

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

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE STRENGTH AND DUCTILITY OF STEEL COMPRESSION MEMBERS UNDER CYCLIC LOADING

宇佐美勉*・今井康幸**・青木徹彦***・伊藤義人****

By Tsutomu Usami, Yasuyuki Imai, Tetsuhiko Aoki and Yoshito Itoh

Steel bridge piers under cyclic loading due to strong earthquake motion should be designed considering not only the strength but also the ductility capacity. Experimental studies on the ductility capacity of thin-walled steel compression members under cyclic loading are scarce. Therefore, an attempt is made to examine experimentally the ductility capacity of unstiffened and stiffened box columns under constant axial load and repeated and reversed lateral loads. As a consequence, a newly defined ductility factor which takes into account the effect of plate local buckling is introduced and utilized to evaluate the seismic coefficient.

1 緒言

構造物の耐震性能として、中小地震に対して構造物が地震後もそのまま使用できるように、発生応力を弾性域に納めるような性能が要求されるのはもちろんのことであるが、100年に1-2回の確率で遭遇する極大地震に対しては、人命の安全およびライフラインの機能を確保するため、構造物の局部的損傷は許すものの崩壊しないだけの耐荷力を持たせることが要求される。地震動を荷重として捉えた場合、大地震時に発生する1Gにも達するような応答加速度に対して、各部材の応力が降伏点以下に納まるように設計するには、一般的に莫大なコストがかかる。しかしながら地震動をエネルギーとして捉えた場合、優れた変形能力を持つ（靱性に富んだ）構造物は、入力される地震エネルギーを吸収するだけの能力を持つことが期待され、大地震に対して崩壊しないだけの耐荷力を保有しているといえよう[1, 2, 3]。

このような耐震設計の基本理念は、土木および建築構造物の分野で等しく認められているところであるが、極大地震に対する橋梁構造物の耐震設計に関しては、道路橋示方書・V耐震設計編[3]に鉄筋コンクリート橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査規定が現在あるのみで、鋼製橋脚に対しては基礎的資料が不十分ということで規準化されるに至っていない。ところが実際の橋梁構造物、特に市街地に建設される橋脚に関しては鋼製のものが非常に多く、この方面の研究が急務である。

本研究は薄肉鋼構造物の耐震設計法の開発を究極の目的とした基礎的・実験的研究である。すなわち、総計25体の無補剛および補剛箱形断面よりなる鋼製橋脚モデル供試体（片持柱）に上部構造の重量を想定した一定鉛直荷重と地震力を想定した繰り返し水平荷重が作用したときの弾塑性挙動、強度劣化、剛性低下、

* 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)

** 工修 日本鋼管株式会社 建材センター建材鋼材部土木本部 (〒100 東京都千代田区丸の内町)

*** 工博 愛知工業大学教授 工学部土木工学科 (〒470-03 豊田市八草町)

**** 工博 名古屋大学助教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

エネルギー吸収能などを実験的に求め、鋼製橋脚の耐震設計法の開発に対する基礎的資料を提供しようとするものである。繰り返し荷重を受ける鋼構造物の弾塑性挙動に関しては、建築の分野において既に数多くの実験的、理論的研究がなされている[1, 4-9]。しかし、それらのほとんどは橋脚のような薄肉断面部材ではなく、比較的厚肉のH形鋼断面部材を取り扱ったもので、局部座屈の生じ難い比較的小コンパクトな部材が研究対象となっている。一方、土木の分野においては、繰り返し荷重を受ける薄肉鋼構造部材の弾塑性挙動に関する研究が最近行なわれるようになってきており[10-15]、建設省土木研究所で大型モデルを用いた実験[14, 15]も行われてきているが、実験数も少なく、種々のパラメータを変えた系統だった研究はまだないようである。

2 実験の概要

(1) 実験計画

鋼製橋脚には薄肉箱形断面またはパイプ断面部材が多用されているが、鋼製橋脚の耐震性能を検討する場合、次のようなパラメータが考えられる：①鋼種、②構造形態、③断面形、④構成要素の幅厚比（または径厚比）、⑤細長比、⑥補剛材の剛性、⑦構成板の溶接集成方法、⑧軸圧縮力の大きさ、などである。この研究では、試験機の容量などを勘案して、これらのパラメータの内、鋼種はSS41、構造形態は片持柱、断面形は無補剛箱形断面（断面の高さと幅の比 $d/b=0.75$ ）または補剛箱形断面（ $d/b=2/3$ ）、細長比は後述の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ （式2）が0.4、構成板の溶接集成方法は片面すみ肉溶接にそれぞれ固定し、残りのパラメータすなわち幅厚比、補剛材の剛性および軸圧縮力の大きさを種々変えて、Table 1に示す計画の基で実験を行った。細長比は、文献[16]の鋼製橋脚の実績調査を参考にほぼ上限近くの値を用いた。フランジ板の幅厚比 R_t は、式(1)の幅厚比パラメータ R_t が限界幅厚比パラメータ（無補剛板0.7、補剛板0.5）とその前後の値を採用した。幅厚比パラメータ R_t と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

$$R_t = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad \bar{\lambda} = \frac{K h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1, 2)$$

ここで、 b = 板幅、 t = 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 $4n^2$ 、 n = 補剛材で囲まれたサブパネル数）、 K = 有効座屈長係数（2.0）、 h = 部材長、 r = 断面2次半径である。補剛断面の縦方向補剛材は、フランジ、ウェブ板に等間隔にそれぞれ2本、1本入れ、フランジの縦方向補剛材の剛比 γ は道路橋示

Table 1 実験計画

断面形	フランジの幅厚比パラメータ R_t	剛比 γ/γ_{req}	細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	軸力比 P/P_y	供試体数
無補剛箱形 ($d/b=0.75$)	0.5	—	0.4	0.0	3
	0.7			0.2	5
	0.9			0.4	1
補剛箱形 ($d/b=2/3$)	0.3	1, 3	0.4	0.0	4
	0.5	1, 3, 5		0.4	8
	0.6	1, 3, 5		0.4	4
b = フランジ幅 d = ウェブ幅				合計	25体

方書の縦方向補剛材の必要剛比 γ_{req} の1, 3, 5倍となるように設計した。また、ウェブの縦方向補剛材は、フランジの縦方向補剛材と同一寸法のものを使用した。荷重条件は、一定鉛直荷重の基で柱上端部に単調増大水平荷重または繰り返し水平荷重（変動変位振幅繰り返し荷重または定変位繰り返し荷重）が作用する条件で行い、鉛直荷重の大きさを供試体の全断面降伏軸力 P_y を基にTable 1のように定めた。

(2) 実験供試体

供試体は、全て厚さ4.5mmのSS41材で製作され、Fig.1に示すように両端部には端部治具に取り付けるために、厚さ28mmの鋼板（継手板）が溶接されている。継手板とウェブ板、およびフランジ板はレ型溶接で、あ

とはすべて脚長6mmのすみ肉溶接で接合してある。供試体最下部の100 mmの長さの部分には、局部座屈の発生を防ぎ、かつ剛域を確保するため、フランジ、ウェブ板に溶接した3～6本の3角リブおよびダイヤフラムで補剛されている。供試体は無補剛断面9体、補剛断面16体計25体を製作した。供試体の形状寸法をTable 2に示す。供試体の柱としての部材長 h は、3角リブの上部のダイヤフラム位置から水平荷重の作用位置までの距離を採っている。

供試体名は次のように付けられている。すなわち供試体名がUで始まるものは無補剛箱形断面、Sで始まるものは補剛箱形断面であり、それに続く数字3, 5, ...などはそれぞれ幅厚比パラメータ R_f が0.3, 0.5...などを示す。そしてハイホン直後の数字は軸力を表し, 0, 1, ...などはそれぞれ軸力が全断面

