

# 繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの 強度と変形能の推定式に関する研究

鈴木 森晶<sup>1</sup>・宇佐美 勉<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 名古屋大学助手 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市中種区不老町)

<sup>2</sup>正会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市中種区不老町)

名古屋大学では、鋼製橋脚の耐震性能を左右するパラメータの耐震性能への影響を調べるために薄肉の補剛または無補剛箱形断面を有する柱の単調載荷実験および、繰り返し載荷実験を59体行ってきた。

本研究では名古屋大学および他機関の実験を総括し、水平荷重、変位に着目し幅厚比や、細長比といった各主要パラメータの強度と変形能に及ぼす影響を調べ、最高荷重値、最高荷重点での変位および最高荷重以後の変形能を主要パラメータにより表現しようとするものである。名古屋大学では、最高荷重後の変形能を有効に利用しようとする耐震設計法の確立を目指しており、このような強度と変形能を主要パラメータにより表現することにより、耐震設計に対して有用な基礎資料を提供するものである。

**Key Words :** Steel Bridge Pier, Cyclic Loading Test, Ductility, Energy Absorption Capacity

## 1. 緒言

名古屋大学では、平成元年度から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(径厚比)、細長比、補剛材剛比、軸力比、載荷履歴の違いなどの耐震性能への影響を調べるために、鋼製橋脚をモデル化した比較的薄肉の補剛または無補剛箱形断面を有する片持柱供試体を製作し、単調載荷実験および繰り返し載荷実験を計59体行ってきた<sup>1)-4)</sup>。また、この種の研究はここ数年、他の多くの研究機関においても精力的に行われており、鋼製橋脚の耐震設計に関する有用な知見が数多く得られてきた<sup>5)-10)</sup>。

平成元年度から名古屋大学で行ってきた片持柱の単調および繰り返し載荷実験の中には、パイプ断面やコンクリートを充填した供試体も含まれているが、本研究では鋼製箱形断面柱に限定して、名古屋大学および他機関の実験を総括し、幅厚比や、細長比といった主要パラメータが強度と変形能に及ぼす影響を調べ、それらを主要パラメータにより表現した推定式を提示することを目的としている。著者らは最高荷重後の変形能を有効に利用しようとする耐震設計法の確立を目指しており、このような強度と変形能を主要パラメータにより表現することにより、耐震設計に対して有用な基礎資料を提供できると考えている。

## 2. 名古屋大学での実験概要

### (1) 実験経緯

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<sup>2)</sup>：①構成要素の幅厚比、②柱の細長比、③軸圧縮力の大きさ、④鋼種、⑤断面形状、⑥構造形態、⑦補剛材の剛比、⑧構成板の溶接集成方法、⑨載荷条件、等がある。

過去に名古屋大学において行われた実験を概略的にまとめると以下ようになる

- (a) 文献 1) : ②細長比パラメータを $\bar{\lambda} = 0.4$ で固定し、①幅厚比、③軸力比および⑦補剛材剛比をパラメータにとり25体の実験を行い、鋼製箱形断面柱の弾塑性繰り返し挙動の基礎的資料の作成を試みた。
- (b) 文献 2) : ③軸力比を $P/P_y = 0.2$ で固定し(1体のみ $P/P_y = 0.0$ )、⑦補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*$ を3以上とし、ハイブリッド断面やダイアフラム間隔を変えた供試体を12体制作し、ダクティリティを高める断面構成を模索した。
- (c) 文献 3) : ①幅厚比、②細長比、③軸力比、⑦補剛材剛比等のパラメータの全く同じ供試体6体を作成し、⑨繰り返しサイクル数 $n$ を変化させ、載荷履歴の強度と変形能への影響を調べた。
- (d) 文献 4) : 以上3年間の実験データのうち主に①幅厚比、②細長比、⑨載荷条件(単調載荷と繰り返し載荷)のパラメータに着目し過去3年間の不足分を補うために16体の実験を行った。

以上の実験供試体の主要パラメータの値について Table 1 に示す。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。

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

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

ここで、 $b$ =板幅、 $t$ =板厚、 $\sigma_y$ =降伏応力、 $E$ =弾性係数、 $\nu$ =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)、 $h$ =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。

Table 1 の供試体名の内、U で始まるのは無補剛断面を、S で始まるのは補剛断面を有する供試体を示す。ただし、文献 3) の供試体はすべて補剛断面である。また、Table 1 中の  $P_y$  は全断面降伏軸力、 $\gamma$  は補剛材剛比、 $\gamma^*$  は線形座屈理論から求められる最適剛比、 $n$  は繰り返し载荷実験における繰り返し数、ただし、 $n=0$  は単調载荷を意味し、 $\infty$  は同一振幅での繰り返し载荷を意味する。

## (2) 実験供試体及び実験装置

Fig.1 に全実験を通して用いられた供試体の断面形の概略図を示す。供試体の断面形は無補剛断面の場合  $b/d = 3/4$ 、補剛断面の場合  $b/d = 2/3$  である。供試体の下部は局部座屈の発生を防ぎ、かつ剛域を確保するため三角リブおよびダイアフラムで補剛されている。供試体の部材長  $h$  は三角リブの上部のダイアフラム位置から水平荷重作用位置までの距離である。実験装置および供試体の詳細な諸元については、文献 1)~4) を参照されたい。Table 2 には使用鋼材の材料定数を示す。

## (3) 载荷方法

荷重条件は、一定鉛直荷重の基で柱上端部に水平荷重が作用する条件で、柱頂部の水平変位を制御して行っている。载荷は単調载荷と Fig.2 に示すように、柱頭の水平変位  $\delta$  を正負の方向に交互に与え、一定サイクル(サイクル数  $n$  と呼ぶ)ごとにその変位振幅を増やしていく変動変位繰り返し载荷(Cyclic)である。Fig.2 における記号  $\delta_{y0}$  は

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (3)$$

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

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。繰り返し载荷は式(4)で定義する  $\delta_{y0}$  を基準として、 $2\delta_{y0}$  から始めて、 $3\delta_{y0}$ 、 $4\delta_{y0}$ 、... のように徐々

Table 1 Parameters of Specimens (Nagoya Univ.)

