

補剛 R 付き箱型断面短はり一柱の強度と変形性能

STRENGTH AND DUCTILITY OF SHORT STIFFENED BOX BEAM-COLUMN WITH ROUND CORNERS

渡邊英一^{*} 杉浦邦征^{**} 森 忠彦^{***} 鈴木 巖^{****}

By Eiichi WATANABE, Kunitomo SUGIURA, Tadahiko Mori and Iwao SUZUKI

In recent days, the realistic assessment on the safety of structures against the expected severe loading such as strong ground motions has been of importance. In order to develop the seismic design procedure of structures, it is necessary to study the inelastic strength and deformation capability of structures under complex cyclic loading, combined axial force, shear force and bending. Ductility of structures is the most important measure to assess the reliability of aseismic structures against catastrophic failure. The current study is to examine the strength and ductility of the stiffened box section with round corners of bridge piers. The allowable deformation under monotonic and fully-reversed cyclic loading with the constant axial compressive force were obtained. It is found that the use of round corners as well as longitudinal stiffeners are effective to improve the strength and ductility.

1 はじめに

最近、地震動・波動等による厳しい荷重環境での構造物の信頼性評価の必要性が認識されており、具体的な評価法の確立が急がれている。それには先ず、単調荷重下での力学的性状はもとより、繰返し荷重下での履歴性状などの基本的特性を解明することが急務であると考えられる。現在、軸圧縮力、せん断力、曲げといった組み合わせ荷重下での鋼製部材の最大耐荷力に関しては、離散解析手法、例えば有限要素法(FEM)等の発達により比較的容易に得られるようになって来た。しかし、鋼薄肉構造物に対しては、断面構成板要素の局部座屈を考慮した荷重-変形関係を求める必要があり、特に、荷重繰返し回数が多い場合、時間的・経済的制約のため依然として困難である。したがって、鋼薄肉はり一柱の繰返し荷重-変形挙動および鋼製橋脚の耐震性を評価してきた既存の研究の多くは、載荷実験により板・シェル要素の局部変形と荷重-変形特性について検討してきた。たとえば、福本らは、箱型断面部材を用いて繰返し軸圧縮・引張りおよび繰返し曲げによる座屈実験を行い、最大耐荷力に達してからの部材強度および剛性が載荷サイクルの進行につれて減少する事実を示した^{1)・2)}。これはいわゆる脆性的破壊であり、延性材料と考えられる鋼材を用いた鋼構造においても、構造的特性に起因したダクティリティ不足によって生じる現象である。また、建

* Ph. D. & 工博 京都大学教授 工学部土木工学科 (〒606 京都市左京区吉田本町)
 ** Ph.D. 京都大学助手 工学部土木工学科 (〒606 京都市左京区吉田本町)
 *** 工修 新日本製鉄(株) 土木建材開発グループ (〒100-71 東京都千代田区大手町2-6-3)
 **** 阪神高速道路公団 計画部特定計画調整室 (〒541 大阪市東区北久太郎町4-68)

設省土木研究所における鋼製橋脚模型実験では、箱型断面コーナー部の溶接線に沿った亀裂を生じ、最終的な崩壊に至ったとの報告がなされた³⁾。渡邊らも、鋼薄肉箱型断面橋脚柱の耐震性能を評価するため、一定軸圧縮力と繰返し曲げを受ける補剛箱型断面部材に対する載荷実験を行い、鋼製橋脚の耐震設計のための基礎資料を提供してきた^{4), 5)}。このような鋼薄肉構造にみられる最大耐荷力点に達してからの急激な強度劣化・繰返し劣化は構造物の脆性的な崩壊を誘発し、大災害となって多くの人命を奪うので避けなければならない。一般に、一時的な過大な外力に対して構造物の安全性を確保するのに弾性限度を高めるのは不経済であるので、初期降伏を越え最大耐荷力点までの余剰強度さらには変形能を考慮した何らかの補剛法を早急に確立する必要がある。

本研究では、鋼製橋脚の耐震性評価に関する過去の研究成果を参考とし、箱型断面の問題点であるコーナー部の溶接線に沿った亀裂を生じさせないようコーナー部に曲率を持たせた断面^{6), 7)}（以後、R付き箱型断面と呼ぶ）を取り上げ、このダクティリティ改善の効果を載荷実験を通して検証する。著者らの研究^{8), 9)}の延長として、特に、実設計に有益な補剛材の配置・剛比に関して検討する。

2 実験供試体および載荷実験の概要

昭和48年度の旧道路橋示方書¹⁰⁾によれば、軸圧縮応力度 σ_c と曲げ圧縮応力度 σ_{bc} は、許容応力度として次式を満足しなければならない。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1 \quad (1)$$

ここで、 σ_{ca} と σ_{ba} はそれぞれ許容軸圧縮応力度、許容曲げ圧縮応力度である。中井らの実績調査によると旧道路橋示方書に基づいて設計された88体のラーメン橋脚において(1)式の左辺第1項と第2項の値をプロットすれば、図-1のようになることが報告されている^{11), 12)}。 σ_c/σ_{ca} の値は、ほぼ0.2を平均として分散し、 σ_{bc}/σ_{ba} の値は、0と1.0の間で連続的に分布している。したがって、鋼製橋脚柱が受ける外力として、図-2に示すような一定軸圧縮力 P （通常、 P は降伏圧縮荷重の約20%，最大でも約30%程度：軸圧縮比 $\alpha = P/P_y = 0.2 \sim 0.3$ ）および交番曲げを想定するのが妥当である。本研究では、図-3に示す装置を用いて載荷を行い、軸圧縮力と一様反復曲げを実験供試体に与えた。軸圧縮力は荷重制御で一定の値（ $P/P_y = 0.2$ ）に維持した。また、供試体の上・下面に直接取り付けられた変位計のアナログ信号より曲げ変形（曲率）を合成して求め、アクチュエータ制御部に直接フィードバックして反復曲げを制御した（図-4、5参照）。載荷は、非常に大きな曲率振幅で1波形入力し、単調漸増変形下における最大耐荷力とその変形能力を調べるものと、小さな曲率振幅から数波形入力し段階的にその曲率振幅を増加させ、繰返し変形下における履歴曲線の収束性・安定性を調べる2種類を用いた。なお、載荷中、過度の局部変形を生じ制御に支障をきたすと思われる時点で載荷を打ち切った。

