

座屈実験データベースによる鋼柱の基準強度
に関する実証的研究

BASIC STRENGTH OF STEEL COLUMNS FROM TEST DATA

福本 嘯士*・伊藤 義人**

By Yuhshi FUKUMOTO and Yoshito ITOH

1. 結 言

近年種々の断面形、鋼種および製作方法の柱について研究が進むにつれて、中心軸鋼柱の圧縮強度がかなり異なることが明らかとなってきた。そのため、1本の基準強度曲線では合理的でないとして、複数基準設計曲線(Multiple Column Curves)を採用する世界的傾向がある。代表的なものとして、ECCS³⁵⁾(European Convention for Constructional Steelwork)とSSRC³⁷⁾(Structural Stability Research Council)の提案式がある。ECCSは、1960年の後半から鋼構造部材の座屈安定に関するヨーロッパ共通規定を作成するための委員会を設け、理論的実験的検討を行った。柱に関しては、特に1000体以上に及ぶ座屈実験および短柱試験、初期変形測定などを行い、統計的処理を行うと同時に、実験から得られた降伏点応力、残留応力などを使って解析的研究が進められた。そして、1974年に設計基準曲線として a^0 , a , b , c , d の5つの曲線が提案された。

ECCSおよびSSRCのMultiple Column Curvesの分類および強度式は、主としてコンピューターによるシミュレーション解析結果^{38)~40)}をもとにしており、実験結果は解析結果を補強する意味で使われている。そこで、本研究では、ヨーロッパ、アメリカ、日本で行われた中心軸圧縮柱の実験結果をもとに、Multiple Column Curvesの妥当性およびその分類と強度式などについて実証的に検討することを目的としている。

2. 実験データとデータベース

(1) 実験データの収集

これまでに著者らの座屈実験に関する数値データベ-

ス(NDSS)⁴¹⁾にファイルした中心軸圧縮鋼柱の実験体数を断面種別、実施地域別に示した表がTable 1である。ECCS、アメリカ、日本でそれぞれ1018体、137体、510体の合計1665体である。これらのデータを収録している文献を参考文献1)~31)に示す。ただし、実験を行った研究者の論文だけでなく、その論文を参照している論文も、データ収集に関係したものは掲げている。文献3), 4)の充実円形断面柱を除いて両端ピン支持柱の実験データである。文献3), 4)では、実験的に有効長さ係数 k の値が求められているので、この値をデータベースに採用している。また、溶接箱形断面(Welded Box)は、4隅または2隅を縦溶接して製作した4角形断面とし、継目なし箱形と板を折り曲げ1か所溶接して製作した4角形断面柱は、角管柱(Square Tube)としてTable 1では分類している。

(2) データの種類

鋼柱の強度を整理するにあたって直接必要となる a) P_{cr} (ここでは実験最大強度を指す), b) 実測断面積, c) 公称断面積, d) 実測降伏点応力, e) 公称降伏点応力, f) 細長比のほかに、以下のパラメーターが使用できるようにデータベースは作られている。

Table 1 Number of Column Data in NDSS.

Type of Profile	ECCS	USA	JAPAN	Total	
H or I	Rolled	502	55	87	644
	Welded	22	31	229	282
	Others	—	5	4	9
Box	Welded	74	14	41	129
Square Tube	Rolled	67	—	—	67
	Welded	120	—	—	120
Circular Tube	Rolled	99	—	4	103
	Welded	40	—	145	185
Circular Solid	—	26	—	26	
T Shape	Rolled	80	—	—	80
	Riveted	14	—	—	14
Composite	—	6	—	6	
Total	1018	137	510	1665	

* 正会員 Ph. D. 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科

** 正会員 工修 名古屋大学助手 工学部土木工学科

- 1) 断面形
 - HおよびI形断面, 箱形断面, 円管, 角管, 充実円形断面, T形断面
 - 断面呼称……IAP 150, 8 WF 31, …… (71種)
- 2) 製作方法
 - 組立前 (溶接柱のみ)……ガス切断, (flame-cut)
 - せん断切断, 圧延板 (Shear-cut) (universal mill)
 - 組立方法……圧延, 溶接, 削り出し
 - 組立後……焼鈍, 冷間矯正, (annealed) (cold-straightening)
 - 無矯正 (as-delivered)
- 3) 断面の大きさ
 - light section, heavy section
 - 柱高さ H /フランジ幅 $B \geq 1.2$, $H/B < 1.2$
 - 公称断面寸法
- 4) 降伏点応力
 - 鋼種
 - 降伏点応力測定法…短柱試験, 引張試験
- 5) 座屈軸方向……強軸, 弱軸
- 6) 崩壊形式……曲げ座屈, ねじり座屈, 局部座屈
- 7) 実験実施地域……ECCS, 米国, 日本
- 8) 出典
- 9) 設計基準曲線該当データ
 - ……ECCS (a^o), (a), (b), (c), (d), SSRC (1), (2), (3)
- 10) 実験供試体番号
 - 供試体名
 - データ番号

なお, 以後のデータ解析においては, 曲げ崩壊した柱のみを対象としており, さらに, 削り出し製作の柱および合成柱 (composite) も除外している. また, ヤング率は一部の柱についてのみ実測値があるため, ここでは, すべて $E=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 (206 \text{ kN/mm}^2)$ の値を使用している.

(3) 実験柱の断面積と降伏点応力

断面積——1665体のデータのうち, 実測断面積 $A)_a$ のある柱は1535体である. この実測断面積と公称断面積 $A)_n$ との比をみると, 平均値 $M=1.01$, 標準偏差 $S=0.0365$, 変動係数 $\omega=3.6\%$ であり, その変動は非常に小さい. 以後の「実測値で整理」といったときの断面積は, できる限り実測の断面積を使用し, 実測値のない柱のみ公称断面積で代用する.

降伏点応力——降伏点応力 σ_y は, 座屈荷重を無次元化するときの基準になるものであるが, 一般性をもたせるために, 柱の断面積 A に, この降伏点応力をかけ降伏荷重 $P_y (= \sigma_y \cdot A)$ を求め, これによって座屈荷重を無次元化する.

短柱試験は断面全体の降伏点応力が求まるため, 座屈荷重を無次元化するのには最もふさわしい. しかし, 短

柱試験は必ずしもすべての実験で行われているわけではなく, 今回のデータ1665体のうち1217体が短柱試験の降伏点応力を持ち, 222体が引張試験の降伏点応力しかもっていない.

ECCSのデータの中で, 短柱試験と引張試験の両方の降伏点応力のある641体についての両者の比をとると, 平均値 $M=1.046$, 標準偏差 $S=0.0907$, 変動係数 $\omega=8.7\%$ と変動は比較的大きいが, 平均値はほぼ1.0に近い. 以後, ことわりのない限り, 実測の降伏点応力は短柱試験の値を用い, 短柱試験の値のない柱に限り引張試験の値を代用する.

