

鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動 に関する実験的研究

鈴木森晶¹・宇佐美勉²・竹本潔史³

¹学生会員 工修 名古屋大学大学院博士課程(後期課程)在学(〒464-01 名古屋市千種区不老町)

²正会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科(〒464-01 名古屋市千種区不老町)

³正会員 工修 三菱重工業株式会社 長崎造船火力プラント建設部(〒850-91 長崎市飽の浦町)

鋼製橋脚をモデル化した箱形断面片持柱の供試体を16体製作し、一定軸力のもとで繰り返し載荷実験(準静的実験)および単調載荷実験(静的実験)を行った。本研究の目的は、これまで名古屋大学で継続して行われてきた一連の実験で不足していたパラメータ領域の実験を補うと共に、復元力モデルを作成するにあたり必要となる単調載荷実験を行い、幅厚比パラメータや細長比パラメータといった各パラメータが鋼製橋脚のエネルギー吸収能や変形性能に及ぼす影響を定量的に調べ、鋼製橋脚の耐震設計のための基礎的な資料を提供しようとするものである。

Key Words : steel bridge pier, cyclic loading test, ductility, energy-absorption capacity

1. 緒言

名古屋大学では大地震時の鋼製橋脚の耐震極限設計法の確立を究極の目的として、比較的薄肉の補剛または無補剛箱形断面を持つ片持柱の繰り返し載荷実験(準静的実験)を平成元年度から行ってきた^{1),2),3)}。また、他の機関でも、同じ目的の研究が精力的に進められてきている^{4)~8)}。名古屋大学でのこれまでの研究により、鋼製橋脚の耐震性能を検討する場合の主要なパラメータである幅厚比、細長比、補剛材剛比、軸力比、載荷履歴の違いなどのエネルギー吸収量や塑性率といった耐震性能への影響が実験的に明らかにされてきた。しかし、それらの研究では鋼製橋脚の実績調査⁹⁾をもとにパラメータを設定しているので、実験に用いられた供試体の細長比は中程度のもが多く、細長比パラメータ(後述の $\bar{\lambda}$)が0.25程度の短い柱や、逆に細長比パラメータが0.5程度の長い柱については実験結果が不足しているのが現状である。さらに、弾塑性地震応答計算に必要な復元力モデルを作成する場合に重要となる^{10),11)}単調載荷実験(静的実験)結果があまりない。

本研究では、以上の背景のもとに、新たに16体の箱形断面片持柱を製作して、単調載荷および繰り返し載荷実験を行い、細長比および幅厚比が鋼製橋脚モデルに与える影響、さらに単調載荷と繰り返し載荷の荷重-変位関係の相連について重点的に調べ、鋼製橋脚の耐震設計法確立のための基礎資料を提供することを目的としている。

2. 実験の概要

(1) 実験計画

鋼製橋脚の耐震性能を検討する場合、次のような主要なパラメータが考えられる^{1),2),3)}：①鋼種、②構造形態、③断面形、④構成板要素の幅厚比、⑤細長比、⑥補剛材の剛性、⑦構成板の溶接集成分方法、⑧軸圧縮力の大きさ、⑨載荷条件、等である。今回の実験では、実験供試体の設計に際して①、②、⑦、⑧を統一し、補剛および無補剛箱形断面の2種の断面形に対して、④構成板要素の幅厚比、⑤細長比の異なる片持柱を考え、それぞれについて単調載荷と繰り返し載荷の2通りの載荷条件を与えた。両者を同等の条件で比較するために同一の断面形状にした。また、補剛箱形断面柱については、⑥補剛材の剛性も統一した。Table 1に供試体のパラメータの値を示す。また、Fig.1には今までに行われた実験の支配パラメータの領域と今回補った領域を示す。Table 1で使用されている記号のうち、幅厚比パラメータ R_f および細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

ここで、 b =フランジ板幅、 t =フランジ板厚、 σ_y =降伏応力、 E =弾性係数、 ν =ポアソン比、 k =板の座屈係数(無補剛断面の場合4.0、補剛断面の場合36)、 K =有効

Table 1 Parameters of Test Specimens

Specimen	R_f	$\bar{\lambda}$	P/P_y	l_d/b	γ/γ^*	n
U45-25[0]	0.45	0.25	0.2	2.0	—	0
U45-25[3]	0.45	0.25	0.2	2.0	—	3
U45-40[0]	0.45	0.40	0.2	2.0	—	0
U45-40[3]	0.45	0.40	0.2	2.0	—	3
U70-25[0]	0.70	0.25	0.2	2.0	—	0
U70-25[3]	0.70	0.25	0.2	2.0	—	3
U70-40[0]	0.70	0.40	0.2	2.0	—	0
U70-40[3]	0.70	0.40	0.2	2.0	—	3
S30-25[0]	0.30	0.25	0.2	1.0	3	0
S30-25[3]	0.30	0.25	0.2	1.0	3	3
S30-50[0]	0.30	0.50	0.2	1.0	3	0
S30-50[3]	0.30	0.50	0.2	1.0	3	3
S45-25[0]	0.45	0.25	0.2	1.0	3	0
S45-25[3]	0.45	0.25	0.2	1.0	3	3
S45-50[0]	0.45	0.50	0.2	1.0	3	0
S45-50[3]	0.45	0.50	0.2	1.0	3	3

Notes:
 $R_f = \text{Eq. (1)}, \bar{\lambda} = \text{Eq. (2)}$
 $\gamma = \text{Relative Flexural Rigidity}$
 $\gamma^* = \text{Optimum Relative Flexural Rigidity}$
 $l_d = \text{Distance between Diaphragms}$
 $P = \text{Axial Load}, P_y = \text{Squash Load}$
 $b = \text{Width of Flange}, n = \text{Number of Cycles}$

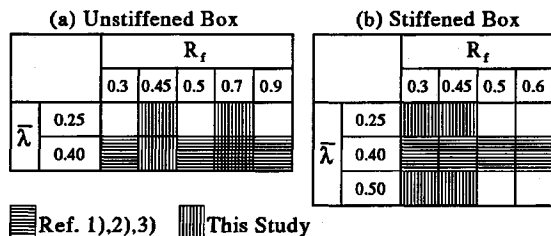


Fig.1 Regions of Parameters of Test Specimens (Tests in Nagoya University)