Year [Ref.]	Specimen	$\bar{\lambda}$	$R_f$	$\gamma/\gamma^*$	$P/P_y$	$n$
Unstiffened Cross section						
1989 [1]	U5-0C	0.484	0.560	—	0.0	3
	U5-2M	0.484	0.570	—	0.2	0
	U5-2C	0.486	0.560	—	0.2	3
	U7-0C	0.488	0.780	—	0.0	3
	U7-1C	0.488	0.780	—	0.1	3
	U7-2M	0.489	0.780	—	0.2	0
	U7-2C	0.488	0.780	—	0.2	3
	U7-2CC	0.489	0.780	—	0.2	$\infty$
U9-1C	0.450	1.000	—	0.1	3	
1990 [2]	UU0	0.362	0.664	—	0.0	3
	UU1	0.362	0.664	—	0.2	3
	UU6	0.381	0.854	—	0.2	3
	UU10	0.406	0.297	—	0.3	3
	UU11	0.406	0.297	—	0.2	3
1992 [4]	U45-25[0]	0.252	0.454	—	0.2	0
	U45-25[3]	0.254	0.448	—	0.2	3
	U45-40[0]	0.404	0.448	—	0.2	0
	U45-40[3]	0.404	0.451	—	0.2	3
	U70-25[0]	0.263	0.701	—	0.2	0
	U70-25[3]	0.262	0.701	—	0.2	3
	U70-40[0]	0.406	0.704	—	0.2	0
	U70-40[3]	0.406	0.704	—	0.2	3
Stiffened Cross section						
1989 [1]	S3-0C(1)	0.441	0.330	0.95	0.0	3
	S3-2C(1)	0.440	0.330	0.95	0.2	3
	S3-2C(3)	0.439	0.330	2.92	0.2	3
	S3-4C(3)	0.453	0.330	2.92	0.4	3
	S5-0C(1)	0.411	0.560	1.28	0.0	3
	S5-1C(1)	0.409	0.560	1.28	0.1	3
	S5-2C(1)	0.409	0.560	1.28	0.2	3
	S5-2C(1)	0.409	0.550	1.28	0.2	$\infty$
	S5-1C(3)	0.417	0.550	3.07	0.1	3
	S5-2C(3)	0.417	0.550	3.07	0.2	3
	S5-1C(5)	0.422	0.550	5.32	0.1	3
	S5-2C(5)	0.422	0.550	5.32	0.2	3
	S6-1C(1)	0.423	0.670	1.11	0.1	3
	S6-2C(1)	0.430	0.670	1.11	0.2	3
	S6-1C(3)	0.430	0.670	3.81	0.1	3
	S6-2C(5)	0.427	0.670	5.43	0.2	3
1990 [2]	SS1	0.490	0.430	3.23	0.2	3
	SS2	0.356	0.426	3.23	0.2	3
	SS3	0.495	0.429	5.03	0.2	3
	SS4	0.495	0.429	5.03	0.2	3
	SS5	0.495	0.429	5.03	0.2	3
	SS6	0.521	0.446	5.39	0.2	3
	SS7	0.495	0.428	13.6	0.2	3
1991 [3]	C-M	0.417	0.472	3.14	0.2	0
	C-C-1	0.417	0.474	3.19	0.2	1
	C-C-3	0.420	0.472	3.12	0.2	3
	C-C-5	0.420	0.474	3.17	0.2	5
	C-C-8	0.420	0.472	3.12	0.2	8
	C-C	0.420	0.472	3.10	0.2	$\infty$
1992 [4]	S30-25[0]	0.260	0.300	3.28	0.2	0
	S30-25[3]	0.261	0.300	3.28	0.2	3
	S30-50[0]	0.491	0.301	3.28	0.2	0
	S30-50[3]	0.489	0.300	3.28	0.2	3
	S45-25[0]	0.265	0.489	3.28	0.2	0
	S45-25[3]	0.265	0.488	3.28	0.2	3
	S45-50[0]	0.502	0.477	3.50	0.2	0
S45-50[3]	0.502	0.475	3.50	0.2	3	

$\bar{\lambda}$  = Slenderness Ratio(Eq.(2))

$R_f$  = Width-Thickness Ratio of Flange(Eq.(1))

$\gamma$  = Relative Flexural Rigidity

$\gamma^*$  = Required Relative Flexural Rigidity

$P/P_y$  = Axial Force Ratio,  $n$  = Number of Cyclic

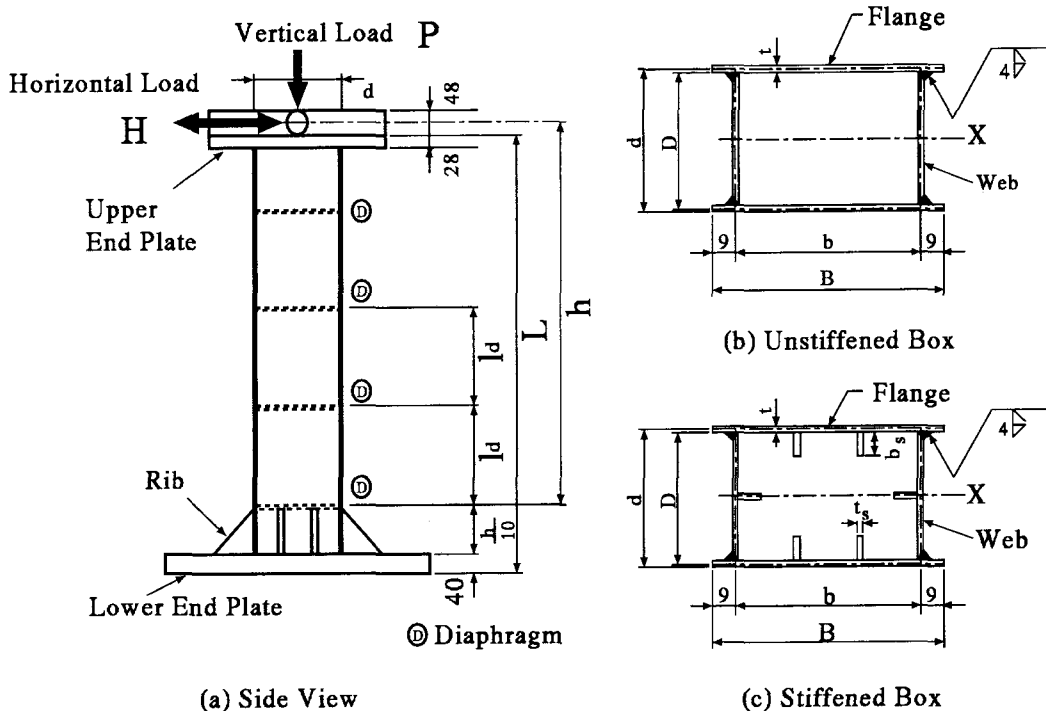


Fig.1 Test Specimens

Table 2 Results of Coupon Tests (Nagoya Univ.)

Year	$E$	$\sigma_y$	$\epsilon_y$	$\nu$	$E_{st}$	$\epsilon_{st}$	$t$	Material
1989	208	310	0.149	0.247	3.04	1.52	4.5	SS400
	210	315	0.150	0.253	3.39	1.91	4.5	SS400
1990	197	266	0.134	0.269	9.36	1.53	4.5	SS400
	198	298	0.151	0.258	8.47	2.33	4.5	SS400
	203	365	0.179	0.253	6.82	1.55	6.0	SM490Y
1991	203	382	0.204	0.266	4.58	1.26	4.5	SM490
	210	318	0.151	0.271	4.89	2.00	6.0	SS400
1992	216	282	0.130	0.270	4.12	2.21	6.0	SS400
	216	320	0.148	0.283	4.70	2.34	4.5	SS400

Notes:  
 $E$  = Young's Modulus(GPa),  $\sigma_y$  = Yield Stress(MPa)  
 $\epsilon_y$  = Yield Strain(%),  $\nu$  = Poisson's Ratio  
 $E_{st}$  = Strain-Hardening Modulus(GPa)  
 $\epsilon_{st}$  = Strain at Onset of Strain-Hardening(%)  
 $t$  = Plate Thickness (mm)

