

既設鋼製橋脚における補剛板の耐震補強に関する研究

Study on Seismic Retrofitting Method of Stiffened Plates in Existing Bridge Piers

北田俊行*, 中井 博**, 加賀山泰一***, 松村政秀****

Toshiyuki Kitada, Hiroshi Nakai, Taiichi Kagayama and Masahide Matsumura

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

**工博 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)

*** 阪神高速道路公団, 保全施設部, 保全技術課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-4-3)

**** 大阪市立大学大学院, 工学研究科土木工学専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

The seismic design method in the Japanese Specifications for Highway Bridges was revised after the Hyogoken Nambu Earthquake. In response to this revision, a design method for retrofitting the stiffened plates of the existing steel bridge piers has been drafted in the Hanshin Expressway Public Corporation. The effect of retrofit according to this design method upon strength and ductility of the existing bridge piers subjected to a strong earthquake is investigated through the experiment by using 8 specimens and elasto-plastic finite displacement analyses. It is concluded that the sufficient ductility can be obtained in the existing bridge piers strengthened by this design method with the increase of the ultimate strength by only 10%.

Keywords: existing steel bridge pier, seismic retrofit, stiffened plate, ductility, experiment, elasto-plastic and finite displacement analysis

1. まえがき

鋼は、コンクリートに比べると、構造材料として極めてじん性に優れている。したがって、耐用年限中に発生する確率が高い中程度の地震（レベル 1）に対して弾性設計された鋼橋構造物は、耐用年限中に発生する可能性の極めて低い巨大地震（レベル 2）に対して、機能を失うことがあっても、崩壊を起こさないと考えられてきた。しかしながら、1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震（レベル 2 相当の地震）によって、鋼橋構造物、とりわけ鋼製橋脚は、脚柱の圧壊（2 例）、局部座屈、および脆性的な亀裂の発生など多くの被害を被った。

その地震以降、震源近傍での強地震動（最大弾性応答加速度が 1,500~2,000gal）が問題となる内陸直下型地震に対しても、軽微な損傷にとどまるような橋脚、とくに鋼製橋脚の設計法を確立するために、実験的研究が活発に行われている。しかしながら、鋼製橋脚の場合は、局部座屈が発生したり、溶接部に脆性的な割れが生じたりするために、これらに対する対策を施さ

なければ、RC 橋脚に比して、十分な変形性能がない。そして、RC 橋脚、およびコンクリートを充填する鋼製橋脚の保有水平耐力の照査に用いる Newmark のエネルギー一定則にしたがう設計法は、それほど精度が良好でないため、今回の地震のような内陸直下型の強地震動に対して安全な断面でも不適切であると判定される場合もあることが明らかにされた。そこで、より大きな耐荷力と変形性能とが期待できる合成断面の採用（コンクリート充填方式）、変形性能が大きい鋼製断面の開発、および弾塑性動的応答解析などを行って、Newmark のエネルギー一定則を用いない鋼製橋脚のための新しい耐震設計法に関する研究が、行われている。

また、1997 年 12 月に改版された新しい道路橋示方書・V 耐震設計編²⁾において、鋼製橋脚に対しては、コンクリートを充填して合成断面とすることが薦められている。ただし、基礎構造が軟弱で、軽量化を図るために鋼断面とせざるを得ない場合には、①縦補剛材間の板パネルの幅厚比を小さくし、縦補剛材の寸法を大きくする。それとともに、②断面の角溶接部が割れないようにコーナー・プレートなどにより角補強を行っ

本研究は、これらの設計要領（案）、および施工要領（案）で提案されている既設鋼製橋脚の補剛板の補強法の妥当性を確認するために、静的な純圧縮を受ける橋脚柱を対象とした解析モデルの弾塑性有限変位解析、同じく純圧縮を受ける橋脚柱を想定した実験供試体 3 体を用いた耐荷力実験、および一定の軸方向圧縮力を導入した状態で、一方向に漸増する水平荷重を受けたり、漸増繰返し水平変位を受ける橋脚柱を対象とした載荷実験（4 体）を行ったものである⁸⁾。なお、純圧縮を受ける実験、および弾塑性有限変位解析では、横補剛材位置で不連続、あるいは不完全に連続している縦補剛材を有する補剛板の耐荷力、および変形性能に関する基本的なデータを入手する。そのため、一定圧縮と漸増繰返し曲げを受ける実際的な橋脚柱の耐荷力、

— 216 —

2.2 漸増繰返し変位載荷実験供試体

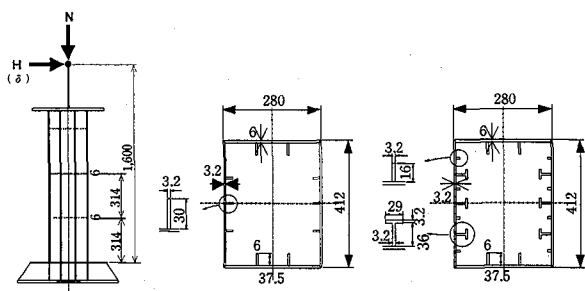
繰返し漸増変位載荷実験には、以下の4体の実験供試体を用いた。なお、図-2には、これら4体の実験供試体を示す。それらの各称は、以下のとおりとする。

CEO-1：補強を行わない既存の補剛板からなる橋脚柱を想定した片持ち梁・柱供試体で、漸増繰返し変位載荷する実験供試体。

MER-2：文献 6)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・柱供試体で、単調漸増変位載荷する実験供試体。

CER-3：文献 6)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・柱供試体で、漸増繰返し変位載荷する実験供試体である。ただし、軸方向力としては、軸方向圧縮力の隙間部の純断面（補剛材の増設や補強前の断面積と同一）の全塑性軸方向力に対する比（以下、軸方向力比という）の単柱形式の橋脚柱における一般的な値と考えられる11%を載荷する¹²⁾。

CER-4：文献 6)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・柱供試体で、漸増繰返し変位載荷する実験供試体である。ただし、軸方向力としては、軸方向力比が18%になるように載荷する¹²⁾。



(a)側面図 (b)供試体 CEO-1 (c)供試体 MER-2, CER-3, の断面図 および CER-4 の断面図

図-2 漸増繰返し変位載荷実験供試体（単位：mm）

3. 実験の手順

実験の手順は、以下のとおりである。

- i) 使用する鋼板の引張試験を行い、その応力-ひずみ曲線が、実橋脚柱で用いられる鋼板のような降伏棚が存在することを確認するとともに、降伏点の正確な値を実測する。
- ii) 実測した降伏点を用いて幅厚比パラメーター、および補剛材剛比 γ_s などを、決定する。
- iii) 実測降伏点を用いて弾塑性有限変位解析を行い、既存縦補剛材への補強フランジの端部、および増設縦補剛材の端部の最適な隙間寸法（強度があまり上昇せずに期待する変形性能が得られる最大の隙間寸法；板厚の3.3倍）を決定し、実験供試体の