座屈長係数 (=2.0), h =供試体の柱としての長さ, r =断面2次半径(フランジに平行な主軸に関する)である。

供試体名の先頭の文字は U:無補剛断面, S:補剛断面を表し, 次の数字は R_f の小数点以下の値, 2番目の数字は $\bar{\lambda}$ の小数点以下の値を示す。最後の [] の内の数字は, 後述の繰り返し回数 n の値を示す。 $n = 0$ は単調荷重であることを示す。

実験供試体 (Fig.2 参照) は SS400 鋼材よりなる 8 体の無補剛箱形断面 (断面の高さと幅の比 $d/b = 3/4$) および 8 体の補剛箱形断面 ($d/b = 2/3$) の片持柱である。軸圧縮力 P の大きさは全断面降伏軸力 P_y の 0.2 倍とした。補剛断面の縦方向補剛材はフランジ板に 2 本, ウェブ板に 1 本入れた。補剛材剛比 γ は線形座屈理論から求められる縦方向補剛材の必要剛比 γ^* の 3 倍とした。こ

れは, 文献 1) の実験により γ^* の 3 倍以上とすれば, ダクティリティが γ^* の 1 倍程度と比べてかなり大きくなるという結果が得られているためである。

(2) 実験供試体及び実験装置

供試体の板厚 t は 16 体中 14 体は約 6mm, 2 体は約 4.5mm であり, 補剛材の板厚 t_s は総て 6mm である。構成板要素の溶接方法はレ形および脚長 4mm の片面すみ肉溶接とした。 Fig.2 に示す供試体概要図にあるように, 供試体上端部には載荷板を載荷治具にボルト接合するために厚さ 28mm, 下端部には供試体を実験床に固定するため厚さ 40mm の鋼板を溶接してある。また, 供試体の下部には局部座屈の発生を防ぎ, かつ剛域を確保するため厚さ 12mm の三角リブおよび厚さ 6mm のダイアフラムで補剛されている。 Table 2 には供試体の実測寸法の値を示す。

載荷装置については, これまでの実験と同様な装置を使用しているため, 文献 1), 2), 3) を参照されたい。

(3) 荷重方法及び測定方法

荷重は, 一定軸圧縮荷重のもとで柱上端部に水平荷重が作用する条件で, 柱上端部の水平変位制御で行った。水平荷重は単調荷重 ($n = 0$) と Fig.3 に示すように, 変位を正負の方向に交互に与え, 一定サイクル ($n = 3$) ごとにその変位振幅を増やしていく変動変位振幅繰り返し荷重の 2 種類である。 Fig.3 における記号は

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \tag{3}$$

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0}h^3}{3EI} \tag{4}$$

であり, M_y =降伏モーメント, I =断面2次モーメントである。供試体の設置方法, ひずみおよび変位測定方法などは文献 1), 2), 3) と同一であるので省略する。

3. 実験結果および考察

(1) 引張試験結果

使用した鋼材から JIS5 号試験片を 32 本製作し引張試験を行った。引張試験結果の平均値を Table 3 に示す。

今回の実験で使用した板厚 6mm の試験片 (材料 I, II) については 2 種の異なる板から取ったために, 異なる材料値を示し, 降伏応力で約 10 % の差があった。今回用いた鋼材は文献 1), 2) の実験と同様に SS400 で, ひずみ硬化開始ひずみと降伏ひずみの比 ϵ_{st}/ϵ_y が 13~16 である。文献 1), 2) に用いられた鋼材 (SS400) の ϵ_{st}/ϵ_y が 10~11 程度, また, 文献 3) の実験の鋼材 (SM490) の ϵ_{st}/ϵ_y が 6 であったのを考えると, 多少大きめの値となっている。

Table 2 Dimensions of Test Specimens

Specimen	L (mm)	h (mm)	l_d (mm)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	γ/γ^*	$\bar{\lambda}$	R_f	Material Number
U45-25[0]	652	486	278	158	98	5.91	—	—	—	0.252	0.454	II
U45-25[3]	651	485	278	156	97	5.91	—	—	—	0.254	0.448	II
U45-40[0]	949	779	278	156	98	5.91	—	—	—	0.404	0.448	II
U45-40[3]	951	781	278	157	98	5.91	—	—	—	0.404	0.451	II
U70-25[0]	953	787	434	234	156	5.91	—	—	—	0.263	0.701	II
U70-25[3]	952	786	434	234	156	5.91	—	—	—	0.262	0.701	II
U70-40[0]	1355	1217	434	235	156	5.91	—	—	—	0.406	0.704	II
U70-40[3]	1355	1217	434	235	156	5.91	—	—	—	0.406	0.704	II
S30-25[0]	951	835	279	295	179	5.91	53.0	5.91	3.28	0.260	0.300	II
S30-25[3]	952	836	279	295	179	5.91	53.0	5.91	3.28	0.261	0.300	II
S30-50[0]	1751	1577	279	296	179	5.91	53.0	5.91	3.28	0.491	0.301	II
S30-50[3]	1752	1578	279	295	180	5.91	53.0	5.91	3.28	0.489	0.300	II
S45-25[0]	1351	1213	418	435	271	5.87	58.0	5.87	3.28	0.265	0.489	I
S45-25[3]	1355	1217	418	434	271	5.87	58.0	5.87	3.28	0.265	0.488	I
S45-50[0]	1850	1667	303	318	196	4.27	40.0	5.91	3.50	0.502	0.477	III
S45-50[3]	1850	1667	303	317	196	4.27	40.0	5.91	3.50	0.502	0.475	III

Notes;
 L = Total Length of Specimen, h = Height of Column, l_d = Distance between Diaphragms
 B = Width of Flange Plates, D = Width of Web Plates, t = Thickness of Plate
 b_s = Width of Stiffener, t_s = Thickness of Stiffener, γ = Relative Flexural Rigidity
 γ^* = Required Relative Flexural Rigidity, $\bar{\lambda}$ = Slenderness Ratio(Eq.(2))
 R_f = Width-Thickness Ratio of Flange(Eq.(1))
 See Table 3 for Material Number

Table 3 Material Properties

No.	E	σ_y	ϵ_y	ν	E_{st}	ϵ_{st}	t
I	210	318	0.151	0.271	4.89	2.00	5.87
II	216	282	0.130	0.270	4.12	2.21	5.91
III	216	320	0.148	0.283	4.70	2.34	4.27