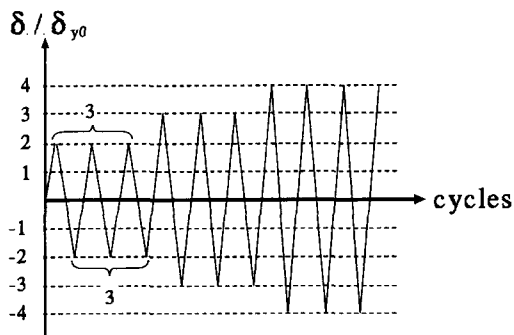


Fig.2 Loading Program (Cyclic,  $n = 3$ )

に変位を増しながら、各変位で  $n$  サイクル (主として  $n = 3$ ) ずつ繰り返し载荷を行った。

#### (4) 荷重と変位量の定義

本研究では Fig.3 に示すように荷重と変位量を定義する。 $H_y$  はフランジ板の局部座屈を考慮したはり一柱の極限強度照査式から求められる荷重<sup>11)</sup>、 $H_{max}$  は水平荷重の最大値、 $H_{95}$  は最大水平荷重  $H_{max}$  の 95% 値である。 $\delta_y$  は  $H_y$  に対応する変位で、式 (4) で  $H_{y0} \rightarrow H_y$  として与えられ、 $\delta_m$ 、 $\delta_{95}$  はそれぞれ  $H_{max}$ 、 $H_{95}$  に

対応する変位である。また、 $\delta'$  は最高荷重発生以後、荷重が  $H_y$  まで降下した時の変位である。なお、 $(\delta_y)_{ex}$  は、実験より得られた包絡線における  $H_y$  に対応する変位である。

本研究では強度の評価点として、最高荷重  $H_{max}$ 、変形能の評価点として、 $\delta_m$ 、 $\delta_{95}$  を選定し、各評価点の値を主要なパラメータの関数によって表現する推定式を作成することを試みる。なお、Table 3 にはこれまでの実験により得られた、荷重と変位量の値を示してある。

Table 3 Loads and Displacements at Various Loads (See Fig.3)

Year [Ref.]	Specimen	$H_{y0}$ (kN)	$\delta_{y0}$ (mm)	$\frac{H_{max}}{H_{y0}}$	$\frac{\delta_m}{\delta_{y0}}$	$\frac{H_{95}}{H_{y0}}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_{y0}}$	$\frac{H_y}{H_{y0}}$	$\frac{\delta'}{\delta_{y0}}$	$\frac{\delta_y'_{ex}}{\delta_y}$
Unstiffened Cross Section										
1989 [1]	U5-0C	24.3	5.98	1.28	2.20	1.21	7.54	1.00	11.2	1.040
	U5-2M	24.5	6.03	1.36	2.55	1.30	3.79	0.80	12.8	0.832
	U5-2C	24.1	6.04	1.38	2.45	1.32	3.30	0.80	7.02	0.761
	U7-0C	33.4	8.53	1.20	2.12	1.14	3.52	1.00	5.92	1.283
	U7-1C	33.3	8.54	1.21	1.68	1.15	2.56	0.81	5.41	1.126
	U7-2M	33.2	8.57	1.19	1.78	1.13	2.41	0.72	7.37	0.990
	U7-2C	33.4	8.57	1.21	1.60	1.15	2.17	0.72	4.36	0.989
	U7-2CC	33.4	8.58	1.20	1.82	1.14	2.23	0.72	2.90	1.013
	U9-1C	46.6	9.42	1.03	2.18	0.98	2.38	0.63	4.69	1.265
1990 [2]	UU0	35.7	4.33	1.18	2.56	1.12	4.33	1.00	5.37	1.527
	UU1	35.7	4.33	1.17	2.70	1.11	2.88	0.80	4.01	1.474
	UU6	43.6	6.25	0.99	1.80	0.94	2.00	0.64	3.18	1.353
	UU10	78.2	5.34	1.43	8.33	1.36	11.0	0.70	21.2	1.747
	UU11	78.2	5.34	1.51	10.0	1.44	13.3	0.80	24.0	1.752
1992 [4]	U45-25[0]	63.0	1.87	1.58	9.89	1.50	20.6	0.80	54.9	1.486
	U45-25[3]	61.7	1.88	1.48	4.87	1.41	6.70	0.80	9.22	1.786
	U45-40[0]	38.9	4.81	1.35	5.02	1.28	8.04	0.80	21.7	1.366
	U45-40[3]	39.0	4.83	1.41	3.37	1.34	4.71	0.80	6.87	1.364
	U70-25[0]	93.3	3.21	1.22	3.19	1.16	4.09	0.74	16.3	1.582
	U70-25[3]	93.4	3.20	1.22	2.49	1.16	2.87	0.74	5.16	1.647
	U70-40[0]	60.6	7.68	1.25	3.46	1.18	4.18	0.74	12.0	1.466
	U70-40[3]	60.6	7.68	1.11	1.57	1.05	2.69	0.74	3.91	1.441
Stiffened Cross Section										
1989 [1]	S3-0C1	52.6	7.58	1.46	5.98	1.39	8.86	1.00	11.6	1.260
	S3-2C1	52.8	7.55	1.42	3.85	1.35	5.63	0.80	9.44	1.198
	S3-2C3	56.3	7.31	1.40	4.69	1.33	7.05	0.80	11.4	1.174
	S3-4C3	54.0	7.56	1.33	4.08	1.26	4.32	0.59	6.53	1.071
	S5-0C1	90.9	11.4	1.10	3.45	1.05	5.10	1.00	5.92	2.607
	S5-1C1	91.4	11.3	1.18	2.80	1.12	3.86	0.86	5.86	1.841
	S5-2C1	91.4	11.3	1.11	2.70	1.06	2.89	0.76	3.90	1.497
	S5-2CC1	90.9	11.3	1.06	2.47	1.00	2.55	0.76	2.71	1.602
	S5-1C3	93.3	11.3	1.16	2.71	1.11	5.04	0.86	7.07	1.790
	S5-2C3	93.3	11.3	1.14	2.60	1.09	3.10	0.77	5.14	1.387
	S5-1C5	94.5	11.3	1.23	3.07	1.17	4.05	0.86	7.27	1.792
	S5-2C5	94.5	11.3	1.18	2.46	1.12	2.69	0.77	5.57	1.453
	S6-1C1	105	14.6	1.15	3.05	1.09	3.29	0.81	4.68	1.936
	S6-2C1	102	14.8	1.05	2.54	0.99	2.68	0.72	3.44	1.542
	S6-1C3	107	14.6	1.17	3.25	1.11	3.73	0.81	5.97	1.917
	S6-2C5	109	14.5	1.08	2.67	1.02	2.95	0.73	4.44	1.598
	1990 [2]	SS1	60.0	12.7	1.11	2.54	1.06	3.11	0.80	3.76
SS2		82.4	6.73	1.21	3.60	1.15	4.62	0.80	5.86	1.583
SS3		60.7	12.7	1.07	2.55	1.02	3.71	0.80	4.37	1.534
SS4		60.7	12.7	1.12	2.87	1.07	3.99	0.80	4.84	1.626
SS5		60.7	12.7	1.08	2.84	1.03	3.65	0.80	4.53	1.604
SS6		69.7	13.6	1.12	3.52	1.06	5.09	0.78	7.01	1.442
SS7		60.7	12.7	1.13	2.76	1.08	3.10	0.80	4.39	1.443
1991 [3]	C-M	106	8.42	1.31	3.64	1.24	6.15	0.78	14.7	1.180
	C-C-1	107	8.42	1.36	5.14	1.29	5.66	0.78	8.81	1.551
	C-C-3	106	8.48	1.39	5.19	1.32	5.52	0.78	7.75	1.629
	C-C-5	106	8.48	1.43	5.08	1.36	5.36	0.78	7.45	1.542
	C-C-8	106	8.48	1.39	4.10	1.32	4.81	0.78	6.82	1.316
	C-CC	106	8.48	1.43	4.96	1.36	5.08	0.78	5.38	1.533
1992 [4]	S30-25[0]	144	3.18	1.53	18.9	1.46	26.5	0.80	56.1	2.075
	S30-25[3]	144	3.19	1.62	10.9	1.54	12.1	0.80	20.5	1.675
	S30-50[0]	76.4	11.3	1.31	3.72	1.24	9.29	0.80	47.7	1.560
	S30-50[3]	76.7	11.3	1.41	6.46	1.34	8.23	0.80	9.62	1.460
	S45-25[0]	247	5.25	1.16	5.83	1.10	8.02	0.79	17.3	2.119
	S45-25[3]	246	5.28	1.18	3.90	1.12	5.93	0.79	8.49	2.083
	S45-50[0]	71.9	13.4	1.23	2.81	1.17	4.87	0.79	10.2	1.439
	S45-50[3]	71.7	13.4	1.23	2.99	1.17	3.45	0.79	5.98	1.387