1456体の柱の実測降伏点応力 $\sigma_y)_a$ と公称降伏点応力 $\sigma_y)_n$ の比をみると, 平均値 $M=1.26$, 標準偏差 $S=0.139$, 変動係数 $\omega=11\%$ であり, 大きな変動をもっていることがわかる. また, 平均値も断面積の場合と異なり, 実測値は公称値を26%も上回っている.

3. 断面別にみた鋼柱の強度特性

(1) H形およびI形断面柱

圧延柱——断面別の強度を, 全域の無次元細長比にわたって定量的に評価するために, 降伏荷重 P_y で無次元化した実験値と ECCS (b) の提案曲線との比を求めた. **Table 2** に示したのが各断面ごとに求めた比の統計値である. この表では, 実測降伏点応力 $\sigma_y)_a$ と実測断面積 $A)_a$ から計算した降伏荷重 $P_y)_a$ によって無次元化した実験値 $\text{Exp})_a$ についての統計値を示してある. なお, 同一断面の中でも, 組立後処理 (D : as-delivered, A : annealed, C : cold-straightened) と座屈軸方向 (X : major axis, Y : minor axis) および材質の違いによって, さらに分類してある. 一般に実験値は, 同一の細長比の場合はほとんどなく, また, ECCS (b) の基準曲線が特定のパラメーターのもとに確定論的に求めた基準強度にすぎないため^{35), 36)}, この実験値と ECCS (b) 曲線との比の値は, 必ずしも直接的な意味はないが, 強度特性を評価するための有効な指針となる.

圧延H形断面柱の強度特性について, 次のことがいえる.

i) 焼鈍した柱 (annealed) は, 焼鈍しない柱 (as-delivered) に比して, 平均値強度が約10~30%大となる.

ii) 一般に, 強軸の柱は, 弱軸の柱に比して無次元座屈強度が大きいといわれるが, 今回のデータからは, 有意な差は生じていない. ただし, 強軸の柱が16体と極端に少ないことを考慮する必要がある.

iii) 高張力鋼材の柱は, 無次元座屈強度曲線上でも

Table 2 Rolled H Section Columns.

Type of Profile	Fab. Cond.	Exp) ^a /ECCS (b)		
		N	M	M-2S
DIE 20	DYL	8	1.136	0.995
	AYL	2	1.285	1.261
DIR 20	DYL	8	1.137	1.013
	AYL	2	1.515	1.343
H-100×100×6×8	DXL	5	1.053	0.835
	DYL	72	1.383	1.087
H-125×125×6×9	DXL	5	1.272	1.046
	DYL	5	1.193	1.063
IAP 150	DYL	215	1.212	0.909
IAP 160	DYL	204	1.163	0.938
IPE 200	DYL	8	1.261	1.003
	AYL	3	1.223	0.718
IPN 160	DYL	36	1.238	0.954
RSJ 5''×3''	DYL	10	1.238	1.023
10 WF 66	DXL	1	1.278	—
12 WF 50	DYL	1	1.150	—
12 WF 65	DYM	1	1.146	—
	DYL	1	1.123	—
12 WF 161	DYL	1	1.138	—
	DYL	7	0.843	0.665
12 WF 120	DYH	2	1.140	0.834
14 WF 111	DYL	2	0.977	0.754
4 WF 13	DXL	2	1.307	1.108
5 WF 18.5	DYL	2	1.176	1.140
	CYL	1	1.392	—
6 WF 15.5	DYL	1	1.163	—
	DXL	3	1.053	0.932
8 WF 31	DYL	3	1.062	0.922
	DYM	2	1.140	0.850
8 WF 24	DYL	1	1.248	—
	AYL	2	1.241	1.021
8 WF 67	DYL	1	1.000	—
	DYL	1	1.193	—
Total		618	1.210	0.900

Ref. 1), 2), 7), 8), 9), 12), 14), 17), 20), 21), 25)
 N=number of data, M=mean, S=standard deviation
 D=as-delivered, A=annealed, C=cold-straightened
 Y=minor axis, X=major axis
 L= $\sigma_y < 250$ MPa, M=250 MPa < $\sigma_y < 400$ MPa, H= $\sigma_y > 400$ MPa

約 10~20% 強度が高い。これは、残留応力の大きさが断面形状や入熱量に影響を受けやすく、材質には、さほど影響されないため、高張力鋼材の柱では相対的に残留応力と降伏点応力の比が小さくなり強度が大きくなるということと説明される。

iv) 普通鋼の heavy section の柱は、約 20~30% 無次元座屈強度が小さい。

v) 断面高さと同フランジ幅の比 H/B の値が 1.2 以上の柱 (IAP 160, IPE 200, IPN 160, RSJ 5''×3'', 12 WF 50) の ECCS (b) 曲線との比の平均値は、1.15~1.24 の間にまとまっており、比較的高い強度を示しているが、他の柱のばらつきが大きいため H/B 値による強度の変化は定性的にとらえられない。

vi) 実験値を無次元細長比で 0.1 きざみに区間割りして求めた変動係数は、無次元細長比 $\lambda=1.2\sim 1.3$ で約 0.15 の値をピークにし、その両側になめらかに低減

している。

溶接柱——溶接H形断面柱に用いられている実験断面は 10 種類と圧延柱の 21 種類に比して少ない。断面の大きさは、圧延柱とほとんど変わらない範囲にある。溶接柱が用いられるのは、日本においては通常、断面高さ 300 mm 以上であり、残留応力の分布などを考えるときは、実験柱のほとんどが実際に使われる柱より断面が小さいということに注意を払う必要がある。

Table 3 には、圧延柱と同様に、実験値と ECCS (b) の提案曲線との比の統計値を示す。なお、圧延柱と同様に、同一断面の中で組立後処理と座屈軸方向および材質とともに、板の段階での製作方法 (F: flame-cut, U: universal mill, S: shear-cut, E: plate annealed) でも分類している。この板の製作方法は、組立後処理と同様、主として残留応力分布形状に影響を与えるパラメーターである。

溶接H形断面柱の強度特性について、次のことがいえる。

i) universal mill の柱は、flame-cut の柱に比べて約 20~35% 無次元座屈強度が下がる。これは、フランジ先端の残留応力が flame-cut の場合、引張残留応力となり、弱軸回りの座屈には有利に働くためである。ただし、残留応力の除去された柱と考えられる焼鈍柱の強度をこえるものではない。せん断切断は製作上、一般に板

Table 3 Welded H Section Columns.