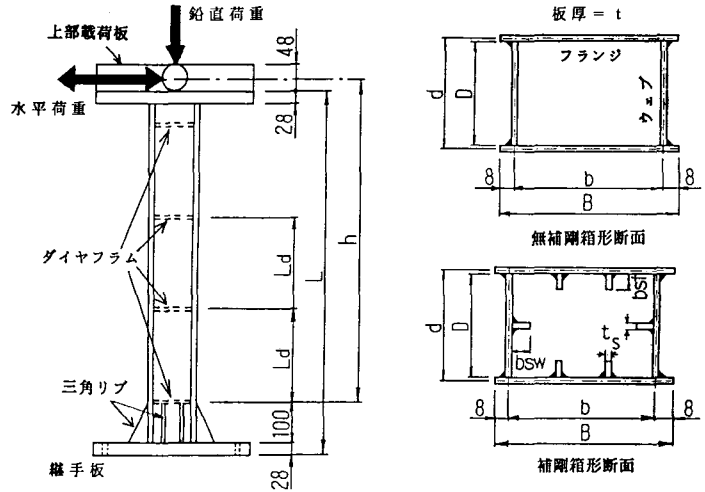


Fig.1 実験供試体概略図

Table 2 供試体寸法

Test Specimen	L mm	Ld mm	B mm	D mm	t mm	bsf mm	bsw mm	ts mm	γ / γ_{req}	h mm	$\bar{\lambda}$	Rf	Rw	P / Py
U5-0C	854	234	134	85	4.34	----	----	----	----	750	0.48	0.56	0.42	0.0
U5-2M	855	234	136	85	4.34	----	----	----	----	752	0.48	0.57	0.42	0.2
U5-2C	855	234	134	84	4.34	----	----	----	----	752	0.49	0.56	0.42	0.2
U7-0C	1153	329	181	120	4.34	----	----	----	----	1050	0.49	0.78	0.59	0.0
U7-1C	1153	328	181	120	4.34	----	----	----	----	1050	0.49	0.78	0.59	0.1
U7-2M	1153	328	181	119	4.34	----	----	----	----	1050	0.49	0.78	0.59	0.2
U7-2C	1154	328	181	120	4.34	----	----	----	----	1051	0.49	0.78	0.59	0.2
U7-2CC	1153	328	182	119	4.34	----	----	----	----	1050	0.49	0.78	0.59	0.2
U9-1C	1355	423	228	156	4.34	----	----	----	----	1251	0.45	1.00	0.76	0.1
S3-0C(1)	1157	210	227	137	4.34	25.0	25.0	4.25	0.95	1053	0.44	0.33	0.34	0.0
S3-2C(1)	1156	210	228	137	4.34	25.0	25.0	4.25	0.95	1053	0.44	0.33	0.34	0.2
S3-2C(3)	1156	209	226	142	4.34	38.0	38.0	4.25	2.92	1053	0.44	0.33	0.35	0.2
S3-4C(3)	1154	211	227	137	4.34	38.0	38.0	4.25	2.92	1051	0.45	0.33	0.34	0.4
S5-0C(1)	1754	349	368	229	4.34	32.0	25.0	4.25	1.28	1651	0.41	0.56	0.55	0.0
S5-1C(1)	1754	351	367	231	4.34	32.0	25.0	4.25	1.28	1651	0.41	0.56	0.56	0.1
S5-2C(1)	1753	352	368	230	4.34	32.0	25.0	4.25	1.28	1650	0.41	0.56	0.56	0.2
S5-2CC(1)	1754	351	367	230	4.34	32.0	25.0	4.25	1.28	1651	0.41	0.55	0.56	0.2
S5-1C(3)	1753	351	367	231	4.34	44.0	44.0	4.25	3.06	1650	0.42	0.55	0.56	0.1
S5-2C(3)	1753	350	367	231	4.34	44.0	44.0	4.25	3.06	1650	0.42	0.56	0.56	0.2
S5-1C(5)	1753	351	367	230	4.34	54.0	51.0	4.25	5.31	1650	0.42	0.55	0.56	0.1
S5-2C(5)	1753	351	367	230	4.34	54.0	51.0	4.25	5.31	1650	0.42	0.55	0.56	0.2
S6-1C(1)	2155	423	438	278	4.34	32.0	32.0	4.25	1.11	2051	0.42	0.67	0.67	0.1
S6-2C(1)	2153	422	438	272	4.34	32.0	32.0	4.25	1.10	2050	0.43	0.67	0.66	0.2
S6-1C(3)	2155	424	438	277	4.34	50.0	44.0	4.25	3.80	2052	0.43	0.67	0.67	0.1
S6-2C(5)	2153	423	438	278	4.34	57.0	33.0	4.25	5.42	2050	0.43	0.67	0.67	0.2

Note: γ / γ_{req} = 補剛材の剛比 / 補剛材の必要剛比, h = 柱の長さ, $\bar{\lambda}$ = 細長比パラメータ

R_f = フランジの幅厚比パラメータ, R_w = ウェブの幅厚比パラメータ, P = 軸力, P_y = 全断面降伏軸力
その他の記号についてはFig.1 参照。

降伏軸力 P_y に対する比が 0.0, 0.1, ... などであることを示す。それに続く英字は制御条件を表し, M は単調載荷, C は変動変位繰返し載荷, CC は定変位繰返し載荷を表す。また, 補剛箱形断面における () 内の数字 1, 3, 5 は, 補剛材剛比が道路橋示方書の縦方向補剛材必要剛比 γ_{req} の 1, 3, 5 倍を示す。

(3) 実験装置

実験装置の概要を Fig. 2 に示す。水平方向の繰返し荷重は, 載荷フレームの柱に固定した MTS 構造物試験機② (最大荷重 35 tonf, ストローク 125 mm) によって載荷した。載荷点は, 供試体に水平および鉛直方向変位が生じて, それらを拘束することなく, かつ, 荷重ができるだけ水平方向を保つように Fig. 2. (b) に示すような構造を採った。高力ボルトで供試体上端部に取り付けられている上部載荷板④は, これに溶接された $\phi 50$ mm の鋼棒⑥に取り付けられたローラベアリング⑦およびビス⑧を介して MTS 構造物試験機②に接続されており, 接続部が自由に回転することにより, 供試体上端部の回転に対する拘束を防いでいる。鉛直荷重は手動油圧ジャッキ⑨ (最大荷重 70 tonf) により, 軸力載荷用ロードセル⑩および球面座⑪ (4 箇所のボルト⑪に