### 3. 他機関での実験概要

他機関において行われた実験を概略的にまとめると以下ようになる。また各研究機関において行われた実験のパラメータの範囲を Table 4 に示す。

基本的にはどの機関の実験も名古屋大学と同様に、鋼製橋脚をモデル化した片持柱供試体の柱頭部に一定の軸力と水平力を作用させる繰り返し載荷実験を行っている。以下に各機関において名古屋大学と異なる特徴

的な項目を挙げる。

- (a) 文献 5) : 実橋脚の 1/3 程度的大型供試体で行われた実験で、繰り返し回数  $n$  が 10 のものが多く、また補剛材剛比  $\gamma/\gamma^*$  は 1.0 前後のものが多い。
- (b) 文献 6) : 柱基部でのダイアフラムの間隔の違いを検討しているが、補剛材剛比  $\gamma/\gamma^*$  が 30 程度と非常に大きなものがある。
- (c) 文献 7) : 軸力比  $P/P_y$  が 0.062 と小さく、補剛材

Table 4 Parameters of Specimens

Author [Ref.]	$\bar{\lambda}$	$R_f$	$P/P_y$	$\gamma/\gamma^*$	$n$	Number of Specimens	Material
Kawashima [5]	0.30 ~ 0.51	0.30 ~ 0.44	0.054 ~ 0.11	0.294 ~ 5.01	1,3,5,10	13	SS400,SM490
Iemura [6]	0.41 ~ 0.41	0.60 ~ 0.66	0.16	1.15 ~ 31.0	3	5	SS400
Watanabe [7]	0.38 ~ 0.39	0.46 ~ 0.46	0.062	5.16 ~ 5.27	3	4	SS400
Tominaga [8]	0.34 ~ 0.63	0.17 ~ 0.47	0.2	1.37 ~ 3.06	3	8	SS400,SM490Y

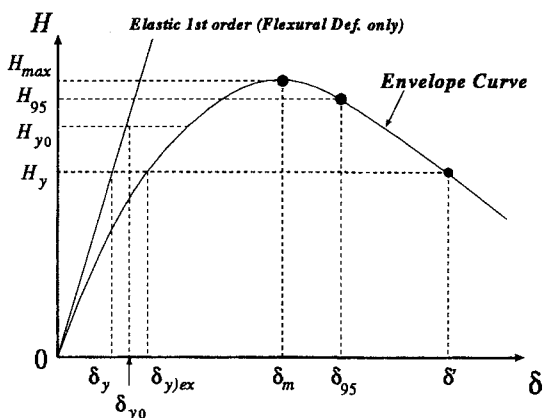


Fig.3 Definition of Loads and Displacements

剛比 $\gamma/\gamma^*$ が5前後と大きい

- (d) 文献 8) : 高降伏比鋼材や低降伏比鋼材, 降伏棚の無い鋼材等を用いた実験を行っている. また, 断面形として厚肉少補剛断面の検討を行っている.

#### 4. 強度および変形能の推定式

##### (1) 各種パラメータの影響

Fig.4 に水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線の一部を示す. (a) は幅厚比パラメータ $R_f$ (補剛断面), (b) は細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ (補剛断面), (c) は軸力比 $P/P_y$ (無補剛断面), (d) は補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*$ (補剛断面)および(e) はサイクル数 $n$ の影響(補剛断面)を表す. これらの図から以下のようなことが言える.

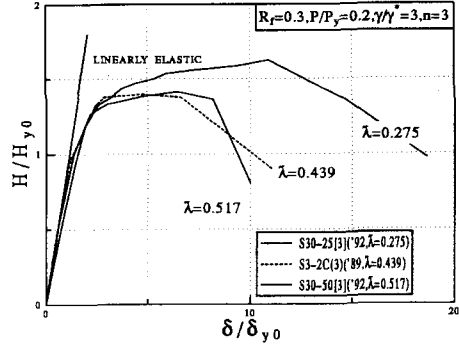
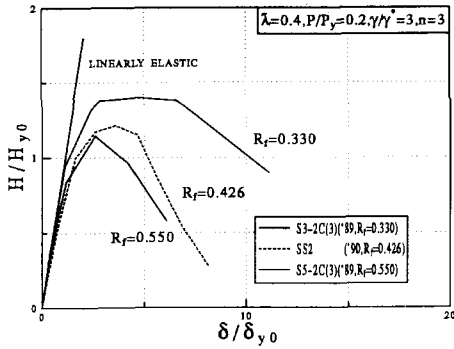
- (a) 幅厚比: 幅厚比が大きいほど局部座屈が発生しやすいために, 最高荷重 $H_{max}$ は低くなり, 最高荷重以降ただちに荷重低下が見られ, またその程度も大きくなる. 反対に幅厚比が非常に小さい場合( $R_f = 0.33$ )では, 局部座屈による荷重低下よりもひずみ硬化による荷重上昇の影響が大きく最高荷重後ただちに荷重低下は見られず, 最高荷重点での変位 $\delta_m$ が大きくなる. またこのような幅厚比の小さな場合には最高荷重がとらえにくい場合が

多い(Fig.4(a)).