Type of Profile	Fab. Cond.	Exp) ^a /ECCS (b)		
		N	M	M-2S
Built-up Welded	UDXL	1	0.847	—
	UDYL	2	0.800	0.667
H-100×100×6×8	FDYL	168	0.860	0.585
	FEYL	1	1.138	—
H-125×125×6×9	FDYL	5	0.987	0.786
	FDXL	5	1.065	1.039
H-200×200×8×10	UAYL	5	1.232	0.880
	UAXL	4	1.182	0.962
I-Reconstitue	UEYL	5	0.954	0.688
	UEXL	5	0.970	0.804
10 H 61	FDYL	30	1.150	0.918
	FDYL	16	0.962	0.783
12 H 79	FAYL	6	1.284	1.048
	FDYH	2	1.264	0.862
14 H 202	FDYL	0	—	—
	FDYL	3	1.057	0.822
6 H 27	FDYL	3	1.032	0.994
	FDYH	2	1.224	0.979
6''×9''H	FDXH	1	0.980	—
	SDYH	2	1.209	1.088
Total	SDXH	1	0.967	—
	UDYL	2	0.835	0.718
	FEYM	0	—	—
		269	0.944	0.581
		(101)	1.083	0.767)

Ref.1), 8), 10), 13), 14), 18), 21), 26), 29)
 F=flame-cut, U=universal mill, S=shear-cut
 E=plate annealed

厚が 10 mm 以下で比較的短い板しか切断できないので、実用柱ではあまり考慮する必要はないと考えられる。また、universal mill の板についても、日本ではほとんど使われない。

ii) 焼鈍された柱は、残留応力をほとんど除去されていると考えられるので、板の製作方法に無関係に強度が上がる。

iii) 高張力鋼材の柱は、圧延柱と同様、無次元座屈曲線上で高い強度を有する。

iv) 参考文献 18) の H-100×100×6×8 の弱軸回りの実験柱は、無次元座屈強度が非常に低く、universal mill の柱より弱いものがある。これは、この実験柱がデータの中で最も小さな断面であり、flame-cut の製作方法であっても非常に不利な残留応力分布が存在したものと推定される。Table 3 の Total の () の中の値は、この断面のデータを除いたときの値である。設計曲線を考えるにあたっては、このデータを採用しなくても合理性を欠くということはないと考えられる。

圧延柱と溶接柱の比較——一般に、溶接 H 形断面柱は圧延 H 形断面柱に比べ残留応力分布が不利であり、かつ初期変形が大きいため、強度が小さいといわれているが、Table 2, 3 に、このことがよく実証されている。溶接柱は圧延柱に比べて、強度のばらつきが大きく、一般的に強度が小さい。そのため、圧延柱と溶接柱は同一範疇で扱うことはできない。

(2) 溶接箱形断面柱

Table 4 に、H 形断面柱と同様に、無次元化された実験値と ECCS (b) の提案曲線との比の統計値を示す。表中に示した断面構成寸法から局部座屈は生じない。

溶接箱形断面柱の強度特性について、次のことがいえる。

i) universal mill の柱は無次元強度が、flame-cut

Table 4 Welded Box Section Columns.

Type of Profile	Fab. Cond.	Exp _a /ECCS (b)		
		N	M	M-2S
B-100×6 Caisson 150×10	FDL	20	1.292	1.190
	FDL	16	1.060	0.903
	FAL	6	1.358	1.166
2 Cornieres Soudees 50×5	FDL	52	1.059	0.864
	FDH	6	1.187	1.057
B-250×11	FAH	6	1.273	1.055
	FDH	6	1.129	0.910
	FAH	3	1.229	0.949
B-250×10	FDH	2	1.222	0.858
	UDL	8	0.979	0.910
B-10''×10'' 254×10	FDH	2	1.276	1.095
	UDL	2	0.979	0.877
B-6''×6'' 152×6.4	FDH	2	1.276	1.095
	UDL	2	0.979	0.877
Total		129	1.147	0.817

Ref. 1), 10), 14), 19), 27)

の柱 (ただし、材質は高張力鋼材) より 25~30% 低い値となっている。

ii) 焼鈍された柱は、高い無次元強度の所でばらついており、as-delivered 柱より普通鋼材で約 20~30%、高張力鋼材で約 10% 程度高い。高張力鋼材の場合、相対的に降伏点応力と残留応力の比が小さいため、焼鈍されても普通鋼材より強度増加は少ないと考えられる。

iii) 高張力鋼材の柱は、焼鈍された柱と同じように無次元強度の高い所でばらつく。普通鋼材の B-100×6 は、実験データの中では、ECCS (b) との比の平均値が最大であるが、この実験データは一つの細長比で行われたもので、断面寸法も小さく、かつ引張試験の降伏点応力しかもたないで例外的なものと考えてよい。

なお、円管柱、角管柱、充実円形断面柱、T 形柱については紙面の都合上ここでは省略する。

4. 複数設計曲線 (Multiple Column Curves)

(1) ECCS 設計基準曲線

Table 5 に、ECCS 設計基準曲線に決められた a°, a, b, c, d に対する主要断面の分類を示す。ただし、heavy section は、使用最大板厚が 40 mm をこえるものであり、high strength steel は降伏点応力が 430 N/mm² (4385 kgf/cm²) をこえるものである。今回使用している実験データの中では、a° に対応するデータは参考文献 27) の焼鈍された高張力鋼材の溶接箱形断面柱 9 体があるが、公称値および実測値の両方で整理した値とも a° 曲線のすぐ上に位置している。また、d に対応する実験データはないため、ここでは取り上げない。

以下に、a, b, c 曲線についてデータをもとに検証する。

ECCS (a) 曲線——ECCS の提案曲線は、不利な初期不整の条件を想定して解析され、各断面ごとの実験値の平均値から 2 倍の標準偏差を差し引いた値が、この曲線を下回らないように定められている。このとき使用される降伏点応力は先に述べたように短柱試験から得られた統計値 (M-2S) を使っている。また、ECCS に定められている公称降伏点応力もこの統計値を参考にして近い値を採用しており、実験値を整理して比較する場合も、この公称降伏点応力を使う必要がある。

Fig. 1, 2, 3 は、それぞれ ECCS の a, b, c 曲線に対応する実験データと ECCS 曲線を比較したものである。ただし、実験値は、すべて公称値で整理してある。Table 6 には、各断面種別の実験値と各 ECCS 曲線との比の統計値を示す。

Fig. 1 からわかるように、ECCS (a) 曲線は対応す

Table 5 Column Design Selection Chart.