設計を行う。

- iv) 実験供試体、および残留応力測定用供試体の製作、ならびに、ひずみゲージの貼付を行う。
- v) 実験供試体の初期たわみを、測定する。
- vi) 残留応力の測定を、行う。
- vii) 実験供試体、および変位計の設置を、行う。
- viii) 予備実験、および本実験を、行う。

4. 引張試験結果

実験供試体に用いる鋼板には、実橋脚に用いられる厚い鋼板と同様な明確な降伏点を有し、しかも板厚が異なっても降伏点が等しくなるように、板厚6mmの圧延鋼板（SS400）、および、それを切削加工した3.2mmの鋼板を用いた。

これらの鋼板の機械的性質を調べるために、板厚6mmと切削加工した板厚3.2mmの鋼板とから、合計8本の試験片を切り出し、引張試験を行った。

引張試験結果として、鋼板のロール方向の機械的性質を、表-1に示す。

また、図-3に示すように、使用鋼材は、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。

表-1 使用鋼材の機械的性質（ロール方向）

降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	板厚 t (mm)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 E (kgf/cm ²)	ポアソン比 μ	伸び (%)
2,925	3.20	4,359	2.09×10^6	0.268	33
2,934	6.00	4,362	2.14×10^6	0.261	42

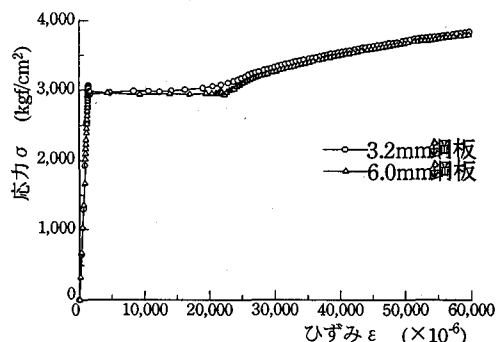


図-3 使用鋼材の応力-ひずみ曲線

5. 初期不整の測定結果とその考察

(1) 初期たわみ

a. 純圧縮耐力実験供試体

初期たわみの測定位置は、各供試体中央部の着目パネルに約6cm間隔で設けた測定線の交点（片面につき126箇所）とした。

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¹³⁾の1.0～3.0倍、および0.7～4.6倍となった。これは、使用板厚と比較して、溶接寸法が大きかった

ための影響と考えられる⁸⁾。

b. 漸増繰返し変位載荷実験供試体

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。

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¹³⁾の 1.6~4.7 倍、および 1.1~2.4 倍となった。これも、5.(1).a と同様な理由によるものと考えられる⁸⁾。

(2) 残留応力

それぞれ実験供試体 TEO-1、および TER-2 の着目補剛板パネルの断面と同じ断面を有する 2 体の残留応力測定用供試体 RS-1A、および RS-1B を、製作した。残留応力の測定は、一軸ひずみゲージを用い、機械切断法により行った。

図-5、および図-6 には、各供試体の残留応力分布図の実測結果を示す。ここで、残留応力は、板パネル、および補剛材の降伏点 σ_Y を用いて無次元化している。なお、これらの図中の記号は、以下の応力度であることを意味している。

- ：表側(補剛材のついている側)、および補剛材の右側の残留応力度
- ：裏側(補剛材のついていない側)、および補剛材の左側の残留応力度
- ×：表・裏の平均値

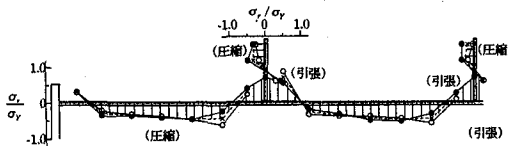


図-5 残留応力分布図 (供試体 RS-1A)

図-5 によると、既存断面を想定した供試体 RS-1A においては、補剛材間の板パネルの中央部分で $0.5\sigma_Y$ 程度、また補剛材の先端付近にも同程度の圧縮残留応力が存在していることがわかる。

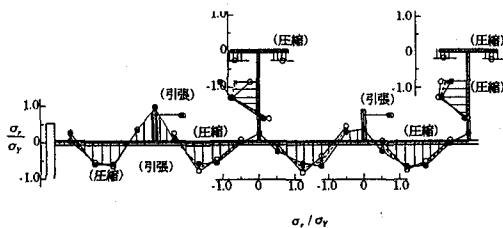


図-6 残留応力分布図 (供試体 RS-1B)

一方、図-6 によると、耐震補強を行った断面を想定した供試体 RS-1B には、板パネルで $0.6\sigma_Y$ 程度、また補剛材の中央部でも同程度の圧縮残留応力が存在していることがわかる。耐震補強を行った断面では、増設補剛材を設けたために残留応力度がより大きくなって

いることがわかる。

6. 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)」⁶⁾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、純圧縮耐荷力実験供試体 TEO-1 の断面を例として、以下に示す。

(1) 寸法制限の規定

所定の変形性能を得るために、復旧仕様^{4),5)}、道路橋示方書・耐震設計編²⁾、および最近の研究成果¹⁾を参考に、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 (式(2) 参照)、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R (式(1) 参照)、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 (式(3) 参照) に関しては、それぞれ 1. まえがきで述べた制限が設けられている。そして、それらの算出は、以下に示す諸式にもとづいている²⁾。

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{0.425\pi^2}} = 0.532 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \leq 0.4 \quad (1)$$

$$R_F = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 \cdot k_F}} \leq 0.4 \quad (2)$$

$$R_S = \frac{h_s}{t_s} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{4\pi^2}} = 1.633 \frac{h_s}{t_s} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \leq 0.5 \quad (3)$$

ここに、

μ : ポアソン比 (=0.26, 表-1 に示した引張試験結果を参照)

B : 補剛板の幅

b : 既存の縦補剛材によって区切られる板パネルの幅 (縦補剛材間隔 = B/n)

n : 既存の縦補剛材によって区切られる板パネルの数
そして、 k_F は、補剛板全体の座屈係数であり、以下の式(4)より求める¹³⁾。

$$\left. \begin{aligned} k_F &= \frac{(1 + \alpha_t^2)^2 + n\gamma_s}{\alpha_t^2(1 + n\delta_s)} \quad (\alpha_t \leq \alpha_0) \\ k_F &= \frac{2(1 + \sqrt{1 + n\gamma_s})}{1 + n\delta_s} \quad (\alpha_t > \alpha_0) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