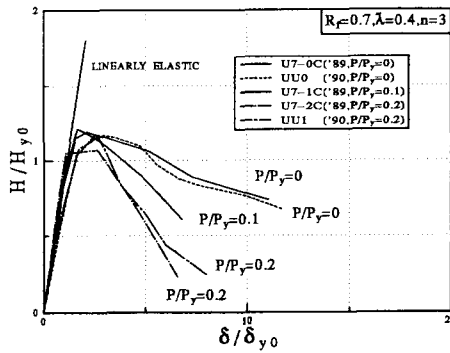
- (b) 細長比: 細長比が小さい場合( $\bar{\lambda}=0.275$ )では,  $P-\Delta$ 効果の影響が小さいため, 最高荷重および最高荷重点での変位が大きくなる傾向にあるが, 細長比が大きい場合( $\bar{\lambda}=0.517, 0.439$ )では, 最高荷重は, 細長比が小さい場合ほど上昇はせず,  $P-\Delta$ 効果により荷重降下域での荷重低下の度合いも大きい. また, この例では幅厚比が0.3と小さいため, どの細長比でもダクティリティが大きく, 最高荷重がとらえにくい(Fig.4(b)).
- (c) 軸力比: 軸力比の違いによる, 最高荷重および最高荷重点での変位には大きな差は見られないが, 軸力比が大きいほど最高荷重以降の荷重低下の度合いが大きい(Fig.4(c)).
- (d) 補剛材剛比: 補剛材剛比を線形座屈理論から求められる必要剛比の1倍から3倍に上げた場合は, 最高荷重および, 最高荷重での変位には大きく影響しないが, 最高荷重以降の荷重低下が改善される. しかしながら, 3倍から5倍にまで上げたとしても, 最高荷重, 最高荷重点での変位および最高荷重以降の荷重低下には顕著な影響は見られない(Fig.4(d)).
- (e) サイクル数: 幅厚比と細長比が共に比較的大きい部材( $R_f = 0.45, \bar{\lambda} = 0.4$ )であるので, 最大荷重点までは繰り返しサイクル数が強度および変形能に及ぼす影響はあまりみられないが, 最高荷重以降はサイクル数が多いほど荷重低下の度合いが大きい. しかし,  $n$ が3以上となるとその影響は小さくなる(Fig.4(e)).

##### (2) 推定式と実験値の比較

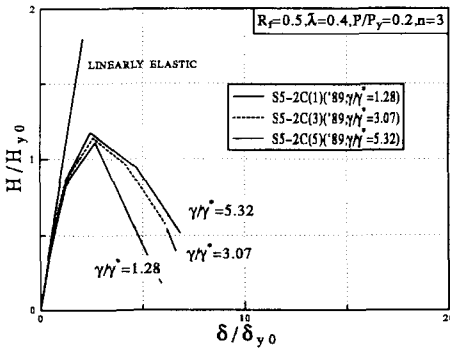
Fig.5 ~ Fig.7 は $H_{max}$ ,  $\delta_m$  および $\delta_{95}$ を縦軸に,  $R_f$  と $\bar{\lambda}$ の累乗の積( $H_{max}$ に対しては $R_f \cdot \bar{\lambda}$ ,  $\delta_m$ および $\delta_{95}$ に対しては $R_f \sqrt{\bar{\lambda}}$ 以下 $R_f \cdot \bar{\lambda}^m$ と略す)を横軸にとって実験値を整理したものである. 横軸は,  $R_f \cdot \bar{\lambda}^m$ の形式で $m$ の種々の値に対し実験値をプロットし, その中で実験値のばらつきが最も小さくなる $m$ の値を模索し上記の形式を採用した. 変位量をプロットするときの横



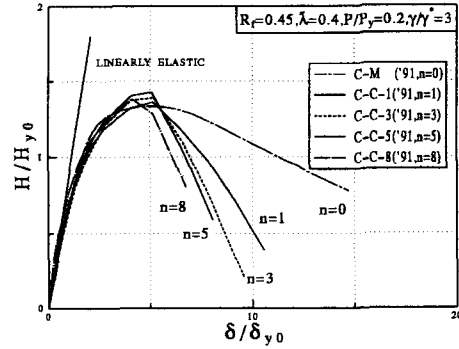
(a) Effect of Width-Thickness Ratio (Stiffened) (b) Effect of Slenderness Ratio (Stiffened)



(c) Effect of Axial Load (Unstiffened)



(d) Effect of Stiffener Rigidity (Stiffened)



(e) Effect of Number of Cycles (Stiffened)

Fig.4 Effects of Parameters on Horizontal Load-Displacement Relationship

軸として  $m < 1.0$  が採用されたのは、変位量に対する影響は  $\lambda$  よりも  $R_f$  の方が大きいという事実が反映されたためである<sup>4)</sup>。また、 $H_{max}$ 、 $\delta_m$  に及ぼす軸力比  $P/P_y$  の影響は前述のようにあまり大きくないので、実験値はその違いを無視してプロットしてある。

Fig.5 ~ Fig.7 から分かるように、実験値、特に補

剛断面に対する実験値はばらつきが大きい。この原因については種々考えられるが、主な要因として次のことが考えられる。

(a) 実験装置の影響

この種の実験はかなりの技術を要する。一番困難な技術的な問題として、鉛直荷重  $P$  を与えるジャック

キを水平荷重載荷中、軸力を一定に保ったまま自由に移動できるように工夫する必要がある。従って実験装置によっては摩擦による水平荷重上昇という実験誤差を含むことになる。

(b) 繰り返し数  $n$  の影響

名古屋大学での実験では、繰り返し数  $n$  は 3 回が主であるが、他機関の実験の中には種々の  $n$  の値が用いられている。その中で、土木研究所では  $n=10$  という非常に大きな値が用いられている<sup>5)</sup>。  $n$  が  $H_{max}$  および  $\delta_m$  に及ぼす影響は  $R_f \cdot \bar{\lambda}^m$  の大きな値域 (すなわち局部座屈と  $P-\Delta$  効果の影響が大きい値域) では先に考察したように小さいが、  $R_f \cdot \bar{\lambda}^m$  の小さい値域では、繰り返ししづみ硬化 (Cyclic hardening) の影響が出てくる<sup>4)</sup>。 Fig.5,6 の補剛断面部材の実験値を詳細に検討してみると、補剛断面の場合  $R_f \cdot \bar{\lambda}$  が 0.2 以下の実験値は、0.2 以上の実験値よりばらつきが大きく、特に  $R_f \cdot \bar{\lambda} \cong 0.12$  近辺の土木研究所の  $H_{max}$  の値はかなり大きい<sup>5)</sup>。このことは上記の事実をある程度裏付けているものと考えられる。

(c) 鋼材の特性の影響

使用鋼材は SS400 が多いが、鋼材の特性も実験結果にある程度影響を及ぼすと考えられる。多くの機関で使用されている板厚 4.5mm 以下の鋼板の中には、明瞭な降伏棚を示さないもの (コイル材) もある。後で検討するが、このような鋼材からなる部材は、  $R_f \cdot \bar{\lambda}^m$  の小さい値域で、  $H_{max}$ ,  $\delta_m$  を高める影響を持つ。

(d) 剛体変位の影響

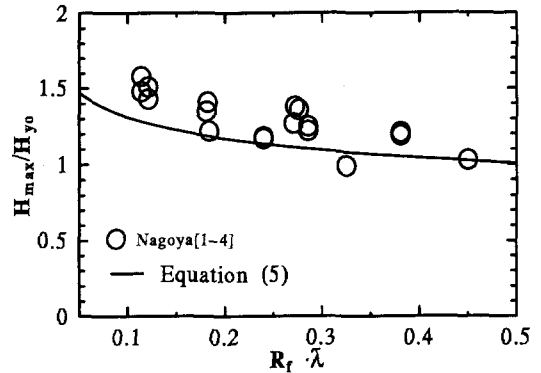
片持柱の基部は、ボルト等で反力床に取り付けられているが、完全に固定端となっていない場合が多い。そのため固定端での剛体回転の影響を除去するわけであるが、それを確実にできない場合があり、変位量のばらつきを生じる要因となる。