Selection Parameter				ECCS				SSRC				Proposed			
				DL	DH	AL	AH	DL	DH	AL	AH	DL	DH	AL	AH
Rolled H	Light	major	$H/B > 1.2$ $H/B < 1.2$	a b	a	a	a°	2	1	1	1	1	1	1	1
		minor	$H/B > 1.2$ $H/B < 1.2$	b c	b	b	a	2	2	1	1	1	1	1	1
	Heavy		d				3	2	1	1	3	2	1	1	
Welded H	Light	flame-cut	major minor	b c	a	a	a°	2	2	1	1	2	2	1	1
		universal mill	major minor	b c	a	b	a	3	2 3	1	1	3	3	1	1
	Heavy	flame-cut	major minor	c				2	2	1	1	2	2	1	1
		universal mill	major minor	c d				3	2	1	1	3	2	1	1
Circular	Solid							2	1	1	1	1	1	1	1
	Tube	rolled welded		a a	a	a	a	1 2	1	1	1	1	1	1	1
T Shape				c				(3)				2			
Welded Box		flame-cut universal mill		a	a	a	a°	2 2	2	1	1	2 3	1	1	1

D=as-delivered, A=annealed, $L = \sigma_y < 250$ MPa, $H = \sigma_y > 400$ MPa

る実験データ 509 体の下限をびたりとおさえている。円管柱の実験値と ECCS (a) 曲線との比の $M-2S$ 値が 1.0 をかなり下回っているが、これは溶接円管柱の実測の降伏点応力 $\sigma_{y,a}$ と公称降伏点応力 $\sigma_{y,n}$ との比が大きいため、無次元強度曲線上の高い強度の所で大きくばらついているためである。

ECCS (b) 曲線—Fig. 2 からわかるように、ECCS (b) 曲線に対応する実験データ 689 体のうち、b 曲線を下回るのは溶接H形断面柱の3体だけであり、b 曲線は実験データの下限をおさえているといつてよいであろう。無次元細長比 $\bar{\lambda}$ を区間分けして計算した実験データの $M-2S$ 値は b 曲線と一部を除いてよく一致する。実験値と ECCS (b) 曲線との比の $M-2S$ 値は、溶接H形断面柱と溶接箱形断面柱とで大きく 1.0 を下回るが、これは実測降伏点応力と公称降伏点応力の比が大きいく、

みかけ上強度が大きくばらついたのである。実測値で整理した実験値の変動は、公称値で整理したものより相当小さくなる。データの数の最も多い圧延H形断面柱

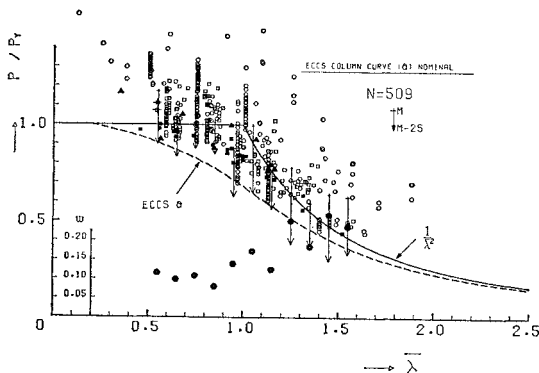


Fig. 1 Test Results Compared with ECCS Curve (a).

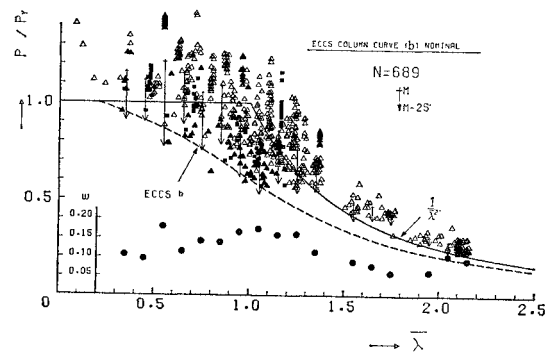


Fig. 2 Test Results Compared with ECCS Curve (b).

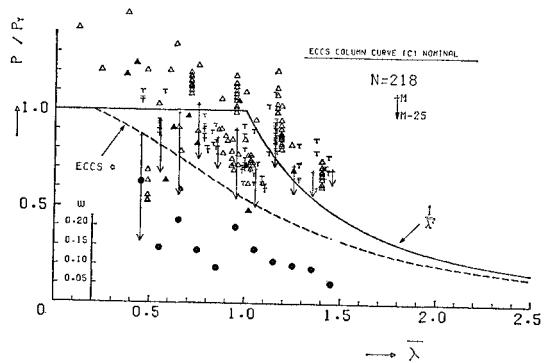


Fig. 3 Test Results Compared with ECCS Curve (c).

Table 6 Comparison of Experimental Column Strengths and ECCS Multiple Column Curve.

Type of Profile	Symbol	Exp)/ECCS (a) in Subgroup ECCS (a)		
		N	M	M-2S
Welded H	▲	12	1.242	0.965
Welded Box	■	22	1.196	1.028
Circular Tube	○	288	1.431	0.828
Square Tube	□	187	1.283	1.014
Total		509	1.362	0.851
Type of Profile	Symbol	Exp)/ECCS (b) in Subgroup ECCS (b)		
		N	M	M-2S
Rolled H	△	510	1.547	1.106
Welded H	▲	81	1.433	0.693
Welded Box	■	98	1.423	0.847
Total		689	1.516	1.001
Type of Profile	Symbol	Exp)/ECCS (c) in Subgroup ECCS (c)		
		N	M	M-2S
Rolled H	△	114	1.655	0.856
Welded H	▲	10	1.295	0.663
T Shape	T	94	1.523	0.861
Total		218	1.582	0.827

は、実測値および公称値で整理した結果とも他の断面形に比べ高い無次元強度の所でばらついている。

ECCS (c) 曲線—Fig. 3 からわかるように、ECCS (c) 曲線に対応する実験データ 218 体のうち、heavy section の圧延H形断面柱および universal mill の溶接H形断面柱の一部 8 体が c 曲線を下回っている。この heavy section の圧延 H 形断面柱が大きく c 曲線を下回っているのは、実測降伏点応力と公称降伏点応力の比が 1.0 を割っているためでもある。c 曲線を下回っている 8 体の柱を除くと、b 曲線で下限をおさえることができる。

以上のように、ECCS の各設計基準曲線は公称値で実験値を整理する限り、universal mill の溶接H形断面柱と heavy section の圧延H形断面柱を除いて各対応する実験データの下限をおさえている。ただし、実測降伏点応力と公称降伏点応力の比は一定でないため、公称値で整理した強度のばらつきは大きくなり、ECCS の基本思想である M-2S 値を基準にとるという考え方も、断面を一定にしたときはよいが、種々の断面を一緒にして統計値をとる場合には、必ずしも適用できるわけではない。

(2) SSRC 設計基準曲線

1976 年、SSRC は Bjorhovde の研究をもとに SSRC Curve 1, Curve 2, Curve 3 の 3 つの設計基準曲線を定めた。3 つの曲線の適用断面のおもなものを Table 5 に示す。Bjorhovde は鋼種、製作方法、断面の大きさ、断面の種別、座屈軸方向などの種々の組合せの 112 本の強度曲線を解析的に求めた。このとき、残留応力は実測

値を用い、初期変形は柱中央で $l/500$, $l/1000$, $l/1500$, $l/2000$ の 4 つの場合の値を与えている。この解析結果の一部と実験値を比較して、 $\pm 5\%$ の誤差の範囲に入ること確かめている。そして、この 112 本の強度曲線を断面種別などにより、3 つのグループに分け、それぞれのグループの強度曲線の平均値を上記の Curve 1, 2, 3 とした。