γ_s : 縦補剛材剛比

また、これらの諸式においては、以下の記号を用いている。

$$\alpha_t = \frac{a}{B} : \text{アスペクト比} \quad (5)$$

a : 横補剛材 (あるいはダイアフラム) 間隔

$$\delta_s = \frac{A_s}{Bt} : \text{縦補剛材 1 本の断面積比} \quad (6)$$

$$\alpha_0 = \sqrt[4]{1 + n\gamma_s} : \text{限界アスペクト比} \quad (7)$$

さらに、横補剛材の剛度については、道路橋示方書・II.鋼橋編¹³⁾にもとづいて、必要最小剛度の照査を行う。

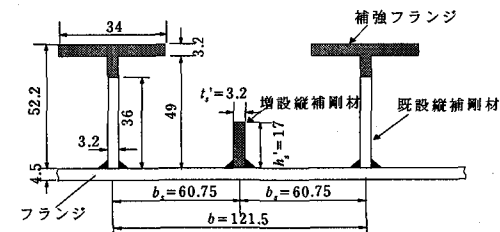
(2) 寸法制限に関する補強

ここでは、1.まえがきに述べた主旨にしたがって、図-7(a)、および(b)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、若干、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。

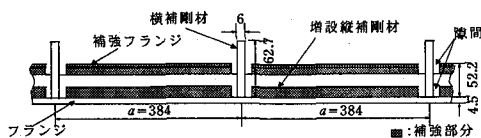
また、縦補剛材自身の幅厚比パラメータ R_S を 0.5 以下にするとともに、補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F を 0.4 以下にするため、既設縦補剛材の先端には、補強フランジを増設する。

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（あるいはダイアフラム）位置で切断する。

表-2 には、増設縦補剛材、および補強フランジ追加前・後の着目するパラメータ（幅厚比パラメータ、および縦補剛材剛比）の値を対比してまとめた。この表によると、それぞれ制限値を、満足していることがわかる。



(a) 横断面図



(b) 縦断面図

図-7 増設縦補剛材、および補強フランジ（単位：mm）

表-2 補強前・後の着目パラメータ

主なパラメータ	供試体名	TEO-1	TER-2	TNO-3	CEO-1	MER-2 CER-3 CER-4
板パネルの幅厚比パラメータ R_R		0.532	-	0.397	0.616	-
補剛板の幅厚比パラメータ R_F		0.512	-	0.387	0.471	-
縦補剛材の幅厚比パラメータ R_S		0.685	-	0.403	0.564	-
縦補剛材剛比 γ_s/γ_s^*		1.083	-	1.052	1.856	-
既設補剛材間の補剛板パネルの幅厚比パラメータ R_R		-	0.391	-	-	0.396
補剛板の幅厚比パラメータ R_F		-	0.226	-	-	0.232
縦補剛材の幅厚比パラメータ R_S		-	0.224	-	-	0.119
縦補剛材剛比 γ_s/γ_s^*		-	3.098	-	-	3.193

γ_s^* : 弾性座屈理論から求める必要最小剛比

7. 弾塑性有限変位解析による検討(純圧縮耐荷力実験供試体を対象)

7.1 補剛板としての解析モデルを用いた弾塑性有限変位解析

(1) 解析モデルの設定

図-8 に示すように、着目する補剛板から、縦補剛材と横補剛材との交差位置を中央とみなして、縦方向に横補剛材間隔、横方向に既設縦補剛材間隔の長さ部分を、取り出した。そして、その補剛板パネル（局部座屈を考慮できる柱モデル）を、解析モデルとした。

この柱解析モデル（部分 PQRS）の拘束条件を、図-9、および表-3 に示す。

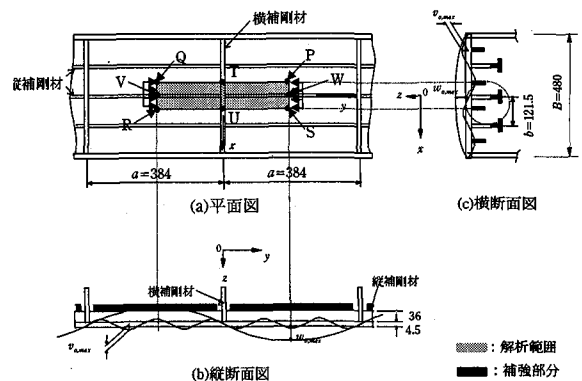


図-8 解析モデルの取出し、および初期たわみの導入方法（単位:mm）

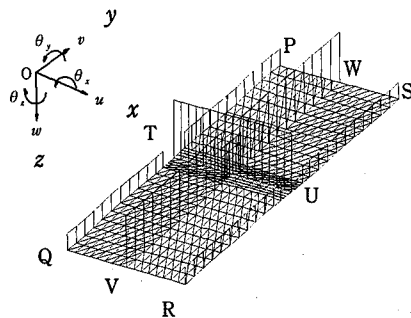


図-9 解析モデルの要素分割

表-3 拘束条件

面, 辺	拘束条件	辺	拘束条件
面 PQRS	θ_z	辺 RS	u, θ_y, θ_z
辺 PS	θ_x, θ_z	辺 TU	v, w, θ_y, θ_z
辺 PQ	u, θ_y, θ_z	辺 VW	θ_z
辺 QR	θ_x, θ_z		

解析は、以下の 13 個の柱解析モデルに対して行った。その各称は、以下のとおりとする。

柱解析モデル AL0-1: 補強を行わない既存の補剛板を対象とした柱解析モデルである。

柱解析モデル ALR-2: 増設縦補剛材を設け、さらに既設縦補剛材を補強フランジによって補強した補剛

板を対象とした柱モデルである。ここで、増設縦補剛材、および既設縦補剛材補強フランジの端部と横補剛材との隙間を、補剛板の板厚 t の2.3倍(柱解析モデル ALR-2-2.3t という。以下同様)、3.3倍、4.3倍、7.1倍、および10.7倍とした計5ケースについて解析した。

柱解析モデル ALR-3: 柱解析モデル ALR-2 に、増設縦補剛材端部を横補剛材の所で切断せず、連続させ、加えて既設縦補剛材補強フランジの端部と横補剛材との隙間を、それぞれ補剛板の板厚 t の2.3倍(柱解析モデル ALR-3-2.3t という。以下同様)、3.3倍、4.3倍、7.1倍、および10.7倍とした計5ケースについて解析した。

なお、各解析モデルの寸法には、純圧縮耐力実験供試体の寸法を用い、本実験を行う上での挙動を知ること、ここでの解析の目的としている。

そして、引張試験結果を参考に、解析モデルの降伏点として $\sigma_Y=2,950\text{kgf/cm}^2$ 、ポアソン比に $\mu=0.26$ 、およびヤング係数に $E=2.1\times 10^6\text{kgf/cm}^2$ を、用いた。

また、今回の解析においては、鋼材のひずみ硬化、および残留応力を考慮していない。さらに、要素分割は、既存縦補剛材への補強フランジ、および増設縦補剛材の端部の隙間が対象とする補剛板の耐力、および変形性能に与える影響を調べるために、横補剛材付近で細かく分割している(図-9 参照)。

(2)解析に用いた初期たわみ

初期たわみには、補剛板全体、および板パネルのそれぞれに不利となるように、2つのモードの初期たわみ波形を重ね合わせたものを導入した。なお、それぞれの最大値は、道路橋示方書¹³⁾の製作基準に準じ、補剛板の全体初期たわみの最大値を $w_{0,max}=a/1,000$ 、板パネルの初期たわみの最大値を $v_{0,max}=b/150$ とした。ここに、 a は横補剛材間隔 38.4cm で、また b は縦補剛材間隔 12.15cm である。

