰返し漸増水平変位載荷実験

1. まえがき

1995年2月28日には兵庫県南部地震により被害を受けた道路橋の復旧方法に関して「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(案)」¹⁾(以下、復旧仕様という), また、同年5月には復旧仕様にもとづく設計計算例²⁾が作成された。このなかで、コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の照査、ならびに橋脚基礎の地震時の耐力、および変形性能の照査が初めて規定された。

さらに、1996年12月には、道路橋示方書・同解説・V耐震設計編³⁾(以下、新道示・耐震設計編という)が改訂・出版された。ここでは、従来の震度法レベルの地震をレベル1の地震、プレート境界型の大地震をレベル2(タイプI)の地震、また内陸直下型の地震をレベル2(タイプII)の地震と定め、それぞれの地震に対する設計法が示されている。そして、鋼製橋脚に関しては、コンクリートを充填して合成部材とすることも薦められている。

阪神高速道路公団・保全施設部・保全技術課においては、「鋼製橋脚研究委員会」における平成8年度の理論的

な検討結果にもとづいて、「既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(案)、および同施工マニュアル(案)」⁴⁾が作成されている。

この耐震補強設計要領において、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の耐震補強方法として、構成補剛板の座屈発生を抑制する観点から、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R 、補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F 、および縦補剛材自身の局部座屈に関する幅厚比パラメータ R_S を、それぞれ0.4、0.4、および0.5以下とする座屈パラメータに関する制限が設定されている。

これらの座屈パラメータを改善する既設鋼製橋脚の補剛板の耐震補強法の有効性は、純圧縮耐力実験、弾塑性有限変位解析、および繰返し漸増水平変位載荷実験(4体)⁵⁾により、既に筆者らによって検討されている。

本研究は、上記の文献5)に示されている4体の繰返し漸増水平変位載荷実験の成果も含め、その後に実施した以下の2体の実験供試体、すなわち新設の橋脚を想定して新道示・耐震設計編に従って設計した実験供試体、および既設のラーメン橋脚の柱部材の耐震補強を対象に軸方向力の比(=作用軸方向力÷全塑性軸方向力)を大きくした実験供試体の繰返し漸増水平変位載荷実験の成果

を追加し、計6体の実験結果をとりまとめたものである^{5),6)}。そして、耐荷力、および塑性率(=最大水平荷重時の水平変位÷降伏水平変位)の上昇率から、上記の耐震補強法の妥当性について考察を加えている。

2. 繰返し漸増水平変位載荷実験供試体

繰返し漸増水平変位載荷実験(すなわち、梁・柱供試体を用い、作用軸方向圧縮力を一定に保ち、その先端に水平荷重を繰返し漸増載荷する実験)には、表-1に示す6体の実験供試体を用いた。図-1~図-4には、これら6体の実験供試体の概略を示す。

なお、実験供試体の製作、および実験の手順は、文献5)に示したとおりである。

表-1 実験供試体の内訳とそれらの名称

既設	補強を行わない補剛板からなる既存の橋脚柱を想定した片持ち梁・柱供試体 CEO-1(0.11)
既設+補強	文献5)に従って、最適と考えられる補強を行った補剛板からなる既存橋脚柱を想定した片持ち梁・柱供試体 *MER-2(0.11), CER-3(0.11), CER-4(0.18), および**CER-5(0.30)
新設	文献3), および文献5)に従って、最適と考えられる座屈パラメータ制限を満足した補剛板からなる新設の橋脚柱を想定した片持ち梁・柱供試体 CNO-6(0.11)

ただし、()内の数値は軸方向力の比(実験供試体CEO-1断面の全塑性軸方向力に対する比)を、*は単調漸増載荷を、また**はラーメン橋脚の柱部材を想定したこと(後述の6(1)参照)を、それぞれ意味する。

辛

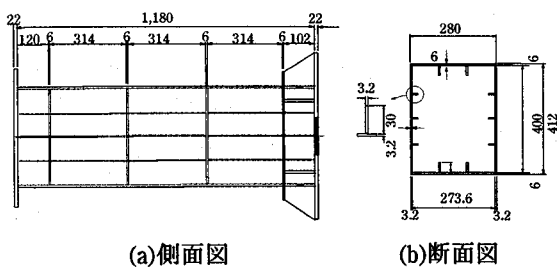


図-1 実験供試体 CEO-1 (寸法単位: mm)

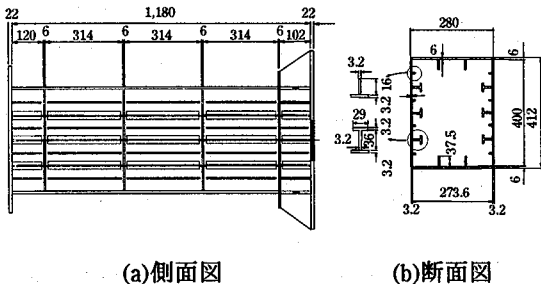


図-2 実験供試体 MER-2, CER-3, および CER-4 (寸法単位: mm)