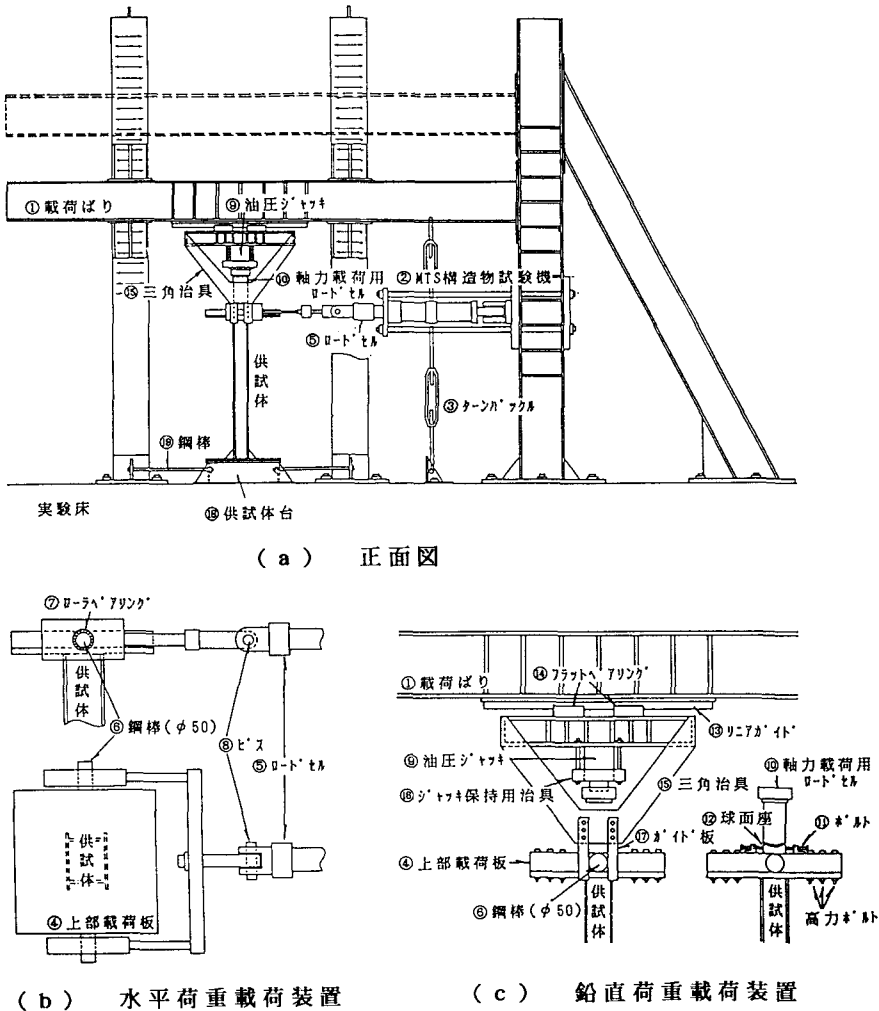


Fig. 2 実験装置

よって上部載荷板に固定されている)を介して供試体図心に載荷した。油圧ジャッキ⑨は軸力載荷用ロードセル⑩と共に三角治具⑮の中に固定されており、三角治具全体はフラットベアリング⑭を介して載荷はりに固定したリニアガイド⑬に吊り下げられている。この三角治具全体は、鋼棒⑥を挟むかたちで固定されたガイド板⑰によって供試体上部部の水平変位にともなって水平方向に動くようになっており、球面座⑫の機能と併せて、鉛直荷重は供試体上部部の水平変位および回転に関わらず常に鉛直下向きに、かつ供試体の図心に作用するように設計されている。フラットベアリングとリニアガイドの間の動摩擦係数は0.001(カタログ値)で、供試体の水平変位への拘束は非常に小さいと考えられる。供試体は28本の高力ボルトで供試体台⑱に固定されており、供試体台は6本のアンカーボルトにより実験床に固定され、さらに鋼棒⑨を用いて両側から載荷フレームにアンカーされている。

(4) 素材実験

鋼材の材料定数は10本(板パネル4本、補剛材6本)のJIS5号引張試験片を製作して測定した。

(5) 初期たわみ、および残留応力の測定

初期たわみは全ての供試体基部のフランジ面に基盤状の線を引き、各格子点の初期たわみを1/1000mm精度の変位計にて測定した。残留応力測定用として、供試体S3-0C(1), S5-0C(1), S6-0C(1)のフランジ板と同一寸法(ただし長さは総幅の4倍)で、2本の補剛材を等間隔に溶接し、両端に長さ方向に脚長6mmの溶接ビードを盛った補剛板3体を、繰り返し載荷実験の供試体と同じ鋼板から製作し、コンタクトゲージを用いて切断法により測定した。

(6) 載荷方法

実験は柱頂部の水平荷重載荷点の水平変位制御で行い、一方向の単調載荷(M)、変動変位振幅の繰り返し載荷(C)、定変位振幅での繰り返し載荷(CC)の3種類について行った。主な実験は変動変位での繰り返し載荷であり、25体のうち21体についてこれを行った。載荷方法は、欧州鋼構造協会(ECCS)が推奨する実験方法[17]の内、Short Testingと言われる方法を採用した。すなわち、Fig.3にみられるように、十分小さな水平変位で、第一サイクルの繰り返し載荷を行い原点からの接線勾配 K_t を求め、勾配が $K_t/10$ である直線と水平荷重-変位包絡線が接するまで、各サイクル毎に水平変位を増加させてゆく。そして勾配 K_t の原点から接線と勾配 $K_t/10$ の包絡線の接線との交点の変位を v_y とする。次に、各水平変位を $(n+1)v_y$ ($n=1, 2, \dots$)にとり、3サイクルずつ載荷を行った。ただし、比較のために、Table 2の供試体内、U7-2CCおよびS5-2CC(1)については $2v_y$ の一定変位の基で繰り返し載荷を行った。鉛直荷重を載荷する供試体については、水平荷重を加える前に所定の鉛直荷重の20%程度の荷重をかけて、供試体上部の4枚の弾性ひずみゲージ値がほぼ一致したことを確かめてから、所定の鉛直荷重まで油圧を上げた。実験中は、常時、ロードセルの油圧を見て、一定の鉛直荷重を保つように油圧ポンプを操作した。

(7) 測定方法

各荷重段階でのひずみ分布を調べるために24枚の塑性ひずみゲージを変形の大きい供試体下部に貼付した。また、水平荷重を加える前に軸力が均等に作用しているかどうかを調べるため、上部継手板下面から100mm下の両フランジ面の4隅に弾性ゲージを貼付した。載荷中の変位、ひずみ、および荷重の測定は、1サイクルについて約40回行った。

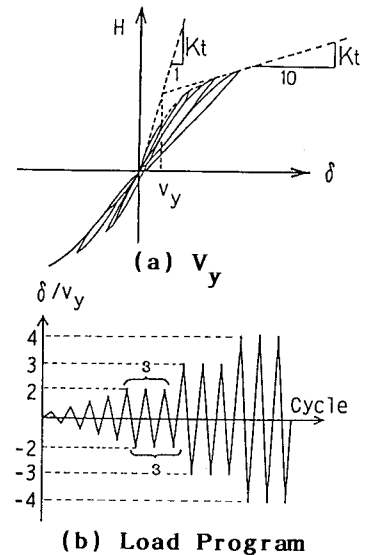


Fig. 3 水平荷重の載荷方法

3. 実験結果及び考察

(1) 引張試験

引張試験の結果（平均値）をTable 3に示す。

(2) 初期たわみと残留応力測定

初期たわみ測定結果は、幅方向のたわみ δ_1 、補剛材間のたわみ $\delta_2 \sim \delta_4$ 、ダイアフラム間のたわみ $\delta_5 \sim \delta_8$ の最大値を取り、それぞれ測定間隔で無次元化して整理した。板パネルのたわみについては、道路橋示方書の製作誤差 $b'/150$ (b' =補剛材間板幅)に納まっていたが、補剛材の初期たわみについては $L_d/1000$ (L_d =ダイアフラム間距離)を越えるものが2, 3見られた。詳細については文献[18]を参照されたい。

板パネルの残留応力は良く知られたような矩形分布に近くなり、溶接部はほぼ降伏応力に達しており、最大圧縮応力 σ_{rc} の大きさは、幅厚比の大きさに関わらず、降伏応力の約60%というかなり大きな値が得られた。これは溶接量に比べて板厚が薄かったためと推察される。なお、補剛材の残留応力は板幅が小さかったため測定は行ななかった。