以下に、Curve 1, 2, 3 について実験データをもとに検証する。

SSRC 1 曲線—Fig. 4, 5, 6 は、SSRC 1, 2, 3 曲線のそれぞれのグループに入る実験データと SSRC 曲線を比較したものである。ただし、実験値はすべて実測値で整理してある。Table 7 には各断面種別の無次元

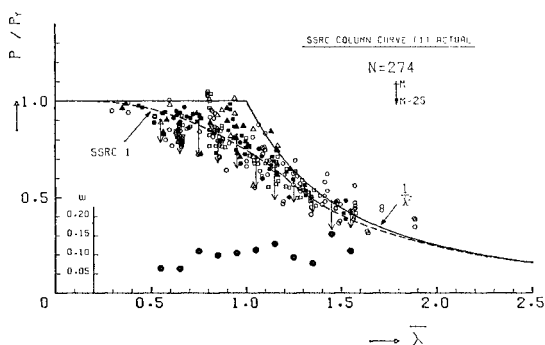


Fig. 4 Test Results Compared with SSRC Curve (1).

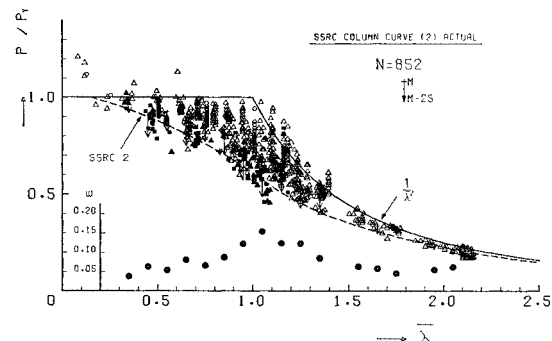


Fig. 5 Test Results Compared with SSRC Curve (2).

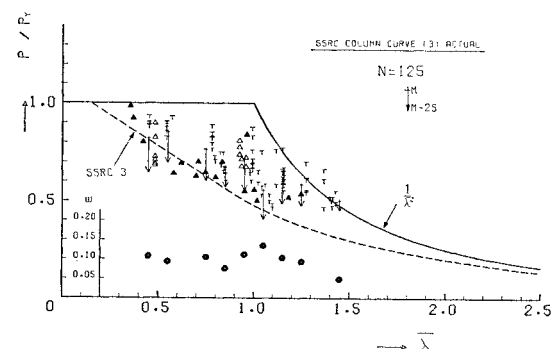


Fig. 6 Test Results Compared with SSRC Curve (3).

Table 7 Comparison of Experimental Column Strengths and SSRC Multiple Column Curve.

Type of Profile	Symbol	Exp) _a /SSRC (1) in Subgroup SSRC (1)		
		N	M	M-2S
Rolled H	△	13	1.079	0.806
Welded H	▲	20	1.054	0.833
Welded Box	■	31	1.037	0.888
Circular Tube	○	100	1.028	0.716
Square Tube	□	84	0.998	0.806
Circular Solid	●	26	0.997	0.818
Total		274	1.021	0.775

Type of Profile	Symbol	Exp) _a /SSRC (2) in Subgroup SSRC (2)		
		N	M	M-2S
Rolled H	△	590	1.198	0.870
Welded H	▲	68	1.084	0.820
Welded Box	■	98	1.121	0.782
Circular Tube	○	94	1.192	0.972
Total		850	1.179	0.857

Type of Profile	Symbol	Exp) _a /SSRC (3) in Subgroup SSRC (3)		
		N	M	M-2S
Rolled H	△	15	1.206	0.682
Welded H	▲	16	1.132	0.724
T Shape	T	94	1.379	0.943
Total		125	1.327	0.848

化された実験値と SSRC 曲線との比の統計値を示す。

Fig. 4 により、SSRC 1 曲線は対応する実験データ 274 体のほぼ平均の所に位置していることがわかる。

Table 7 に示した実験値と SSRC 1 曲線との比の平均値も、どの断面種別とも 1.0 付近にあり、そのばらつきも円管柱を除いてほぼ一定となっている。

SSRC 2 曲線—**Fig. 5** と **Table 7** よりわかるように、SSRC 2 曲線は SSRC 1 曲線とは異なり、対応する実験データ 850 体の平均よりかなり低い無次元強度の所に位置している。断面種別にもと、圧延 H 形断面と円管柱は、その他の断面種別とは異なり、そのばらついてる範囲はかなり強度の高い所である。

SSRC 3 曲線—**Fig. 6** と **Table 7** からわかるように、SSRC 3 曲線は SSRC 2 曲線と同様に対応する実験データ 127 体の平均よりかなり低い無次元強度の所に位置している。断面種別についてみると heavy section の圧延 H 形断面柱と universal mill の溶接 H 形断面柱の強度が低く、無次元細長比 $\bar{\lambda}$ が 0.4~0.7 の範囲で 8 体のデータが SSRC 3 曲線を下回っている。

5. 実証的にみた鋼柱の強度

(1) 新しい分類

3., 4. で検討した鋼柱の強度特性をもとに、新しい

分類を **Table 5** に示す。この分類は実測値を用いて整理する方法を用いるため、基本的には SSRC の分類法を準用している。新しい分類は、できる限り簡略化する方向をとっている。

グループ (1)—圧延 H 形断面柱および管断面柱を中心としたグループであるが、高張力鋼材および焼鈍されたその他の断面形の柱も含まれる。対象となる実験データは 958 体とデータの数は相当大きく、無次元細長比 $\bar{\lambda}$ について広範囲に存在している。全域の無次元細長比にわたって等分散を仮定することには無理があり、分散を無次元細長比 $\bar{\lambda}$ の関数として仮定する必要がある。そのため、非定常分散を仮定した非線形回帰分析⁽⁴²⁾を行った。

まず、平均値の回帰関数は、放物線と双曲線を用いて回帰分析を行った。その結果、平均値の回帰関数は次のようになった。

$$E(P/P_y|\bar{\lambda}) = 0.994 + 0.0928\bar{\lambda} - 0.325\bar{\lambda}^2 \quad (0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 1.25) \quad \dots (1)$$

$$E(P/P_y|\bar{\lambda}) = 0.942/\bar{\lambda}^2 \quad (\bar{\lambda} \geq 1.25)$$

また、条件付き分散の推定値の平方根(標準偏差)は次のようになった。

$$\sqrt{\text{Var}(P/P_y|\bar{\lambda})} = 0.0789 - 0.00316/\bar{\lambda}^2 \quad (0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 1.25) \quad \dots (2)$$

$$\sqrt{\text{Var}(P/P_y|\bar{\lambda})} = 0.120/\bar{\lambda}^2 \quad (\bar{\lambda} \geq 1.25)$$