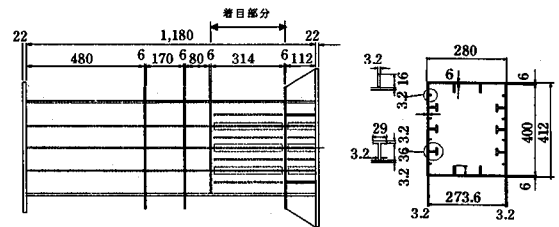


図-3 実験供試体 CER-5 (寸法単位: mm)

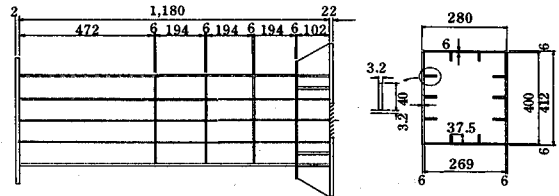


図-4 実験供試体 CNO-6 (寸法単位: mm)

3. 引張試験結果

実橋脚に用いられている厚い鋼板の機械的性質と同様に、明確な降伏棚のある鋼板(市販されている入手が容易な最小板厚は6mm)で実験供試体を、作製することにした。したがって、実験供試体に用いた圧延鋼板のうち板厚が6mm未満の鋼板、すなわち4.5mm、および3.2mmの鋼板は、公称板厚6.0mmの一枚の鋼板から、切削加工したものを使用した。

これらの鋼板の機械的性質を調べるために、板厚6mmとそれを切削加工した鋼板とから、試験片を切り出し、引張試験を行った。表-2、および表-3には、鋼板のロール方向の機械的性質を示す。また、図-5に示すように、使用鋼板は、実橋脚に用いられている厚い鋼板の応力-ひずみ曲線と同様に明確な降伏棚があることがわかる。なお、実験供試体CEO-6以外の実験供試体の鋼板の応力-ひずみ曲線については、文献5)を参照されたい。

表-2 使用鋼板の機械的性質(ロール方向、実験供試体CNO-6以外の実験供試体)⁵⁾

降伏点 σ_y (N/mm ²)	板厚 t (mm)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 μ	伸び (%)
287	3.20	427	2.05×10^5	0.268	33
288	6.00	428	2.10×10^5	0.261	42

表-3 使用鋼板の機械的性質(ロール方向、実験供試体CNO-6)

降伏点 σ_y (N/mm ²)	板厚 t (mm)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 μ	伸び (%)
355	4.50	489	2.07×10^5	0.279	35
357	6.00	484	2.07×10^5	0.286	38

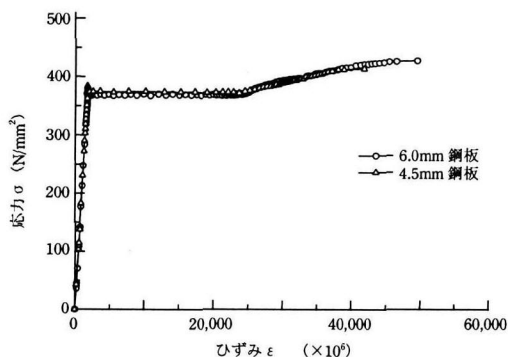


図-5 使用鋼板の応力-ひずみ曲線（実験供試体 CNO-6）

4. 初期たわみの測定結果とその考察

初期たわみの測定位置は、各供試体基部のパネルに約 5cm 間隔で設けた測定線の交点（片面につき 63 箇所）とした。ただし、新設の橋脚柱を対象とした実験供試体 CNO-6 の測定箇所は、横補剛材間隔が短いため、他と比べ少ない。

測定された縦補剛材間の板パネル、および縦補剛材の初期たわみの最大値は、それぞれ道路橋示方書の製作基準値($b/150$, b : 縦補剛材間隔)の 1.6~4.7 倍、および ($a/1,000$, a : 横補剛材間隔)の 1.1~2.4 倍と大きくなった。これは、使用板厚と比較して、溶接ビートの寸法が大きかったための影響と考えられる⁵⁾。

5. 実験供試体の設計、および断面諸元

本研究では、阪神高速道路公団の「既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領（案）」⁴⁾、および文献 8)にもとづいて、実験供試体の設計を行った。

上述の耐震補強法の基本的な考え方を中心にして、本研究で用いた補強方法の概要を、以下に示す。

(1) 補強方法の基本的な考え方

上記要領（案）の耐震補強法における基本的な方針として、以下の 2 点が挙げられる。

① 既存の鋼製橋脚の耐震補強を行う際には、コンクリートを充填し合成断面とする（コンクリート充填方式）ことを基本とする。

② 最弱点部を橋脚基部の定着部には、置かない。

しかし、補強による死荷重、および柱部材の耐荷力の過大な増加により、橋脚柱の強度が橋脚アンカー部の強度よりも大きくなる場合がある。そうすると、予期しない巨大な地震に対して橋脚柱が塑性変形せず、アンカー部が崩壊に至るといった好ましくない崩壊モードを呈すこともある。これを避けるためには、コンクリートを充填しない耐震補強方法を採用し、鋼断面の塑性変形で地震エネルギーを吸収して、レベル 2（タイプ II）の地震にも著しい損傷を受けない構造形式の採用が不可欠となる。