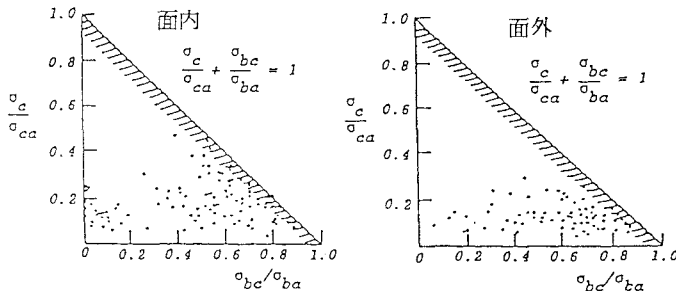


図-1 鋼製橋脚柱設計時の曲げと軸力の相関

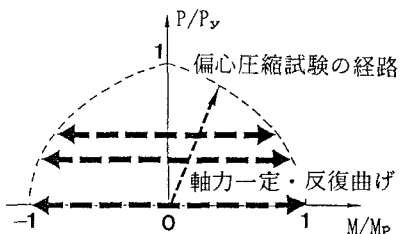


図-2 橋脚柱が受ける外力

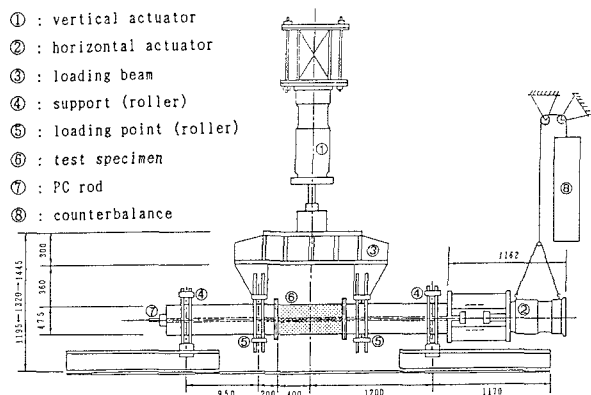


図-3 載荷装置全体図(単位:mm)

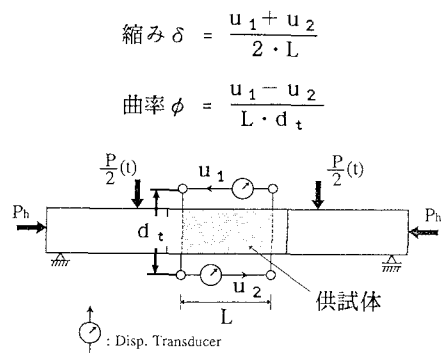


図-4 曲率測定装置

本研究では、橋脚断面モデルとして箱型断面であるAタイプ(無補剛)、R付き箱型断面であるBタイプ(無補剛)、R付き箱型断面(Bタイプ)のフランジ板に補剛材を取り付けたC・D・E・F・G・H・Iタイプの9種類の断面形状を対象とした。なお、C～Iタイプは道路橋示方書の補剛設計に従い、縦方向補剛材の剛比(γ_1)および本数(n)を変化させ断面設計された。ここでは、道路橋示方書で規定されている補剛材の必要剛比($\gamma_{1.req}$)を参考に、Cタイプ($n=1$, $\gamma_1=\gamma_{1.req}$)、Dタイプ($n=2$, $\gamma_1=\gamma_{1.req}$)、Eタイプ($n=1$, $\gamma_1=3\gamma_{1.req}$)、Fタイプ($n=2$, $\gamma_1=3\gamma_{1.req}$)、Gタイプ($n=1$, $\gamma_1=0.17\gamma_{1.req}$)、Hタイプ($n=4$, $\gamma_1=3\gamma_{1.req}$)およびIタイプ($n=4$, フランジ平板部に対して $\gamma_1=3\gamma_{1.req}$)を設定した。以上の橋脚断面モデルの設計寸法および形状は図-5のとおりである。断面設計に必要である圧縮力を受ける断面構成薄板要素の強度パラメータ、平板部の一般化幅厚比 R_F 、およびコーナー部曲面の一般化径厚比 R_C は、薄板の形状(b :平板の幅、 t :板厚、 r :曲率半径)および材料定数(E :弾性係数、 ν :ポアソン比、 σ_y :降伏応力)を基に、

$$R_F = \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{1}{4} \frac{2(1-\nu^2)\sigma_y}{E\pi^2}} \quad (2) : \quad R_C = \sqrt{3(1-\nu^2) \frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{r}{t}} \quad (3)$$