Notes:
 E = Young's Modulus(GPa)
 σ_y = Yield Stress(MPa)
 ϵ_y = Yield Strain(%), ν = Poisson's Ratio
 E_{st} = Strain-Hardening Modulus(GPa)
 ϵ_{st} = Strain at Onset of Strain-Hardening(%)
 t = Plate Thickness

(2) 破壊モード

繰り返し載荷実験においては、供試体下部の両フランジ面に凹状の、両ウェブ面に凸状の局部座屈波形が最高荷重 (H_{max}) の付近でみられ、逆方向に水平荷重が加わっても座屈波形は完全には戻らず、水平載荷を繰り返すにつれて座屈波形は大きくなり耐力を失っていった。これはこれまでの一連の実験結果^{1),2),3)}と一致する。フランジ面の幅方向の座屈波形は、無補剛断面柱については半波の座屈モードがみられた。補剛断面柱については縦方向補剛材剛比 γ が縦方向補剛材の必要剛比 γ^* の3倍になっているために補剛材が有効に働いて板パネルの補剛材位置がたわまず、幅方向に1.5波の座屈モードがみられた。この破壊モードはこれまで

の実験と同様な形態であり、 γ/γ^* を3以上にすると補剛材が有効に働くこともこれまでの実験結果^{1),2),3)}と一致する。単調載荷の場合は、フランジには圧縮側の面のみに繰り返し載荷と同じような座屈波形がみられ、ウェブには圧縮側の半分だけに半波の座屈波形がみられた。

また、水平荷重が最大値を過ぎてから下がり始め、 H_{y0} から H_y (はり一柱としての降伏または局部座屈発生水平荷重および不安定水平荷重の内の小さい方の値で計算方法は文献12) 参照) の間の荷重近辺で溶接割れや母材のクラックが見られた。クラック発生荷重をこれまでの実験結果^{1),2),3)}と比較すると、細長比の小さい供試体では多少高い荷重で発生している。単調載荷についてはクラックの発生は見られなかった。

(3) 水平荷重-水平変位履歴曲線およびその包絡線

水平荷重載荷位置で測定された変位には供試体基部の剛体変形の影響が含まれるため、文献2)と同様な方法で補正を行った。

水平荷重 H と補正された水平変位 δ をそれぞれ H_{y0} と δ_{y0} とで無次元化し、Fig.4 に水平荷重-水平変位履歴曲線(実線)と単調載荷曲線(点線)を重ねて示す。Fig.5 に各変位での第1サイクルの最大変位点(水平荷重の正負の絶対値の平均)を結んだ履歴曲線の包絡線を示す。

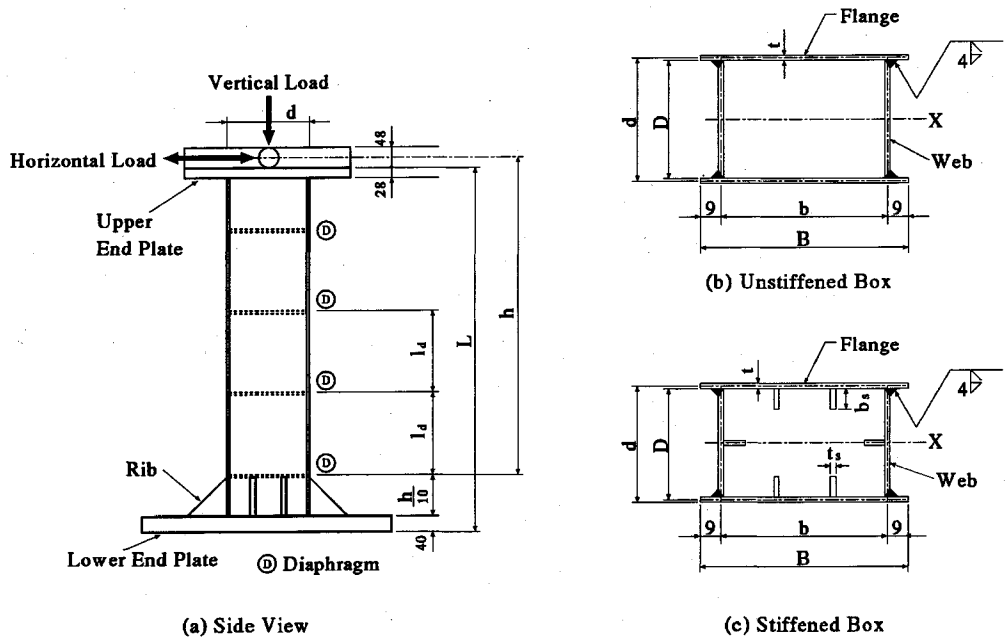


Fig. 2 Test Specimens

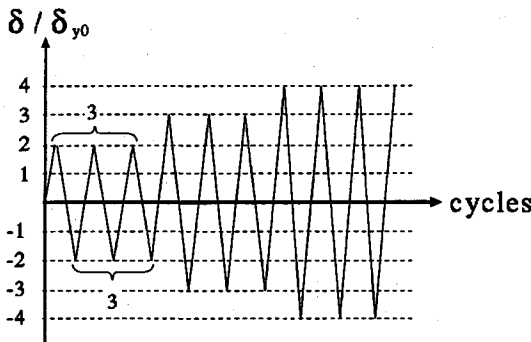


Fig. 3 Loading Program (Cyclic, $n = 3$)

図中の“LINEARLY ELASTIC”と記した直線は水平荷重のみが作用したときの微小変位理論(せん断変形を含む)によって得られた式(5)の水平荷重-水平変位関係を示す。

$$\frac{\delta}{\delta_{y0}} = \left(1 + \frac{3EI}{GA_w h^2}\right) \frac{H}{H_{y0}} \quad (5)$$

ここで、 G =せん断弾性係数、 A_w =ウェブ(2枚分)の断面積である。

これらの図から細長比の影響および単調荷重と繰り返し荷重の挙動の差について次のことが言える。

(a) 無補剛断面、補剛断面ともに、細長比 $\bar{\lambda}$ が 0.25 と

0.4 または 0.5 のものを比較すると、細長比が大きいほど $P-\Delta$ 効果の影響が大きいため、最高荷重後の強度劣化の勾配が大きい。これは繰り返し荷重だけでなく単調荷重についても言える。

(b) 実験を行ったパラメータの範囲内では、履歴曲線の形状(すなわち、エネルギー吸収能の大小)は、幅厚比よりも細長比の違いの影響を大きく受けるようである(次節参照)。