(3)解析結果

解析モデル ALO-1、および ALR-2 の解析結果を図-10 に、また解析モデル ALO-1、および ALR-3 の解析結果を図-11 に示す。

これらの図は、荷重 P と載荷方向の平均ひずみ $\bar{\varepsilon}$ ($=2u/a, u$:軸方向変位)との関係を、それぞれ P_{YSA1} 、あるいは P_{YSA2} 、および ε_Y で割り無次元化し、プロットしたものである。ここで、 P_{YSA1} は増設縦補剛材、および既設の縦補剛材への補強フランジの断面積を除いた隙間位置の解析モデルの断面(純断面という)における全塑性軸方向力、また P_{YSA2} はこれらの断面も含めた解析モデルの断面(全断面という)における全塑性軸方向力である。そして、 ε_Y は、降伏ひずみ($=\sigma_Y$

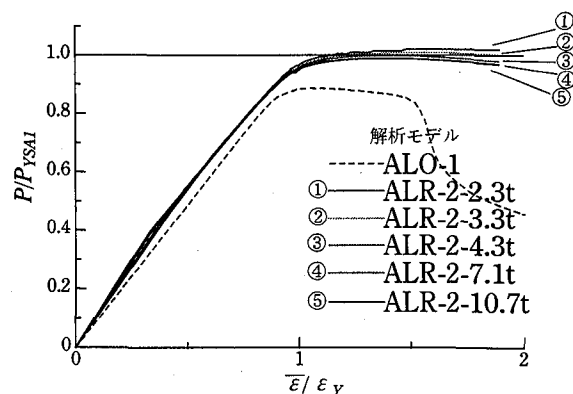


図-10 増設縦補剛材、および補強フランジの端部に隙間がある場合解析モデルの荷重-軸方向平均ひずみ曲線

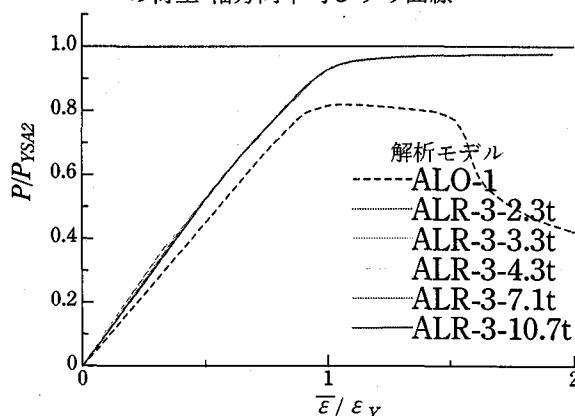


図-11 補強フランジの端部に隙間を有するが、増設縦補剛材は連続する解析モデルの荷重-軸方向平均ひずみ関係

($E=0.001405$)である。

図-11 によると、増設縦補剛材を横補剛材に連結する場合、隙間の大きさが荷重-ひずみ曲線に与える影響は、極めて少ないことがわかる。また、増設縦補剛材を連結すると、 $P_{YSA2}/P_{YSA1}=1.164$ となり、切断する場合に比して、耐力が、16%程度も上昇する。

そして、これらの図によると、ここで対象とした耐震補強を行うことによって、耐力は、10%程度上昇する。しかし、変形性能は、著しく向上する結果を示している。また、これらの傾向は、隙間の長さを板パネルの板厚 t の2.3~10.7の範囲で変化させても、ほぼ同様な傾向にあることがわかる。

7.2 補剛箱断面短柱としての解析モデルを用いた弾塑性有限変位解析

(1)解析モデルの設定

図-12 に示すように、対象とした静的耐力実験供試体の中央部分の構造、載荷荷重、および、たわみ波形の対称性を利用して、縦補剛材と横補剛材との交差位置から上下方向に横補剛材間隔の長さ部分を取り出し、局部座屈が考慮できるコの字形の柱モデルを作成した。

そして、このコの字形柱モデルに、軸方向圧縮力のみを作用させて、弾塑性有限変位解析を行った。

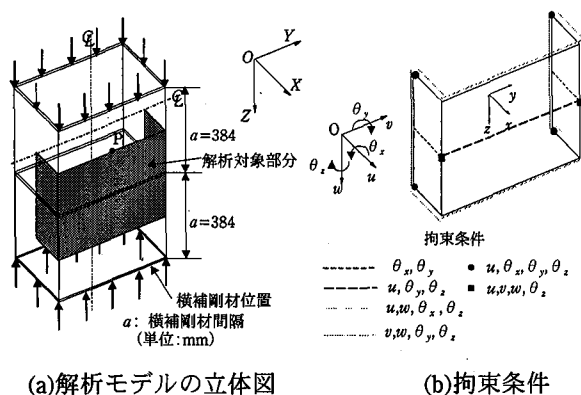


図-12 コの字形断面の解析モデル

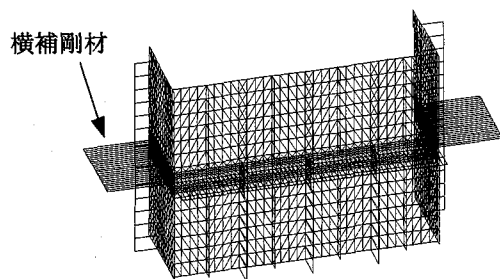


図-13 コの字形断面の解析モデルに対する要素分割

まず、解析モデルの拘束条件を、図-12 に示す。ここで、横補剛材位置では、上下の対称性を確保し、また横補剛材によるたわみの拘束を考慮して、軸方向変位、および面外変位を拘束した。

次に、図-13 に示すように、要素分割は、既存縦補剛材への補強フランジ、および増設縦補剛材の端部の隙間が着目する補剛板の耐力、および変形性能に与える影響を調べるために、横補剛材付近で細かく分割している。

なお、各解析モデルの寸法には、静的耐力実験供試体の寸法を用い、本実験を行う上での挙動を知ること解析の目的としている。

解析は、以下の 8 つのコの字形断面の解析モデルに対して実施した。それらの各称は、以下のとおりとする。

コの字形断面の解析モデル BLO-1：補強を行わない既存の補剛板を対象とした解析モデルである。

コの字形断面の解析モデル BLR-2：増設縦補剛材を設け、さらに既設縦補剛材を補強フランジによって補強した補剛板からなる柱を対象とした解析モデルである。ここで、増設縦補剛材、および既設縦補剛材補強フランジと横補剛材との隙間を、それぞれ補剛板の板厚 t の 1.3 倍(コの字形断面の解析モデル BLR-2-1.3t という。以下同様)、3.3 倍、4.3