そこで、本研究では、コンクリート充填方式が採用できない場合、すなわち柱部の耐荷力に比して基部の耐力

が小さい既設の鋼製橋脚柱を対象とした。

(2) 座屈パラメータ制限の規定

コンクリートを充填せずに、所定の变形性能を得るために、復旧仕様^{1),2)}、新道示・耐震設計編³⁾、および最近の研究成果⁹⁾を参考にして、局部座屈を防止するという観点から、補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F 、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R 、および縦補剛材の自由突出板としての幅厚比パラメータ R_S に関しては、それぞれ 1. まえがきで述べた制限 (0.4, 0.4, および 0.5) が設けられている。それらの算出方法は、文献 4)、および文献 8)を参照されたい。

(3) 座屈パラメータ制限に関する補強

図-7、写真-1、および写真-2 に示すように、板パネルの幅厚比パラメータ R_R を 0.4 以下とするため、既設縦補剛材間には、寸法の小さい縦補剛材（以下、増設縦補剛材という）を増設する。また、縦補剛材自身の幅厚比パラメータ R_S を 0.5 以下にするともに、補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F を 0.4 以下にするため、既設縦補剛材の先端には、補強フランジを増設する。

さらに、これらの追加部材により、既設鋼製橋脚の耐荷力が上昇せず、変形性能のみが向上し得るように、増設縦補剛材、および補強フランジの端部は、横補剛材（あるいはダイヤフラム）位置で隙間を設け不連続とする。

ここで、隙間の寸法は、鋼材の実測降伏点を用いた弾塑性有限変位解析の結果、および施工性を考慮して、板厚の 3.3 倍とした⁵⁾。

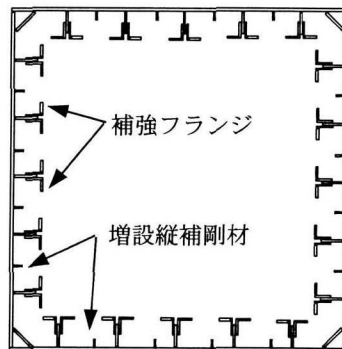


図-7 補強橋脚の断面図（一例）

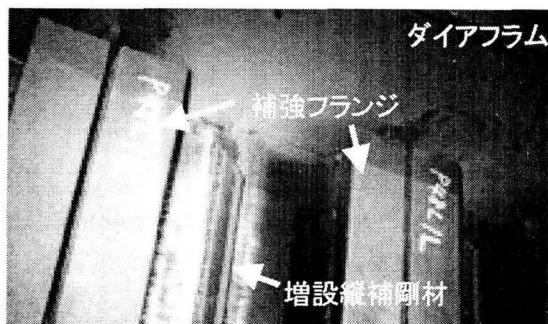


写真-1 補強フランジ、および増設縦補剛材（実橋脚の補強例）

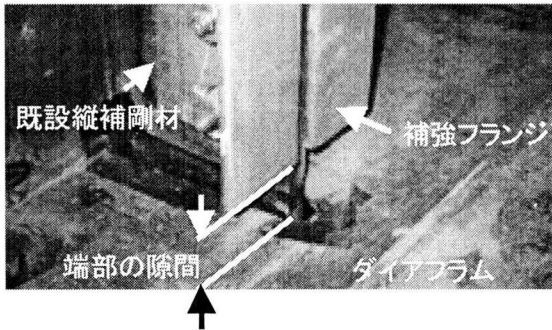


写真-2 補強フランジとその端部の隙間
(実橋脚の補強例)

表-4 には、用いた実験供試体の幅厚比パラメータ、および縦補剛材剛比の値をまとめた。この表によると、補強を行った既設橋脚を想定した実験供試体、および新設の橋脚柱を想定した実験供試体の幅厚比パラメータ R_R 、 R_F 、および R_S は、それぞれ 0.4、0.4、および 0.5 の制限値以下になっていることがわかる。また、縦補剛材剛比 γ_s も、弾性座屈理論から求まる必要最小値 γ_s^* の 3 倍以上となっている。

表-4 実験供試体の幅厚比パラメータ、
および縦補剛材剛比

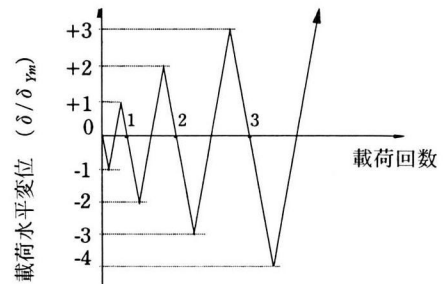
実験供試体	CEO-1	MER-2 CER-3 CER-4 CER-5	CNO-6
	既設・ 無補強	既設+ 補強	新設
主なパラメータ			
既設の縦補剛材間の板 パネルの幅厚比パラメ ータ R_R	0.616	0.396	0.366
補剛板全体の幅厚比パ ラメータ R_F	0.471	0.232	0.220
縦補剛材の幅厚比パラ メータ R_S	0.564	0.119	0.446
縦補剛材剛比 γ_s/γ_s^*	1.856	3.193	3.075