ただし、 $\bar{\lambda} \leq 0.2$ の範囲では、ひずみ硬化などの影響を考慮して、 $E(P/P_y|\bar{\lambda}) = 1.0$ 、 $\text{Var}(P/P_y|\bar{\lambda}) = 0$ とした。

Fig. 7 は、区間別に分けた実験データのヒストグラムと求めた平均値回帰曲線と平均値関数から 2 倍の標準偏差関数を差し引いた曲線 $E(P/P_y|\bar{\lambda}) - 2\sqrt{\text{Var}(P/P_y|\bar{\lambda})}$ を破線で示している。図の下部に示した●は区間割りしたデータの標準偏差であり、破線は、得られた条件付き分散から求めた推定標準偏差であり、ほぼよい一致をしていることがわかる。なお、この 0.1 ごとに区間割りした実験データの標準偏差は、区間を 0.01 きざみで連続的に移動させて計算区間を変えてもほとんど変化しないことを確認している。

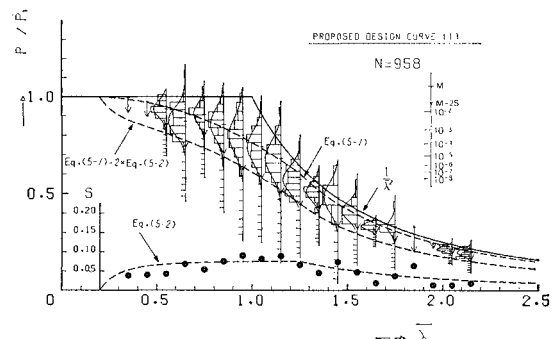


Fig. 7 Experimental Column Data of New Subgroup (1) and Proposed Design Curves.

Table 8 Comparison of Experimental Column Strengths and Proposed Multiple Column Curves.

Type of Profile	Symbol	Exp./Proposed (1) in Subgroup Proposed (1)		
		N	M	M-2S
Rolled H	△	603	0.998	0.791
Welded H	▲	20	1.033	0.834
Welded Box	■	31	1.015	0.868
Circular Tube	○	194	1.014	0.780
Square Tube	□	84	0.975	0.784
Circular Solid	●	26	0.980	0.804
Total		958	1.000	0.890

Type of Profile	Symbol	Exp./Proposed (2) in Subgroup Proposed (2)		
		N	M	M-2S
Welded H	▲	68	1.043	0.764
Welded Box	■	88	1.086	0.760
T Shape	T	94	1.090	0.731
Total		250	1.076	0.747

Type of Profile	Symbol	Exp./Proposed (3) in Subgroup Proposed (3)		
		N	M	M-2S
Rolled H	△	15	1.065	0.664
Welded H	▲	16	0.997	0.683
Welded Box	■	10	1.046	0.906
Total		41	1.034	0.716

またヒストグラムの底辺に+印で平均値を、矢印で平均値から2倍の標準偏差を差し引いた値を示したが、これらも回帰分析から求めた結果とよい一致をしていることがわかる。鋼柱の強度が全域の無次元細長比のまわりで正規分布を仮定すると、 $E(P/P_y|\bar{\lambda}) - 2\sqrt{\text{Var}(P/P_y|\bar{\lambda})}$ の曲線は2.275%の非超過確率を示していることになる。なお、各ヒストグラムの下に入れたきざみは正規分布を仮定したときの 10^{-8} から 10^{-2} まで 10^{-1} きざみで示した非超過確率である。

Table 8に求めた平均値の回帰曲線式(1)と断面種別に分けた実験データとの比の統計値を与えてある。この表によると、各断面別の平均値MおよびM-2S値ともほぼそろっており、このグループ(1)の分類および回帰曲線の妥当性が証明されている。

グループ(2)—溶接H形断面柱、溶接箱形断面柱およびT形断面柱などから成るグループであり、対象となる実験データは250体である。無次元細長比 $\bar{\lambda} = 1.25$ 以上のデータは非常に少なく、回帰分析をすることはできない。そのため、 $\bar{\lambda} = 1.25$ をこえる部分では便宜上SSRC 2曲線を準用することにする。 $\bar{\lambda} = 1.25$ 以下の実験データにグループ(1)と同様な回帰分析を行った結果、平均値の回帰関数は次式のようになった。

$$\left. \begin{aligned} E(P/P_y|\bar{\lambda}) &= 1.031 - 0.0969\bar{\lambda} - 0.292\bar{\lambda}^2 \\ &\quad (0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 1.25) \\ E(P/P_y|\bar{\lambda}) &= \text{SSRC Curve 2} \quad (\bar{\lambda} \geq 1.25) \end{aligned} \right\}$$

$$\dots\dots\dots(3)$$

また、条件付き分散の推定値の平方根は次式のようになった。

$$\left. \begin{aligned} \sqrt{\text{Var}(P/P_y|\bar{\lambda})} &= 0.0747 - 0.00299/\bar{\lambda}^2 \\ &\quad (0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 1.25) \\ \sqrt{\text{Var}(P/P_y|\bar{\lambda})} &= 0.114/\bar{\lambda}^2 \quad (\bar{\lambda} \geq 1.25) \end{aligned} \right\} \dots\dots(4)$$

本来であれば、 $\bar{\lambda} \geq 1.25$ ではデータを使用していないため $\bar{\lambda} \geq 1.25$ の分散の推定値は求まらないが、ここではグループ(1)と同じ関数形を仮定し、 $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 1.25$ のデータのみで求めた未知量を準用した。

Fig. 8は実験データと式(3)、(4)および $E(P/P_y|\bar{\lambda}) - 2\sqrt{\text{Var}(P/P_y|\bar{\lambda})}$ の曲線を破線で示したものである。破線で示した3曲線とも対応するデータの統計値とよい一致をみている。また、**Table 8**に示した断面種別の実験値と平均値関数との比の統計値により、断面種別にほとんど差はなく、この関数曲線とグループ(2)の分類の妥当性が証明されている。

グループ(3)—普通鋼材のheavy sectionのH形断面柱とuniversal millの溶接断面柱からなるグループである。対象実験データの数41体と少なく、データの偏りもあり、このデータからだけ強度曲線式を求めることは無理である。ここでは参考のため、データのまったくない $\bar{\lambda} \geq 1.25$ の範囲についてはグループ(2)と同様に、SSRC 3曲線で代用し、 $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 1.25$ の範囲の平均値の回帰関数のみ求めた。

$$\left. \begin{aligned} E(P/P_y|\bar{\lambda}) &= 1.084 - 0.389\bar{\lambda} - 0.144\bar{\lambda}^2 \\ &\quad (0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 1.25) \\ E(P/P_y|\bar{\lambda}) &= \text{SSRC Curve 3} \quad (\bar{\lambda} \geq 1.25) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