(3) 繰り返し载荷実験

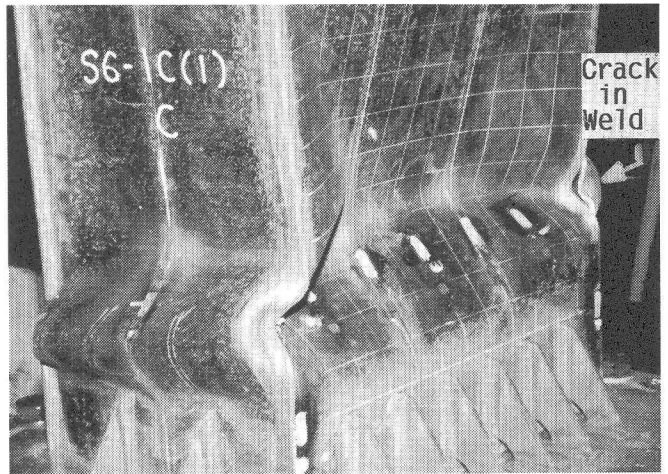
破壊モード

実験終了後の供試体下部のパネルの座屈変形状態例をFig. 4に示す。実験供試体は、無補剛断面、補剛断面に関係なく、供試体下部（3角リブの上のパネル）の両フランジ面に凹状の局部座屈、両ウェブ面に凸状の局部座屈波形が最高荷重付近で見られ、逆方向に水平荷重が加わっても座屈波形は完全には元に戻らず、その振幅が荷重の繰り返しごとに大きくなって耐力を失っていった。U5-0CおよびU5-2C供試体を除いて、水平耐力がかなり低下した状態で、断面のすみ肉溶接部の割れ、ないしはすみ肉溶接線に直角方向の母材のクラックが観察された（Fig. 4(b)参照）。溶接部の割れは、水平荷重が

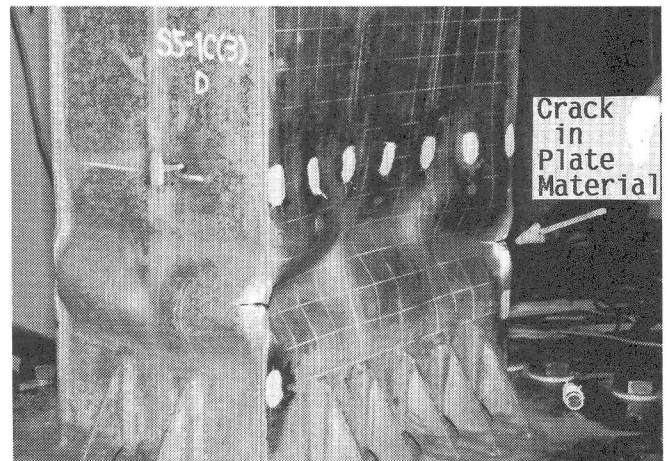
Table 4 引張試験結果（平均値）

Coupon	E $\times 10^6$ kgf/cm ²	σ_y kgf/cm ²	ε_y $\times 10^{-6}$	ν	Est $\times 10^6$ kgf/cm ²	ε_{st} $\times 10^{-3}$
Panel	2.12	3160	1490	0.247	0.0310	1.52
Stiffener	2.14	3210	1502	0.253	0.0346	1.91

Note: E=Young's modulus, σ_y =Yield stress, ε_y =Yield strain, ν =Poisson's ratio, Est=Strain-hardening modulus, ε_{st} =Strain at start of strain hardening.



(a) 供試体 S6-1C(1) $\gamma / \gamma_{req} = 1.0$



(b) 供試体 S5-1C(3) $\gamma / \gamma_{req} = 3.0$

Fig. 4 実験終了後の柱基部の破壊状態

反復するごとに、局部座屈が生じている板要素が溶接線回りに反復曲げを受けるために生じたものであり、後者は、母材の低サイクル疲労と考えられる。従って、溶接部が健全であれば、最終的には母材の低サイクル疲労によって部材は耐力能力を失うと考えられるため、耐震的な部材を製作する上で溶接条件が重要になると考えられる。補剛材断面部材では、Fig. 4 に示したように、 $m = \gamma / \gamma_{res}$ が1.0の供試体では、フランジ、ウェブとも幅方向に半波の座屈モードが観察されているが、3.0以上になると縦方向補剛材が有効に働くようになり、幅方向に1.5波のモードが見られるようになる。後述するように、このような座屈モードの違いは、部材の強度劣化およびエネルギー吸収能力に影響を及ぼす。なお、全供試体を通じて、ダイアフラムと3角リブで補剛してある供試体最下端部のパネルには座屈変形は見られず、その機能を十分発揮していたものと思われる。

水平荷重－水平変位履歴曲線

水平荷重載荷位置で測定された水平変位には基部の剛体的回転が含まれていると考えられるため次式によって補正を行った。

$$\delta = \delta_r - \tan \theta \cdot (h + 100) \quad (3)$$

ここで、 δ = 補正後の水平変位 (mm)、 δ_r = 測定した水平荷重載荷位置の水平変位 (mm)、 $\theta = \delta_B / 100$ = 柱底部の回転角、 δ_B = 柱底部 (3角リブの真上のダイアフラム位置) の測定水平変位 (mm)、 h = 供試体の高さ (mmでFig. 1 参照) である。 θ は下部の継手板上面から最下端のダイアフラム間の部分 (3角リブで補剛された部分) が剛体的に回転するとみなした近似的な回転角であるが、上記のような補正を行うことにより載荷初期の弾性域の変位が理論値とほぼ合っていることから妥当なものと考えられる。

水平荷重と補正された変位を次式で定義される H_{y0} と δ_{y0} で無次元化した水平荷重－水平変位履歴曲線の1部をFig. 5 に示す。

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad \delta_{y0} = \frac{H_{y0} \cdot h^3}{3EI} \quad (4, 5)$$

ここで、 M_y = 降伏モーメント、 EI = 供試体の曲げ剛性である。同図には、単調載荷の実験結果 (U5-2M, U7-2M) も同時にプロットしてある。これらの図より次のことがわかる。

- 1) 繰返し載荷により、サイクル毎に強度が劣化していくことが認められる。
- 2) 強度劣化の程度は、幅厚比が大きいほど、また軸力が大きいほど大きくなることから、局部座屈、および部材と板要素に対する $P-\Delta$ 効果によるものと考えられる。
- 3) エネルギー吸収能力 (各ループの囲む面積) は、同一の変位振幅に対して、幅厚比が大きいほど、また軸力が大きいほど小さくなる。