倍、6.2 倍、および 12.2 倍とした計 5 ケースについて解析した。

コの字形断面の解析モデル BLO-2：コの字形断面の解析モデル BLO-1 の初期たわみを、すべて 1/4 倍にした解析モデルである。

(2)初期たわみの設定

解析に導入する初期不整としては、7.1(2)と同様な条件を設定した。また、初期たわみのみを考慮し、残留応力は、考慮していない。

(3)解析結果

解析モデル BLO-1、および BLR-2 の解析結果を、図-14 に示す。

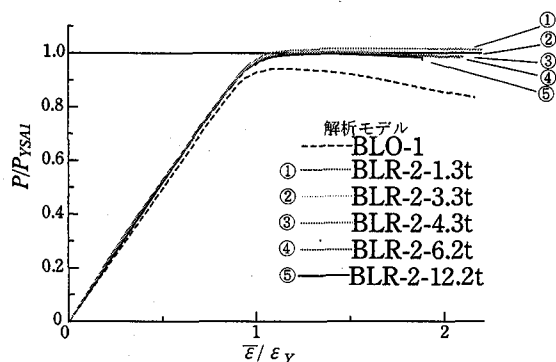


図-14 荷重-軸方向平均ひずみ関係(コの字形断面の解析モデル)

この図において、荷重 P 、および軸方向平均ひずみ $\bar{\epsilon}$ ($=2u/a, u$: 軸方向変位) は、それぞれ P_{YSAI} 、および ϵ_Y で割り、無次元化してプロットしてある。端部の隙間を変えても、耐力には、それほど大きな差異がないことがわかる。そして、 $\bar{\epsilon}/\epsilon_Y=2.0$ 付近から、端部の隙間ごとの変形性能の相違が現れはじめる。

また、ここで対象とした耐震補強を行うことによって、耐力が、若干、上昇する。しかし、変形性能は、著しく良好になることがわかる。

さらに、図-10 と図-14 とを比較すれば、既存補剛板を対象とした解析モデルである ALO-1 と BLO-1 との荷重-軸方向平均ひずみ関係には、若干の差異がみられる。しかし、補強補剛板を対象とした解析モデルにおいては、柱モデルとコの字形断面の解析モデルとの間で解析結果に有意な差異が認められないようである。

8. 耐震補強法を検討するための実験的研究(純圧縮載荷実験)

(1)載荷方法

実験供試体への圧縮力の載荷方法を、図-15 に示す。

ここで、600tf 油圧ジャッキを鉛直方向に、またジャ

ツキの中心を実験供試体の荷重載荷板の中心にくるように実験供試体を設置した。そして、軸方向圧縮力が断面全体に均一に作用するように、荷重載荷板と実験供試体上部板との間に厚さ 127mm の耐圧板を挿入した。なお、載荷台の内部には、実験中に、それ自体の座屈防止のため、コンクリートを充填した。

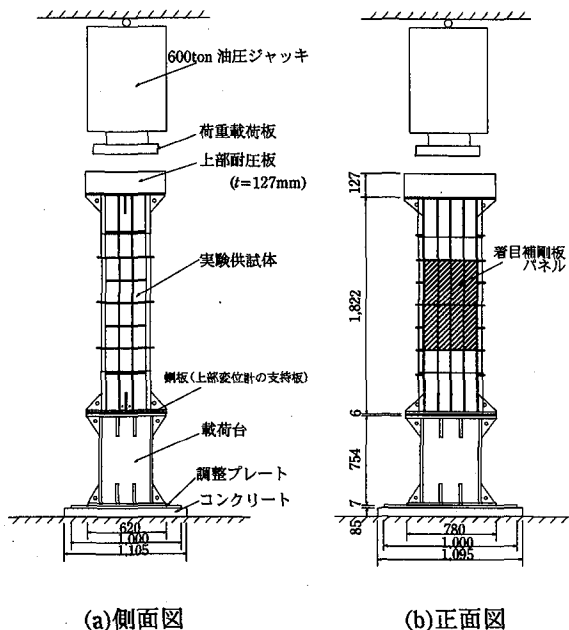


図-15 純圧縮耐荷力実験の載荷方法 (単位: mm)

(2) 純圧縮耐荷力実験の結果、および耐荷力と変形性能に関する考察

a. 荷重-軸方向縮み曲線とその考察

図-15 には、3 体の各実験供試体の 4 隅鉛直方向に設けた変位計より求めた荷重-軸方向縮み曲線を比較して示す。ここで、縦軸は、実験供試体に作用している圧縮力 P を実験供試体の全塑性軸力 P_{YSAI} で無次元化したものである。したがって、実験供試体 TER-2 においては、増設縦補剛材、および既設の縦補剛材への補強フランジの端部の隙間位置の純断面における全塑性軸方向力 ($=P_{YSAI}$) で無次元化している。また、横軸は、平均圧縮ひずみ $\bar{\epsilon}_x (=u/a; u: \text{断面 M-N 間, および断面 N-O 間 (図-1(a) 参照) の 4 隅の平均縮み量, } L: \text{横補剛材間隔})$ を降伏ひずみ $\epsilon_Y (= \sigma_Y/E = 0.001405)$ で無次元化したものである。

この図によると、実験供試体 TER-2 は、実験供試体 TEO-1 と比較すれば、約 10 % 耐荷力が上昇していることがわかる。また、変形性能は、 $\bar{\epsilon}_x/\epsilon_Y = 9$ 以上までも確保されるという良好な結果が得られた。なお、 $P/P_{YSAI} = 0.4$ 付近で、実験供試体の荷重-軸方向縮み曲線の傾きが変わっているのは、圧縮残留応力により断面の一部の降伏が早められたためであると考えられる。また、この付近の荷重レベルでは、実験供試体 TER-2 の隙間部分の既存縦補剛材に局部ねじれ座屈が発生することがわかった。

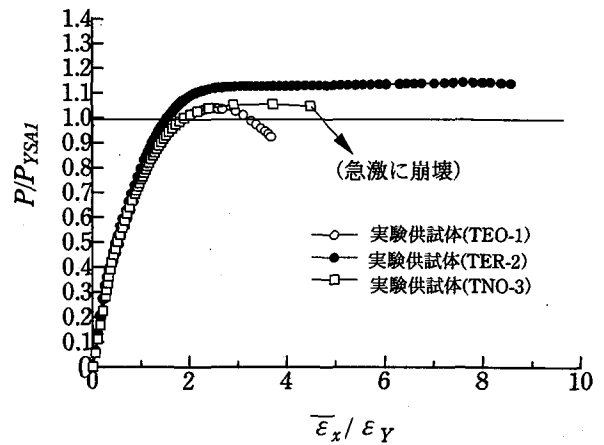


図-16 荷重-軸方向縮み曲線 (純圧縮耐荷力実験)

さらに、同図中の実験供試体 TNO-3 は、式(1)~式(3)の寸法制限を満たした断面である。しかしながら、この実験供試体の終局強度、および変形性能は、実験供試体 TEO-1 と比較して、著しく改善されるという結果が得られなかった。

b. 弾塑性有限変位解析結果による実験結果の考察 (純圧縮を受ける場合)