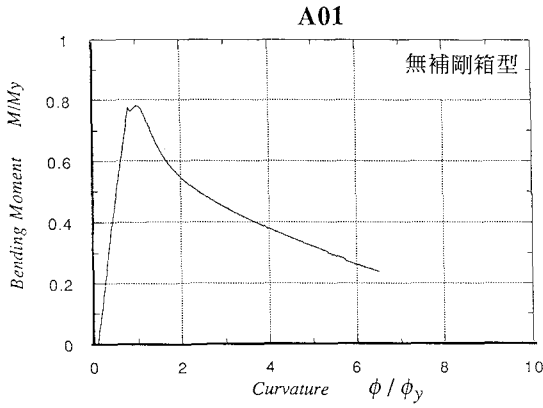
で表される。本研究では、実構造物を1/8～1/10に縮小した箱型およびR付き箱型断面を対象とし、次のように一般化幅厚比・径厚比を設定した。Aタイプのフランジ部分 $R_F=1.01$ およびウェブ部分 $R_F=1.17$ 、Bタイプのフランジ部分 $R_F=0.63$ 、ウェブ部分 $R_F=0.79$ およびコーナー部分 $R_C=0.14$ である。C～Iタイプの外寸はBタイプのそれと一致する。ここで、スケール効果はこれらの無次元パラメータを実構造物のそれと同じくすることで考慮した。しかし、載荷実験に先だって実験供試体の寸法の計測とJIS規格に準ずる標準引張試験を各板厚の鋼板に対して行ったが、材料定数(4.5mm厚鋼板: $\sigma_y=2106\text{kgf/cm}^2$, 6.0mm厚鋼板: $\sigma_y=2704\text{kgf/cm}^2$)および供試体の実寸法に多少変動があり、また、B～Iタイプでは、板端部を冷間加工により所定の形状としているため、コーナー部の曲面の材料の降伏強度も約10%程度高くなっていると考えられるので、一般化幅厚比などは前述の設計値と多少異なっている。次に、軸方向の残留応力分布についてであるが、曲面部において多少の応力分布の乱れが存在するが、溶接部では引張降伏応力、板中間部では圧縮降伏応力の20～30%といった結果を得た。軸方向の残留応力分布に対する冷間加工の影響は小さく、AタイプおよびBタイプ間の軸方向残留応力の違いは、強度および変形能を比較する上で無視できるものと考えられる。コーナー曲面部の材料の降伏強度および部材軸直角方向の残留応力分布は異なると思われるが、本研究では定量的には評価していない。また、断面を構成する各薄板要素の面外たわみを測定したところ、薄板中央部で最大たわみ $W_o=1\sim 3\text{mm}$ ($W_o/B=0.004\sim 0.01$)程度の初期変形が存在した。なお、実測値に基づく実験供試体の断面諸量および降伏強度を表-1にまとめて示す。

3 実験結果および考察

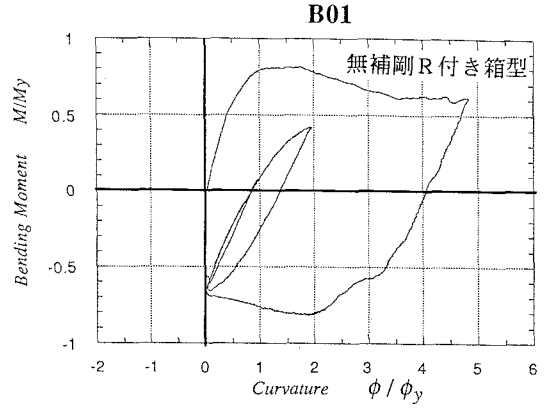
3.1 単調漸増曲げ変形を受ける補剛R付き箱型断面の荷重・変形特性

単調漸増曲げ変形下の荷重・変形特性、つまり最大耐荷力点およびその後の劣化特性を得るために、大きな振幅($4\phi_y$ 以上)の曲率波を入力したが、載荷中の破壊進展状況に応じて1サイクルの途中で中断したものもある。この単調漸増変形下によって得られた各タイプの曲げモーメント(M)－曲率(ϕ)曲線を図－6に示す。ここで、曲げモーメントおよび曲率は、それぞれの降伏値(M_y , ϕ_y)で無次元化表示してある。また、各タイプの最大曲げ耐荷力(M_u/M_y)および最大耐荷力時の曲げ変形(ϕ_u/ϕ_y)をまとめて表－2に示す(図－7参照)。

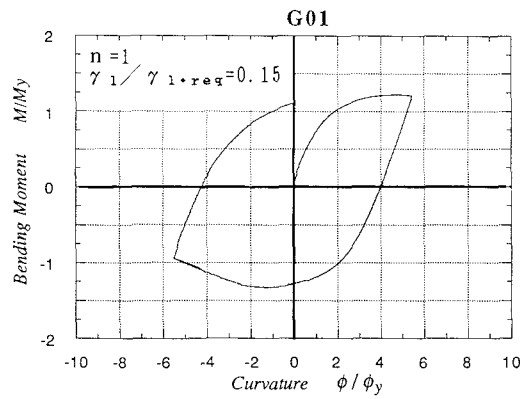
無補剛箱型断面であるA・Bタイプでは、最大曲げ耐荷力は非常に低く、降伏曲げモーメントを下回るといった結果を得た。特に、Aタイプでは、最大耐荷力点に達した後、圧縮を受けるフランジ板の座屈にともない急激な強度低下がみられ、地震時には構造物全体の脆性的な崩壊を誘発する可能性がある。一方、Bタイプでは、コーナー部に曲率を持たせることでいくらかの補剛効果が期待でき最大耐荷力点直後の著しい強度劣化は見られない。しかし、最大耐荷力はAタイプとほぼ同レベルである。これに反して、コーナー部を丸めることで生じる断面欠損分を縦方向補剛材としてフランジ・ウェブ板に配した断面のGタイプ(Aタイプの断面積と等しく、断面係数はやや下回り)では、最大曲げ耐荷力が降伏曲げモーメントを上回り、また最大耐荷力点に達するまでの弾塑性硬化域が非常に長くなっていることがわかる。ここで、Bタイプの最大耐荷力(7.71 Tonf・m)をAタイプの最大耐荷力(11.0 Tonf・m)と比較すると、43%の増加、さらに最大耐荷力点での曲げ変形(Aタイプ: $1.03\phi_y$, Gタイプ: $4.84\phi_y$)は4.70倍となっている。Gタイプで用いた補剛材の剛比は、道路橋示方書で規定されている必要剛比の0.15倍程度であるが、高い補剛効果が得られた。したがって、補剛箱型断面の角部を丸め、断面欠損分を補剛材に添付したR付き補剛箱型断面を採用することで強度・ダクティリティを考慮した最適な橋脚柱の断面設計ができると考えられる。次に、より強く補剛されているC・D・E・F・HタイプのM－ ϕ 曲線を見てみると、Gタイプと同様に最大曲げ耐荷力は降伏曲げモーメントを上回り、最大耐荷力点に至るまでの弾塑性硬化域はさらに長くなり、 $6\phi_y$ 以上の塑性変形能力を有することがわかる。E・Fタイプに至っては、 $9\phi_y$ 以上の曲率波を入力しても耐荷力の低下は見られなかった。まとめとして、各タイプの最大曲げ耐荷力(M_u/M_y)および最大耐荷力時の曲げ変形(ϕ_u/ϕ_y)を補剛材の剛比に対して比較した結果を図－8に示す。一般に、剛比が必要剛比の10%程度の小さい値でも、最大曲げ耐荷力は降伏曲げモーメントを上回る。しかし、剛比の増加に比して耐荷力の増加を期待することができず、ほぼ横ばいとなっている。一方、剛比の増加にともない曲げ変形能力は著しく向上していることがわかる。しかし、補剛材を4本配したHタイプでは、剛比が3にもかかわらず曲げ変形能が同じ剛比の補剛材を有するE・Fタイプに比べて著しく低いといった結果を得ている(最大耐荷力の低下は小さく、ほとんど差がない)。この原因としては、4本の補剛材を溶接しているため本実験供試体の中ではいちばん大きい初期変形 $W_0=3\text{mm}$ 程度($W_0/B = 0.01$)を生じたためとが考えられる。しかし、道路橋示方書に規定されている補剛材の必要剛比は、補剛板の一般化幅厚比が0.5以下の場合、降伏強度のみ保証するよう設定されたものである。したがって、幅厚比を小さくすることで高い変形性能を保証することはできない。実構造物では、多くのパネル数を有するので、今後、補剛材の本数と変形能の関係を再検討する必要があると思われる。最後に、フランジ板の有効幅について検討する。Iタイプの最大曲げ耐荷力は、E・Fタイプとほぼ同じであるが、曲げ変形能力は著しく低い。Iタイプの補剛材の剛比は、フランジ板の平板部のみを補剛板の幅とするとE・Fタイプ同様 $3\gamma_{1.req}$ となるが、角部の曲面も含め全幅を補剛板の幅とすると $0.28\gamma_{1.req}$ 程度になってしまう。補剛R付き箱型断面の補剛板の設計に際して、強度のみを考慮した設計であれば平板部の幅を用いても良いと考えられる。しかし、変形能を考慮した設計を行うには、角部の曲面を含め断面全幅を用いて補剛材の剛比を決定し局部座屈の照査を行うのが安全側で適切であると考えられる。