Fig. 9は実験データと式(5)を比較したものである。このように、強度の最も低いグループ(3)は、データ数が少なく統計的に強度を評価することは難しいが、日本においては、実際の柱にグループ(3)の分類の鋼柱を使うことはほとんどないのではないかと考える。

なお、グループ(1)、(2)、(3)でそれぞれ求めた曲線

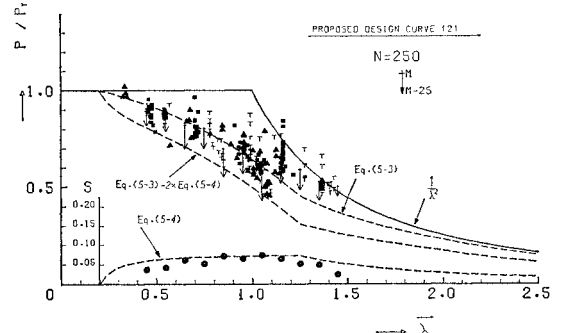


Fig. 8 Experimental Column Data of New Subgroup (2) and Proposed Design Curves.

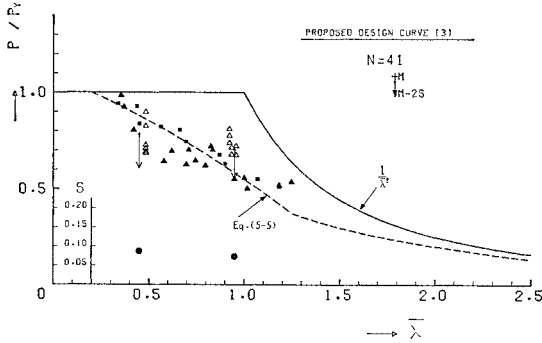


Fig. 9 Experimental Column Data of New Subgroup (3) and Proposed Design Curve.

をなめらかな4次多項式でより実用的に近似したものを Appendix に示す。

6. 結 論

以上より得られた結論は次のようである。

(1) 鋼柱の耐荷力実験データを断面形, 製作方法, 材質, 座屈軸方向, 崩壊モードなどにより検索できるデータベースを作成し, 今後の研究および設計基準作成のための基礎的データを供給できるようにした。

(2) 鋼柱の強度を整理する場合の降伏点応力(降伏荷重)の重要性を実証的に明らかにし, 強度特性を知るためには実測降伏点応力, それもできれば短柱試験結果を用いるべきことを示した。また, 断面積については実測値と公称値の比の平均値はほぼ 1.0 に近く, 変動係数も 3.6% と小さく, その差の小さいことを示した。

(3) H形断面柱において, 溶接柱は圧延柱に比べて強度のばらつきが大きく, 全般的に強度が小さい。溶接柱ではフランジ端の残留応力に影響を与える板の製作方法は強度の変動要因として無視できない。また, 強軸, 弱軸という座屈軸方向による強度の差は, H形断面柱においてはその他の変動要因による影響と比べると比較的小さいと思われる。

(4) どの断面形の柱についても, 高張力鋼材の柱と焼鈍された柱は, とともに無次元座屈強度が高い。

(5) ECCS および SSRC の提案している Multiple Column Curves の妥当性を検討し, Multiple Column Curves の必要性和合理性を明らかにした。

(6) 実験データを用い, 実証的に鋼柱を, その強度特性に従って新しい分類を行い, 非定常の分散を仮定した非線形回帰分析により, それぞれのグループの強度の平均値曲線と下限値曲線を提案した。

なお, ECCS のデータに関しては, CTICM の J. Brozzetti 氏にデータシートの形で提供を受け, アメリ

カのデータについてはミネソタ大の T.V. Galambos 教授より提供を受けた。日本のデータに関しては, 名大工学部建築学科の坂本教授よりご教示いただき, 愛知工業大学の青木助教授には実施された実験の詳細データをいただいた。本研究のため, 実験データを引用させていただいた原論文の著者各位に深謝する次第である。

最後に, 本データベースは, 名大大型計算機センター M-200 上に作成されていることを付記する。

Appendix 4 次多項式近似

$$\text{Eq. (1)} : P/P_y = -0.0408 + 0.361\bar{\lambda} - 0.836\bar{\lambda}^2 + 0.251\bar{\lambda}^3 - 0.00816\bar{\lambda}^4 \dots \dots \dots (\text{A} \cdot 1)$$

$$\text{Eq. (1)} - 2 \times \text{Eq. (2)} : P/P_y = -0.0850 - 0.395\bar{\lambda} - 0.157\bar{\lambda}^2 + 0.0419\bar{\lambda}^3 + 0.0100\bar{\lambda}^4 \dots \dots \dots (\text{A} \cdot 2)$$

$$\text{Eq. (3)} : P/P_y = -0.0090 + 0.225\bar{\lambda} - 0.992\bar{\lambda}^2 + 0.474\bar{\lambda}^3 - 0.0657\bar{\lambda}^4 \dots \dots \dots (\text{A} \cdot 3)$$

$$\text{Eq. (3)} - 2 \times \text{Eq. (4)} : P/P_y = 0.0119 - 0.545\bar{\lambda} - 0.317\bar{\lambda}^2 + 0.269\bar{\lambda}^3 - 0.0474\bar{\lambda}^4 \dots \dots \dots (\text{A} \cdot 4)$$

$$\text{Eq. (5)} : P/P_y = 0.0526 - 0.131\bar{\lambda} - 0.744\bar{\lambda}^2 + 0.438\bar{\lambda}^3 - 0.0706\bar{\lambda}^4 \dots \dots \dots (\text{A} \cdot 5)$$

参 考 文 献

- 1) Sfantesco, D. : Fondement Expérimental des Courbes Européennes de Flambement, Construction Métallique No. 3, pp. 5~12, September 1970. —These data were given By Brozzetti—
- 2) Feder, D.K. and G.C. Lee : Residual Stresses in High Strength Steel, Fritz Laboratory Report 269.2, Lehigh University, April, 1959.
- 3) Galambos, T.V. : Strength of Round Steel Columns, ASCE, Vol. 91, No. ST 1, Proc. Paper 4219, February, 1965.
- 4) Fujita, Y. and G.C. Driscoll : Strength of Round Columns, ASCE, Vol. 88, No. ST 2, Proc. Paper 3090, April, 1962.
- 5) Rao, N.R., M. Nagaraja, P. Marek and L. Tall : Hybrid Steel Columns, Fritz Laboratory Report 305.2, Lehigh University, May, 1969 ; Rao, N.R., M. Nagaraja, P. Marek and L. Tall : Hybrid Steel Columns Welding Journal, pp. 462 s~472 s, September, 1972.
- 6) Tall, L. : Recent Developments in The Study of Column Behavior, Journal of The Institution of Engineers, Australia, Vol. 36, No. 12, December, 1964 ; Fujita, Y. : Ultimate Strength of Columns with Residual Stresses, Journal of Society Naval Architects of Japan, January, 1980.
- 7) Huber, A.W. and L.S. Beedle : Residual Stress and the Compressive Strength of Steel, Fritz Laboratory Report 220 A.9, Lehigh University, December, 1953.
- 8) Huber, A.W. and L.S. Beedle : Residual Stress and the Compressive Properties of Steel, Fritz Laboratory Report 220 A.27, Lehigh University, November, 1957.