ここでは、弾塑性有限変位解析による結果がどの程度まで実験結果と一致しているのかを、検討する。また、解析結果と実験結果との差異についても、考察を行う。

図-17、および図-18 には、弾塑性有限変位解析、および純圧縮耐荷力実験による荷重-軸方向縮み曲線を示す。ただし、各軸は、図-16 と同じパラメータに取っている。

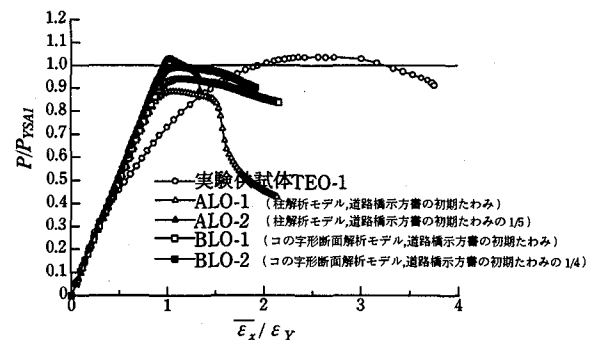


図-17 荷重-軸方向縮み曲線 (既設橋脚を想定したモデル)

まず、図-17 によると、補強を行わない既設橋脚を想定した解析モデルにおいて、道路橋示方書の製作基準に相当する初期たわみ量の 1/4 倍、および 1/5 倍の最大初期たわみ量を有する解析モデル ALO-2、および BLO-2 は、いずれも道路橋示方書の初期たわみ量を有する解析モデル ALO-1 と比較すれば、耐荷力の上昇が見られた。とくに、解析モデル ALO-2 の耐荷力は、実験結果

と良好に一致している。なお、 $P/P_{YSAI} - \varepsilon_x / \varepsilon_y$ 曲線の勾配が解析結果と実験結果とで著しく異なっているのは、今回の解析の場合、残留応力を考慮しなかったためである。また、柱解析モデルとコの字形断面の解析モデルとの解析結果には、終局荷重、および終局荷重以降の挙動にも、かなりの差異が見られた。

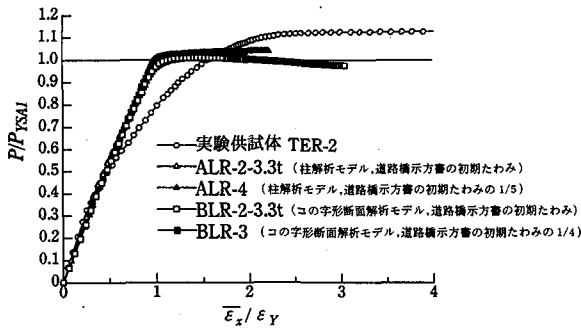


図-18 荷重-軸方向縮み曲線（補強橋脚を想定したモデル）

つぎに、図-18 によると、補強断面を想定したすべての解析モデルの結果は、良好に一致している。しかし、解析結果と実験結果との間には、終局荷重、および $P/P_{YSAI} - \varepsilon_x / \varepsilon_y$ 曲線の勾配に有意な差異が見受けられる。隙間部では、 $10 \sim 20 \varepsilon_y$ 程度のひずみが生じていたため、この終局荷重の差異は、解析モデルにおいて、ひずみ硬化現象を考慮していないことが原因であると考えられる。一方、 $P/P_{YSAI} - \varepsilon_x / \varepsilon_y$ 線の勾配の差異は、すでに上で述べたように、今回の解析において残留応力を考慮しなかったためと考えられる。

しかし、弾塑性有限変位解析、および純圧縮耐力実験のいずれにおいても、本研究で対象とした耐震補強法を採用すると、耐荷力の上昇が少なく、変形性能は、著しく向上することがわかった。

以上の解析結果と実験結果との比較によれば、今後、弾塑性有限変位解析によって、鋼製橋脚柱の耐荷力、および変形性能について検討するためには、以下の諸点を配慮する必要がある。

- i) 解析には、柱モデルを用いてよい。
- ii) 残留応力は、必ず考慮する必要がある。
- iii) ひずみ硬化現象の考慮も不可欠である。

9. 耐震補強法を検討するための実験的研究(漸増繰返し変位載荷実験)

(1) 載荷方法

実験供試体 CEO-1, MER-2, および CER-3 には、一定な軸方向圧縮力 P として、補強しない既存鋼製橋脚を対象とした実験供試体 CEO-1 の断面における全塑性軸方向力の 11% を載荷した。そして、実験供試体 CER-4 には、実験供試体 CEO-1 の断面における全塑性軸方向力の 18% を載荷した。また、水平変位の漸増繰返し載荷方法としては、図-19(a)に示すように、建設省土木研究所で行われた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²⁾を参考にして、 $\pm \delta_y$ (δ_y : 降伏変位) ずつ繰返し水平変位 δ を漸増させ、 $\pm 10 \delta_y$ まで行った(図-19(a)参照)。なお、実験供試体 MER-2 は、載荷を片振りの単調漸増変位載荷とした。

漸増繰返し変位載荷実験においては、図-20 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¹⁴⁾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。

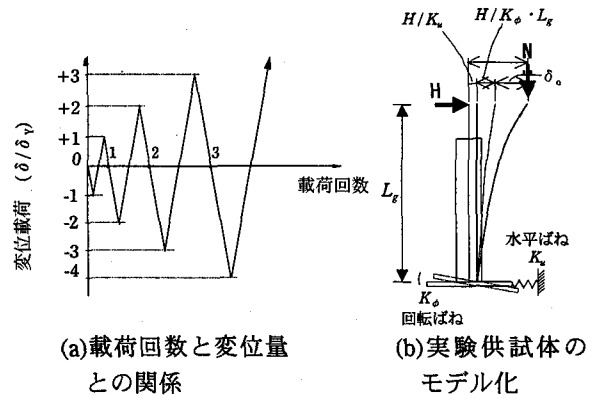


図-19 漸増繰返し変位載荷方法

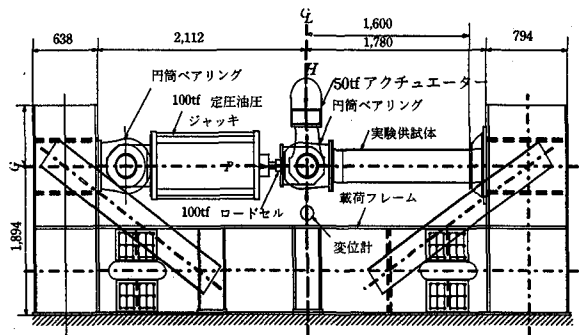


図-20 ハイブリッド実験装置を用いた載荷方法の概要 (単位: mm)