(c) 単調荷重と繰り返し荷重の変形挙動を比較すると、最高荷重後に著しい差が見られる。これは、繰り返し荷重の場合、局部座屈が発生した板要素の繰り返しひずみ履歴による損傷度が大きいからである。

(d) 幅厚比 R_f および 細長比 $\bar{\lambda}$ が共に小さい場合(Fig.5(a)(e))、単調荷重と繰り返し荷重の荷重-変位曲線は、最高荷重時の変位(後述の δ_m)に差があり、特に、Fig.5(e) の場合は、繰り返しひずみ硬化(Cyclic Strain Hardening)¹³の影響が大きく、最高荷重以前でも単調荷重と繰り返し荷重の荷重-変位曲線に著しい相違がある。

(e) 幅厚比 R_f が限界幅厚比(純圧縮状態で全断面降伏荷重が期待できる幅厚比で無補剛板で 0.7、補剛板で 0.45 程度) 近くの場合(Fig.5(c)(d)(g)(h))、最高荷重まで単調荷重と繰り返し荷重の荷重-変位曲線はほぼ一致する。

(f) 幅厚比が小さく、細長比が大きい場合(Fig.5(b))

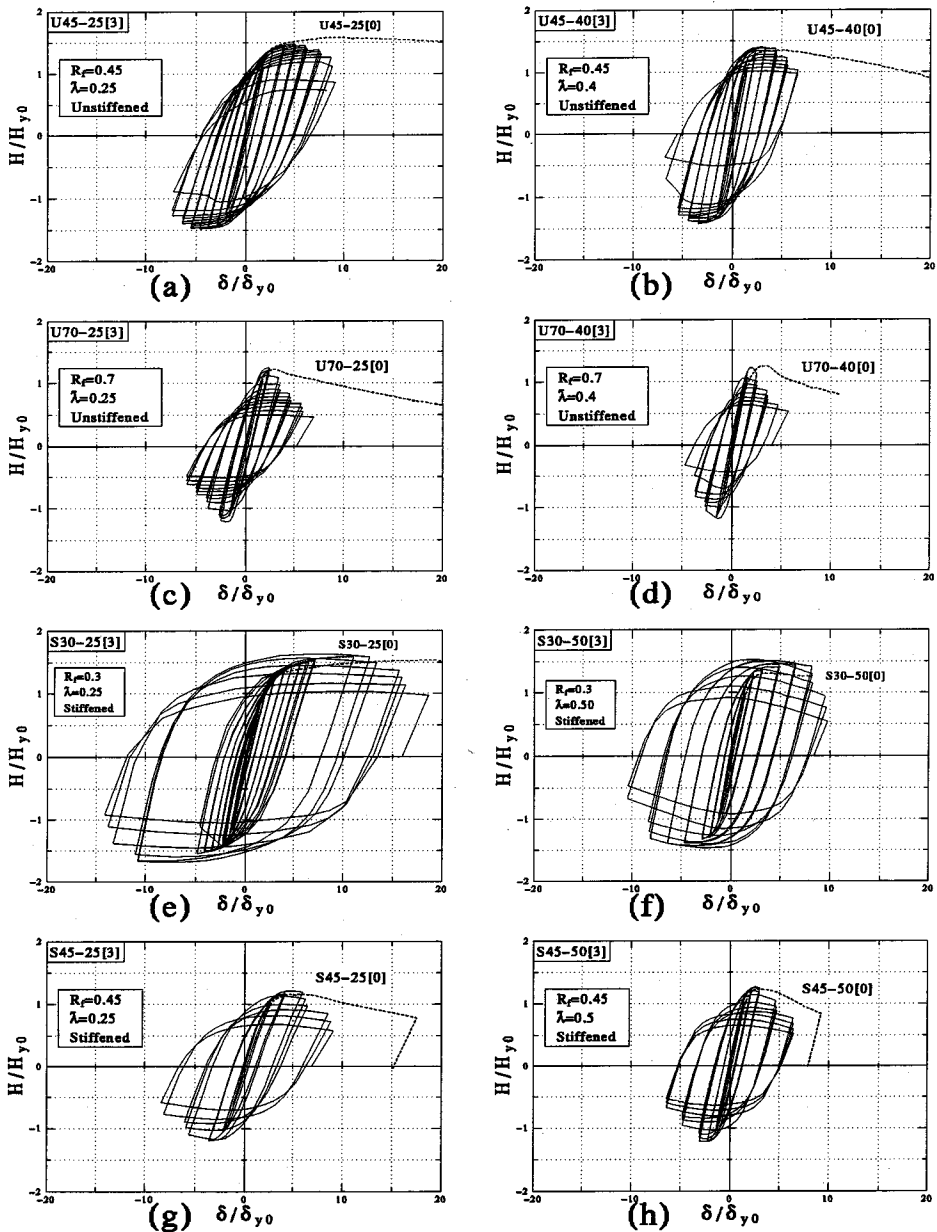


Fig.4 Horizontal Load-Displacement Hysteretic Curves

(f), 繰り返し荷重によるひずみ硬化の影響が多少あり、繰り返し荷重の方が単調荷重より多少最高荷重は大きくなる。

- (g) 上の考察により、幅厚比と細長比が共に小さい場合には繰り返し荷重によるひずみ硬化の影響があるため、単調荷重の荷重-変位の結果をもとにして、繰り返し荷重における最高荷重およびその点の変位を推定する^{14),15)} ことには多少問題がある

と思われる。

(4) エネルギー吸収能

エネルギー吸収能は、地震時に構造物が地震外力をどの程度吸収・消散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。