- 9) Rao, N.R. and L. Tall : Columns Reinforced under Load, Fritz Laboratory Report 286.1, Lehigh University, April, 1962 ; Rao, N.R. and L. Tall : Columns Reinforced under Load, Welding Journal, pp. 177 s~185 s, April, 1963.
- 10) Estuar, F.R. and L. Tall : Experimental Investigation of Welded Built-up Columns, Fritz Laboratory Report 249.13, Lehigh University, August, 1962 ; Estuar, F.R. and L. Tall : Experimental Investigation of Welded Built-up Columns, Welding Journal, pp. 164 s~176 s, April, 1963.
- 11) Tamaro, G.J. : Column Curve for Low Slenderness Ratios, Master of Science Thesis, Lehigh University, 1961.
- 12) Tebedge, N., P. Marek and L. Tall : Comparison of Testing Methods for Heavy Columns, Fritz Laboratory Report 351.2, Lehigh University, October, 1969.
- 13) Mcfalls, R.K. and L. Tall : A Study of Welded Columns Manufactured from Flame-cut Plates, Welding Journal, Vol. 48, April, 1969.
- 14) Nishino, F. and L. Tall : Experimental Investigation of the Strength of T-1 Steel Columns, Fritz Laboratory Report 290.9, Lehigh University, May, 1970.
- 15) Wilson, W.M. and R.L. Brown : The Effect of Residual Longitudinal Stresses upon The Load-Carrying Capacity of Steel Columns, University of Illinois, Engineering Experiment Station Bull. No. 280 November, 1935.
- 16) Lenz, J.C. : Reliability Based Design Rules for Column Buckling, Master of Science Thesis, Washington University, September, 1973.
- 17) Aoki, T. and Y. Fukumoto : On Scatter in Buckling Strength of Steel Columns, JSCE, No. 201, May, 1972.
- 18) Aoki, T. and Y. Fukumoto : On the Buckling Strength Distribution of Welded H-Columns, JSCE, No. 222, February, 1974.
- 19) Fukumoto, Y. and J. Kajita : Statistical Evaluation of Steel Column Strength, JSCE, No. 278, July, 1979.
- 20) Fukumoto, Y., Y. Itoh and M. Katsuya : Theoretical and Experimental Studies on In-Plane Strength of Towers of the Meiko-Ohashi Cable-Stayed Bridge, NUCE Report No. 8101, 1981.
- 21) Kato, B., Y. Fukuchi, T. Nakajima and K. Tagawa : Buckling Test of Welded Columns, JSSC, Vol. 6, No. 54, 1970.
- 22) Naka, T., B. Kato and N. Abe : Buckling Tests of High Tensile Steel Stantions with Tubular Section, Transaction of the Architectural Institute of Japan, AIJ, No. 63, 1959.
- 23) Wakabayashi, M., T. Matsui, I. Mitani and A. Kubojima : Experimental Study on Hysteretic Characteristics of Diagonal Bracing, Preprint of Annual Meeting, AIJ, October, 1975.
- 24) Wakabayashi, M., T. Nonaka and K. Nishikawa : An Experimental Study on The Buckling of Circular Welded Tubes, Disaster Prevention Research Institute Annuals, No. 12 A, March, 1969.
- 25) Kato, B., H. Akiyama and K. Inoue : Post-Buckling Behavior of Short Steel Columns, Transaction of the Architectural Institute of Japan, AIJ, No. 229, 1975.
- 26) Wakabayashi, M., B. Tsuji and K. Kimura : Experimental Studies on the Buckling Strength of Wide Flange Columns, Disaster Prevention Research Institute Annuals, No. 12 A, March, 1969.
- 27) Itoh, F. and J. Tajima : Compression Test High Strength Steel Columns with Box Type Section, Railway Technical Research Institute, JNR, No. 516, January, 1957.
- 28) Naka, T., B. Kato and T. Kiyoyama : Buckling Test of Semi-Killed Steel Circular Columns, Preprint of Annual Meeting, AIJ, September, 1965.
- 29) Aoki, T. and Y. Fukumoto : Experimental Study of Welded H-200×200 Columns, Preprint of Annual Meeting, JSCE, October, 1982.
- 30) Aoki, T. and Y. Fukumoto : Experimental Study of Circular Tubes, Submitted to JSCE.
- 31) Shanley, F.R. : Applied Column Theory, Transaction of ASCE, Paper No. 2410, 1949.
- 32) Beedle, L.S. : Basic Column Strength, Transaction of ASCE, Paper No. 2555, 1960.
- 33) 西野文雄, et al. : 残留応力と座屈, JSSC, Vol. 3, No. 16, 1967.
- 34) Hall, D.H. : Proposed Steel Column Strength Criteria, ASCE, Vol. 107, ST 4, pp. 649~670, April, 1981.
- 35) ECCS : Manual of the Stability of Steel Structures, Second International Colloquium on Stability, Introductory Report, 1976.
- 36) 成岡昌夫・福本晴士・伊藤敏一 : ヨーロッパ 鋼構造 連合 Ⅷ委員会 の 鋼柱座屈曲線について, JSSC, Vol. 6, No. 55, pp. 56~71, 1970.
- 37) SSRC : Guide to Stability Design for Metal Structures, John Wiley and Sons, 1976.
- 38) Schulz, G. : Die Traglastberechnung von Planmässigen Mittag Belasteten Druckstäben aus Baustahl unter Berücksichtigung von Geometrischen und Strukturellen Imperfectionen, Dissertation, TH Graz Juni, 1968.
- 39) Strating, J. and H.J. Vos : Computer Simulation of the ECCS Buckling Curve using a Monte-Carlo Method, Stevin Laboratory, Delft University of Technology, 1972.
- 40) Bjorhovde, R. : Deterministic and Probabilistic Approach of the Strength of Steel Columns, Ph. D. Dissertation, Lehigh University, 1972.
- 41) 福本晴士・伊藤義人 : 鋼構造部材の耐荷力評価 システムのための 数値データバンクの作成と利用, 土木学会論文報告集, 第 312 号, pp. 59~72, 1981 年 8 月.
- 42) W.E. デミング (森口繁一訳) : 推計学によるデータのまとめ方, 岩波書店, 1950 年.
- 43) Fisher, R.A. : Statistical Methods for Research Workers, Oliver and Boyd, Thirteen Edition, pp. 41~54, 1958.

(1982.9.9・受付)