(e) その他の要因

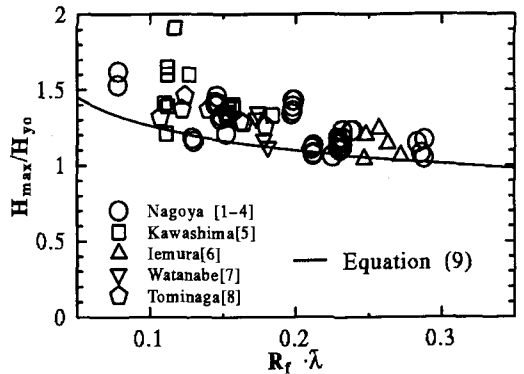
その他の要因として、断面形状の違い、補剛材の本数や補剛材の剛比の相違などが考えられる。また、初期不整としての残留応力、初期たわみは各供試体についてばらつきが大きくこれも実験値のばらつきに影響を及ぼすと考えられる。

Fig.5 ~ Fig.7 の実験値のばらつきは、以上の要因および他の要因が影響した結果生じたものと考えられる。文献 12) に報告されているように、この種の実験結果はばらつきが大きいのが常である。

さて、名古屋大学および他の機関の実験データをもとに最大荷重点 ( $H_{max}$ ,  $\delta_m$ ) の荷重と変位および 95% 荷重点 ( $H_{95}$ ,  $\delta_{95}$ ) の変位の推定式を作成することを試みるが、以上の考察より平均値曲線よりむしろ下界値曲



(a) Unstiffened Section



(b) Stiffened Section

Fig.5 Comparison of Test and Prediction -  $H_{max}$

線を採用する方が良いと思われる。そこで、Fig.5 ~ Fig.7 に示す曲線を表すような推定式を式(5)~式(12)のように提案する。それらの量に影響を及ぼすパラメータの数は多くあるが、ここでは推定式を簡潔な表現にすることを目的としているため、文献 13), 14) に従い影響の少ないパラメータは思い切って使用しないことにし、影響の大きな幅厚比パラメータ  $R_f$ 、細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  および軸力比  $P/P_y$  の 3 つのパラメータのみで表現することとした。

無補剛断面

$$\frac{H_{max}}{H_{y0}} = 0.8(R_f \cdot \bar{\lambda})^{-0.18} + 0.1 \quad (5)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_{y0}} = 0.16(R_f \sqrt{\bar{\lambda}})^{-2.1} + 1.3 \quad (6)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_{y0}} = 0.16(R_f \sqrt{\bar{\lambda}})^{-2.1} \cdot \left( \frac{-444}{P/P_y^{-2.48} + 180} + 3.45 \right) + 1.3 \quad (7)$$

式(5)~(7)の適用範囲は

$$0.3 \leq R_f \leq 0.9, 0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5,$$

$$0.0 \leq P/P_y \leq 0.2 \quad (8)$$

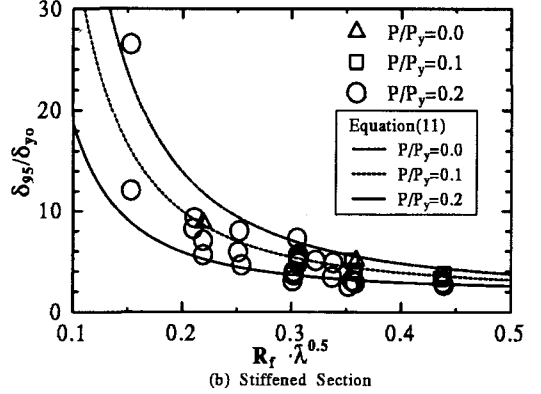
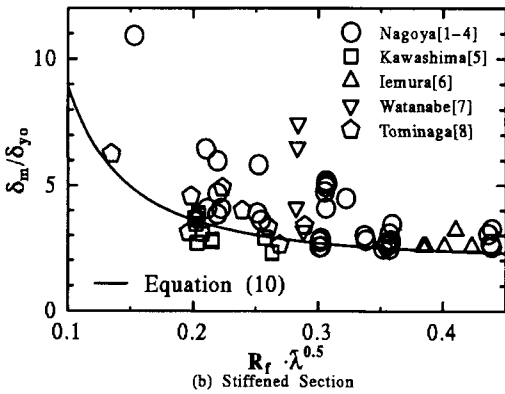
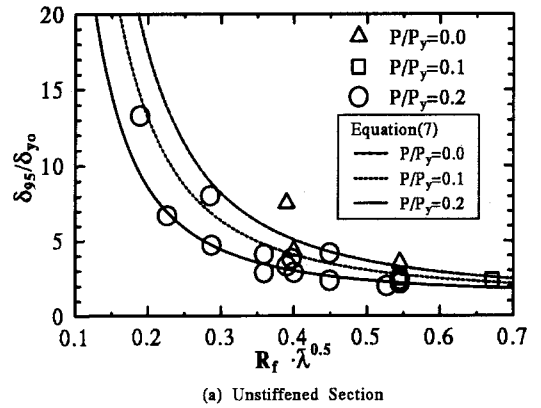
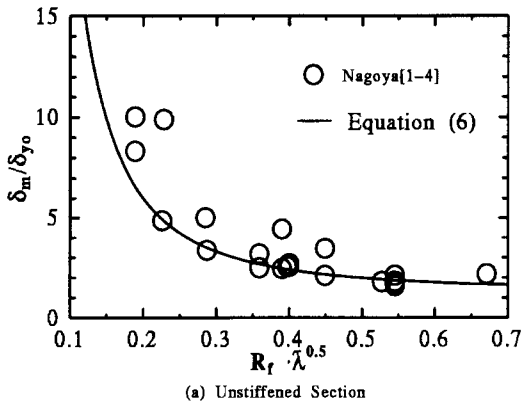


Fig.6 Comparison of Test and Prediction -  $\delta_m$

Fig.7 Comparison of Test and Prediction -  $\delta_{95}$

### 補剛断面

$$\frac{H_{max}}{H_{y0}} = 0.7(R_f \cdot \bar{\lambda})^{-0.22} + 0.1 \quad (9)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_{y0}} = 0.055(R_f \sqrt{\bar{\lambda}})^{-2.1} + 2.0 \quad (10)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_{y0}} = 0.055(R_f \sqrt{\bar{\lambda}})^{-2.1} \left( \frac{-1224}{P/P_y^{-2.50} + 191} + 7.38 \right) + 2.0 \quad (11)$$

式(9)~(11)の適用範囲は

$$\begin{aligned} 0.3 \leq R_f \leq 0.7, \quad 0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, \\ 0.0 \leq P/P_y \leq 0.2, \quad \gamma/\gamma^* \geq 3.0 \end{aligned} \quad (12)$$