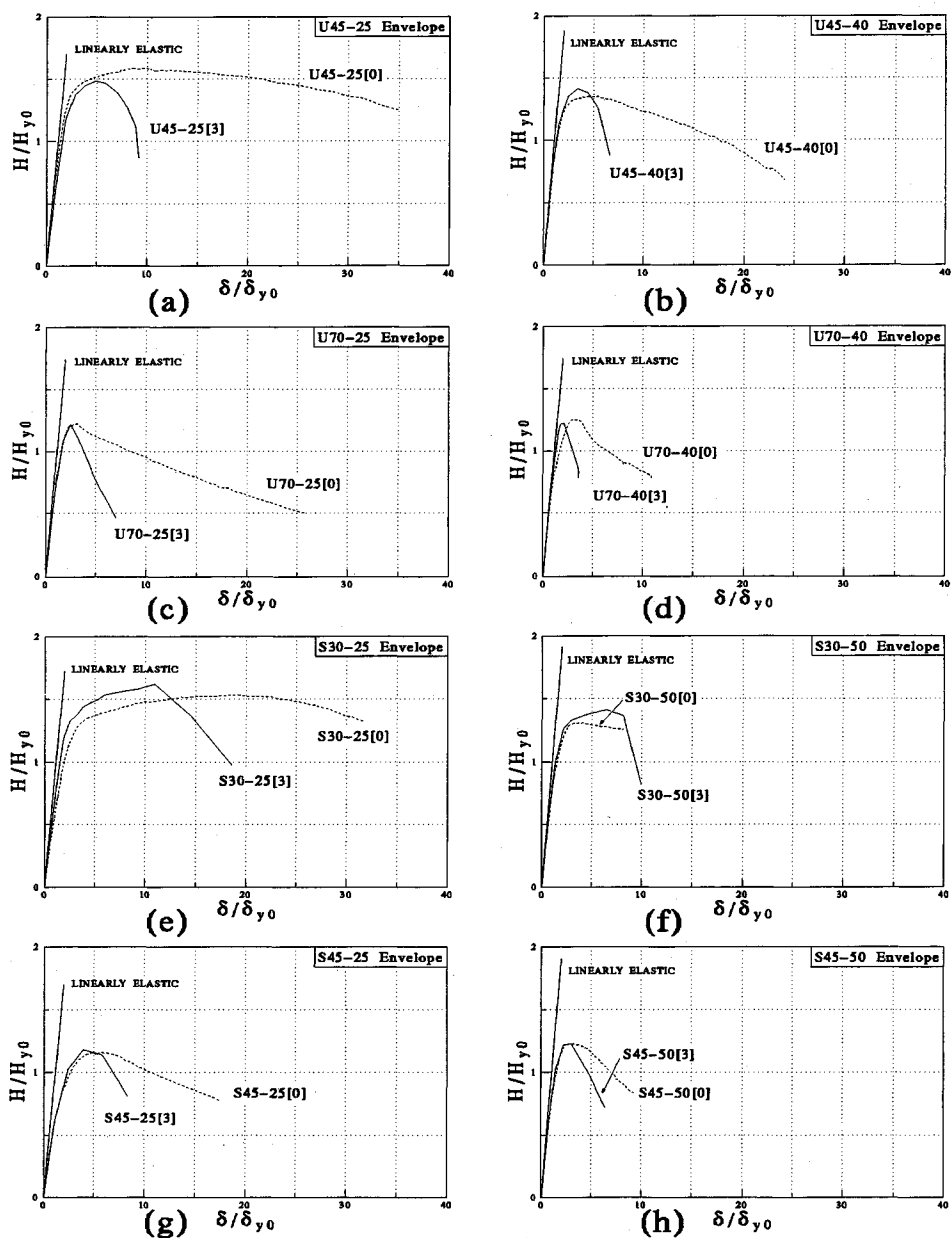


Fig.5 Envelope Curves of Horizontal Load-Displacement Relationship

各サイクルのエネルギー吸収量を構造物の破壊とみなされる点まで累積した値が、その構造物のエネルギー吸収能である。その際に、破壊点を定義する必要があるが、ここでは文献 1), 2), 3) と同様に、Fig.6 に示すように、水平荷重が最高荷重 H_{max} から低下し、再び H_y で交わる点 (変位 δ') とする。この点を破壊点と定義することの是非は議論の分かれるところであるが、文献 16) に示した理由で、この論文でも文献 1), 2), 3)

と同様な破壊点の定義を用いる。なお、このように定義した破壊点の妥当性については文献 8) でも支持されている。

さて、破壊点に至るまでに吸収した累積履歴吸収エネルギーを E_f とし、正規化された量を \hat{E}_f を次式で定義する。

$$\hat{E}_f = \frac{E_f}{E_e} \quad (6)$$

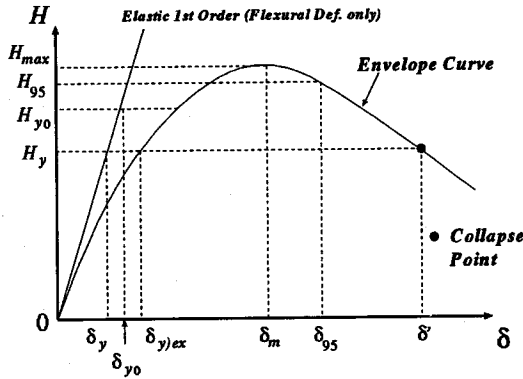


Fig.6 Definition of Collapse Point

ここで、

$$E_e = \frac{1}{2} H_y \delta_y \quad (7)$$

であり、 δ_y は H_y に対応する水平変位で、式 (4) で $H_{y0} \rightarrow H_y$ において求められる (Fig.6参照)。また、参考値として最高荷重 H_{max} および、最高荷重から 95% まで荷重が低下した点 H_{95} までに吸収されるエネルギーを求め、それらをそれぞれ、 E_m, E_{95} として、式 (7) を用いて正規化して、 \hat{E}_m, \hat{E}_{95} と表す。

Table 4には全供試体について、正規化された累積吸収エネルギー量 $\hat{E}_m, \hat{E}_{95}, \hat{E}_f$ の値を他の緒量と共に示す。ただし、一部の供試体については、試験機のストロークの制限により荷重が H_y に低下するまで実験が行えなかったため、 \hat{E}_f が求められていないものもある。Table 4の吸収エネルギーを比較すると次のようなことが言える (Fig.7,8参照)。

- (a) 幅厚比の影響を調べるため、細長比が同一で、無補剛断面の場合 $R_f = 0.70$ 、補剛断面の場合 $R_f = 0.45$ の供試体のエネルギー吸収能をそれぞれ、 $R_f = 0.45, R_f = 0.30$ の供試体のエネルギー吸収能で除した値を求め、 $\bar{\lambda}$ に対してプロットしたものを Fig.7 に示す。縦軸の値は、それぞれの断面形状で R_f が大きい方の供試体のエネルギー吸収能と小さい方の供試体のエネルギー吸収能の比である。この場合には、比は概略 0.1~0.3 の範囲にあり幅厚比が約 1.5 倍になると、エネルギー吸収能が極端に低下することが分かる。
- (b) 次に細長比の影響を調べるため、幅厚比が同一で、無補剛断面の場合 $\bar{\lambda} = 0.4$ 、補剛断面の場合 $\bar{\lambda} = 0.5$ の供試体でのエネルギー吸収能を $\bar{\lambda} = 0.25$ のエネルギー吸収量で除した値を求め、Fig.8に示す。縦軸はエネルギー吸収能比である。この場合には、比は概略 0.5~0.9 の範囲にあり細長比が約 2 倍にな