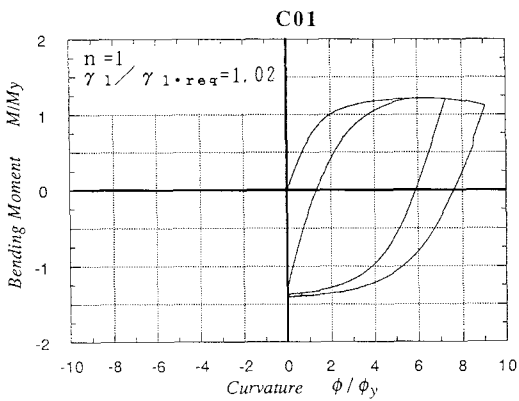
(a) Aタイプ



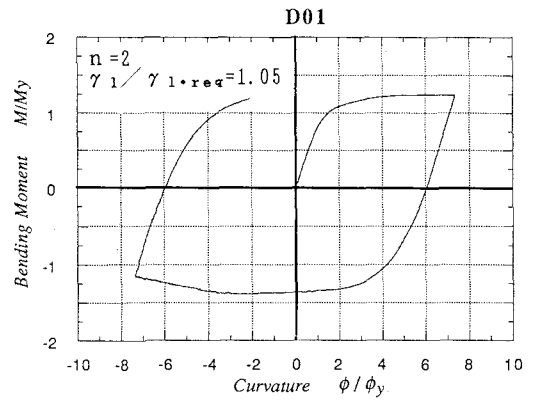
(b) Bタイプ



(c) Gタイプ

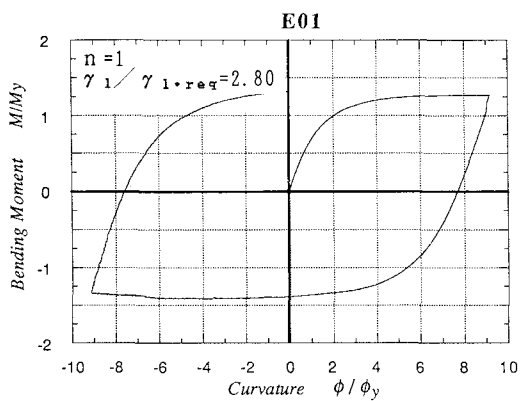


(d) Cタイプ

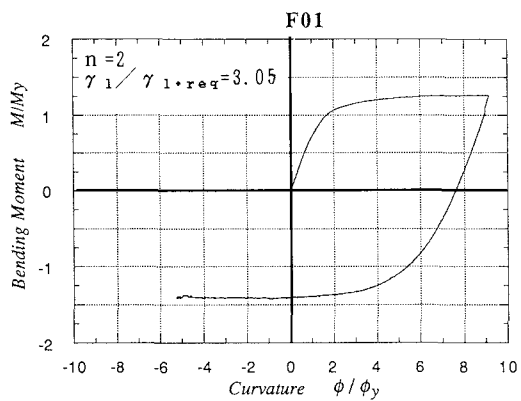


(e) Dタイプ

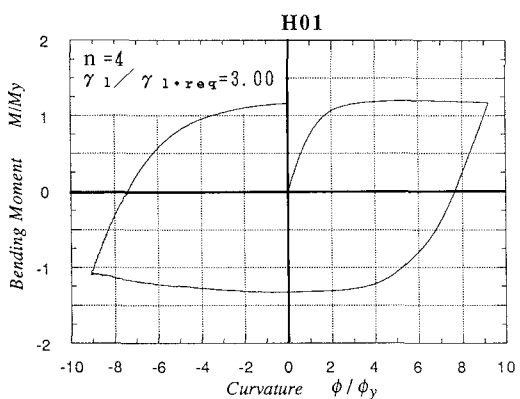
図-6 単調漸増曲げ変形下の曲げモーメント-曲率曲線(その1)