また、実験供試体の基部は、この載荷装置によって完全に固定されず弾性的にばね支持された状態となっている。そこで、図-19(b)のようにモデル化した。

まず、基部が完全固定の理想的な片持梁のたわみ曲線は、次式のように表される。

$$f(x) = \frac{H}{6EI} (3L_g x^2 - x^3) \quad (4)$$

これに、基部のばねの弾性支持に起因する剛体変形を考慮したたわみ曲線は、次式のように補正できる。

$$f(x) = \frac{H}{6EI_V} (3L_g x^2 - x^3) + \frac{H}{K_\phi} L_g x + \frac{H}{K_u} \quad (5)$$

ここに、 $EI_V (= 6a/H)$: 実験供試体の等価曲げ剛度、 K_ϕ : 回転バネ定数、 K_u : 水平バネ定数

表-4 バネ定数, および等価曲げ剛度

実験供試体名	K_{ϕ} ($\times 10^6 \text{kgf}\cdot\text{cm}/\text{deg}$)	K_u ($\times 10^{10} \text{kgf}/\text{cm}^2$)	EI_v ($\times 10^6 \text{kgf}\cdot\text{cm}$)
CEO-1	5.41	1.91	1.61
MER-2	4.56	1.73	0.89
CER-3	5.49	2.04	8.38
CER-4	5.97	1.95	2.63

表-4 には, 各実験に先立って, 弾性範囲内 ($\pm 3\text{tf}$) における水平荷重を繰り返し 3 回載荷することによって求めた供試体基部の支持柱の弾性変形を示す。そして, 変形性能に関する考察では, 剛体変形を除いた供試体頂部の降伏水平変位 δ_{y0} を, 用いた。ただし, 実験では, この剛体変位を含む降伏変位 δ_y によって, 作用水平変位を制御した。

なお, この載荷装置では, 鉛直方向力 H による変位 δ が大きくなると, 軸方向荷重 P の鉛直方向成分 $P \cdot \sin(\delta/L_0)$ ($L_0: 100\text{tf}$ 定圧ジャッキの固定間距離) が鉛直方向力 H に加算され, この効果が無視できなくなる。以下の考察では, この効果を計算によって補正している。

(2) 漸増繰返し変位載荷実験の結果, および耐力と変形性能に関する考察

図-21, および図-22 には, それぞれ補強供試体の単調漸増変位載荷実験, および漸増繰返し変位載荷実験, ならびに既設, および補強供試体の漸増繰返し変位載荷実験より得られた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_0 : 供試体基部のばね弾性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。

以下では, 道路橋示方書・耐震設計編²⁾にしたがって, 橋脚柱の変形性能を塑性率 ν_p (強度劣化が生じ始める終局変位 δ_u を降伏変位 δ_{y0} で無次元化した値 δ_u/δ_{y0}) について考察する (図-24 参照)。

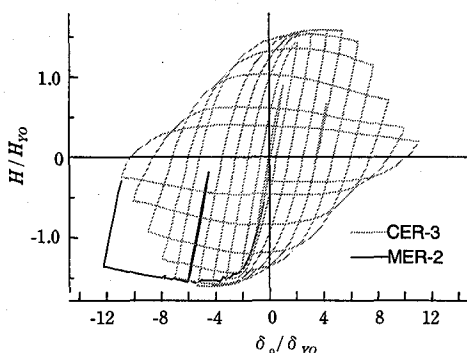


図-21 水平荷重-水平変位曲線 (実験供試体 MER-2, および CER-3)

まず, 図-24 によると, 補強することによって, 5.5 の塑性率 ν_p が, 期待できる。また, 図-21 によると, 漸増繰返し変位載荷実験による終局荷重 (最大のピーク荷重) は, 片側方向への単調漸増変位載荷実験の水平荷重-水平変位曲線の終局荷重に比べ, 約 4%ほど高くなった。単調漸増変位載荷実験, および漸増繰返し変位載荷実験における終局荷重の差異は, 繰返しによるひずみ硬化の影響によるものと考えられる。

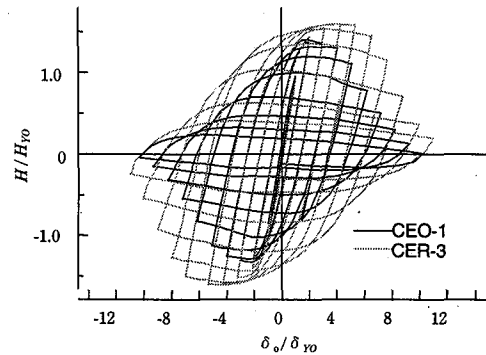


図-22 水平荷重-水平変位曲線 (実験供試体 CEO-1, および CER-3)

つぎに, 図-22 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 (幅厚比パラメータ $R_R=0.616$) の終局荷重と比較して, 補強を行った既存の鋼製橋脚を対象とした実験供試体 CER-3 の強度上昇は, 約 10%程度であることがわかる。とくに, 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 (図-24 参照)。このように, 補強によって, 強度上昇を 10%程度にとどめ, しかも塑性率を 5.5 (図-24 参照), 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。

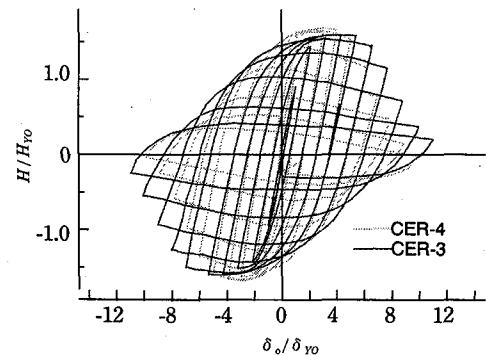


図-23 水平荷重-水平変位曲線 (実験供試体 CER-3, および CER-4)

また, 図-23 には, 軸方向力比を 18%とした実験供試体 CER-4 と, 11%の実験供試体 CER-3 との水平荷重-水平変位曲線とを比較して示す。この図によると, 軸方向力比が 18%の実験供試体の方が軸方向力比 11%の実験供試体に比べれば, 終局荷重が若干高くなり, また少ない繰返し回数で終局荷重が得られるのがわかる。

そして、実験供試体 CER-4 の塑性率は、4 となる（図-24 参照）。すなわち、軸方向圧縮力が大きくなると、塑性率が、低下する。

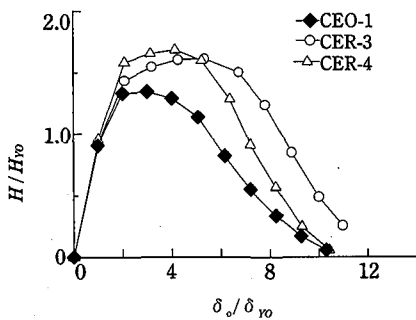


図-24 各実験供試体から得られた包絡線

なお、図-24 は、各実験供試体の塑性率を算定するため、各実験供試体の正側、および負側の水平荷重-水平変位関係のピーク点の平均値を、それぞれプロットした包絡線である。