6. 繰返し漸増変位載荷実験による耐震補強法を検討 (1) 載荷方法

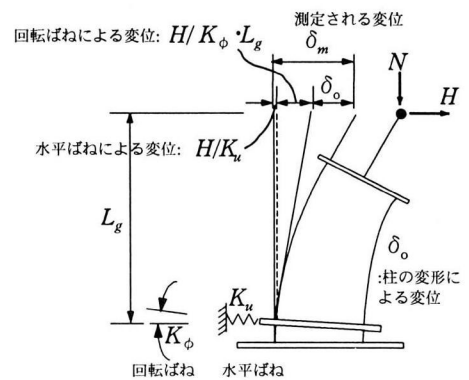
実験には、図-9 に示すように、100tf ジャッキを水平方向、および 50tf アクチュエーターを鉛直方向に設置し、それぞれ独立・同時に載荷できる載荷装置¹⁰⁾を用いた。実験供試体は、横向きの状態にして設置され、それぞれ水平荷重を実験供試体に対する軸方向圧縮力、また鉛直変位を漸増繰返し水平変位としている。なお、実験供試体は、基部が固定され、頭部が円筒ベアリングを用いてピン接合されている。

また、水平変位の漸増繰返し載荷方法としては、図-8(a) に示すように、建設省土木研究所において単柱形式の鋼製橋脚供試体に用いられた静的繰返し載荷実験³⁾を参考

にして、 $\pm n \delta_y$ ($n=1, 2, \dots$) として降伏水平変位 δ_{ym} づつ繰返し水平変位 δ を漸増させた。ただし、一定な軸方向力の比としては、それぞれ表-1 中の () 内を与えた。なお、実験供試体 MER-2 は、一方向の漸増水平変位載荷とした。ここで、 δ_{ym} は、軸方向力の影響を考慮した水平荷重による降伏水平変位であり、図-8(b) に示すように、実験供試体基部の弾性支持による剛体変位を含む変位である。なお、弾性範囲 ($\pm 3tf$) における繰返し水平変位を 3 回載荷したデータを用いて、弾性支持に起因する剛体水平変位を含む降伏水平変位 δ_{ym} を実験的に求め、それを用いて繰返し漸増水平変位を制御した。また、軸方向荷重 N の鉛直方向成分 $N \cdot \sin(\delta/L_0)$ ($L_0: 100tf$ 定圧ジャッキの固定間距離) の水平荷重への影響を、以下の考察では、補正した値で評価している。



(a) 載荷回数と水平変位量との関係



(b) 実験供試体のモデル化

図-8 繰返し漸増変位載荷方法

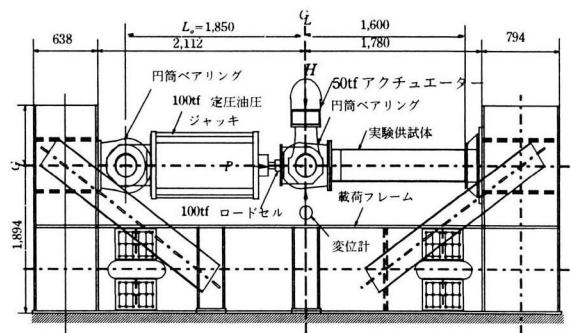


図-9 ハイブリッド実験装置を用いた載荷方法の概要 (単位: mm)

つぎに、実験供試体 CER-5 への載荷方法について述べ

る。図-10(a), および(b)に示すように, 着目する柱部材には, 上部構造の死荷重によって, 全塑性軸方向力 N_p の20%の軸方向力が常時作用する。この軸方向力が地震により10%~30%に変動するラーメン橋脚の柱部材を, 想定した。そして, $N/N_p=0.30$ の場合の塑性率を調べることを, 目的とした。しかし, 同図(c)に示すように, 着目柱部材に $0.1N_p$ の軸方向力が作用して若干損傷が発生してから, 同図(d)の状態を想定した方が厳しい荷条件となるため, つぎのような荷方法のもとで, 実験を実施した。すなわち, $N/N_p=0.11$ なる条件のもとで終局状態に至らない $\delta = -6\delta_y$ までの一方向漸増水平変位荷重実験を行い, その後, $N/N_p=0.30$ の条件で漸増繰返し水平変位荷重実験を行った。なお, $\delta = -6\delta_y$ に相当する同図(c)の状態における圧縮フランジの変形状況は, 5~6mm程度 ($\cong a/50 \sim a/60$, a :横補剛材間隔)の補剛板パネル全体の座屈変形, および3mm程度 ($\cong b/30$, b :補強縦補剛材間隔)の補強縦補剛材間の板パネルの局部座屈変形が生じていた。