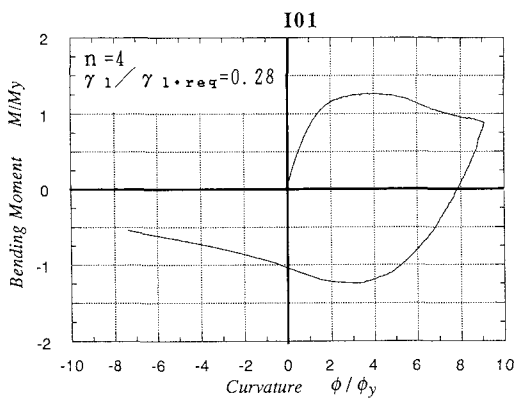
(f) Eタイプ



(g) Fタイプ



(h) Hタイプ



(i) Iタイプ

図-6 単調漸増曲げ変形下の曲げモーメントー曲率曲線 (その2)

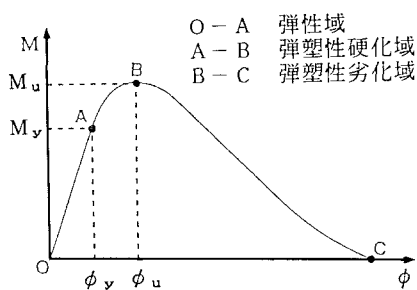


図-7 単調漸増変形下における
曲げモーメントー曲率関係

表-2 単調漸増载荷下の曲げ耐力および曲げ変形性能

供試体タイプ	A	B	C	D	E	F	G	H	I
補剛材本数 n	—	—	1	2	1	2	1	4	4
剛比 $\gamma_1 / \gamma_{1 \cdot req}$	—	—	1.02	1.05	2.80	3.05	0.15	3.00	0.28
曲げ耐力 M_u / M_y	0.78	0.81	1.22	1.24	1.28	1.26	1.23	1.19	1.26
曲げ変形性能 ϕ_u / ϕ_y	1.03	1.74	6.87	6.04	9.15	9.13	4.84	6.00	4.00

注) *1: 9.15, 9.13以上を意味する

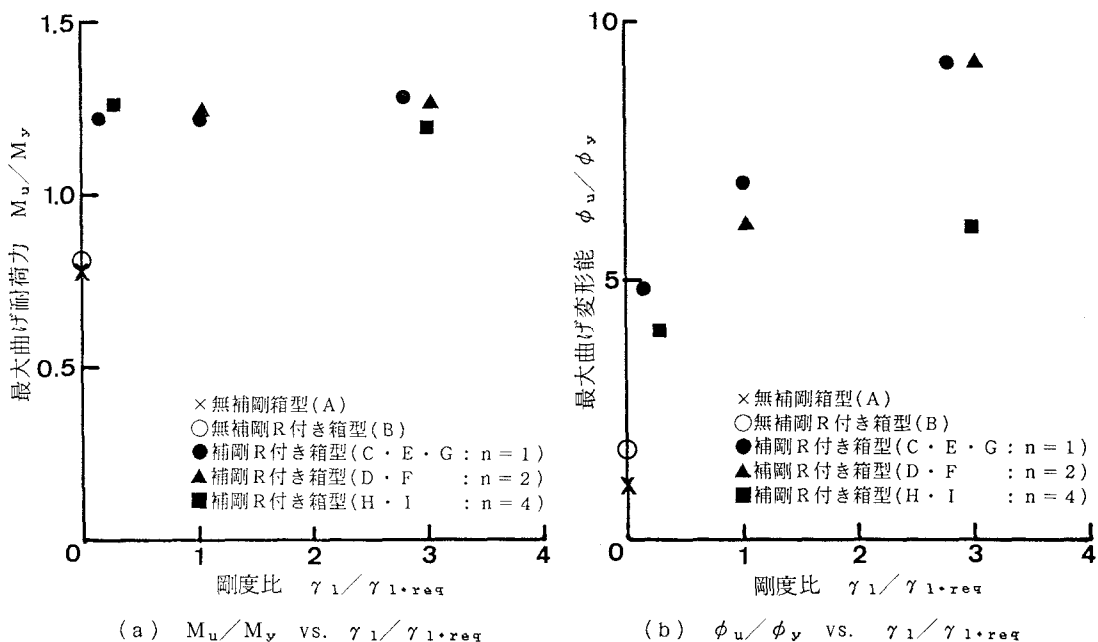


図-8 最大曲げ耐力および曲げ変形能と補剛材の剛比との関係

3.2 繰り返し曲げ変形下における荷重・変形履歴特性

段階的に曲率振幅を漸増させた繰り返し変形下での各タイプの曲げモーメント・曲率曲線を図-9に示す。ここで、曲げモーメントおよび曲率は、それぞれの降伏値 (M_y , ϕ_y) で無次元化表示してある。また、各タイプの繰り返し曲げ変形下における曲げモーメント・曲率関係の包絡曲線の最大値 (M_{max}/M_y)、履歴曲線が収束した時に入力した最大曲率幅 ($\Delta\phi_1/\phi_y$) および履歴曲線が収束せず繰り返し劣化した時に入力した最小曲率幅 ($\Delta\phi_2/\phi_y$) をまとめて表-3に示す (図-10参照、真の限界曲率幅 $\Delta\phi$ は $\Delta\phi_1$ と $\Delta\phi_2$ の中間にある)。

A・Bタイプでは、安定した履歴曲線が得られる曲げ変形 (曲率振幅) は非常に小さく、 ϕ_y 程度の曲率振幅で繰り返し変形をあたえると、履歴曲線は定常化せず、曲率入力波の繰り返し回数が増すごとに強度低下を生じる。したがって、塑性変形を期待することができず履歴曲線も幅の狭いもので、1サイクルあたりの履歴吸収エネルギーは非常に小さい。さらに、崩壊までに吸収可能なエネルギーにも上限が存在すると思われる。一方、補剛材を配したC～Iタイプでは、限界曲率幅の大小は存在するものの、非常に安定した履歴曲線が得られた。特に、必要剛比の3倍の剛比を持つ補剛材を取り付けたR付き箱型断面 (E・Fタイプ) は $10\phi_y$ 以上の曲率幅 (曲率振幅では $5\phi_y$ 以上) を許容できる。