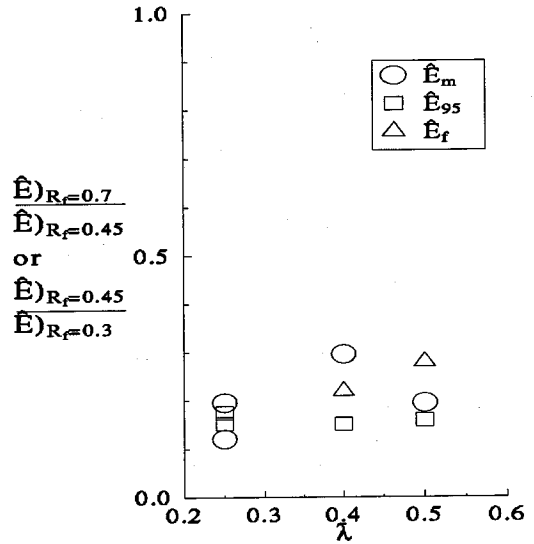


Fig.7 Effect of R_f on the Energy-Absorption Capacity

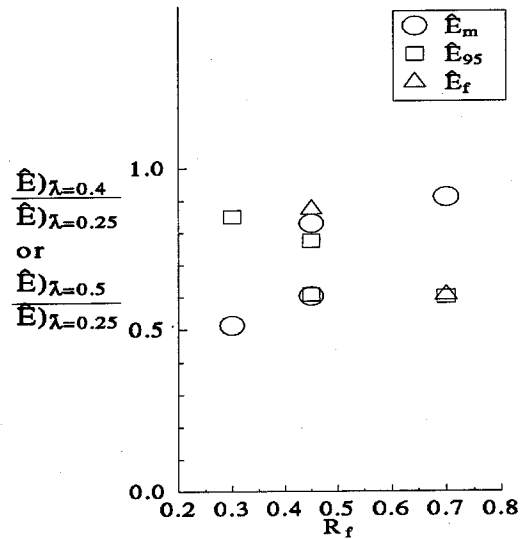


Fig.8 Effect of $\bar{\lambda}$ on the Energy-Absorption Capacity

ると、この程度のエネルギー吸収能の低下があると言える。

- (c) 上の考察より、エネルギー吸収能に及ぼす影響は、幅厚比の方が細長比よりも大きいことが分かる。
- (d) 繰り返し载荷の供試体について、各供試体の \hat{E}_{95}/\hat{E}_m と \hat{E}_f/\hat{E}_m を Table 4 から計算して比較すると、前者は 1.1 ~ 2.5、後者は 3.1 ~ 7.0 の範囲にあり、最高荷重後もかなりのエネルギー吸

Table 4 Ductility and Energy-Absorption Capacity

Specimen	H_{y0} (kN)	δ_{y0} (mm)	$\frac{H_{max}}{H_{y0}}$	$\frac{\delta_m}{\delta_{y0}}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_{y0}}$	$\frac{H_y}{H_{y0}}$	Ductility Factor			Energy-Absorption			$\frac{\delta_{ys}}{\delta_y}$ (shear)	$\frac{\delta_{yp}}{\delta_y}$ (P-Δ)	$\frac{\delta_{y}^{ex}}{\delta_y}$
							μ_m	μ_{95}	μ	\hat{E}_m	\hat{E}_{95}	\hat{E}_f			
U45-25[0]	63.0	1.87	1.58	9.89	20.64	0.80	12.4	25.8	—	41.9	94.0	—	0.16	0.01	1.49
U45-25[3]	61.7	1.88	1.48	4.87	6.70	0.80	6.09	8.37	—	112	278	—	0.15	0.01	1.79
U45-40[0]	38.9	4.81	1.35	5.02	8.04	0.80	6.28	10.0	—	17.1	29.6	72.4	0.06	0.03	1.37
U45-40[3]	39.0	4.83	1.41	3.37	4.71	0.80	4.21	5.89	7.54	67.7	169	426	0.06	0.03	1.36
U70-25[0]	93.3	3.21	1.22	3.19	4.09	0.74	4.29	5.51	—	9.89	13.8	48.9	0.14	0.01	1.58
U70-25[3]	93.4	3.20	1.22	2.49	2.87	0.74	3.36	3.87	4.85	22.0	42.6	154	0.14	0.01	1.65
U70-40[0]	60.6	7.68	1.25	3.46	4.18	0.74	4.14	5.00	—	11.4	14.5	38.2	0.06	0.03	1.47
U70-40[3]	60.6	7.68	1.22	2.11	2.35	0.74	2.61	2.90	4.14	20.0	25.6	93.2	0.06	0.03	1.44
S30-25[0]	144.1	3.18	1.53	18.90	26.53	0.80	23.6	33.2	—	79.7	114	—	0.20	0.01	2.08
S30-25[3]	143.9	3.19	1.62	10.92	12.07	0.80	13.6	15.1	—	473	514	—	0.20	0.01	1.68
S30-50[0]	76.4	11.33	1.31	3.72	9.29	0.80	4.65	11.6	—	11.1	33.4	—	0.06	0.05	1.56
S30-50[3]	76.7	11.29	1.41	6.46	8.23	0.80	8.07	10.3	12.7	243	437	756	0.06	0.05	1.46
S45-25[0]	246.7	5.25	1.16	5.83	8.02	0.79	7.43	10.2	—	16.8	24.9	53.2	0.21	0.01	2.12
S45-25[3]	245.5	5.28	1.18	5.04	5.93	0.79	6.38	7.56	8.53	57.2	89.9	242	0.21	0.01	2.08
S45-50[0]	71.9	13.42	1.23	2.81	4.87	0.79	3.58	6.19	—	7.58	15.6	29.7	0.06	0.05	1.44
S45-50[3]	71.7	13.42	1.23	2.99	3.45	0.79	3.81	4.39	7.04	47.4	69.6	211	0.06	0.05	1.39