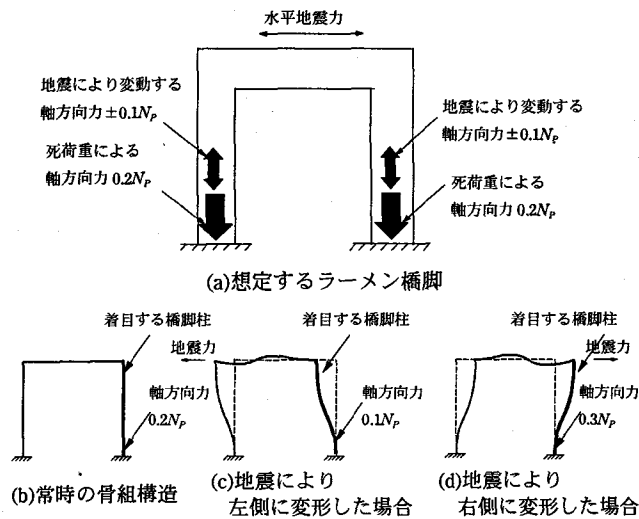


図-10 想定するラーメン橋脚の地震時挙動

(2) 漸増繰返し漸増水平変位荷重実験の結果, および耐荷力と変形性能に関する考察

図-11~図-13には, 各実験供試体頂部の水平荷重-水平変位曲線を示す。これらの図の縦軸は, 作用水平荷重 H を実験供試体 CEO-1 の降伏水平荷重 H_{y0} で無次元化したものである。また, 横軸は, 頂部の水平変位 δ 。 (δ_y : 供試体基部の弾性ばね変位による剛体変形を取り除いた変位) を降伏水平変位 δ_{y0} で無次元化したものである。なお, 以下では, 新道示・耐震設計編³⁾に従って, 橋脚柱の変形性能を塑性率 ν_p (作用水平荷重が最大となる終局変位 δ_m を降伏変位 δ_{y0} で無次元化した値 δ_m / δ_{y0}) について考察する。

また, 図-14には, すべての実験供試体の塑性率, およびピーク荷重を比較するため, 各荷重サイクルの正側, および負側の水平荷重-水平変位曲線のピーク時点の座標値の絶対値の平均値をそれぞれプロットした包絡線を

示している。さらに, 表-5には, この図から得られた各実験供試体の実験供試体 CEO-1 に対する強度上昇率, および塑性率とを比較して, まとめた。

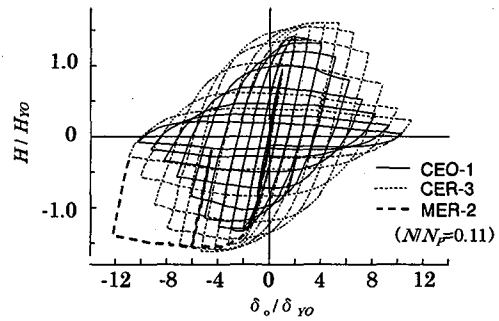


図-11 水平荷重-水平変位曲線⁶⁾
(実験供試体 CEO-1, MER-2, および CER-3)

まず, 図-11, 図-14, および表-5によると, 補強を行わない既存の鋼製橋脚を対象とした実験供試体 CEO-1 の塑性率 ν_p は, 3である。これを補強することによって, 強度上昇を20%程度にとどめ, しかも塑性率を5.5, すなわち補強前の塑性率の約1.8倍までに上昇できることがわかる。また, 終局水平荷重(最大のピーク荷重)は, 片側方向への単調漸増水平変位荷重実験の水平荷重-水平変位曲線の終局水平荷重に比べ, 繰返し漸増水平変位荷重の場合は, 補強断面の全塑性水平荷重程度まで強度が上昇し, さらに3~4%の強度上昇が認められる。一般に, ひずみ硬化による強度上昇は, 20%程度いわれている³⁾。したがって, これらの強度上昇は, 隙間部の純断面の全塑性強度にひずみ硬化による強度上昇が累加されたためと考えられる。

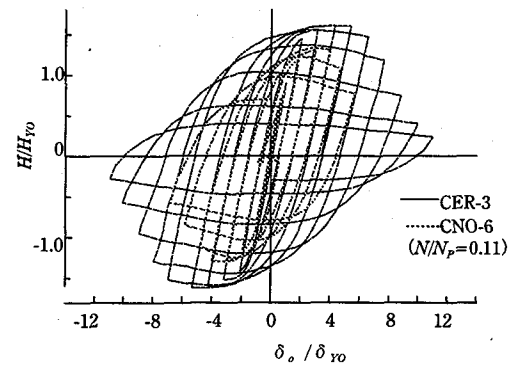


図-12 水平荷重-水平変位曲線
(実験供試体 CER-3, および CNO-6)

さらに, 図-12, 図-14, および表-5によると, 最適と思われる寸法制限を満足した新設の鋼製橋脚を対象とした実験供試体 CNO-6 と比較すれば, 補強を行った既設の鋼製橋脚を対象とした実験供試体 CER-3 の終局水平荷重は, 約25%上昇していることがわかる。一方, 実験供試体 CER-3 の塑性率 ν_p は, 実験供試体 CNO-6 に比較して, 約1.4倍となっている。また, 実験供試体 CNO-6 で

は、終局水平荷重に達した後、すぐに、実験供試体基部コーナー部に、割れが発生したため、終局水平荷重後のピーク荷重の低下率が実験供試体 CER-3 と比較して、著しい。