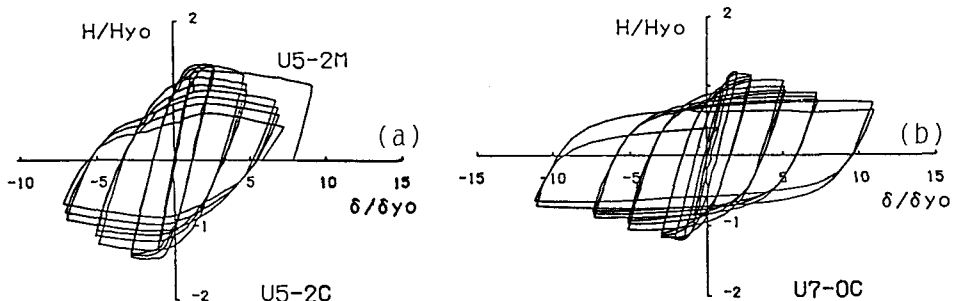


Fig. 5 水平荷重－水平変位履歴曲線

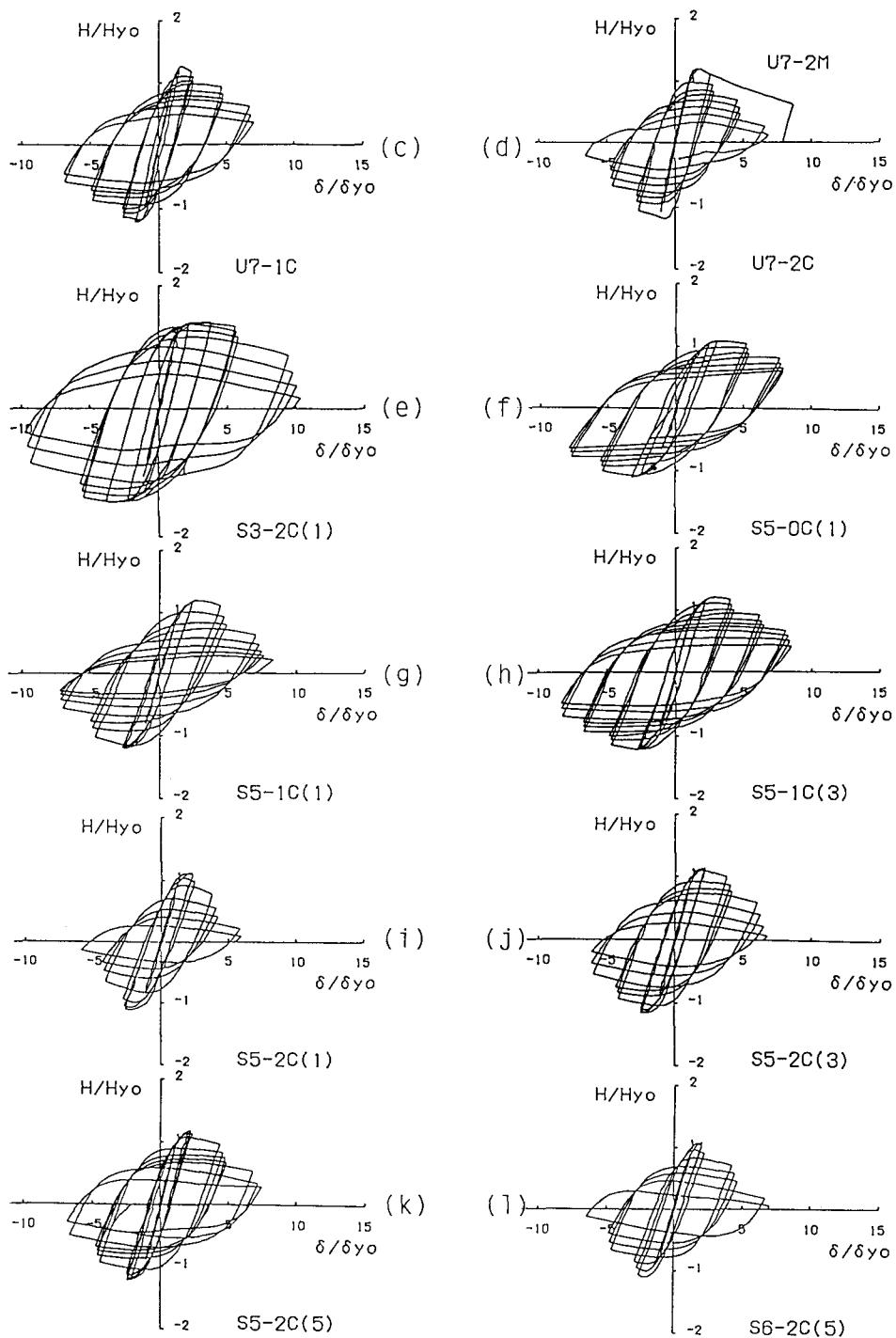


Fig. 5 水平荷重—水平変位履歴曲線 (続き)

- 4) 局部座屈が生ずる場合には、繰り返し载荷による強度劣化のため、単調载荷実験結果から繰り返し载荷実験の履歴曲線を推定することは出来ない (U5-2CとU5-2MおよびU7-2CとU7-2Mの比較)。
- 5) 補剛材の剛度を高めることにより、強度劣化が改善され、エネルギー吸収能力も大きくなる (U5-1C(1), U5-1C(3)およびU5-1C(5)の比較)。

変動変位振幅繰り返し载荷は、1つの変位振幅で3回サイクルを描かせたが、各変位振幅においてその3つのサイクルの内、最初に行ったサイクルの最大変位点を結んだ包絡線を描くと、強度劣化の様子がよくわかる。結果の1部をFig.6に示す。横軸の変位は、各変位での最初のサイクルにおける正負両側の変位の絶対値の平均である。これらの図は、上述の1), 2), 4), 5)の事実を明確に示している。さらに、断面形状および幅厚比が同一であれば、補剛材剛比を道路橋示方書の必要剛比の3倍にすることにより強度劣化がかなり改善されるが、3倍から5倍にしても余り改善されないことが分かる。なお、Fig.6中の横矢印の点は、後述の単調载荷時の水平耐荷力の推定値 H_y [20]である。

Table 4に、全供試体についての H_y , δ_y , 実験より得られた水平荷重の最大値 H_{max} , そのときの水平変位 δ_m , 単調载荷時の水平耐荷力の推定値 H_y を示す。水平耐荷力 H_y は、フランジ板の局部座屈を考えた、はり一柱の強度照査式(断面強度照査式および安定照査式)から求められたもので、Case1は曲げ強度式に中立軸の移動を考慮しない式を用いた場合(文献19), Case2は中立軸の移動を考えた式を用いた場合(文献20)である。Case1とCase2の違いは、幅厚比が大きくなると出てくるが、差は余り大きくない。同表より分かるように、水平最高荷重 H_{max} は推定値 H_y よりかなり大きい。この理由として、①推定値は上限が初期降伏で、断面の塑性化およびひずみ硬化の影響が無視されているが、実験供試体の場合ひずみ硬化の影響がかなり早い時期に現れること、②断面の局部座屈強度の算定式にモーメント勾配の影響が入っていない、などが考えられる。①の事実を示す例として、U5-2C供試体について、3角リブの上のダイアフラム位置から $b/2$ (b =ウェブ間隔)だけ上方のフランジ端部の部材軸方向のひずみ $\varepsilon/\varepsilon_y$ (ε_y =降伏ひずみ)の履歴を描いたものを

Fig.7に示す。この図を見ると、線形部分から外れて2-3サイクル後の、ほぼ最高荷重近くでひずみ硬化域($\varepsilon/\varepsilon_y \geq 10.2$)に入っている。従って、ひずみを計測した場所より下部の部分では、最高荷重に至る前にひずみ硬化域に入っているものと思われる。

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効果などの影響で繰り返し载荷ごとに低下していく。この低下率は、供試体のエネルギー吸収能力に