### 5. 解析結果との比較

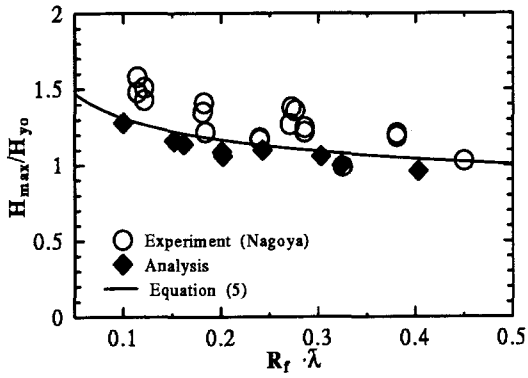
著者らは文献15)で、本論文と同一の荷重状態(ただし、水平荷重は単調増大)を受ける無補剛および補剛箱形断面はり-柱の局部座屈と全体座屈連成強度解析を行っているため、その結果と実験値および推定式の比較を行う。

解析に用いた構成則には、相当応力-相当ひずみがSS400材に対応する曲線(後述のFig.10の曲線(1))を用いた。

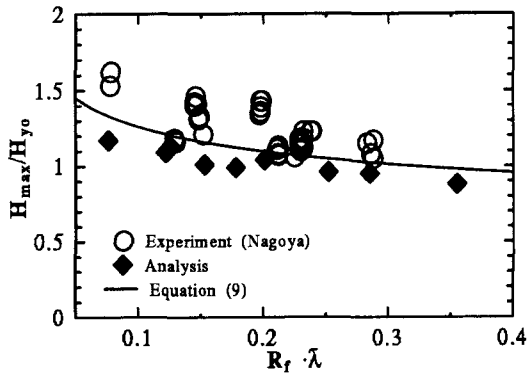
補剛および無補剛断面柱の板パネルにおける残留応力は、溶接部に隣接する要素では引張残留応力を $\sigma_y$ とし、その他の板パネルの部分の要素では圧縮残留応力 $\sigma_{rc}$ を $0.3\sigma_y$ として、自己つり合い条件を満たすようにフランジ、ウェブの板パネル要素部分に導入した。補剛材の残留応力は、補剛材のみで自己つり合いを保つように理想化した応力分布を採用し、 $\sigma_{rc} = 0.3\sigma_y$ を仮定した。

初期たわみは板要素部のみを考慮し、はり要素部には考慮しなかった。無補剛断面においては、フランジ面とウェブ面に基部から軸方向(2bの高さまで)に1波の正弦波、また幅方向には半波の正弦波を仮定し、最大値は $b/500$ とした。なお、初期たわみ方向は基部からbの高さまでは、フランジ面で内側に、ウェブ面で外側にたわむ方向を仮定した。補剛断面における補剛板パネルの初期たわみは、全体的なたわみモードと、補剛材で仕切られた部分の局所的なたわみのモードの和と



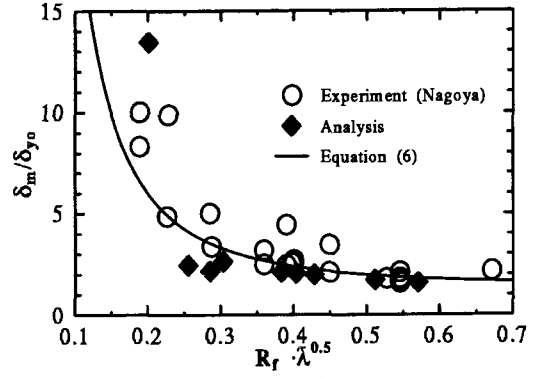


(a) Unstiffened Section

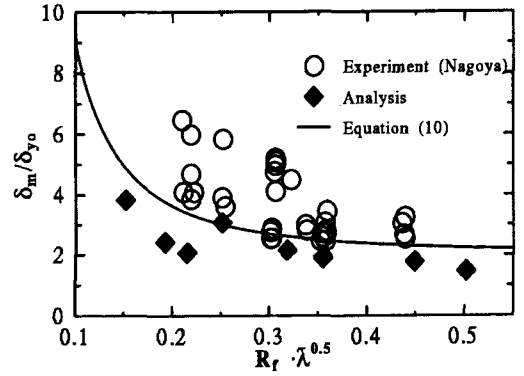


(b) Stiffened Section

Fig.8 Comparison of Test and Analysis -  $H_{max}$



(a) Unstiffened Section



(b) Stiffened Section

Fig.9 Comparison of Test and Analysis -  $\delta_m$

して導入した。全体的な初期たわみは、フランジ面とウェブ面に基部から  $2b$  の高さまで無補剛断面と同様に導入した。そして補剛材で仕切られた部分の局所的なたわみは各板パネル間を幅方向に半波の正弦波で、長手方向では波長  $2b/3$  の正弦波として与えた。

解析結果 ( $P/P_y = 0.2$ ,  $\gamma/\gamma^* \geq 3.0$ ) を名古屋大学の実験値および推定式とともに Fig.8, Fig.9 に示す。解析値は、一般に推定式より多少低め (特に  $R_f \cdot \bar{\lambda}^m$  の小さい領域) であるが、推定式の傾向を良くとらえていると考えられる。このことから、横軸に  $R_f \cdot \bar{\lambda}^m$  をとって整理することの妥当性がうかがえる。

上記の解析値は、相当応力-相当ひずみ関係を SS400 の典型的な曲線である Fig.10 の曲線 (1) を用いて解析した。しかし前述したように、実際には必ずしもこのような降伏棚を有する応力-ひずみ特性を持つ鋼材が用いられるわけではない。中島の研究<sup>12)</sup>によると、この種の部材の強度および変形能はひずみ硬化の影響を強く受けることが指摘されている。そこで、Fig.10 の曲線 (2)(3) の応力-ひずみ関係 (ひずみ硬化開始点のひずみ  $\epsilon_{st}$  を  $5\epsilon_y, \epsilon_y$  に減した) を仮定し、無補剛断面で細長比 ( $\bar{\lambda} = 0.4$ )、軸力比 ( $P/P_y = 0.2$ ) の場合につい

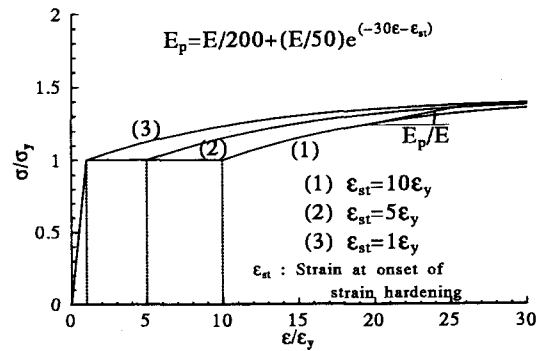


Fig.10 Assumed Equivalent Stress-Strain Relations

て  $H_{max}$  と  $\delta_m$  に及ぼすひずみ硬化の影響を調べてみた。結果を Fig.11, Fig.12 に示す。

これらの図より明瞭に判るように、ひずみ硬化の影響は、 $R_f \cdot \bar{\lambda}^m$  が 0.3 以下の局部座屈や  $P-\Delta$  効果の小さい領域に顕著に現れる。このことが実験値のばらつき (特に  $\delta_m$  のばらつき) が  $R_f \cdot \bar{\lambda}^m$  の小さい領域で大きくなるという原因の一つと考えられる。