繰り返し曲げ変形下における曲げモーメント・曲率関係の包絡曲線の最大値 M_{max}/M_y と補剛材の剛比との関係および履歴曲線が安定して定常化する曲率幅の限界 $\Delta\phi_1/\phi_y$ (履歴曲線が安定化しなかった時の曲率幅 $\Delta\phi_2/\phi_y$ も含む。ここで、 $\Delta\phi_1$ と $\Delta\phi_2$ の差に見られるように曲率幅を特定できなかったのは、曲率入力を段階的に与える際の増分が比較的大きかったためであり、下限値では定常化を、上限値では繰り返し劣化を表している。) と補剛材の剛比との関係を図-11に示す。単調漸増変形下の最大耐力に比べて繰り返し変形下では材料の歪硬化および応力再分配などの効果により耐力の微増加がみられる。しかし、補剛材の剛比を大きくしても耐力には余り変化がない。また、限界曲率幅は、補剛材の剛比が大きくなるにつれて増加する。したがって、前述の単調漸増変形下における M_u/M_y と ϕ_u/ϕ_y vs. $\gamma_1/\gamma_{1.req}$ の傾向

と同様である。表-2および3を比較すると、 ϕ_u の値が、 $\Delta\phi_1$ の値より大きく $\Delta\phi_2$ の値より小さいことがわかる。したがって、 ϕ_u と $\Delta\phi$ の値はほぼ同じと考えられ、単調載荷で得られる変形能から繰返し変形特性が推定できると思われる。繰返し変形下において安定した履歴曲線を保証できる最大変形量（曲率幅もしくは振幅振幅）の限界値は単調漸増変形下の最大耐力力点における変形量に相当している。しかし、この妥当性はより多くの実験データを蓄積し検証する必要がある。耐震健全度を評価するため等価線形化手法などによって地震時の構造物の非弾性応答を調べるのが一般的である。ここでは、等価剛性・等価粘性などを繰返し変形下によって得られる荷重-変形の包絡線耐力力に基づき設定する必要がある。繰返し変形下において安定した履歴特性を保証する変形量（曲率幅もしくは振幅振幅）には限界があることを認識し、数値シミュレーションを行う必要がある。また、前述のように数値シミュレーションに用いるパラメータを繰返し載荷実験を行わなくても単調漸増載荷実験結果より推定できれば効率的である。したがって、今後、単調漸増載荷および繰返し載荷を受ける構造物の荷重-変形関係の相関を明らかにすることは重要である。一方では、繰返し劣化を低サイクル疲労といった現象として取り扱い、最大耐力力点以降の限界履歴吸収エネルギー、損傷度評価、さらには損傷を受けた構造物の補修法等に関して今後検討していく必要がある。

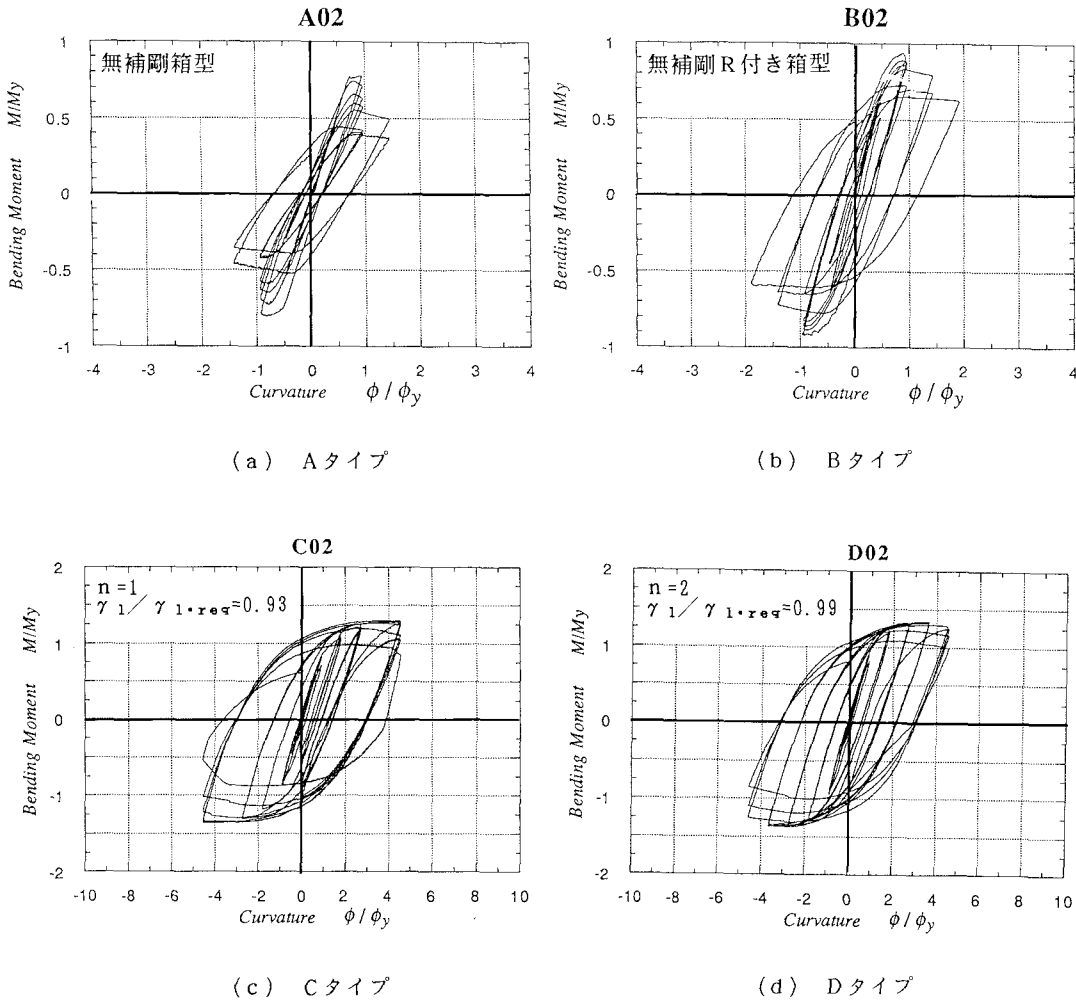
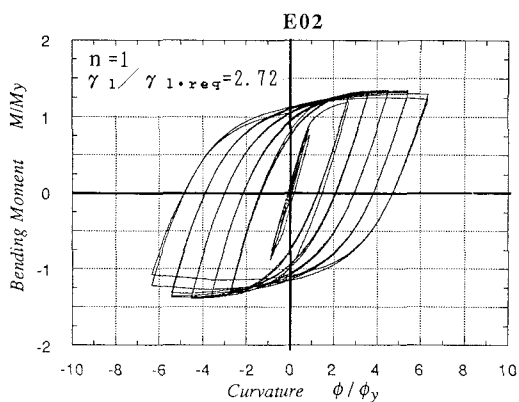
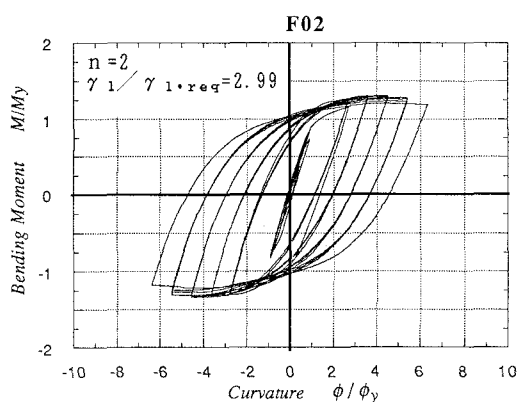