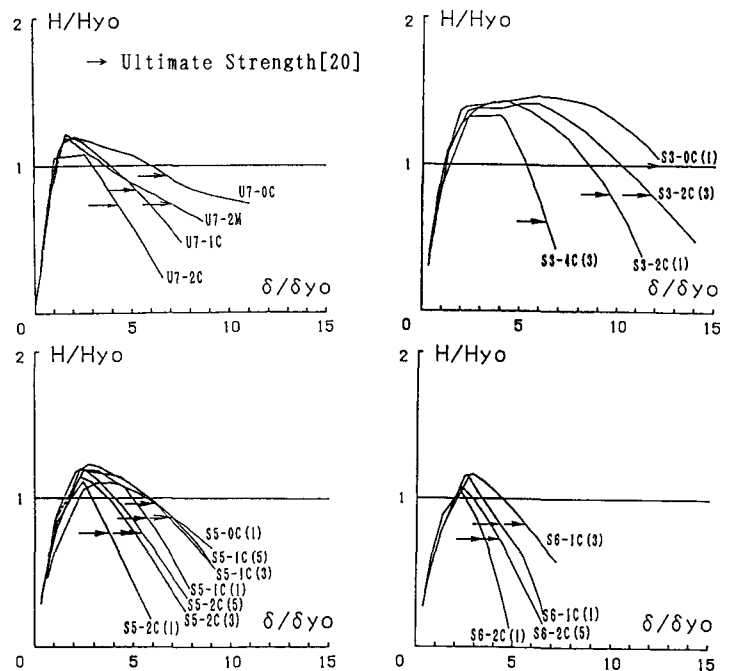


Fig. 6 水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線

影響を及ぼす。ここでは、各ループが横軸($H=0$)を横切る点の接線勾配(正負の平均) K を求め、弾性域での理論値 $K_0 = H_y / \delta_{yo}$ で無次元化した値を水平変位に対してプロットした例をFig.8に示す。同図より分かるように剛性は水平変位に対してほぼ線形的に低下しており、補剛材剛性が大きくなるほど剛性低下率が小さくなる。

Table 4 終局水平耐荷力の実験値と理論値の比較

Test Specimen	Hyo (tf)	δ_{yo} (mm)	H_{max} / Hyo	δ_m / δ_{yo}	Case 1 (Ref. 19)			Case 2 (Ref. 20)		
					Hy/Hyo	μ	k_h/k_{h0}	Hy/Hyo	μ	k_h/k_{h0}
U5-0C	2.48	5.97	1.29	4.54	1.00	15.80	0.18	1.00	15.75	0.18
U5-2M	2.50	6.00	1.36	2.87	0.80	—	—	0.88	—	—
U5-2C	2.46	6.01	1.42	1.76	0.80	7.25	0.27	0.80	6.99	0.28
U7-0C	3.41	8.49	1.20	1.76	0.90	6.34	0.29	0.93	5.83	0.31
U7-1C	3.40	8.50	1.26	1.74	0.81	5.38	0.32	0.83	4.90	0.34
U7-2M	3.39	8.53	1.18	1.84	0.72	—	—	0.74	—	—
U7-2C	3.40	8.51	1.20	1.60	0.72	5.18	0.33	0.74	4.75	0.34
U7-2CC	3.41	8.52	1.20	—	0.72	4.57	0.35	0.73	4.24	0.37
U9-1C	4.75	9.39	1.10	1.17	0.63	5.90	0.30	0.70	4.39	0.36
S3-0C(1)	5.36	7.54	1.47	6.17	1.00	9.88	0.23	1.00	9.88	0.23
S3-2C(1)	5.40	7.51	1.48	3.28	0.80	11.21	0.22	0.80	10.85	0.22
S3-2C(3)	5.74	7.28	1.45	3.48	0.80	14.26	0.19	0.80	13.85	0.19
S3-4C(3)	5.51	7.49	1.44	1.20	0.59	12.36	0.21	0.61	11.42	0.21
S5-0C(1)	9.27	11.33	1.12	3.20	0.95	4.42	0.36	0.96	4.27	0.36
S5-1C(1)	9.32	11.27	1.22	2.51	0.86	5.11	0.33	0.86	4.94	0.34
S5-2C(1)	9.32	11.27	1.12	2.34	0.76	3.68	0.40	0.76	3.53	0.41
S5-2CC(1)	9.30	11.28	1.09	—	0.76	3.35	0.42	0.76	3.23	0.43
S5-1C(5)	9.53	11.25	1.22	2.77	0.86	6.30	0.29	0.86	6.02	0.30
S5-2C(3)	9.52	11.25	1.17	2.15	0.77	5.52	0.32	0.76	5.26	0.32
S5-1C(5)	9.62	11.27	1.25	2.93	0.86	6.61	0.29	0.87	6.34	0.29
S5-2C(5)	9.63	11.26	1.22	2.44	0.77	6.05	0.30	0.76	5.81	0.31
S6-1C(1)	10.69	14.53	1.18	2.34	0.81	3.66	0.40	0.82	3.34	0.42
S6-2C(1)	10.45	14.80	1.09	1.82	0.72	3.76	0.39	0.72	3.53	0.41
S6-1C(3)	10.96	14.59	1.19	2.62	0.81	5.25	0.32	0.83	4.90	0.34
S6-2C(5)	11.12	14.49	1.10	2.27	0.73	4.71	0.34	0.72	4.40	0.36

Note: Hyo=Eq. (4), δ_{yo} =Eq. (5), H_{max} =Maximum horizontal load, δ_m =Horizontal displacement of column top at H_{max} , Hy=Predicted ultimate strength, μ =Eq. (5), k_h/k_{h0} =Eq. (6)

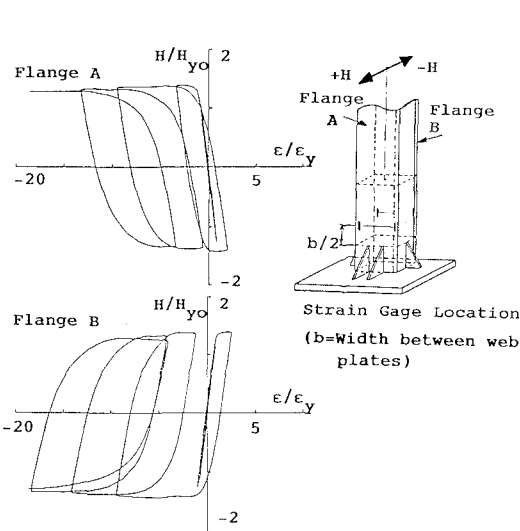


Fig. 7 水平荷重－軸ひずみの履歴曲線

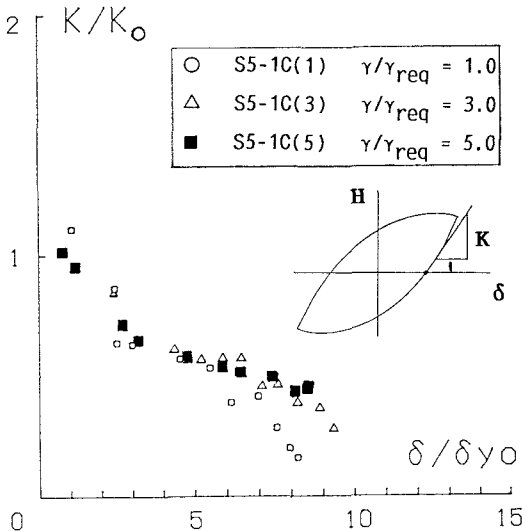


Fig. 8 剛性低下率

4 局部座屈の影響を取り入れた塑性率の提案

水平荷重－水平変位履歴曲線の各サイクル毎のループの面積は、各サイクル毎の供試体の吸収エネルギーとなる。この吸収エネルギーを次に述べるような操作を行い完全弾塑性型に置換することにより局部座屈を考慮した塑性率 μ の新しい定義式を求め、鋼圧縮部材の耐震性能の検討を行う。

- ①水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線上へ、各変位振幅の第2サイクル以上の変位を水平移動させる。
- ②Fig. 9 に示すように荷重が低下し始めてから単調増大荷重に対する耐荷力推定値 H_y に達した時を破壊と見なし、それに対応する変位を見かけの最大許容変位 δ' とする。実験で求められたループが完全弾塑性型であると仮定すると、 δ' を最大許容変位と見なし変形能力を評価できるが、前述のように局部座屈およびバウシinger効果の影響による剛性低下のため、1サイクルの実際のエネルギー吸収量 A (Fig. 10の斜線部の面積)は完全弾塑性型としたときの1サイクルのエネルギー吸収量 A_0 を一般に下回ることになる。すなわち、Fig. 10 において、 $A < A_0$ となる。そのため、以下の補正を行う。
- ③実験で求められた1サイクルのエネルギー吸収量 A を、Fig. 11 に示すように強度が H_y の完全弾塑性型の面積 A に置き換え、そのときの変位を真の最大許容変位 δ_u とし、塑性率 μ を次式により定義する：