以上のことから、隙間を設けて補強を施すと、隙間部分に塑性変形が集中すること、および補剛板全体の座屈が発生しにくくなることの要因のため、新設の場合に比較して、終局強度が25%程度上昇するものの、塑性率は約1.4倍向上できるという結果が得られた。

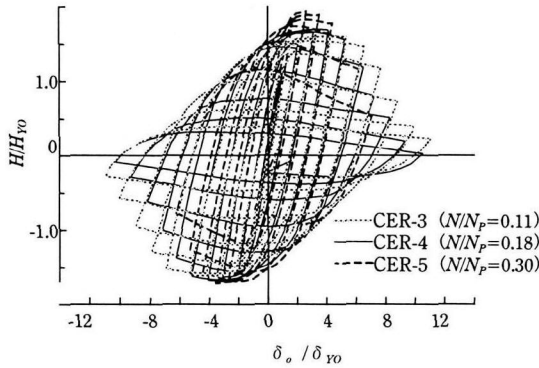


図-13 水平荷重-水平変位曲線
(実験供試体 CER-3, CER-4, および CER-5)

また、図-13 は、補強を行った既設鋼製橋脚を想定した実験供試体で、それぞれ異なる軸方向力の比 (0.11, 0.18, および 0.30) の相違による終局水平荷重、および塑性率を比較したものである。ただし、実験供試体 CER-5 に関しては、前述のように、軸方向力の変動を受けるラーメン橋脚の柱部材を想定しているため、他の2つ実験供試体とは、载荷方法が若干異なっている。しかしながら、軸方向力の比が大きいと、終局水平荷重が上昇し、また少ない繰返し回数で終局水平荷重に達する傾向を持つことがわかる。すなわち、軸方向力比の増加は、終局強度の上昇と塑性率の低下とに繋がることがわかる (図-14, および表-5 参照)。これは、軸方向力の比が大きくなると、 H_{y0} が小さくなるためと考えられる。しかし、軸方向力の比が 0.18 と 0.30 とでは、塑性率に有意な差異が見られない。なお、軸方向力の比 0.11 の実験供試体 CER-3 と、軸方向力比が 0.30 の実験供試体 CER-5 との終局水平荷重における差異は、約 13%である。

さらに、実験中の代表的な挙動をまとめると、以下のとおりである。

- i) 補強を行った実験供試体 CER-3~CER-5 においては、断面コーナー部の割れが $+7\delta_y$ への漸増する変位载荷途上で発生した。しかし、補強部材である補強フランジ、および増設縦補剛材の端部近傍には、割れが発生しなかった。
- ii) 漸増繰返し载荷中に、実験供試体の軸方向縮み量が急増し始めると、水平荷重耐力の劣化が、始まる。また、軸方向縮み量が急増し始める少し前から、断面の腹板

にも、局部座屈が、生じ始めていた。

iii) 繰返し変位 δ が $3\delta_y$ 程度で、すべての実験供試体においては、下部の補剛板パネル全体、および補強縦補剛材間の増設縦補剛材を有するザブ補剛板パネルに、箱断面の内側に向かって変位する局部座屈が生じ始めた。

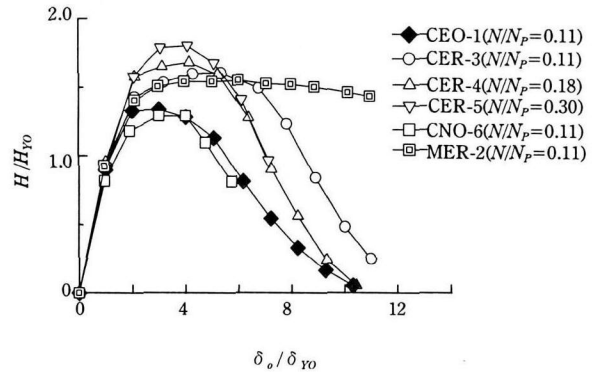


図-14 各実験供試体から得られた包絡線

表-5 各実験供試体の強度上昇率、および塑性率

供試体の種類	実験供試体名	軸方向力比 N/N_p	強度上昇率*	塑性率
既設	CEO-1	0.11	1.00	3
既設 + 補強	MER-2		1.16	6
	CER-3		1.20	5.5
	CER-4	0.18	1.26	4
新設	CER-5	0.30	1.35	4
	CNO-6	0.11	0.97	4

*強度上昇率: 各実験供試体の終局水平荷重を、実験供試体 CEO-1 の終局水平荷重で無次元化した値

(5) 実験終了後の崩壊状況とその考察

実験終了後、荷重をゼロに戻し、ガス切断により実験供試体を解体し、実験供試体内部の崩壊状況を観察した。写真-3~5 には、それらの顕著な例を示す。さらに、表-6 には、各実験供試体の崩壊状況をまとめた。これらの崩壊は、 $\pm 10\delta_y$ の载荷後のものである。このことを考えると、鋼製箱形断面部材も、適切に設計すれば、極めて大きな変形性能を有することがわかる。