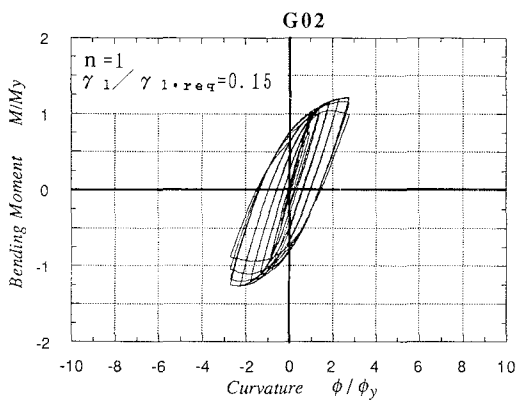
図-9 繰返し曲げ変形下の曲げモーメント-曲率曲線（その1）



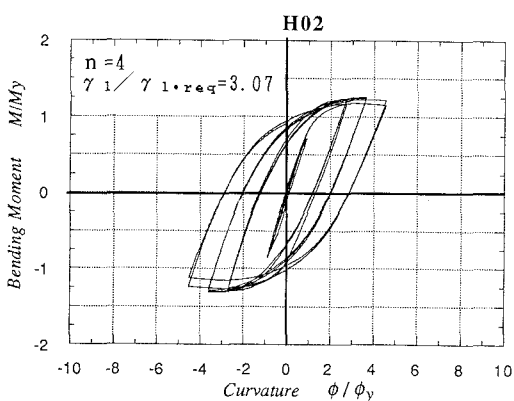
(e) Eタイプ



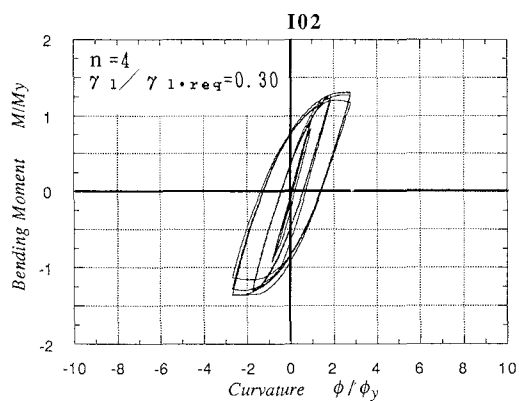
(f) Fタイプ



(g) Gタイプ



(h) Hタイプ



(i) Iタイプ

図-9 繰り返し曲げ変形下の曲げモーメント-曲率曲線 (その2)

表-3 繰返し载荷下の曲げ耐力力および曲げ変形性能

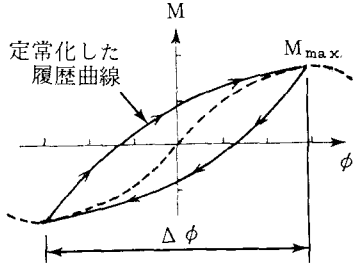
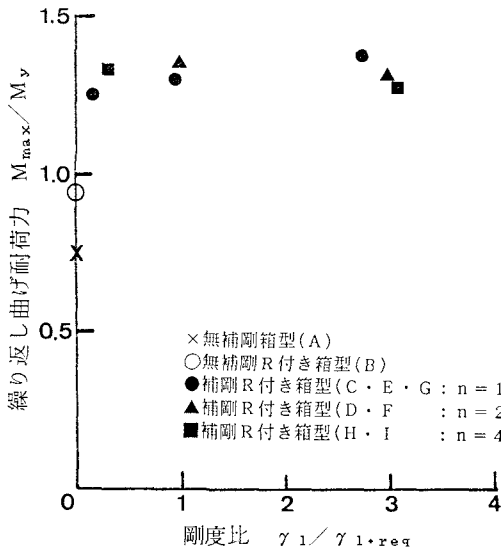


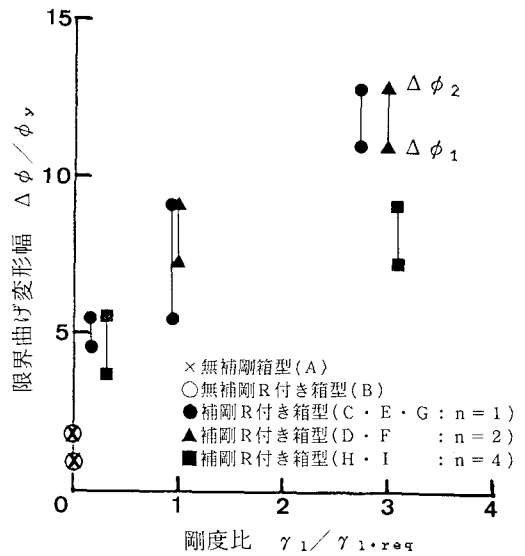
図-10 繰返し変形下の履歴曲線

供試体タイプ	A	B	C	D	E	F	G	H	I
補剛材本数 n	—	—	1	2	1	2	1	4	4
剛比 $\gamma_1 / \gamma_{1 \cdot req}$	—	—	0.93	0.99	2.72	2.99	0.15	3.07	0.30
曲げ耐力力 M_{max} / M_y	0.78	0.94	1.30	1.35	1.37	1.31	1.25	1.27	1.33
曲げ変形性能 $\Delta \phi_1 / \phi_y$	0.91	0.91	5.47	7.29	11.0	10.9	4.57	7.25	3.67
$\Delta \phi_2 / \phi_y$	1.82	1.83	9.11	9.11	12.8	12.8	5.48	9.06	5.51