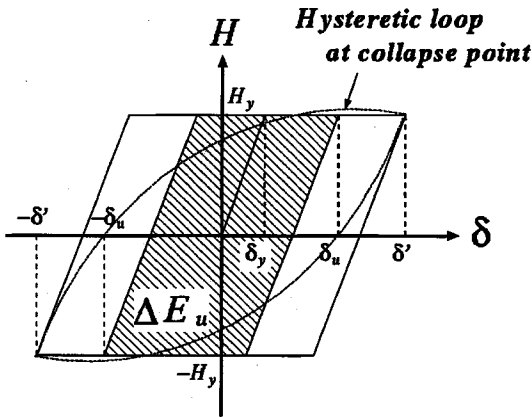


Fig.9 Definition of δ_u

取が期待できる。

(5) 塑性率

構造物の変形能力を測る指標の1つとして塑性率があるが、塑性率の定義は様々であり、標準的な定義といったものはないようである¹⁷⁾。最もよく使われる定義式は最高荷重に対応する変位 δ_m と H_y に対応する水平変位 δ_y (Fig.6参照) との比で表す方法であり、次式のように表される。

$$\mu_m = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (8)$$

ただし、最高荷重以後の荷重低下が緩やかである場合、この δ_m を正確にとらえることが困難であること、および耐震性能を評価する場合には、変位が δ_m を超える

ことを破壊の基準とすることは必ずしも適切ではないと考えられることから¹⁶⁾、 H_{max} から荷重がある程度低下した点の変位を用いて塑性率を定義する考え方がある¹⁷⁾。ここでは、その一つとして、 H_{95} に対応する変位 δ_{95} (Fig.6参照) を用いて次式のように塑性率を定義する。

$$\mu_{95} = \frac{\delta_{95}}{\delta_y} \quad (9)$$

式(8)ないしは式(9)の定義式は物理的には明確であるが、構造物の荷重-変形特性やエネルギー吸収能力が十分に生かされているとは言えない。

いま一つは、文献1)で提案された次式である。

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (10)$$

ここで、 δ_u は部材の破壊点 ($H = H_y$) での1ループのエネルギー吸収量 (ΔE_u とする) を降伏強度が H_y である完全弾塑性履歴曲線に置き換えたときの最大変位である (Fig.9参照)。式(10)の μ は ΔE_u を用いて次のように書ける。

$$\mu = 1 + \frac{\Delta E_u}{4H_y \delta_y} \quad (11)$$

全供試体についての3つの塑性率の計算結果を Table 4 に示す。エネルギー吸収能と同様に μ_m, μ_{95}, μ をパラメータで比較してみると、次のようなことが言える (Fig.10,11参照)。

- (a) 幅厚比の影響を細長比が同一の供試体で調べると、この場合には、概略0.4~0.6の範囲になり (Fig.10参照)、幅厚比が約1.5倍になると、塑性率が約1/2になることが言える。

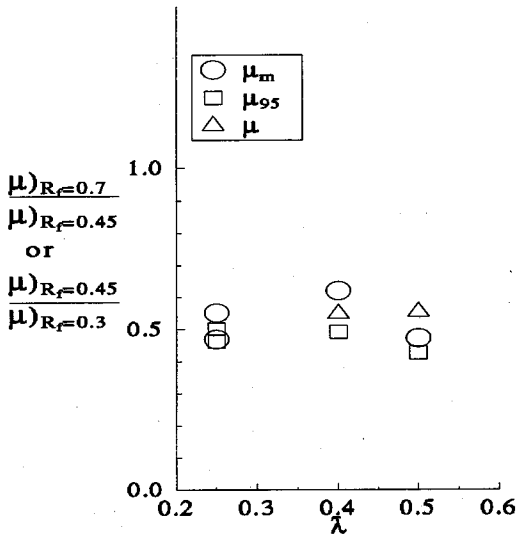


Fig.10 Effect of R_f on the Ductility Factor

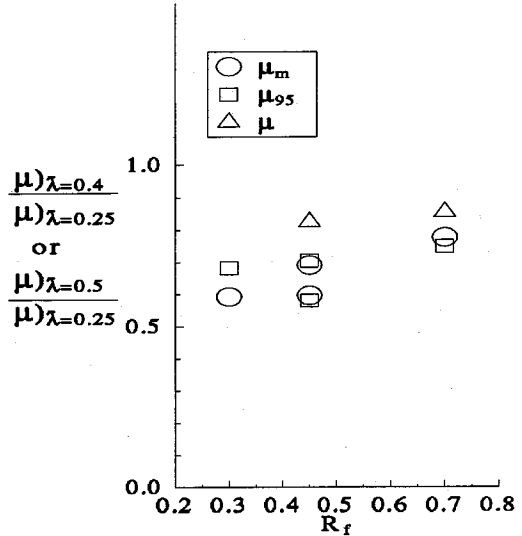


Fig.11 Effect of $\bar{\lambda}$ on the Ductility Factor

- (b) 次に細長比の影響を幅厚比が同一の供試体で調べると、この場合には、概略0.6~0.9の範囲になり (Fig.11参照)、細長比の比(柱の長さの比)が約2倍になると、この程度の塑性率の低下があることが言える。
- (c) 上の考察より、塑性率に及ぼす影響は、幅厚比の方が細長比よりもやや大きいことが分かる。しかしエネルギー吸収能における影響と比べると、幅厚比と細長比の影響の差は大きくない。

式(10)の塑性率は履歴吸収エネルギーの特性を反映することが出来るため、式(8)の塑性率より合理的であるが、履歴曲線の包絡線が載荷履歴(サイクル数)に依存すると考えられるため、載荷履歴が異なれば同じ供試体でも異なった値が得られるという問題点を有している³⁾。ただし、サイクル数の影響は単調増大($n=0$)から $n=1$ の間がもっとも大きく、 $n=3$ 以上になると影響はあまり大きくなくなる³⁾。

- (6) 実験から得られる降伏変位を用いて整理したエネルギー吸収能および塑性率

これまで、正規化されたエネルギー吸収能および塑性率を求める際に、曲げ変形のみを考慮した計算式によって求められた水平変位 δ_y を用いてきた。ところが、実験より得られた水平荷重-水平変位の包絡線で H_y に対応する変位は、この δ_y より一般に大きな値となる (Fig.6参照)。これは、せん断変形による変位、 $P-\Delta$ 効果による付加変位、残留応力による早期の降伏に起因