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (5)$$

ここで、 δ_y は H_y に対応する水平変位であり、 $\delta_y = \delta_{y0} \cdot H_y / H_{y0}$ より求められる。

上記のような操作をすることにより、破壊時の吸収エネルギーが実際の部材と等価で完全弾塑性型の復元力特性を持つ力学モデルが得られる。

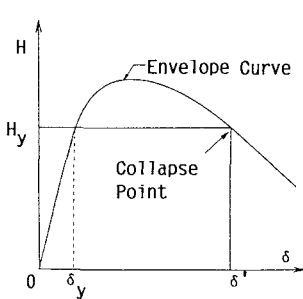


Fig. 9 破壊点の定義

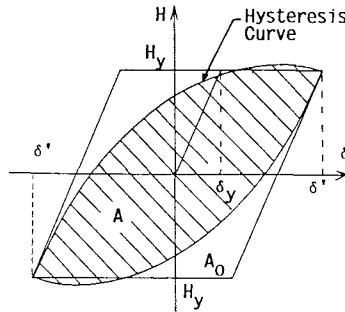


Fig. 10 吸収エネルギーの比較

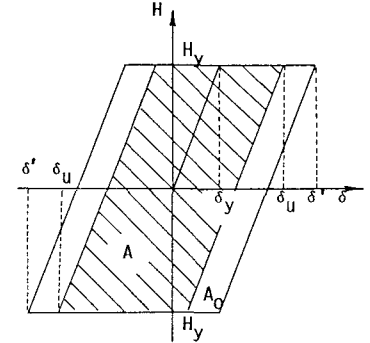


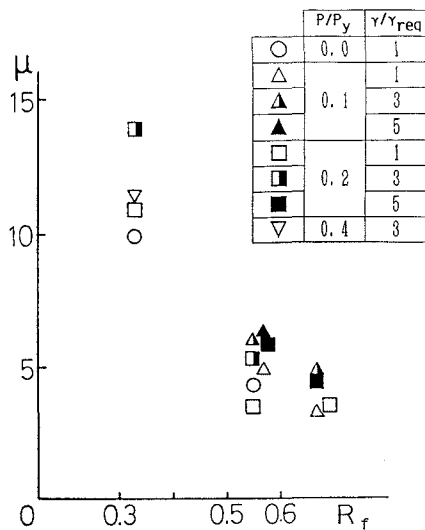
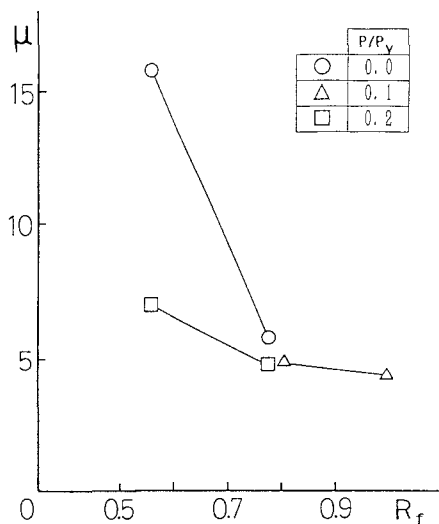
Fig. 11 吸収エネルギーの置換

次に、道路橋示方書・V耐震設計編[3]に採用されているNewmarkのエネルギー一定則に基づく等価水平震度の評価式(6)を利用し、設計水平震度に等価な震度を求める：

$$\frac{k_h}{k_{h0}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (6)$$

ここに、 k_h =塑性変形を考えた等価水平震度、 k_{h0} =設計水平震度(標準値は1.0)である。式(6)は、塑性率が μ までの変形能力がある弾塑性構造物に対する水平震度(等価水平震度)は、弾性応答を前提として設定した震度(設計水平震度)を右辺で表される率だけ低減しても良いことを示している[1, 2, 3, 5]。

上述の方法によって求められた全供試体の塑性率 μ および k_h/k_{h0} の値をTable 4に示す。ただし、定変位載荷の供試体U7-2CC, S5-2CC(1)については、それぞれU7-2C, S5-2C(1)の供試体に対する水平荷重－水平変位の包絡線を利用した。Fig. 12 およびFig. 13はCase2に対する塑性率をそれぞれ幅厚比パラメータ R_f および剛比



(a) 無補剛箱形断面 (U シリーズ) (b) 補剛箱形断面 (S シリーズ)

Fig. 12 塑性率と幅厚比パラメーターの関係

$m = \gamma / \gamma_{req}$ に対してプロットしたものであり、これらの図より次のことが分かる。

無補剛断面

- 1) 塑性率は、幅厚比パラメータ R_f を 0.5 程度にすることによりかなり大きくなる。特に軸力がない場合は R_f が 0.7 程度のものに比べ 2.5 倍ほど大きくなる。
- 2) 塑性率は、 R_f が 0.7 程度の供試体では、軸力の影響を余り受けない (U7-0C と U7-2C)。ただし、これら 2 つの供試体では U7-0C の設計強度 H_y は U7-2C の H_y よりかなり大きいので、エネルギー吸収能力は前者の方がかなり大きい。

補剛断面

- 3) 幅厚比パラメータ R_f を 0.3 程度にすることにより、塑性率は R_f が 0.5 程度のものに比べ 2 倍以上になる。
- 4) 補剛材剛比を必要剛比の 3 倍程度にすることにより 20-40% 程度塑性率の上昇が期待できる。特に、幅厚比の小さい場合は上昇率が大きい。しかし、必要剛比を 5 倍まであげても 3 倍のものに比べ塑性率の大きな上昇は望めない。

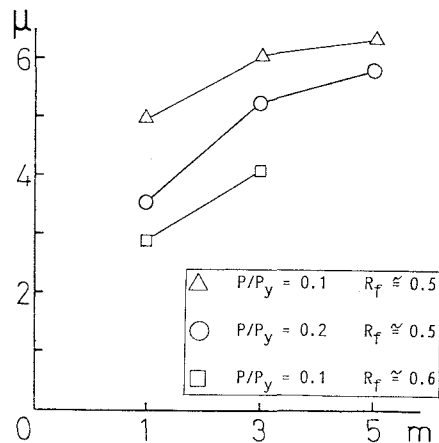


Fig. 13 塑性率と剛比の関係

Table 5 等価水平震度の算定値

P/P_y = 0 ~ 0.2

断面形	幅厚比パラメータ R_f	剛比 $\frac{\gamma}{\gamma_{req}}$	塑性率 μ	等価水平震度 k_h/k_{h0}
無補剛箱形	0.78 (0.70)*	—	5.8~4.3	0.31~0.37
		1	3.2~5.0	0.34~0.43
補剛箱形	0.56 (0.50)*	3	5.3~6.0	0.30~0.32
		5	5.8~6.3	0.29~0.31

* () 設計値

Table 5 はフランジ板が限界幅厚比程度の幅厚比（無補剛断面の場合 $R_t=0.7$ 、補剛断面の場合 $R_t=0.5$ ）を持つ供試体について求められた等価水平震度の範囲をまとめたものである。設計水平震度が1.0のとき、無補剛箱形断面の場合には0.37程度、補剛箱形断面で補剛材剛比を必要剛比の3倍以上にすると、0.32程度の等価水平震度になることを示している。従って、このような断面に対しては、耐震性能を上げる工夫をする、地震時の許容応力の割り増し率または設計震度の見直しをする、などが必要があろう。