注) $\Delta \phi_1$ は履歴曲線が収束した時の入力波の曲率振幅の2倍
 $\Delta \phi_2$ は履歴曲線が収束しなかった時の入力波の曲率振幅の2倍



(a) M_{max} / M_y vs. $\gamma_1 / \gamma_{1 \cdot req}$



(b) $\Delta \phi / \phi_y$ vs. $\gamma_1 / \gamma_{1 \cdot req}$

図-11 繰返し曲げ耐力力および限界曲げ変形と補剛材の剛比との関係

4 結論

補剛R付き箱型断面鋼製橋脚柱の強度と変形性能を考慮した設計法に対する基礎資料を提供すべく、一定軸圧縮力と繰返し曲げを受ける短はり一柱の非弾性特性を载荷実験により明らかにした。ダクティリティは構造物の耐震設計において、特に重要であり、本研究では、箱型断面のコーナー部に丸みを持たせることによって、ダクティリティがいかに改善されるか、さらには縦方向補剛材をもちいて、実用断面の強度とダクティリティについて検討した。実際、コーナー部の曲面の曲率が比較的小さいR付き箱型断面部材では、従来の箱型断面部材と比較して降伏強度比・ダクティリティが明らかに向上する。道路橋示方書で規定されている必要剛比以上の縦方向補剛材による補剛効果はダクティリティ向上に有効である。また、単調漸増荷重下における変形能と繰返し荷重下における限界変形の相関を明らかにした。特に、繰返し変形下における荷重・変形特性では、軸圧縮力の影響で安定したヒステリシスを確保できる限界の変形が存在する。さらに、この限界変形を越えるような大きな変形を受け、ヒステリシスの収束・安定を期待できない場合、強度および履歴吸収エネルギーは減少する。したがって、終局限界状態に基づく耐震設計法には、局部座屈を

含む構造物の低サイクル疲労といった現象を考慮する必要があると考えられる。

本研究によって得られた結果を要約すると以下のようである。

- ①コーナー部に丸みを持たせることにより降伏強度比・ダクティリティは向上する。これは、圧縮を受ける平板の一般化幅板厚比が小さくなることと、箱型断面に比べて円形断面の方が塑性形状係数が大きいことによる。断面欠損分を補剛材として補うことにより、ダクティリティはさらに向上する。
- ②補剛材の剛比が道路橋示方書で規定される必要剛比を上回れば降伏曲率の6倍の曲げ変形能を期待できる。補剛材の本数による曲げ耐力には、顕著な差はみられないが、ダクティリティは異なる。したがって追加試験によって再検討する必要がある。
- ③補剛R付き箱型断面の補剛材の設計に際して、圧縮を受けるフランジ板の全幅（コーナー部曲面も仮想的に平面とする）を用いて補剛材の剛比を決定し局部安定照査を行うのが安全側で適切であると考えられる。
- ④低サイクル疲労限界（ヒステリシスの安定性の損失）に対応する曲率振幅は単調漸増変形下で得られる最大耐力時の曲げ変形の半分とほぼ等しい。従って、単調漸増载荷より得られる最大耐力時での変形能を耐震設計に直接反映するのは危険であるが、何らかの補正によって繰返し荷重・変形特性を逆算できるようであれば有効である。

参考文献

- 1) Fukumoto, Y. and Kusama, H.: Local Instability Tests of Plate elements under Cyclic Uniaxial Loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.5, pp.1051-1067, 1985.
- 2) Fukumoto, Y. and Kusama, H.: Cyclic Bending Tests of Thin-walled Box Beams, Proc. of JSCE, Structural Engng./Earthquake Engng., Vol.2, No.1, pp.141-151, 1985.
- 3) 建設省土木研究所・地震防災部耐震研究室：鋼製橋脚模型正負交番载荷実験，土木研究所資料第2147号，1984年。
- 4) 阪神高速道路公団・財団法人防災研究協会・京都大学構造力学研究室：鋼橋脚の耐震性と健全度に関する研究－，昭和59年度報告書，1985年。
- 5) 阪神高速道路公団・財団法人防災研究協会・京都大学構造力学研究室：鋼橋脚の耐震性と健全度に関する研究（その2），昭和60年度報告書，1986年。
- 6) 川崎重工業株式会社・財団法人災害科学研究所：コーナー部に曲率を有する橋脚柱の極限強度特性に関する研究，1988年。
- 7) 阪神高速道路公団大阪第一建設部：コーナー部に曲率を付けた鋼製橋脚の設計・施工要領（案），1988年。
- 8) 阪神高速道路公団・社団法人システム総合研究所・京都大学構造力学研究室：反復曲げを受ける曲面を有する鋼製橋脚の強度に関する研究，昭和63年度報告書，1989年。
- 9) 阪神高速道路公団・社団法人システム総合研究所・京都大学構造力学研究室：反復曲げを受ける曲面を有する鋼製橋脚の強度に関する研究（その2），平成元年度報告書，1990年。
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編），1973年。
- 11) 中井博・北田俊行・河井章好・酒造敏廣・吉川紀：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)，橋梁と基礎，Vol.16(6)，pp.35-40，1982。
- 12) 中井博・北田俊行・河井章好・酒造敏廣・吉川紀：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(下)，橋梁と基礎，Vol.16(7)，pp.43-49，1982。
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編），1990年。

(1991年9月30日受付)