さらに、実験中の代表的な挙動をまとめると、以下のとおりとなる。

- i) これらの実験供試体においては、断面コーナー部の割れが $+7\delta_y$ への漸増する変位載荷途上で発生した。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) 漸増繰返し載荷中に、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。

(5) 実験終了後の崩壊状況とその考察

実験終了後、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。その結果、以下に示すような崩壊状況が、確認できた。

- i) すべての実験供試体においては、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パネル全体の座屈が卓越していた。
- ii) 補剛板パネル全体の座屈波形の後縁が連なる位置において、無補強断面を想定した実験供試体に関しては縦補剛材、また補強断面に関しては増設縦補剛材が切断している例が確認できた。
- iii) 著しく座屈を起こした補剛板パネルの無補強の縦補剛材の両端部では、ダイアフラム近傍において曲げねじり座屈が発生していた。
- iv) 著しく座屈を起こした補剛板パネルの補強縦補剛材は、曲げねじり座屈を起こしていた。
- v) コーナー部には、割れが発生していた。

- vi) 著しく座屈を起こした補剛板パネルの補強縦補剛材の両端部においては、補強フランジがダイアフラムに突き当たっている状態にあった。
- vii) 崩壊状況と軸方向力比との関係を調べると、軸方向力比が大きくなれば、補剛板パネルでは、補剛板全体にわたって著しい局部座屈波形が発生していた。また、ダイアフラム直上の隙間部分においては、補強縦補剛材の無補強区間で、著しい曲げねじり座屈変形を生じていることが確認できた。

10. 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、縦補剛材を増設するとともに、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、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、弾塑性有限変位解析、純圧縮耐力実験、および漸増繰返し変位載荷実験を行った。そして、隙間の適切な寸法、および変形性能について検討を行った。

本研究に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。

- (1) 純圧縮耐力実験、および弾塑性有限変位解析により得られた結論
 - i) 弾塑性有限変位解析によると、増設縦補剛材の端部、および既設縦補剛材への補強フランジの端部の隙間の大きさの相違が補強後の補剛板の耐荷力、および変形性能に与える影響は、少ない。
 - ii) 補強を施した解析モデル、および実験供試体 TER-2 は、既存橋脚を対象とした解析モデル、および実験供試体 TEO-1 よりも、約 10% の耐荷力の上昇が見られた。
 - iii) 実験によると、耐震補強設計要項（案）にしたがって補強設計した実験供試体においては、塑性率 $\nu_p = \bar{\epsilon}_u / \epsilon_Y = 9.0$ 程度と、期待以上の変形性能が確保された。
 - iv) 耐震補強を行った橋脚を想定した実験供試体 TER-2 では、平均圧縮応力度 $\bar{\sigma}$ が $0.4\sigma_Y$ 付近で、隙間部分の既存縦補剛材に局部ねじり座屈が発生することがわかった。
 - v) 所定の寸法制限を満足する新設の鋼製橋脚を想定した実験供試体の終局強度、および変形性能は、既存の鋼製橋脚を想定した実験供試体と比較して、著しく改善されるという結果が得られなかった。
 - vi) 増設縦補剛材、および既設縦補剛材端部の隙間位置

における板パネルと他の部分の板パネルとのひずみには、有意な差異が認められなかった。また、横補剛材付近の隙間部分の板パネルには、腰折れ屈曲現象、あるいは局部座屈現象が発生しなかった。

vii)隙間部分の板パネルの最大ひずみは、降伏ひずみの10~20倍程度であった。

viii)既設縦補剛材とそれに隣接する板パネル、および増設縦補剛材とを取り出した柱モデルの解析結果、ならびに箱断面の1/2を取り出したコの字形断面解析モデルの解析結果には、有意な差異が認められなかった。したがって、純圧縮を受ける橋脚柱の耐荷力、および変形性能を検討するためには、柱モデルを用いればよい。ただし、解析には、残留応力、および、ひずみ硬化現象を考慮する必要がある。

(2)漸増繰返し変位載実験から得られた結論

i)漸増繰返し変位載荷実験による終局荷重は、一方方向の単調漸増変位載荷実験の水平荷重-水平変位曲線の終局荷重と比べ、約4%上昇した。これは、繰返し載荷によるひずみ効果の影響であると考えられる。

ii)本研究では、一定な軸方向圧縮力として、隙間断面(純断面)における全塑性軸方向力の11%、および18%とを採用した。そして、軸方向圧縮力が大きい方が、少ない繰返し回数で終局荷重に到達することを確認できた。

iii)道路橋示方書・V.耐震設計編にしたがって、橋脚柱の変形性能を塑性率 ν_p (強度劣化が生じ始める変位を降伏水平変位で無次元化した値)を用いて考察してみると、軸方向力比が11%の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(縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ $R_R=0.616$)の塑性率 ν_p は、3であった。これに補強を施すことによって、強度上昇を10%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。

iv)また、軸方向力比が18%の実験供試体の塑性率は、4となる。そのため、軸方向力比が大きくなるのに伴って、塑性率が低下することがわかった。

v)さらに、耐震補強を行った実験供試体においては、断面コーナー部の割れが約 $7\delta_y$ の変位載荷で発生した。しかし、補強部材の端部近傍には、割れが発生しなかった。しかも、単調漸増変位を載荷した実験供試体には、全く割れが発生しなかった。

本研究の実施に当たって、阪神高速道路公団の前川順道氏、同堀江佳平氏、同じく鋼製橋脚研究委員会の

委員各位、日本構研情報(株)の狩野正人氏、および当時大阪市立大学・4回生の山本剛士氏(現、阪神高速道路公団勤務)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)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。
- 2)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。
- 3)土木学会・耐震基準等基本問題検討会議:土木構造物の耐震基準等に関する提言(第二次提言)、平成8年1月22日。
- 4)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。
- 5)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。
- 6)阪神高速道路公団:既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(案)・同施工要領(案)、平成9年。
- 7)(財)阪神高速道路管理技術センター・鋼製橋脚研究委員会・資料、平成8年。
- 8)阪神高速道路公団・(財)災害科学研究所:既設橋脚の補剛板の耐震補強に関する研究、1998年3月
- 9)USSP研究会:USSP ユーザーズ・マニュアル、理論編、Ver.3.0、日本構研情報(株)、1996年10月。
- 10)小松定夫・北田俊行・宮崎清司:残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析、土木学会論文報告集、第244号、pp.1~14、1975年12月。
- 11)小松定夫・北田俊行:補剛された圧縮板の弾塑性有限変位挙動の一解析手法、土木学会論文報告集、第296号、pp.1~12、1980年4月。
- 12)中井 博・河井章好・吉川 紀・北田俊行・酒造敏廣:鋼製ラーメン橋脚の実施調査(下)、橋梁と基礎、Vol.16、No.7、pp.43~49、1982年7月
- 13)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。
- 14)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。

(1998年9月18日受付)