6 結言

本研究では、無補剛箱形および補剛箱形断面供試体を総計25体製作し、鋼製橋脚の上部構造物の重量を想定した一定鉛直荷重と、地震力を想定した繰返し水平荷重を載荷する準静的実験を行い、それより得られた水平荷重-変位関係を基に、繰返し載荷による強度劣化、剛性低下などの考察を行った。また吸収エネルギーを完全弾塑性型の部材の吸収エネルギーに置換することにより、局部座屈の影響を考慮した塑性率を新たに定義した（式5）。さらに、Newmarkのエネルギー一定則に基づく評価式（6）を利用し、塑性変形を考えた等価水平震度を求め、鋼製橋脚の耐震設計に関する一考察を行った。この研究によって得られた結論をまとめると以下ようになる。

- (1) すべての供試体は、最下端ダイヤフラム上部のパネルの局部座屈変形の進行により崩壊に至った（Fig. 5）。
- (2) ほとんどの供試体は、局部座屈変形がかなり進行した状態で、断面のすみ肉溶接部に鉛直方向クラックまたは母材の低サイクル疲労によるすみ肉溶接線に対して直角方向に水平方向クラックの発生がみられ、耐荷力を失った（Fig. 4）。
- (3) 繰返し荷重による強度劣化の程度は、幅厚比が大きいほど、また軸力が大きいほど大きくなる。これは、局部座屈、および部材と板要素に対するP- Δ 効果によるものと考えられる。
- (4) エネルギー吸収能力（各ループの囲む面積）は、同一の変位振幅に対して、幅厚比が大きいほど、また軸力が大きいほど小さくなる。
- (5) 繰返し載荷による強度劣化のため、単調載荷実験結果から繰返し載荷実験の履歴曲線を推定することは出来ない（Fig. 5でU5-2CとU5-2MおよびU7-2CとU7-2Mの比較）。
- (6) 縦補剛材剛比を現行道路橋示方書の必要剛比の3倍以上（ $m \geq 3$ ）にすると、繰返し荷重を受ける場合においても、縦方向補剛材が有効に働き、板パネルの幅方向に1.5波の局部座屈モードが現れ、このことが部材の強度劣化および剛性低下の改善、エネルギー吸収能力の向上などにつながる。
- (7) 無補剛断面部材の塑性率は、フランジの幅厚比パラメータ R_t を0.5程度にすることによりかなり大きくなる。特に軸力がない場合は R_t が0.7程度のものに比べ2.5倍ほど大きくなる。また、 R_t が0.7程度の供試体では、軸力の影響を余り受けない（Fig. 11のU7-0CとU7-2C）。
- (8) 補剛断面部材の場合、幅厚比パラメータ R_t を0.3程度にすることにより、塑性率は R_t が0.5程度のものに比べ2倍以上になる。
- (9) 補剛材剛比を必要剛比の3倍程度にすることにより20-40%程度塑性率の上昇が図れる。特に、幅厚比の小さい場合は上昇率が大きい。しかし、必要剛比を5倍まであげても3倍のものに比べ塑性率の大きな上昇は望めない。
- (10) フランジ板が限界幅厚比程度の幅厚比（無補剛断面の場合 $R_t \approx 0.7$ 、補剛断面の場合 $R_t \approx 0.5$ ）を持つ部材の等価水平震度は、設計水平震度が1.0のとき、無補剛箱形断面の場合には0.37程度、補剛箱形断面で補剛材剛比を必要剛比の3倍以上にすると、0.32程度になる。

この論文で取り扱った課題は、現在名古屋大学で継続研究中であり、以下に挙げる点が検討項目である。

- ① 無補剛断面に対して、 $R_t=0.55-0.7$ 、補剛断面に対して $R_t=0.4-0.5$ の実験データの収集、② 細長比、鋼種、断面形状を変化させた場合の実験データの収集、③ 靱性を高める（塑性率を大きくする）断面構成の模索、④ 新しく定義した塑性率（式4）を基に式（5）から等価水平震度を求めることの妥当性の理論的検証、などで

ある。この研究は、平成元年度文部省科学研究費（一般研究（B））および名古屋高速道路公社からの委託研究費を使用して行った。実験に際しては、川崎製鉄の水本貴士氏（当時名古屋大学4年生）および愛知工業大学の学生諸君のお世話になった。また、載荷フレームは横河橋梁製作所、供試体は瀧上工業株式会社により入念に製作された。

参考文献

- 1) 村田義男著、梅村 魁、大沢 胖監修：鋼構造の耐震設計、オーム社、1983.
- 2) 柴田明德：最新耐震構造解析、森北出版、1981.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅴ耐震設計編、丸善、1990.
- 4) 秋山宏：建築物の耐震極限設計、東大出版会、1980.
- 5) 若林実：耐震建築の設計、彰国社、1986.
- 6) 五十嵐定義、松井千秋、吉村浩二、松村和雄：繰返し組合せ応力を受ける鋼構造部材断面の弾塑性性状（その1, その2）、日本建築学会論文報告集、No. 169, No. 170, 1970.
- 7) 牧野 稔、松井千秋、三谷 勲：H形鋼柱の局部座屈後の変形状（その1－その4）日本建築学会論文報告集、No. 281, No. 286, No. 288, No. 290, 1979, 1979, 1980, 1980.
- 8) 鈴木敏郎、玉松健一郎：低層鉄骨骨組柱材のエネルギー吸収能力に関する実験的研究（その1, その2）日本建築学会論文報告集、No. 279, No. 280, 1979, 1979.
- 9) 福知保長、小倉正憲：H形梁のフランジ局部座屈と履歴性状に関する研究、日本建築学会論文報告集、No. 228, 1975.
- 10) Fukumoto, Y. and Kusama, H.: Cyclic Bending Tests of Thin-Walled Box Beams, Proc. JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 2, No. 1, April, 1985.
- 11) Watanabe, E., Emi, S., Isami, H. and Yamanouchi, T.: An Experimental Study on Strength of Thin Walled Steel Box Beam-Columns under Repetitive Bending, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 5, No. 1, April, 1988.
- 12) 桜井孝昌、加藤賢治、宇野洋平、忠和男、草間晴幸：交番曲げを受けるコンクリート充填角形鋼管梁の耐力に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 34A, 1988.
- 13) 渡辺英一、杉浦邦征、狩野正人、高尾道明、江見晋：コーナー部に曲率を有する箱形断面はり一柱の繰返し変形特性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 36A, 1990.
- 14) 川島一彦、長谷川金二、吉田武史、池内武文：鋼製橋脚の動的耐力に及ぼす補剛リブの剛性の影響、第20回地震工学研究発表会、1989.
- 15) 川島一彦、長谷川金二、吉田武史、鈴木巖：鋼製橋脚の動的耐力に及ぼす荷重履歴の影響、第20回地震工学研究発表会、1989.
- 16) 中井博、北田俊行、河井章好、酒造敏広、吉川紀：鋼製ラーメン橋脚の実績調査、橋梁と基礎、1982年6, 7月.
- 17) ECCS: Study on Design of Steel Building in Earthquake Zones, ECCS-Technical Committee 1, 1986.
- 18) 宇佐美勉・青木徹彦・伊藤義人・今井康幸：靱性の観点からみた箱形断面及びパイプ断面圧縮部材の比較実験と設計法に関する研究（報告書）、名古屋高速公社・名古屋大学工学部、1990.
- 19) 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.
- 20) 福本嘯士編：座屈設計ガイドライン、土木学会、1987.

（1990年10月12日受付）