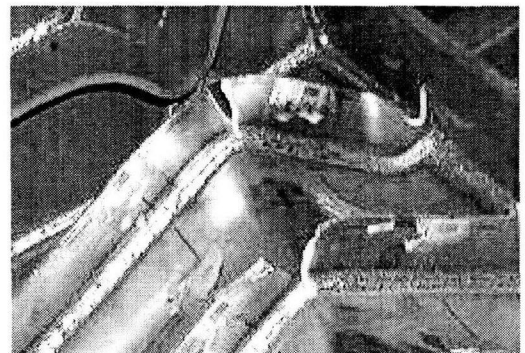


写真-3 実験供試体 CEO-1 の崩壊状況
(補剛板パネルの全体座屈、および縦補剛材の破断)

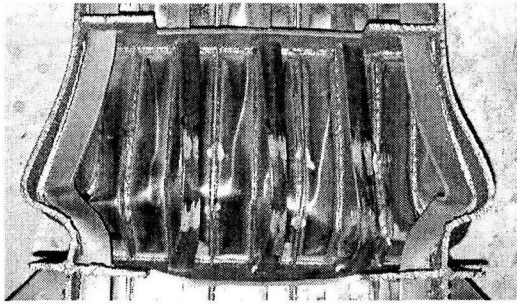


写真-4 実験供試体 CER-4 の崩壊状況（縦補剛材の横ねじれ座屈，増設縦補剛材の下端付近での破断）

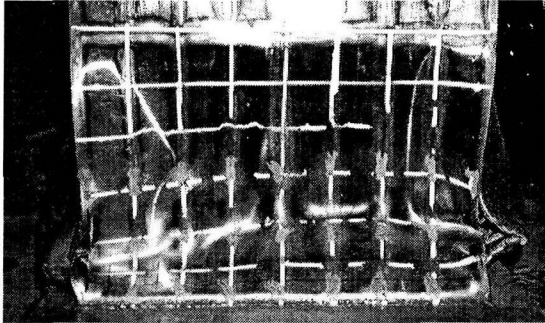


写真-5 実験供試体 CER-4 の崩壊状況（補剛板パネルの全体座屈，コーナー部の割れ）

7. まとめ

阪神高速道路公団において作成された補強設計要領（案）で提案されている既設鋼製橋脚の補剛板の耐震補強法によると，既設鋼製橋脚の補剛板の耐荷力をあまり上昇させず，期待する変形性能が確保されるような構造詳細が，提案されている．すなわち，そこでは，既設縦補剛材間に寸法の小さい縦補剛材を増設するとともに，高力ボルト接合により既設縦補剛材へ補強フランジを設けることとしている．そして，補強による強度上昇を少なくするため，それらの端部に当たる横補剛材，あるいはダイアフラム位置では，隙間を設けることとしている．

本研究では，その補強方法の妥当性を調べるために，繰返し漸増水平変位載荷実験，および単調漸増水平変位載荷実験を行った．

本実験より得られた主な結論をまとめると，それらは，以下のとおりである．

- i) 全塑性軸方向力に対する軸方向力の比が大きくなるのに伴って，数少ない繰返し回数で終局水平荷重（各載荷サイクルのピーク荷重の最大値）に到達し，さらに，終局水平荷重は，大きくなる傾向が認められた．
- ii) 道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に従って，橋脚柱の変形性能を塑性率 ν_p （終局水平荷重に対応する終局水平変位 δ_{lim} を降伏水平変位 δ_{y0} で無次元化した値）を用いて考察してみると，軸方向力の比が11%の実験供試体 CEO-1 の塑性率は3であった．これに，上記

表-6 実験終了後の崩壊状況

実験供試体の種類	補剛板の損傷状況	コーナー部の割れ
CEO-1	<ul style="list-style-type: none"> ・ 下端から高さ 8~14cm の部分が最も大きく，内側へ変位する補剛板全体の局部座屈が卓越 ・ 縦補剛材の破断（写真-3） ・ ダイアフラム直上で縦補剛材の局部的な横ねじり座屈 	下端から高さ 8~14cm の位置
MER-2	<ul style="list-style-type: none"> ・ 下端から 8cm を中心とした圧縮側の補剛板全体の局部座屈が卓越 ・ 補強縦補剛材端部の無補強区間に曲げねじれ座屈 ・ 縦補剛材間のサブ補剛板パネルで曲部座屈の発生 	なし
CER-3	<ul style="list-style-type: none"> ・ 下端から高さ 8~14cm の部分が最も大きく，内側へ変位する補剛板全体の局部座屈が卓越（軸方向力の比が大きいほど顕著に見られる） 	増設縦補剛材の破断（1本）
CER-4		写真-4 参照
CER-5		増設縦補剛材の局部ねじれ座屈
CNO-6	<ul style="list-style-type: none"> ・ 下端から高さ 7~10cm の部分が最も大きく，内側へ変位する補剛板全体の局部座屈が卓越 ・ 縦補剛材間の板パネルの局部座屈変形 	下端から 9cm の位置 柱部材最下端に大きな割れ