する剛性低下にもとづく付加変位、および補正によっても除去し得なかった剛体変位などによるものと考えられる。そのために、計算より求められた δ_y を用いて正規化しないしは塑性率を求めることは必ずしも妥当とは言えない面もある。むしろ、Fig.6に示す、 H_y に対応する包絡線の変位 $\delta_{y,ex}$ の点を δ_y の代わりに用いた方が良いのかもしれない。そこで、補正用として、Table 4には、 $\delta_{y,ex}/\delta_y$ の値も載せてある。 $\mu_m, \mu_{95}, \mu, \bar{E}_m, \bar{E}_{95}, \bar{E}_f$ をこの値で除すことにより、 $\delta_{y,ex}$ で正規化された量が求められる。ちなみに、せん断変形による影響(δ_{ys}/δ_y)は $\bar{\lambda}=0.25$ で15%~20%、 $\bar{\lambda}=0.4, 0.5$ で6%程度あり、 $P-\Delta$ 効果による影響(δ_{yp}/δ_y)は $\bar{\lambda}=0.25$ で1%、 $\bar{\lambda}=0.4, 0.5$ で3%~5%程度であることから、 $\delta_{y,ex}/\delta_y$ からこれらの影響を差し引いた残りの変位が剛性低下や剛体変位等のその他の要因によるものと考えられる。

4. 結言

本研究では、鋼製橋脚をモデル化した無補剛箱形断面柱8体および補剛箱形断面柱8体に、上部構造物の自重を想定した一定軸圧縮荷重のもとで、単調増大水平荷重および地震力を想定した繰り返し水平荷重を準静的に載荷する実験を行った。今回の実験の主な目的は、①従来の実験で不足していた細長比の比較的小さい($\bar{\lambda}=0.25$)または大きい($\bar{\lambda}=0.5$)柱に対する実験データを得ること、②柱の強度および変形能に対する細長比の影響を調べる、③単調載荷と繰り返し載荷の変形挙動の相違を調べるなどである。供試体の主

要なパラメータは Table 1 に示す通りである。

本研究によって得られた結論をまとめると以下のようになる。

- (1) 無補剛断面, 補剛断面ともに, 細長比が大きいほど最高荷重後の強度劣化の勾配が大きい (Fig.5).
- (2) 繰り返し載荷実験と単調載荷実験を比較すると, 最高荷重後の強度劣化の勾配に著しい差が見られる。これは細長比が大きいほど顕著である (Fig.5).
- (3) 幅厚比が純圧縮板としての限界幅厚比近くの場合, 最高荷重まで単調載荷と繰り返し載荷の荷重-変位曲線はほぼ一致する (Fig.5(c)(d)(g)(h)).
- (4) 幅厚比と細長比が共に小さい場合, 最高荷重以前でも単調載荷と繰り返し載荷の荷重-変位曲線の相違は大きく, 単調載荷の結果をもとにして, 変位を推定するのは多少問題があると思われる (Fig.5(a)(e)).
- (5) エネルギー吸収能に対する幅厚比と細長比の影響を比較すると, 幅厚比による影響の方が細長比による影響より大きい (Fig.7,8).
- (6) 塑性率に対する幅厚比と細長比の影響を比較すると, 幅厚比による影響が細長比による影響より大きい, エネルギー吸収能による影響ほど大きくない (Fig.10,11).

謝辞: 本研究の実施にあたり, 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計ワーキンググループ(主査: 宇佐美勉)の研究補助を受けた。ここに深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 宇佐美勉, 今井康幸, 青木徹彦, 伊藤義人: 繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, 1991, pp.121-134.
- 2) 宇佐美勉, 水谷慎吾, 青木徹彦, 伊藤義人, 安波博道: 補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, 1992, pp.105-117.
- 3) 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦: 鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響, 構造工学論文集 Vol.39A, 1993, pp.235-247.
- 4) Fukumoto, Y. and Lee, G.C. ed.: *Stability and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading*, CRC Press, 1992.
- 5) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造動的極限性状研究小委員会: 鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法, 1993年8月.
- 6) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会: 鋼構造物の新技術に関する調査研究報告書 (I. 耐震設計に関する研究)・同資料集, 1994年3月.
- 7) Kawasima, K. Macrae, G.A. and Hasegawa, K.: The Strength and Ductility of Steel bridge Piers Based on Loading Test, *Journal of Research, Public Works Research Institute*, Vol.29, 1992, 3.
- 8) 富永知徳, 安波博道: 厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.40A, 1994, pp.189-200.
- 9) 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, 橋梁と基礎, 1982年6月号, pp.35-40, 1982年7月号, pp.43-49.
- 10) 伊藤 努: 地震時の鋼製橋脚の損傷度評価に関する研究, 名古屋大学工学部土木工学科修士論文, 1992.
- 11) 寺田昌弘: 強震時の鋼製橋脚の安全性評価法に関する研究, 名古屋大学工学部土木工学科修士論文, 1993.
- 12) 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, 1990, pp.79-88.
- 13) Shen, C.: Development of a Cyclic Two-Surface Model for Structural Steels with Yield Plateau, *A Thesis Submitted for the Degree of Doctor of Engineering at the Department of Civil Engineering, Nogoya University*, 1993.
- 14) 加藤 勉, 秋山 宏, 北沢 進: 局部座屈を伴う箱形断面部材の変形, 日本建築学会論文報告集, 第268号, 1977, pp.71-76.
- 15) 井上哲郎: 低降伏比高張力鋼箱形断面梁およびビームコラムの終局耐力と変形能力, 構造工学論文集, Vol.38B, 1992, pp.431-441.
- 16) 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦: 「鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響」への討議(倉西茂)の回答, 構造工学論文集, 討議集・正誤表, 1994年3月, p.8.
- 17) Nakajima, M.: Variation of Ductility Capacity of Steel Beam-Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.120, No.7, July, 1994, pp.1941-1960.

(1994. 7. 18 受付)

AN EXPERIMENTAL STUDY ON STATIC AND QUASI-STATIC BEHAVIOR OF STEEL BRIDGE PIER MODELS

Moriaki SUZUKI, Tsutomu USAMI and Kiyoshi TAKEMOTO

Sixteen cantilever steel box column specimens modelling steel bridge piers were tested under a constant compressive axial load and cyclic(quasi-static) and monotonic(static) lateral loads. The purpose of this experimental study is to investigate the influences of the important parameters such as width-thickness ratio, particularly slenderness ratio and cycles of loading on the strength and deformation characteristics of steel bridge piers. Ductility and energy absorption capacity are also discussed in view of the effects of width-thickness ratio and slenderness ratio.