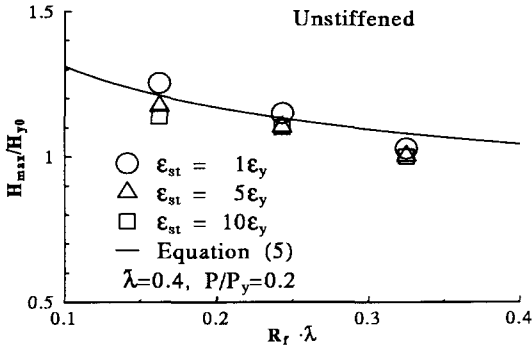


Fig.11 Effect of Strain Hardening on  $H_{max}$

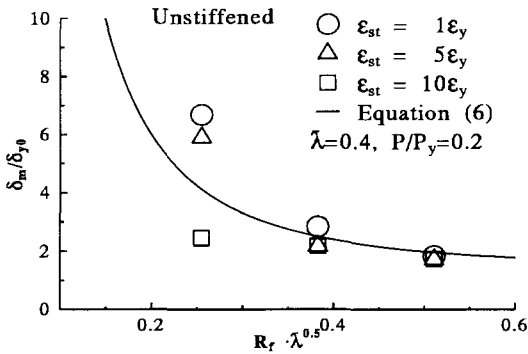


Fig.12 Effect of Strain Hardening on  $\delta_m$

## 6. 結論

本研究では、これまで行われてきた名古屋大学および他機関の実験結果と若干の解析結果を基に強度と変形能の推定式の作成を試みた。実験値はばらつきが大きかったが、この要因としてひずみ硬化の影響が大きいことが報告されているため<sup>12)</sup>、ひずみ硬化開始点ひずみの値を種々考えて、数値的にその影響を調べた。

本研究によって得られた主な結論をまとめると以下のようなになる。

### 各種パラメータによる強度と変形能への影響

- (1) 幅厚比が大きいほど局部座屈が発生しやすいために、最高荷重  $H_{max}$  は低くなり、最高荷重以降ただちに荷重低下が見られ、またその程度も大きくなる。(Fig.4(a)).
- (2) 細長比が小さい場合 ( $\bar{\lambda}=0.275$ ) では、 $P-\Delta$  効果の影響が小さいため、最高荷重および最高荷重点での変位が大きくなる傾向にあるが、細長比が大きい場合 ( $\bar{\lambda}=0.517, 0.439$ ) では、最高荷重は細長比が小さい場合ほど上昇はせず、荷重低下開始以

降は低下の度合いも大きい。(Fig.4(b)).

- (3) 最高荷重および最高荷重点での変位に対しては軸力比、補剛材剛比および繰り返しサイクル数による顕著な影響は見られない(Fig.4(c)(d)(e)).
- (4) 補剛材剛比は最高荷重以降の荷重-変位曲線に影響を与える。すなわち、補剛材剛比  $\gamma$  を線形座屈理論から求まる最適剛比  $\gamma^*$  の3倍以上にすれば、最高荷重以降の強度低下が改善される(Fig.4(d)).

### 推定式と実験値の比較

- (5) 実験値がばらつくのには種々の要因があるが、① 実験装置の違いによる摩擦誤差の影響、② 繰り返し回数的大小による繰り返しひずみ硬化の影響、③ 使用鋼材の降伏棚の有無等の鋼材特性の影響、④ 固定端での剛体変位の除去誤差の影響、⑤ 断面形の相違および⑥ 初期不整等の影響などが考えられる。
- (6) 名古屋大学および他の研究機関の実験値を基に、最高荷重  $H_{max}$ 、最高荷重点変位  $\delta_m$  および最高荷重の95%荷重点変位  $\delta_{95}$  を  $R_f$ 、 $\bar{\lambda}$  および  $P/P_y$  の3つのパラメータにより表現する推定式を式(5)~式(12)のように提案した。
- (7) 推定式により実験値を表現するにあたり、横軸は  $R_f \cdot \bar{\lambda}^m$  の形とし、種々の  $m$  の値について最も実験値のばらつきが小さくなる値を模索した。その結果、 $H_{max}$  に対しては横軸を  $R_f \cdot \bar{\lambda}$  とした場合に、また、 $\delta_m$  および  $\delta_{95}$  に対しては  $R_f \sqrt{\bar{\lambda}}$  とした場合に実験値のばらつきが最も小さくなることが分かった。
- (8) 上記(7)の事実は、解析結果についても同様のことが言えるため、この形式のプロットの方法は妥当であると考えられる。
- (9) ひずみ硬化の影響は、荷重よりも変形能に対する影響の方が大きく、しかも、 $R_f \sqrt{\bar{\lambda}}$  が0.3以下の局部座屈や  $P-\Delta$  効果の小さい領域に顕著に現れる。このことが実験値のばらつきが  $R_f \sqrt{\bar{\lambda}}$  の小さい領域で大きくなるという原因の一つと考えられる。

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。また、実験データを利用させていただきました各研究機関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, pp.121-134, 1991.

- 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, pp.105-117, 1992.
- 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, pp.235-247, 1993.
- 4) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 竹本潔史: 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, 土木学会論文集 No.507/I-30, pp.99-108, 1995年1月.
- 5) Kawashima,K. Macrae,G,A. and Hasegawa,K:The Strength and Ductility of Steel Bridge Piers Based on Loading Test, *Journal of Reserch, Public Works Reserch Institute*, Vol.29, March, 1992.
- 6) 家村浩和, 中山裕章, 岡重洋, 前田英輝, 今村栄次: 高密度補剛による薄肉鋼構造部材の地震時変形性能の向上, 第9回日本地震工学シンポジウム,1994.
- 7) 渡邊英一, 杉浦邦征, 宇都宮智昭, 北根安雄, 南荘淳: 強度と変形能を考慮した鋼製箱形橋脚の合理的断面設計, 第9回日本地震工学シンポジウム,1994.
- 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, pp.189-200, 1994.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) 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, pp.79-88, 1990.
- 12) Nakajima,M. : Variation of Ductility Capacity of Steel Beam-Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.120, No.7, pp.1941-1960, July,1994.
- 13) 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, pp.71-76, 1977.
- 14) 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, pp.431-441, 1992.
- 15) 鈴木森晶, 宇佐美勉. : 軸圧縮力と横力を受ける箱形断面柱の強度と変形能に関する解析的研究, 構造工学論文集 Vol.41A, pp.265-276, 1995.

(1994. 9. 28 受付)

## ESTIMATING FORMULAS OF STRENGTH AND DEFORMATION CAPACITY OF STEEL BRIDGE PIER MODEL UNDER CYCLIC LOADING

Moriaki SUZUKI and Tsutomu USAMI

During the recent few years, a total of 59 steel box column specimens modeling steel bridge piers have been tested under a constant axial load and cyclic lateral loads in NAGOYA university. Also same type of experiments conducted by other reserchers have been studied.

The influences of the parameters such as width-thickness ratio, slenderness ratio and number of cycles of loading on the strngth and deformation capacity of the tested columns are investigated.

In order to estimate the strength and ductility capacity of columns, simple and effective formulas are proposed which can be used for seismic resistant design.