の方法で耐震補強を施すことによって，強度上昇を20%程度にとどめ，しかも塑性率を5.5まで上昇できることがわかった．

- iii) 軸方向力の比が18%の補強を行った実験供試体 CER-4 の塑性率は，4 となった．そのため，軸方向力の比が大きくなるのに伴って，塑性率は，低下することがわかった．
- iv) しかし，軸方向力の比が30%の補強を行った実験供試体 CER-5 の塑性率も，4 となった．したがって，軸方向力の比が20~30%の場合は，軸方向力比が変化しても，塑性率が一定値4にとれることがわかった．
- v) 最適と思われる寸法制限を満足した新設の鋼製橋脚を対象とした実験供試体 CNO-6 の塑性率は，4 であることがわかった．
- vi) 補強を行った既設橋脚を想定した実験供試体において，一方向への漸増水平変位を載荷した実験供試体 MER-2 と，繰返し漸増水平変位を載荷した実験供試体 CER-3 とでは，強度，および塑性率の上昇率が著しく異なった．前者は，後者に比較して，強度上昇率が同程度である．しかし，塑性率の上昇率が，著しく大きくなった．また，前者では，終局水平荷重以降の強度低下も少なかった．

- vii) 一方向への単調漸増水平変位荷重を行った実験供試体 MER-2 では、隙間部の純断面でなく、全断面の全塑性水平荷重程度まで、強度が上昇した。また、漸増繰返し水平変位荷重を行った実験供試体 CER-3 の場合には、この全塑性水平荷重から、さらに 3~4% の強度上昇が認められる。これらの強度上昇は、それぞれ隙間部の純断面に対する全塑性強度にひずみ硬化、および繰返し硬化による強度上昇が累算されるためと考えられる。
- viii) 軸方向力の比が 11%、および 18% の耐震補強を行った実験供試体 CER-3、および CER-4 においては、断面コーナ一部が割れが $7\delta_y$ (δ_y : 降伏水平変位) の変位荷重で発生した。しかも、補強部材の端部の隙間部近傍には、割れが発生しなかった。
- ix) 最適と思われる寸法制限を満足した新設の鋼製橋脚を対象とした実験供試体 CNO-6 の基部では $4\delta_y$ の水平変位荷重で、また最適と考えられる耐震補強を行った実験供試体 CER-5 の基部コーナ一部では $+5\delta_y$ の水平変位荷重で割れが発生した。
- x) 実験供試体 CNO-6 のように、局部座屈の発生を極力防止しようとする、終局水平荷重付近で割れが、発生しやすくなる。これと逆に軸方向力の比が大きくなり、局部座屈が発生しやすくなると、終局水平荷重以降の大きな局部座屈が発生した領域でも、割れが発生しにくい傾向にあった。
- xi) 耐震補強を行ったいずれの実験供試体でも、補強フランジ、および増設縦補剛材の端部と最下部のダイアフラムとの隙間部で割れが発生せず、断面コーナ一部で割れが発生した。
- xii) 一方向への漸増水平変位を荷重した実験供試体 MER-2 には、全く割れが発生しなかった。

なお、本研究では、対象とした耐震補強方法の妥当性を検討するために漸増繰返し水平変位荷重実験を行い、その妥当性を上記のように示した。また、いたずらに柱部材の強度を上げるよりも、柱部材のどこかに弱点部を設ける、すなわち、ヒューズ的な断面構造を採用する有効性も検討した。しかし、本研究で取り扱った耐震補強方法は、コンクリート充填方式に比べ、その経済性、および施工性で検討の余地があると考えられる。今後、基部の耐力の小さい橋脚柱に対しても、コンクリート充填方式を採用できるような補強方法の開発、および新設の橋脚柱に対しても柱部の塑性変形を最大限活用できるような構造形式の開発が必要と考えられる。これらについては、今後の課題とし、別の機会に研究したいと願っている。

最後に、本研究には、阪神高速道路公団の林 秀侃氏、同じく鋼製橋脚研究委員会の委員各位の協力を得た。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様(案)，平成 7 年 2 月 27 日。
- 2) 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・解説」に基づく設計計算例，平成 7 年 6 月。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V.耐震設計編，平成 8 年 12 月。
- 4) 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(案)・同施工マニュアル(案)，平成 11 年 3 月。
- 5) 北田俊行・中井 博・加賀山泰一・松村政秀：既設鋼製橋脚における補剛板の耐震補強に関する研究，構造工学論文集，Vol.45A，土木学会，pp.215-226，1999 年 3 月。
- 6) 阪神高速道路公団・(財)災害科学研究所：既設鋼製橋脚における補剛板の耐震補強法に関する研究(その 2)，1999 年 3 月。
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I.共通編，II.鋼橋編，平成 8 年 12 月。
- 8) Kitada, T., Nakai, H., Kagayama, T. and Matsumura, M.: A Seismic Design Method and Trial Design for Stiffened Plates in Existing Steel Bridge Piers, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol.39, pp.39- 51, December 1998.
- 9) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，平成 8 年 7 月。
- 10) 中井 博・北田俊行・中西克佳：ハイブリッド実験システムを用いた鋼柱・合成柱の耐荷性、および耐震性に関する研究，紀要特別号，阪神・淡路大震災の調査・報告，大阪市立大学・工学部，pp.131-148，1997 年 1 月。
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II.鋼橋編，V.耐震設計編，平成 2 年 2 月。

(1999 年 9 月 17 日受付)